Estudio de Factibilidad y Diseño Conceptual

Cuenca de río Bayano



Alternativa 12 – Captación de agua cruda en río Bayano, planta de tratamiento y distribución de agua potable en la región Este y Metropolitana de Panamá

Enero, 2020

MiAMBIENTE

CANAL DE PANAMÁ

Contrato de Consultoría No. 025 (2016)

“Análisis de prefactibilidad y factibilidad para determinar el potencial de río Bayano para la producción de agua potable para las regiones de Panamá Este y Metropolitana”

Celebrado entre el Ministerio de Ambiente y la Autoridad del Canal de Panamá

Producto 5

“Análisis de factibilidad y diseño conceptual de la alternativa que contempla la captación en río Bayano, planta de tratamiento de agua potable, red de distribución de agua potable en la región Este y Metropolitana de Panamá. Alternativa 12”

Proyecto de Capacidad Hídrica
Autoridad del Canal de Panamá

Contrato SAA-434910
Contratista: INGETEC S.A.

INDICE

1. RESUMEN EJECUTIVO 19

1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 22
1.2 TOPOGRAFÍA 24
1.3 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA 26
1.4 DISEÑO HIDRÁULICO 34
1.4.1 Obra de captación Jesús María 34
1.4.1.1 Barrera Móvil 34
1.4.1.2 Canal de limpia 35
1.4.1.3 Estructura de captación Jesús María 36
1.4.1.4 Desarenador 36
1.4.1.5 Descarga caudal ecológico 36
1.4.1.6 Tanque de bombeo 37
1.4.1.7 Bombeo Jesús María 38
1.4.1.8 Pozo de bombeo para sedimentos 38
1.4.1.9 Operación de la barrera móvil 38
1.4.1.10 Modificación del régimen de descargas desde la Central Bayano 39
1.4.2 Conducción 41
1.4.2.1 Tramo 2 - Conducción de impulsión Bocatoma Jesús María a Tanque Malambo 41
1.4.2.2 Tramos 4, 5, 10 - Conducción a gravedad Tanque Malambo a PTAP La Joya 42
1.4.2.3 Tanque Malambo 42
1.4.3 Red de distribución 43
1.4.3.1 Bombeo a tanque cota 120 msnm en Tocumen 44
1.4.3.2 Tanque cota 120 msnm en Tocumen 45
1.5 DISEÑO SANITARIO DE LA PTAP 46
1.5.1 Estructuras de distribución de flujo 47
1.5.2 Mezcla rápida 47
1.5.3 Floculación – Floculador mecánico de paletas de eje vertical 48
1.5.4 Sedimentación – Sedimentación de alta tasa 48
1.5.5 Filtración – Filtración rápida de lecho mixto 48
1.5.6 Desinfección – Cámara de contacto de cloro 48
1.5.7 Manejo de lodos 49
1.6 DISEÑO ELECTROMECÁNICO 49
1.7 COSTOS Y PRESUPUESTO 50
1.7.1 Presupuesto 50
1.7.2 Cronograma de construcción 54
1.8 EVALUACIÓN FINACIERA Y ECONÓMICA 56
1.9 ESTUDIO AMBIENTAL 57
1.10 ESTUDIOS ADICIONALES RECOMENDADOS PARA LA SIGUIENTE ETAPA DE DISEÑO 58
1.10.1 Trabajos de campo 59
1.10.1.1 Topografía 59
1.10.1.2 Batimetrías cruces cauces 59
1.10.1.3 Sedimentos 59
1.10.1.4 Investigaciones del subsuelo 59
1.10.2 Trabajos de diseño 60

2. OBJETIVOS 62

2.1. OBJETIVOS GENERALES DEL ESTUDIO 62
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DE FACTIBILIDAD 62

3. ANTECEDENTES 63

4. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN 66

4.1. GEODESIA, CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA 66
4.1.1. Cartografía 50,000 IGNTG 66
4.1.2. Red geodésica IGNTG 66
4.1.3. Modelo Digital Elevación ALOS PALSAR 68
4.1.4. Modelo Digital Elevación JAXA 69
4.1.5. Áreas Protegidas MiAMBIENTE 70
4.1.6. Localización PTAP del IDAAN 70
4.1.7. Geodesia y el levantamiento LIDAR 71
4.1.8. Levantamiento LIDAR 73
4.1.8.1. Líneas de vuelo 74
4.1.8.2. Modelo WGS84 y PLD 78
4.2. HIDROLOGÍA 78
4.2.1. Descripción general de la cuenca del río Bayano 79
4.2.2. Monitoreo de la cuenca 79
4.2.2.1. Caudales 79
4.2.2.2. Sedimentos 81
4.3. EVALUACIÓN DE INFRAESTRUCTURA EXISTENTE EN SITIOS DE OBRAS PROYECTADAS . 82
4.3.1. Sitio Jesús María – Obra de Captación 82
4.3.2. Tramo 2 - Conducción 82
4.3.3. Sitio del Tanque Malambo 84
4.3.4. Tramo 4 – Conducción 85
4.3.5. Tramo 5 – Conducción 86
4.3.6. Tramo 10 – Conducción hasta la PTAP La Joya 86
4.3.7. Sitio La Joya – Ubicación de la PTAP 87
4.3.8. Tramo 11 – Conducción de Agua Potable 88
4.3.9. Tramos 13A y 13B – Red de distribución de agua potable 89
4.3.10. Tramo 14 90
4.3.11. Tramo 13C – Red de distribución de agua potable 91
4.3.12. Tramo 15 – Red de distribución de agua potable 92
4.3.13. Tramo 16 – Red de distribución de agua potable 92
4.3.14. Tramo 17 – Red de distribución de agua potable 93

5. CRITERIOS Y METODOLOGÍAS 95

5.1. GEOLOGÍA 95
5.1.1. Criterios geológicos generales 95
5.1.2. Criterios estratigráficos 95
5.1.3. Criterios geológicos estructurales 95
5.1.4. Criterios geomorfológicos 96
5.1.5. Criterios geológicos para la identificación de fuentes de materiales 96
5.2. AMENAZA SÍSMICA 97
5.2.1. Obras del Grupo A 97
5.2.1.1. Safety Evaluation Earthquake (SEE) / Sismo Máximo de Verificación de Seguridad (SMV) 97
5.2.1.2. Operating Basis Earthquake (OBE) / Sismo de Operación Normal (SON) 98
5.2.2. Obras del Grupo B 98
5.3. GEOTECNIA 98
5.3.1. Criterios para la definición de las investigaciones geotécnicas 98
5.3.2. Criterios para la caracterización geotécnica de los sitios de obras 99
5.3.3. Criterios de diseño geotécnico 101
5.3.3.1. Criterios de diseño geotécnico de la presa 101
5.3.3.2. Criterios de diseño de taludes de excavación y relleno 102
5.3.3.3. Criterios para estimar la capacidad portante 103

5.3.3.4. Criterios para estimar asentamientos 103
5.3.3.5. Criterios de diseño de geotécnico de la conducción 103
5.3.3.6. Criterios de diseño geotécnico para la red de distribución 105
5.3.4. Selección de fuentes de material 114
5.4. HIDRÁULICA 115
5.4.1. Criterios de diseño de la captación y obras anexas 115
5.4.1.1. Barrera móvil 116
5.4.1.2. Canal de limpia 117
5.4.1.3. Bocatoma 117
5.4.1.4. Canal de toma 118
5.4.1.5. Desarenador 118
5.4.1.6. Conducto de caudal ambiental 118
5.4.1.7. Tanque de bombeo 119
5.4.1.8. Manejo del río durante construcción 119
5.4.1.9. Criterios de diseño de los sistemas de bombeo 119
5.4.1.10. Criterios de diseño de los tanques de carga 120
5.4.1.11. Rebose 122
5.4.2. Metodologías captación Jesús María y obras anexas 130
5.4.2.1. Barrera móvil 130
5.4.2.2. Bocatoma 141
5.4.2.3. Zona de desarenación 142
5.4.2.4. Metodología asociada al planteamiento del manejo del río durante construcción 148
5.4.3. Conducción 149
5.4.3.1. Criterios de diseño de la conducción y red de distribución 149
5.4.3.2. Válvulas de Purga 165
5.4.3.3. Válvulas de Operación (Sobrevelocidad) 168
5.4.4. PTAP La Joya 168
5.4.4.1. Criterios de diseño de la estructura de distribución de flujo de la PTAP 168
5.4.4.2. Criterios de diseño sanitario 169
5.4.5. Red de distribución 179
5.5. ESTRUCTURAS 179
5.5.1. Captación y Obras Anexas 179
5.5.1.1. Materiales 179
5.5.1.2. Cargas Actuantes 180
5.5.1.3. Análisis de Estabilidad y Factores de Seguridad Admisibles 185
5.5.1.4. Criterios de Diseño para Bloques de Anclaje 187
5.5.1.5. Parámetros Sísmicos para Edificaciones y otras Estructuras 188
5.5.2. Conducción 190
5.5.3. PTAP La Joya 190
5.5.4. Red de Distribución 190
5.6. MECÁNICA 190
5.6.1. Metodología 190
5.6.1.1. General 190
5.6.1.2. Compuertas y tablones 190
5.6.1.3. Tuberías 190
5.6.1.4. Sistemas de bombeo 191
5.6.2. Criterios de diseño Captaciones y obras anexas 191
5.6.2.1. Compuertas radiales barrera móvil 191
5.6.2.2. Compuertas de Mantenimiento barrera móvil 192
5.6.2.3. Rejas de toma 192
5.6.2.4. Compuertas Planas bocatoma 192
5.6.2.5. Compuertas de Mantenimiento bocatoma 192
5.6.2.6. Compuertas planas entrada desarenador 193
5.6.2.7. Compuertas guillotina 193
5.6.2.8. Bombas de drenaje desarenador 193

5.6.3. Criterios de diseño Estación de bombeo ... 193
5.6.3.1. Bombas principales ... 194
5.6.3.2. Bombas verticales (booster) de captación ... 194
5.6.3.3. Tubería ... 195
5.6.3.4. Equipos de izaje ... 195
5.6.4. Criterios de diseño Conducciones y Red de distribución ... 196
5.6.4.1. Tubería de impulsión - Tramo 2 ... 196
5.6.4.2. Tuberías de las conducciones por gravedad ... 200
5.6.5. Criterios de Diseño PTAP La Joya ... 201
5.6.5.1. Compuertas ... 201
5.6.5.2. Mezcladores ... 202
5.6.5.3. Válvulas ... 202
5.6.5.4. Tuberías ... 202
5.6.6. Normas de referencia ... 202
5.7. SISTEMAS ELÉCTRICOS ... 202
5.7.1. Criterios de diseño eléctrico ... 203
5.7.1.1. Seguridad ... 203
5.7.1.2. Regulación de voltaje ... 203
5.7.1.3. Simplicidad en la operación ... 203
5.7.1.4. Flexibilidad para cambios en el sistema ... 203
5.7.1.5. Tropicalización ... 204
5.7.1.6. Grado de protección ... 204
5.7.1.7. Costo ... 204
5.7.1.8. Normas de referencia ... 204
5.7.2. Metodología Captación Jesús María ... 205
5.7.2.1. Sistema eléctrico ... 205
5.7.2.2. Niveles de tensión ... 205
5.7.2.3. Instalaciones eléctricas ... 206
5.7.3. Estaciones de bombeo Jesús María ... 206
5.7.3.1. Sistema eléctrico en alta tensión ... 206
5.7.3.2. Sistema eléctrico en media tensión ... 208
5.7.3.3. Sistema eléctrico en baja tensión ... 210
5.7.3.4. Calidad del servicio ... 211
5.7.4. Metodología - Tanque Cerro Malambo y Tanque cota 120 msnm en Tocumen ... 212
5.7.4.1. Sistema eléctrico ... 212
5.7.4.2. Niveles de tensión ... 213
5.7.5. Metodología PTAP La Joya ... 213
5.7.5.1. Sistema eléctrico ... 213
5.7.5.2. Niveles de tensión ... 213
5.7.6. Estación de bombeo red de distribución ... 214
5.7.6.1. Criterios específicos de bombeo de la red de distribución ... 214
5.8. METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO SISTEMA DE CONTROL ... 217
5.9. CRITERIOS DE DISEÑO SISTEMA DE CONTROL ... 218
5.9.1. Metodología para el diseño sistema de control ... 218
5.9.2. Criterios de diseño sistema de control ... 218
5.9.2.1. Alcance ... 218
5.9.2.2. Estándares ... 218
5.9.2.3. Criterios Generales ... 219
5.9.2.4. Criterios particulares del Sistema SCADA ... 220
5.10. VÍAS ... 225
5.10.1. Metodología de trabajo ... 225
5.10.2. Criterios de diseño ... 225
5.10.2.1. Vehículo de diseño ... 226
5.10.2.2. Velocidad de diseño ... 226
5.10.2.3. Radio mínimo de giro ... 227

5.10.2.4. Pendientes longitudinales 228
5.10.2.5. Longitud mínima de las curvas verticales 228
5.10.2.6. Bombeo normal 229
5.10.2.7. Secciones transversales 230
5.10.2.8. Intersecciones 230
5.10.2.9. Conectividad 230
5.10.2.10. Resumen parámetros de diseño 230
5.11. ANÁLISIS FINANCIEROS Y ECONÓMICOS 231

6. ESTUDIOS BÁSICOS 233

6.1. GEODESIA, CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA 233
6.1.1. Vértices geodésicos certificados 235
6.1.1.1. Vértice Chepo 235
6.1.1.2. Vértice Pacora B.N. 236
6.1.1.3. Vértice Pedro Miguel 236
6.1.1.4. San Miguelito 237
6.1.1.5. Vértice IGNTG CR104P 237
6.1.1.6. Vértice IGNTG CR104P 238
6.1.2. Red geodésica 238
6.1.2.1. Materialización 239
6.1.2.2. Amarre vértices IGNTG 240
6.1.2.3. Control geodésico 240
6.1.3. Medición y ajuste de la red geodésica 241
6.1.3.1. Procesamiento datos 241
6.1.3.2. Configuración y ajuste de la Red Geodésica 243
6.1.3.3. Diferencias coordenadas calculada vs coordenadas IGNTG 245
6.1.3.4. Sistema Vertical 245
6.1.4. Levantamiento LIDAR 247
6.1.4.1. Equipos 247
6.1.4.2. Desplazamientos IMU - Antena GNSS 248
6.1.4.3. Resumen de descentradas 249
6.1.4.4. Calibración del sistema Inercial - Cámara / Lidar 249
6.1.4.5. Información Meteorológica 250
6.1.4.6. Parámetros del vuelo Lidar 251
6.1.4.7. Control de calidad 251
6.1.4.8. Toma de datos LIDAR y fotografías aéreas 251
6.1.4.9. Parámetros orientación directa 252
6.1.4.10. Procesamiento información fase 1 253
6.1.4.11. Cálculo modelo de local de ondulación 254
6.1.4.12. Postproceso datos Lidar 254
6.1.4.13. Aerotriangulación 256
6.1.4.14. Resultados finales 256
6.1.5. Control de calidad 256
6.1.6. Resultados 257
6.1.6.1. Modelo digital del terreno (DTM) 257
6.1.6.2. Modelo digital de superficie (DSM) 258
6.1.6.3. Ortofoto 258
6.1.6.4. Planimetría 258
6.1.7. Batimetrías 258
6.1.7.1. Primera campaña 258
6.1.7.2. Segunda campaña 262
6.1.7.3. Análisis datos procesados 265
6.1.7.4. Volumen aguas arriba de la barrera móvil 266
6.1.8. Conclusiones y recomendaciones 268
6.1.8.1. Topografía 268
6.1.8.2. Batimetrías 269

6.2. HIDROLOGÍA 269
6.2.1. Caudales medios 270
6.2.1.1. Afluencias a la Central Bayano 270
6.2.1.2. Caudales turbinados 271
6.2.1.3. Caudales vertidos 275
6.2.1.4. Niveles del embalse 276
6.2.2. Caudales afluentes 277
6.2.3. Afluencias al sitio de captación Jesús María 280
6.2.3.1. Caudales río Cañita 281
6.2.3.2. Caudales entre la central Bayano y la captación Jesús María 282
6.2.4. Caudales totales 284
6.2.5. Caudales máximos 288
6.2.5.1. Central Bayano 289
6.2.5.2. Captación Jesús María 291
6.3. GEOLOGÍA REGIONAL 293
6.3.1. Geomorfología 295
6.3.2. Estratigrafía 297
6.3.2.1. Formación Playa Venado (K-VE) 297
6.3.2.2. Formación Paragüito (K-PAR) 298
6.3.2.3. Formación Mamoní (K-COma) 298
6.3.2.4. Formación Panamá (TO-PA) Fase Marina 300
6.3.2.5. Formación Topaliza (TOM-TZ) 300
6.3.2.6. Formación Cerro Viejo (PL/PS-Cv) 301
6.3.2.7. Formación Las Lajas (QR-Ala) 301
6.3.3. Geología estructural regional 301
6.4. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS 305
6.4.1. Exploraciones ejecutadas por otros 305
6.4.1.1. Sectores Jesús María y San Judas 305
6.4.2. Plan de investigaciones geotécnicas para el estudio de Factibilidad 310
6.4.3. Modificaciones al Plan de Investigaciones Geotécnicas 313
6.4.3.1. Modificaciones a las exploraciones propuestas en el sitio de toma Jesús María 313
6.4.3.2. Modificaciones a las exploraciones propuestas en el sitio del tanque Malambo 313
6.4.3.3. Modificaciones a las exploraciones propuestas sobre el tramo 10 de la conducción 313
6.4.3.4. Reubicación de exploraciones para el sitio del tanque La Joya 313
6.4.3.5. Reubicación de exploraciones para el sitio de la PTAP La Joya 314
6.4.4. Descripción de los métodos de investigación geotécnica utilizados 314
6.4.4.1. Perforaciones con muestreo 314
6.4.4.2. Barrenos manuales 315
6.4.4.3. Calicatas o apiques manuales 316
6.4.4.4. Geofísica 317
6.4.5. Resultados de las investigaciones geotécnicas 322
6.4.5.1. Perforaciones mecánicas 322
6.4.5.2. Barrenos manuales 323
6.4.5.3. Apiques manuales 325
6.4.5.4. Geofísica 325
6.4.5.5. Resultados de laboratorio 326
6.5. GEOLOGÍA DE DETALLE 344
6.5.1. Condiciones geológicas de la línea de conducción y red de distribución - Zonas Homogéneas 344
6.5.1.1. Zona homogénea 1 349
6.5.1.2. Zona homogénea 2 359
6.5.1.3. Zona homogénea 3 367
6.5.2. Evaluación geológica de los sitios de obras 376
6.5.2.1. Sitio de toma Jesús María 379
6.5.2.2. Tanque Malambo 392
6.5.2.3. PTAP La Joya 400

6.5.2.4. Estación de Bombeo a Tanque cota 120 msnm en Tocumen – red de distribución 407
6.5.2.5. Tanque cota 120 msnm en Tocumen de la red de distribución....409
6.5.2.6. Modelo geológico en tres dimensiones....411
6.5.3. Evaluación de cruces fluviales....412
6.5.3.1. Cruce río Mamoní....412
6.5.3.2. Cruce río Chichebre....413
6.6. ESTUDIO DE FUENTES DE MATERIALES....415
6.6.1. Agregados de origen aluvial....415
6.7. SISMOLOGÍA Y PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO....422
6.7.1. Marco tectónico nacional....422
6.7.2. Evaluación de la amenaza sísmica....424
6.7.2.1. Análisis del catálogo histórico de sismicidad....425
6.7.2.2. Análisis del catálogo instrumental de sismicidad....426
6.7.2.3. Análisis de amenaza sísmica para la zona en donde se prevé implantar la barrera móvil del proyecto....427
6.7.2.4. Amenaza sísmica según la REP2014 para para obras que hacen parte del Grupo B....439

7. LOCALIZACIÓN DE LAS OBRAS....441

7.1. DESCRIPCIÓN GENERAL....443
7.2. CAPTACIÓN Y DESARENADOR JESÚS MARÍA....443
7.2.1. Barrera móvil y estructura de captación Jesús María....443
7.2.2. Desarenador Jesús María....444
7.2.3. Bombeo Jesús María....444
7.3. CONDUCCIÓN....445
7.3.1. Tramo 2 - Conducción de impulsión....445
7.3.2. Tramos 4, 5 y 10 - Conducción a gravedad....445
7.4. PTAP LA JOYA....446
7.5. RED DE DISTRIBUCIÓN....448
7.5.1. Tramos 11A y 11B - tramos a gravedad....448
7.5.2. Tramos 13A y 13B - tramos a gravedad....449
7.5.3. Tramo 13C - tramo a gravedad....449
7.5.4. Tramo 14 - tramo a gravedad....449
7.5.5. Tramo 15 - tramo a gravedad....449
7.5.6. Tramo 16 - tramo a gravedad....450
7.5.7. Tramo 17 - tramo de impulsión....450
7.5.8. Tanque cota 120 msnm en Tocumen....451

8. DISEÑOS CAPTACIONES Y OBRAS ANEXAS....453

8.1. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CAPTACIÓN JESÚS MARÍA....453
8.1.1. Lineamientos generales de funcionamiento y análisis de falla, riesgo y caudales de diseño....453
8.1.1.1. Lineamientos generales de funcionamiento de la presa....453
8.1.1.2. Análisis de falla de presa, clasificación de nivel de riesgo y definición de la creciente de diseño....454
8.1.2. Descripción general del sistema de captación Jesús Maria....461
8.1.3. Diseño de la Barrera Móvil....462
8.1.3.1. Análisis de niveles río Bayano....462
8.1.3.2. Registro de mareas....469
8.1.3.3. Barrera móvil....469
8.1.3.4. Canal de limpia....489
8.1.4. Diseño hidráulico de la captación lateral....498
8.1.5. Diseño hidráulico de la conducción para caudal ambiental....499
8.1.6. Diseño hidráulico del desarenador Jesús María....502
8.1.6.1. Canal de toma....502
8.1.6.2. Zona de entrada....503
8.1.6.3. Zona de desarenación....503

8.1.6.4. Zona de salida....506
8.1.6.5. Conducto de lavado de sedimentos....507
8.1.6.6. Diseño hidráulico del tanque de bombeo....508
8.1.7. Diseño hidráulico del pozo de bombeo de sedimentos....511
8.1.8. Esquema de operación de la barrera móvil....513
8.1.9. Esquema de manejo del río durante construcción....517
8.1.9.1. Sobreniveles en el río Bayano producto del desvío....520
8.1.10. Modificación del régimen de descargas desde la Central Bayano....522
8.1.10.1. Descargas desde la Central Bayano....522
8.1.10.2. Almacenamiento en Jesús María....523
8.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS....527
8.2.1. Caracterización Geotécnica Captación Jesús María....527
8.2.1.1. Generalidades....527
8.2.1.2. Análisis de resultados de exploraciones geotécnicas....528
8.2.1.3. Sectorización geotécnica del sitio de captación....534
8.2.1.4. Consideraciones Adicionales....538
8.2.2. Diseño Geotécnico Captación Jesús María....541
8.2.2.1. Generalidades....541
8.2.2.2. Nivel de Fundación....542
8.2.2.3. Diseño taludes de corte....545
8.2.2.4. Diseño de diques de cierre....551
8.2.2.5. Manejo de desvío del río Bayano....554
8.2.3. Listado de esquemas y cantidades de obra geotécnicos para la captación....559
8.3. DISEÑO ESTRUCTURAL....561
8.3.1. Barrera Móvil....561
8.3.1.1. Descripción....561
8.3.1.2. Cargas....562
8.3.1.3. Casos de Carga....563
8.3.1.4. Parámetros Geotécnicos....563
8.3.1.5. Análisis de Estabilidad....563
8.3.1.6. Diseño....565
8.3.2. Muros de Protección - Jesús María....568
8.3.2.1. Descripción....568
8.3.2.2. Cargas....569
8.3.2.3. Casos de Carga....570
8.3.2.4. Parámetros Geotécnicos....570
8.3.2.5. Análisis de Estabilidad....570
8.3.3. Bocatoma....572
8.3.3.1. Descripción....572
8.3.3.2. Cargas....573
8.3.3.3. Casos de Carga....573
8.3.3.4. Parámetros Geotécnicos....574
8.3.3.5. Análisis de Estabilidad....574
8.3.3.6. Diseño....575
8.3.4. Canal de Conexión....579
8.3.4.1. Descripción....579
8.3.4.2. Cargas....581
8.3.4.3. Casos de Carga....581
8.3.4.4. Parámetros Geotécnicos....581
8.3.4.5. Análisis de Estabilidad....581
8.3.4.6. 9.3.4.6. Diseño....583
8.3.5. Canal de Transición....586
8.3.5.1. Descripción....586
8.3.5.2. Cargas....587
8.3.5.3. Casos de Carga....587
8.3.5.4. Parámetros Geotécnicos....588

8.3.5.5. Análisis de Estabilidad 588
8.3.5.6. Diseño 589
8.3.6. Desarenador Jesús María 590
8.3.6.1. Descripción 590
8.3.6.2. Cargas 591
8.3.6.3. Casos de Carga 592
8.3.6.4. Parámetros Geotécnicos 593
8.3.6.5. Análisis de Estabilidad 593
8.3.6.6. Diseño 594
8.3.7. Tanque de Carga de Bombas 596
8.3.7.1. Descripción 596
8.3.7.2. Cargas 597
8.3.7.3. Casos de carga 598
8.3.7.4. Parámetros geotécnicos 598
8.3.7.5. Análisis de estabilidad 598
8.3.7.6. Diseño 599
8.3.8. CASA DE BOMBEO JESÚS MARÍA 601
8.3.8.1. Descripción 601
8.3.8.2. Diseño 603
8.4. DISEÑO MECÁNICO 615
8.4.1. Captación Jesús María 615
8.4.2. Estación de Bombeo Jesús María 616
8.4.2.1. Número de bombas 616
8.4.2.2. Definición del layout de las estaciones de bombeo 617
8.4.2.3. Llenado de la conducción 618
8.4.2.4. Requerimiento de bombas verticales (booster) 618
8.5. DISEÑO ELÉCTRICO 619
8.5.1. Captación Jesús María 619
8.5.1.1. Configuración de conexión 619
8.5.1.2. Tableros eléctricos 620
8.5.2. Estación de bombeo Jesús María 621
8.5.2.1. Acometida eléctrica 621
8.5.2.2. Configuración de conexión subestación a 230 kV para sistemas de bombeo Jesús María 624
8.5.2.3. Configuración de conexión en media tensión 627
8.5.2.4. Barrajes de media tensión de 6.9 kV 629
8.5.2.5. Conexiones de media tensión de 6.9 kV 630
8.5.2.6. Sistemas auxiliares de baja tensión 631
8.6. VÍAS 631
8.6.1. DESCRIPCIÓN DE LOS TRAZADOS 631
8.6.1.1. Acceso a captación Jesús María 632
8.6.2. Diseño geotécnico para la vía de acceso 633
8.6.2.1. Configuración de taludes 633
8.6.2.2. Estructura de pavimento 633
8.6.3. Sistema de drenaje 633
8.6.4. Resultados del diseño geométrico 634
8.6.4.1. Planos 634
8.6.4.2. Memorias de cálculo 634
8.7. DISEÑO SISTEMA DE CONTROL 635
8.7.1. Diseño de obras 635
9. DISEÑO CONDUCCIÓN 643
9.1. DISEÑOS HIDRÁULICOS 643
9.1.1. Tanque Malambo 643
9.1.1.1. Rebose Tanque Malambo 644
9.1.1.2. Canal Colector de excesos Malambo 645

9.1.1.3. Canal de Transición Malambo 646
9.1.1.4. Disipador Escalonado Malambo 646
9.1.1.5. Desagüe de Tanque Malambo 647
9.1.2. Conducción 647
9.1.2.1. Servidumbres eléctricas 648
9.1.2.2. Servidumbres viales 652
9.1.2.3. Alineamiento en Planta 652
9.1.2.4. Alineamiento en Perfil 656
9.1.2.5. Selección material de tuberías 657
9.1.2.6. Dimensionamiento de las tuberías 659
9.1.2.7. Válvulas de Ventosa 667
9.1.2.8. Válvulas de Purga 669
9.1.2.9. Válvulas de Sobrevelocidad 671
9.1.2.10. Cruces Viales y cuerpos de agua 671
9.1.3. Modelo en Epanet - Conducción 671
9.1.3.1. Resultados de la Modelación - Conducción 672
9.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS 675
9.2.1. Tubería de conducción 675
9.2.1.1. Caracterización geotécnica para la tubería de conducción 675
9.2.1.2. Análisis básicos para diseño geotécnico 689
9.2.1.3. Diseño geotécnico de la zanja a excavar a lo largo del alineamiento de la conducción 703
9.2.1.4. Dimensionamiento de las excavaciones para la conducción 716
9.2.1.5. Consideraciones para los cruces de la conducción 717
9.2.2. Tanque Malambo 721
9.2.2.1. Caracterización geotécnica 721
9.2.2.2. Diseño geotécnico del tanque Malambo 724
9.2.3. Listado de esquemas y cantidades de obra geotécnicos para la conducción 726
9.3. DISEÑO ESTRUCTURAL 727
9.3.1. Bloque de anclaje 727
9.3.1.1. Descripción 727
9.3.1.2. Diseño 728
9.3.2. Cruces elevados 733
9.3.2.1. Descripción 733
9.3.2.2. Estructura metálica 734
9.3.2.3. Fundación 741
9.3.3. Tanque Malambo 745
9.3.3.1. Descripción 745
9.3.3.2. Cargas 747
9.3.3.3. Casos de Carga10.3.3.3. Casos de Carga 748
9.3.3.4. Parámetros Geotécnicos 749
9.3.3.5. Análisis de Estabilidad 749
9.3.3.6. Diseño 750
9.3.4. Caja de válvulas 752
9.3.4.1. Descripción 752
9.3.4.2. Cargas 754
9.3.4.3. Análisis Estructural 755
9.4. DISEÑO MECÁNICO 764
9.4.1. Tuberías metálicas 764
9.4.2. Tuberías en GRP 765
9.4.3. Análisis de transiente hidráulico10.4.3. Análisis de transiente hidráulico 765
9.4.3.1. Estado estable 766
9.4.3.2. Bombas 766
9.4.3.3. Resultados 768
9.4.3.4. Conclusiones y recomendaciones 771
9.5. DISEÑO ELÉCTRICO 771

9.5.1. TANQUE MALAMBO ... *771*
9.5.1.1. Configuración de conexión ... 771
9.5.1.2. Tableros eléctricos ... 772
9.6. DISEÑO SISTEMA DE CONTROL ... 773
9.6.1. Diseño de Obras ... *773*
9.6.2. Cerro Malambo ... *774*
9.6.3. Conducción ... *775*
9.7. VÍAS ... 775
9.7.1. DESCRIPCIÓN DE LOS TRAZADOS ... *775*
9.7.1.1. Vía sustitutiva zona tanque Malambo ... 775
9.7.2. Diseño geotécnico para la vía de acceso ... *776*
9.7.2.1. Configuración de taludes ... 776
9.7.2.2. Estructura de pavimento ... 776
9.7.3. Sistema de drenaje ... *776*
9.7.4. Resultados del diseño geométrico ... *777*
9.7.4.1. Planos ... 777
9.7.4.2. Memorias de cálculo ... 777

10. PTAP LA JOYA ... 779

10.1. DISEÑOS HIDRÁULICOS ... 779
10.1.1. Diseño hidráulico de la estructura de distribución de flujo ... *779*
10.1.1.1. Cámara de Admisión ... 780
10.1.1.2. Box de Alimentación ... 782
10.1.1.3. Estructura de Distribución ... 784
10.1.1.4. Canales de Repartición y Vertedero de Aforo ... 785
10.1.1.5. Canal de bypass y rebose ... 791
10.1.2. Mezcla Rápida - Diseño de canal con vertedero ... *794*
10.1.3. Vertedero de aforo ... *797*
10.1.4. Geometría de la rampa ... *798*
10.1.5. Unidad de Floculación - Floculador Mecánico de Paletas de Eje Vertical ... *798*
10.1.5.1. Concepto de diseño ... 798
10.1.5.2. Gradiente de floculación y tiempo de retención ... 799
10.1.5.3. Dimensiones del floculador ... 799
10.1.5.4. Canal de agua floculada ... 804
10.1.6. Unidad de Sedimentación - Sedimentadores de Alta Tasa ... *806*
10.1.6.1. Tiempo de retención hidráulica en los paneles: ... 808
10.1.6.2. Área superficial del sedimentador ... 808
10.1.6.3. Canaletas de recolección de agua decantada ... 809
10.1.7. Filtración Rápida - Filtros de Lecho Mixto ... *813*
10.1.7.1. Sistema de drenaje o falso fondo ... 814
10.1.8. Desinfección - Cámara de Contacto de Cloro ... *819*
10.1.9. Manejo de Lodos ... *822*
10.1.9.1. Tanque de recuperación de agua de filtros ... 822
10.1.9.2. Tanque Ecualizador ... 823
10.1.9.3. Espesadores ... 823
10.1.9.4. Filtro prensa de placas ... 824
10.1.10. Salinidad ... *825*
10.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS ... 826
10.2.1. Caracterización geotécnica del sitio de la PTAP La Joya ... *826*
10.2.2. Diseño geotécnico para la PTAP La Joya ... *829*
10.2.2.1. Verificación de capacidad portante ... 829
10.2.2.2. Verificación de asentamientos ... 830
10.2.2.3. Dimensionamiento de las excavaciones para PTAP La Joya ... 831
10.2.3. Listado de esquemas y cantidades de obra geotécnicas para la PTAP ... *831*

10.3. DISEÑO ESTRUCTURAL 832
10.3.1. Descripción *832*
10.3.2. Cargas *835*
10.3.2.1. 11.3.2.1. Empuje de Agua 835
10.3.2.2. Subpresión 836
10.3.2.3. Cargas Sísmicas 836
10.3.3. Casos de Carga *837*
10.3.4. Parámetros Geotécnicos *837*
10.3.5. Estructura Canal de distribución *837*
10.3.5.1. Análisis de Estabilidad 837
10.3.5.2. Diseño 839
10.3.6. Box Culvert Zona de Distribución *840*
10.3.6.1. Análisis de Cargas 841
10.3.6.2. Diseño de la estructura 842
10.3.7. Floculadores *843*
10.3.7.1. Análisis de Estabilidad 843
10.3.7.2. Diseño 845
10.3.8. Sedimentador *847*
10.3.8.1. Análisis de Estabilidad 847
10.3.8.2. Diseño 848
10.3.9. Zona de Filtros *850*
10.3.9.1. Análisis de Estabilidad 850
10.3.9.2. Diseño 852
10.3.10. Tanques de Cloro *855*
10.3.10.1. Análisis de Estabilidad 855
10.3.10.2. Diseño 856
10.4. DISEÑO MECÁNICO 858
10.4.1. Equipos de la estructura de distribución *859*
10.4.2. Equipos de proceso *859*
10.4.3. Sistemas auxiliares mecánicos *859*
10.4.3.1. Sistema de extinción de incendios 859
10.4.3.2. Sistema de ventilación y aire acondicionado 860
10.5. DISEÑO ELÉCTRICO 860
10.5.1. Configuración de conexión PTAP La Joya *860*
10.6. DISEÑO SISTEMA DE CONTROL 861
10.6.1. Consideraciones generales del proyecto *861*
10.6.1.1. Red de control y comunicaciones 861
10.6.1.2. Protocolos de comunicación 864
10.6.1.3. Respaldo y seguridad 866
10.6.1.4. Redes de energía y subestaciones 867
10.6.2. DISEÑO DE OBRAS *869*
10.6.2.1. Sistema de detección y alarma de incendio 875
10.6.2.2. Sistema de vigilancia CCTV y Red de voz y datos 878
10.7. VÍAS 879
10.7.1. Diseño geotécnico para la vía de acceso *879*
10.7.1.1. Configuración de taludes 879
10.7.1.2. Estructura de pavimento 880
10.7.2. Sistema de drenaje *880*
10.7.3. Resultados del diseño geométrico *880*
10.7.3.1. Planos 880
10.7.3.2. Memorias de cálculo 880
11. RED DE DISTRIBUCIÓN 882
11.1. DISEÑOS HIDRÁULICOS 882

11.1.1. Dimensionamiento de las tuberías ... 884
11.1.1.1. Pérdidas por fricción ... 885
11.1.1.2. Pérdidas menores ... 885
11.1.1.3. Dimensionamiento diámetros tuberías a gravedad ... 885
11.1.1.4. Análisis diámetro económico Tramo 17 Impulsión ... 886
11.1.1.5. Válvulas de Ventosa ... 896
11.1.1.6. Válvulas de Purga ... 898
11.1.1.7. Válvulas de Sobrevelocidad ... 901
11.1.1.8. Cruces Viales y cuerpos de agua ... 901
11.1.2. Bombeo red de distribución ... 901
11.1.3. Tanque cota 120 msnm en Tocumen ... 903
11.1.3.1. Rebose Tanque cota 120 msnm en Tocumen ... 904
11.1.3.2. Canal Colector de excesos Tanque cota 120 msnm en Tocumen ... 904
11.1.3.3. Canal de Transición Tanque cota 120 msnm en Tocumen ... 905
11.1.3.4. Disipador Tanque cota 120 msnm en Tocumen ... 905
11.1.4. Modelos numéricos ... 906
11.1.4.1. Modelo en EPANET ... 906
11.1.4.2. Resultados de la modelación para la red de distribución ... 906
11.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS PARA LA RED DE DISTRIBUCIÓN ... 910
11.2.1. Aspectos geotécnicos generales ... 910
11.2.2. Caracterización y zonificación geotécnica ... 910
11.2.3. Diseño para tuberías ... 913
11.2.3.1. 12.2.3.1. Cimentación y excavación ... 913
11.2.3.2. Anclajes ... 920
11.2.3.3. Cruces elevados ... 921
11.2.4. Bombeo red de distribución ... 922
11.2.5. Tanque cota 120 msnm en Tocumen ... 923
11.2.6. Planos geotécnicos de la red de distribución ... 925
11.3. DISEÑO ESTRUCTURAL ... 926
11.3.1. Bloque de anclaje ... 926
11.3.1.1. Descripción ... 926
11.3.1.2. Diseño ... 927
11.3.2. Cruces elevados ... 932
11.3.2.1. Descripción ... 932
11.3.2.2. Estructura metálica ... 932
11.3.2.3. Fundación ... 940
11.3.3. Tanque de Carga ... 944
11.3.3.1. Descripción ... 944
11.3.3.2. Cargas ... 945
11.3.3.3. Casos de carga ... 946
11.3.3.4. Parámetros geotécnicos ... 946
11.3.3.5. Análisis de estabilidad ... 947
11.3.3.6. Diseño ... 947
11.3.4. Casa de Bombeo ... 950
11.3.4.1. Descripción ... 950
11.3.4.2. Diseño ... 952
11.3.5. Tanque cota 120 msnm en Tocumen ... 959
11.3.5.1. Descripción ... 959
11.3.5.2. Cargas ... 961
11.3.5.3. Casos de Carga ... 962
11.3.5.4. Parámetros Geotécnicos ... 963
11.3.5.5. Análisis de Estabilidad ... 963
11.3.5.6. Diseño ... 964
11.4. DISEÑO MECÁNICO ... 966
11.4.1. Tuberías metálicas ... 966

11.4.2. Tuberías en GRP 967
11.4.3. Sistema de Bombeo 967
11.5. DISEÑO ELÉCTRICO 969
11.5.1. Acometida eléctrica red de distribución 969
11.5.2. Configuración de conexión subestación a 34.5 kV para el sistema de bombeo de la red de distribución 970
11.6. DISEÑO SISTEMA DE CONTROL 973
11.6.1. Diseño de Obras 973
11.6.2. 12.6.2. Red de distribución 973
11.7. VÍAS 976

12. COSTOS Y PRESUPUESTO 978

12.1. PRESUPUESTO DE OBRA (COSTOS DIRECTOS) 978
12.1.1. Cantidades de obra 978
12.1.2. Precios unitarios 980
12.1.2.1. Precios unitarios obra civil 980
12.1.2.2. Precio tubería GRP 981
12.1.2.3. Precios equipos eléctricos, control e hidromecánicos 982
12.1.2.4. Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP) 982
12.1.2.5. Otros costos 983
12.1.3. Costos indirectos 985
12.1.4. Presupuesto 985
12.1.5. Costos de operación y mantenimiento 989
12.2. CRONOGRAMA DE OBRA 991
12.2.1. Rendimientos 991
12.2.2. Secuencia constructiva 993
12.2.2.1. Infraestructura para construcción 993
12.2.2.2. Área de Jesús y María 993
12.2.2.3. Área Conducción 994
12.2.2.4. Área de La Joya (PTAP) 994
12.2.2.5. Área red de distribución 994
12.2.2.6. Resumen tiempos de ejecución 995
12.2.3. Ruta crítica 995
12.3. FLUJO DE INVERSIÓN 997
12.3.1. Fases de construcción 997
12.3.1.1. Fase 1 997
12.3.1.2. Fase 2 997
12.3.2. Flujo de inversión 998
12.3.2.1. Fases de construcción 998
12.3.3. Operación, mantenimiento y energía 999
12.4. METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA 999
12.4.1. Construcción de Estructuras 999
12.4.1.1. Concretos 999
12.4.1.2. Acero 1001
12.4.1.3. Estabilidad 1001
12.4.2. Captación en Jesús María 1001
12.4.2.1. Consideraciones Geotécnicas 1001
12.4.2.2. Consideraciones Estructurales 1002
12.4.2.3. Consideraciones Hidráulicas 1002
12.4.3. Conducción y red distribución 1003
12.4.3.1. Consideraciones geotécnicas 1003
12.4.3.2. Consideraciones Estructurales 1004
12.4.4. Tanques 1005
12.4.4.1. Consideraciones Geotécnicas 1005

12.4.4.2. Consideraciones Estructurales 1005
12.4.5. Estaciones de bombeo 1005
12.4.5.1. Consideraciones Estructurales 1005
12.4.6. PTAP La Joya 1006
12.4.6.1. Consideraciones Geotécnicas 1006
12.4.6.2. Consideraciones Estructurales 1006
12.4.7. Vías de acceso 1006
12.4.7.1. Consideraciones Vías 1006
12.5. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS 1007
12.5.1. ACTIVIDADES DE DISEÑO 1007
12.5.2. COMPONENTES DE INGENIERÍA Y GESTIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN 1008
12.5.3. CAMPAMENTOS E INSTALACIONES TEMPORALES 1009
12.5.4. VÍAS DE ACCESO 1011
12.5.5. . DEMANDA DE AGUA Y ENERGÍA 1012
12.5.5.1. Suministro de agua y disposición aguas residuales 1012
12.5.5.2. Suministro de energía 1012
12.5.6. SITIOS DE PRÉSTAMO Y DEFINICIÓN DE RUTAS DE ACARREO 1012
12.5.7. BALANCE DE MATERIALES 1016
12.5.8. ESTIMACIONES DE LA DEMANDA DE EQUIPOS PESADOS (TIPOS) 1017
12.5.9. ESTIMACIÓN DE MANO DE OBRA 1018

13. ANÁLISIS FINANCIERO Y ECONÓMICO 1020

13.1. EVALUACIÓN FINANCIERA DEL PROYECTO 1020
13.1.1. Parámetros generales de evaluación 1020
13.1.2. Demanda del proyecto 1020
13.1.3. Costos del proyecto 1022
13.1.4. Ingresos y evaluación financiera del proyecto 1028
13.1.5. Resultados de la evaluación financiera 1031
13.2. EVALUACIÓN SOCIOECONÓMICA DEL PROYECTO 1033
13.2.1. Parámetros generales de evaluación 1033
13.2.2. Demanda del proyecto 1033
13.2.3. Costos socioeconómicos del proyecto 1033
13.2.4. Beneficios socioeconómicos del proyecto 1035
13.2.5. Flujo de fondos 1040
13.2.6. Resultados de la evaluación socioeconómica del proyecto 1047

14. EVALUACIÓN SOCIO AMBIENTAL 1049

14.1. MARCO LEGAL 1049
14.1.1. Constitución Política De La República De Panamá De 1972 1049
14.1.2. Leyes 1050
14.1.2.1. Ley N°8 del 25 de marzo de 2015 1050
14.1.2.2. Ley N°41 De 01 de Julio de 1998, Ley General de Ambiente 1050
14.1.2.3. Ley N°35 de 22 de septiembre de 1966 1050
14.1.2.4. Ley N°5 de 28 de enero de 2005 1050
14.1.2.5. Ley N°14 de mayo de 1982 1050
14.1.2.6. Ley N°1 de 3 de febrero de 1994 1051
14.1.2.7. Ley Nº24 del 7 de junio de 1995 1051
14.1.3. Decretos 1051
14.1.3.1. Parque Nacional Soberanía 1051
14.1.3.2. Decreto Ejecutivo N°123 de 14 de agosto de 2009 1051
14.1.3.3. Decreto Ejecutivo N°155 de 5 de agosto de 2011, que modifica el Decreto Ejecutivo 123 de 14 de agosto del 2009 1052
14.1.3.4. Decreto Ejecutivo N°306 de 04 de septiembre de 2002 1052

14.1.3.5. Decreto Ejecutivo N°1 de 15 de enero de 2004 1052
14.1.3.6. Decreto Ejecutivo N°2 de 15 de febrero de 2008 1052
14.1.4. Resoluciones 1052
14.1.4.1. Resolución N° AG-0235-2003 de 12 de junio de 2003 1052
14.1.4.2. Resolución N°AG-0363-2005 de 8 de julio de 2005 1053
14.1.4.3. Resolución N°067-08 Dirección Nacional de Patrimonio Histórico (DNPH) de 10 de julio de 2008 1053
14.1.5. Reglamentos 1053
14.1.5.1. Reglamento Técnico DGNTI-COPANIT 44-2000 1053
14.1.5.2. Reglamento Técnico DGNTI-COPANIT 45-2000 1053
14.1.5.3. Reglamento Técnico DGNTI-COPANIT 35-2000 1054
14.1.5.4. Reglamento Técnico DGNTI-COPANIT 39-2000 1054
14.1.5.5. Reglamento Técnico DGNTI- COPANIT 43-2001 1054
14.1.6. Normas Internacionales 1054
14.1.6.1. Corporación Financiera Internacional (IFC) 1054
14.1.6.2. Principios de Ecuador 1055
14.2. METODOLOGÍAS EMPLEADAS 1055
14.2.1. LÍNEAS BASE 1055
14.2.1.1. Ambiente Físico 1055
14.2.1.2. Ambiente Biológico 1056
14.2.1.3. Inventario de Especies Exóticas, Amenazadas, Vulnerables, Endémicas o en Peligro de Extinción 1059
14.2.1.4. Ambiente socioeconómico 1061
14.3. CATEGORIZACIÓN DEL EsIA DEL PROYECTO 1062
14.3.1. Marco legal de los EsIA 1062
14.3.1.1. Paso 1: Ley 41 de 1998 (Art.23 Obligatoriedad de presentar un EsIA) 1062
14.3.1.2. Paso 2: Aplicación del Art. 16 del Decreto ejecutivo 123 de 2009- Reglamento de la Evaluación de Impacto Ambiental 1062
14.3.1.3. Paso 3: Aplicación del Art. 23 del Decreto ejecutivo 123 de 2009-Criterios de Protección Ambiental 1063
14.3.1.4. Paso 4: determinar la categoría del EsIA 1067
14.3.1.5. Paso 5: ¿El EsIA debe ser Categoría II o III? 1067
14.4. DOCUMENTACIÓN QUE SOPORTA LA CATEGORIZACIÓN 1069
14.4.1. Línea base socioambiental 1069
14.5. DOCUMENTOS REQUERIDOS PARA CUMPLIR CON LOS PRINCIPIOS DE ECUADOR Y LAS NORMAS DE DESEMPEÑO 1070
14.5.1. Plan de gestión ambiental y social (PS1) 1070
14.5.2. Plan de Salud y Seguridad Ocupacional (PS4) 1071
14.6. CUMPLIMIENTO DE LAS NORMAS DE DESEMPEÑO DE LA IFC Y DE LOS PRINCIPIOS DE ECUADOR 1071
14.6.1. NORMAS DE DESEMPEÑO DE LA IFC 1071
14.6.1.1. (PS1) Sistema de evaluación y gestión ambiental y social 1071
14.6.1.2. (PS2) Trabajo y condiciones laborales 1071
14.6.1.3. (PS3) Prevención y disminución de la contaminación 1071
14.6.1.4. (PS4) Salud, protección y seguridad de la comunidad 1071
14.6.1.5. (PS5) Adquisición de tierras y reasentamiento involuntario 1072
14.6.1.6. (PS6) Conservación de la biodiversidad y gestión sostenible de los recursos naturales 1072
14.6.1.7. (PS7) Pueblos indígenas 1072
14.6.1.8. (PS8) Patrimonio cultural 1072
14.6.2. PRINCIPIOS DE ECUADOR 1073
14.6.2.1. Principio 1: Revisión y categorización 1073
14.6.2.2. Principio 2: Evaluación Socio Ambiental 1073
14.6.2.3. Principio 3: Normas sociales y Ambientales Aplicables 1075
14.6.2.4. Principio 4: Plan de Acción y Sistema de Gestión 1075
14.6.2.5. Principio 5: Consulta y Divulgación 1077
14.6.2.6. Principio 6: Mecanismo de Quejas 1079
14.6.2.7. Principio 7: Revisión Independiente 1079
14.6.2.8. Principio 8: Compromisos contractuales 1079
14.6.2.9. Principio 9: Seguimiento independiente y Provisión de Información 1080

14.6.2.10. Principio 10: Reportes y Transparencia: Presentación de Informes de la Institución Financiera de los Principios de Ecuador (EPFI, en inglés) 1081
14.7. DESCRIPCIÓN DE ASPECTOS AMBIENTALES DE LA ALTERNATIVA 12 1081
14.7.1. Descripción Ambiente Físico 1081
14.7.1.1. Caracterización del Suelo 1082
14.7.1.2. Clima 1082
14.7.1.3. Temperatura 1082
14.7.1.4. Precipitaciones 1083
14.7.1.5. Calidad de aguas superficiales 1084
14.7.1.6. Calidad de aire 1084
14.7.1.7. Ruido 1085
14.7.1.8. Olores 1085
14.7.2. Descripción del Ambiente biológico 1085
14.7.2.1. Vegetación y flora 1086
14.7.2.2. Fauna 1086
14.7.3. Ambiente socioeconómico 1086
14.7.4. Sitios históricos, arqueológicos y culturales declarados 1088
14.8. IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES Y SOCIALES 1089
14.9. PROGRAMAS Y PLANES QUE DEBE INCLUIR EL EsIA 1091
14.9.1. Cronograma para el desarrollo del EsIA 1091

15. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA ESTUDIOS POSTERIORES 1093

15.1. CONCLUSIONES 1093
15.1.1. Hidráulica 1093
15.1.1.1. Obra de captación Jesús María 1093
15.1.1.2. Bombeos 1098
15.1.1.3. Tanques 1098
15.1.1.4. Conducciones 1099
15.1.1.5. Red de distribución 1100
15.1.1.6. PTAP La Joya 1101
15.1.2. Vías 1103
15.1.3. Geología 1103
15.1.4. Amenaza sísmica 1106
15.1.5. Geotecnia 1107
15.1.6. Estructuras 1110
15.1.7. Mecánica 1111
15.1.8. Costos, presupuesto y cronograma 1111
15.1.8.1. Presupuesto 1111
15.1.8.2. Cronograma de construcción 1116
15.1.9. Evaluación financiera y Socioeconómica 1117
15.1.10. Estudio Socio ambiental 1119
15.1.10.1. Generales 1119
15.1.10.2. **Tramos con mayor potencial de afectación** 1120
15.1.10.3. EsIA 1120
15.1.10.4. Ambiente físico 1120
15.1.10.5. Ambiente biológico 1121
15.1.10.6. Ambiente socioeconómico 1122
15.2. ESTUDIOS ADICIONALES RECOMENDADOS PARA LA SIGUIENTE ETAPA DE DISEÑO 1123
15.3. RECOMENDACIONES PARA ESTUDIOS POSTERIORES 1126
15.3.1. Recomendaciones generales a considerar por Promotor-Diseñador-Constructor: 1126
15.3.2. Hidráulica 1126
15.3.3. Geotecnia 1128
15.3.4. Vías 1129

15.3.5. Costos y Presupuestos 1130
15.3.6. Evalución Socio Ambiental 1130
15.3.6.1. Generales 1130
15.3.6.2. EIA 1131
15.3.6.3. Ambiente físico 1133
15.3.6.4. Ambiente biológico 1133
15.3.6.5. Ambiente socioeconómico 1134
15.3.7. Evalución Socioeconómica 1134
16. REFERENCIAS 1136
17. ANEXOS 1139

1. RESUMEN EJECUTIVO

La República de Panamá aprobó en agosto de 2016, mediante resolución No. 114, el "Plan Nacional de Seguridad Hídrica (PNSH): Agua Para Todos 2015-2050". Este plan estableció prioritariamente la necesidad de estudiar cuencas hidrográficas para evaluar su potencial hídrico y posible uso multipropósito. Este plan trazó, entre otros objetivos, el garantizar el acceso de agua a toda la población con la calidad y cantidad apropiada, considerando la protección de los recursos hídricos y el cambio climático.

Para llevar a cabo estos estudios, el Ministerio de Ambiente (MiAMBIENTE) firmó tres contratos con la Autoridad Canal Panamá (ACP), entre los cuales se incluyó el Contrato de Consultoría 025 (2016) cuyo objeto es analizar a nivel de prefactibilidad y factibilidad para determinar el potencial del Río Bayano para la producción de agua potable para las Regiones de Panamá Este y Metropolitana, y alternativas para reforzar la capacidad hídrica de la Cuenca Hidrográfica del Canal de Panamá como fuente de agua potable.

Por lo anterior, la ACP abrió un proceso de licitación, adjudicando a la empresa INGETEC S.A., los contratos SAA 387345 y SAA 434910, para llevar a cabo los levantamientos de campo que permitieran conducir el análisis a nivel de pre factibilidad y posteriormente, desarrollar los estudios de factibilidad de las alternativas seleccionadas. Los estudios de campo incluyeron investigaciones geotécnicas, topografía, análisis de laboratorio de muestras de suelo, análisis de calidad de agua de cuerpos de aguas superficiales, hidrología y el levantamiento socio-ambiental.

Sobre la base de los datos técnicos estudiados, se desarrollaron a nivel de pre-factibilidad 12 alternativas o conceptos de proyecto, detallados a continuación:

Alternativa 1: Captación de agua cruda, aguas arriba de la presa Ascanio Villalaz (Q= 7.0 m^3/s), conducción y entrega a una nueva planta de tratamiento de agua potable (PTAP) en la zona de Malambo (Q= 7.0 m^3/s).

Alternativa 2: Captación de agua cruda, aguas arriba de la presa Ascanio Villalaz (Q= 12.0 m^3/s), conducción y entrega a una nueva planta de tratamiento de agua potable (PTAP) en la zona de Malambo (Q= 12.0 m^3/s).

Alternativa 3: Captación de agua cruda, aguas arriba de la presa Ascanio Villalaz (Q= 37.45 m^3/s), conducción y entrega a una nueva planta de tratamiento de agua potable (PTAP) en la zona de Malambo (Q=12.0 m^3/s); y en el Lago Gatún (Q= 25.45 m^3/s). La alternativa incluye bombeos en el sitio de captación en el Lago Bayano y en la zona de Tocumen para bombear el caudal de 25.45 m^3/s hacia el Lago Gatún.

Alternativa 4: Captación de agua cruda, aguas arriba de la presa Ascanio Villalaz (Q= 37.45 m^3/s), conducción y entrega a una nueva planta de tratamiento de agua potable (PTAP) en la zona de Malambo (Q=12.0 m^3/s); y en el Lago Alhajuela (Q= 25.45 m^3/s). La alternativa incluye bombeos en el sitio de captación en el Lago Bayano y en la zona de Tocumen para bombear el caudal de 25.45 m^3/s hacia el Lago Alhajuela.

Alternativa 5: Captación de agua cruda, aguas arriba de la presa Ascanio Villalaz (Q= 37.45 m³/s), conducción y entrega a una nueva planta de tratamiento de agua potable (PTAP) en la zona de Malambo (Q=12.0 m³/s); en el Lago Alhajuela (Q= 12.725 m³/s) y en el Lago Gatún (Q= 12.725 m³/s). La alternativa incluye bombeos en el sitio de captación en el Lago Bayano y en la zona de Tocumen para bombear el caudal de 25.45 m³/s hacia los Lagos Alhajuela (Q = 12.725 m³/s) y Gatún (Q = 12.725 m³/s).

Alternativa 6: Captación de agua cruda en el sitio de Jesús María (Q= 12.0m³/s), conducción y entrega en la nueva planta de tratamiento de agua potable (PTAP) en la zona de Malambo (Q= 12.0m³/s).). La alternativa incluye un bombeo en el sitio de captación en la zona Jesús María.

Alternativa 7: Captación de agua cruda en el sitio de Jesús María (Q= 37.45m³/s), conducción y entrega en la nueva planta de tratamiento de agua potable (PTAP) en la zona de Malambo (Q= 12.0 m³/s) y en el Lago Gatún (Q= 25.45 m³/s). La alternativa incluye dos bombeos uno en el sitio de captación (Jesús María) y otro en la zona de Tocumen para bombear el caudal de 25.45 m³/s hacia el Lago Gatún.

Alternativa 8: Captación de agua cruda en el sitio de Jesús María (Q= 37.45m³/s), conducción y entrega en la nueva planta de tratamiento de agua potable (PTAP) en la zona de Malambo (Q= 12.0 m³/s) y en el Lago Alhajuela (Q = 25.45 m³/s). La alternativa incluye dos bombeos uno en el sitio de captación (Jesús María) y otro en la zona de Tocumen para bombear el caudal de 25.45 m³/s hacia el Lago Alhajuela.

Alternativa 9: Captación de agua cruda en el sitio de Jesús María (Q= 37.45m³/s), conducción y entrega en la nueva planta de tratamiento de agua potable (PTAP) en la zona de Malambo (Q= 12.0 m³/s), en el Lago Alhajuela (Q = 12.725 m³/s) y en el Lago Gatún (Q = 12.725 m³/s). La alternativa incluye dos bombeos uno en el sitio de captación (Jesús María) y otra en Tocumen hacia los lagos Alhajuela y Gatún.

Alternativa 10: Captación de agua cruda en el sitio de Jesús María (Q= 37.45m³/s), conducción y entrega en la nueva planta de tratamiento de agua potable (PTAP) en la zona de Malambo (Q= 12.0 m³/s) y en el Lago Alhajuela (Q = 25.45 m³/s). El concepto de proyecto incorpora la red de distribución de agua potable hacia el sector de Panamá Este y Metropolitana. Se requirieren bombeos en el sitio de captación (Jesús María), en Tocumen hacia el Lago Alhajuela y un bombeo del agua tratada al punto ubicado en el tanque denominado “cota 120”. El agua tratada proveniente de la PTAP La Joya se transportará a través de red de distribución hacía 10 salida previamente definidas por el IDAAN.

Alternativa 11: Captación de agua cruda en el sitio de Jesús María (Q= 37.45m³/s), conducción y entrega en la nueva planta de tratamiento de agua potable (PTAP) en la zona de Malambo (Q= 12.0 m³/s) y en el Lago Alhajuela (Q = 25.45 m³/s). Se modifica el alineamiento de la conducción de la alternativa 10, utilizando un túnel en lugar de tubería, para conducir el caudal de diseño hacia el lago Alhajuela. *Observación: Alternativa descartada desde el planteamiento inicial por incremento en costos e impactos ambientales considerables.*

Alternativa 12: Captación de agua cruda en el sitio de Jesús María (Q = 6.0m³/s), conducción y entrega a una la nueva planta de tratamiento de agua potable (PTAP) en la zona de la Joya. El concepto de proyecto incorpora la red de distribución de agua potable hacia el sector de Panamá Este y Metropolitana.

Una vez evaluadas las alternativas, se llevó a cabo un análisis multi-criterio considerando las siguientes variables: objetivos del proyecto, aspectos socio-ambientales, rendimiento financiero, cronograma de construcción, facilidad constructiva, riesgo geológico, riesgo hidrológico, impacto sobre la operación del Canal y mejora en la confiabilidad de la PTAP Chilibre ubicada en el Lago Alhajuela.

Del análisis realizado se concluyó que la Alternativa No. 10, cuyo concepto de proyecto fue descrito previamente, es la que alcanza la mejor calificación, teniendo en cuenta que cumple todos los objetivos del proyecto, es la segunda en calificación de indicadores financieros, su impacto socio ambiental con relación a los beneficios es el segundo más bajo, reduce los efectos en la operación del Canal y mejora la confiabilidad del suministro de agua a Ciudad de Panamá, al ser posible disponer una derivación de entrega de caudales a la PTAP Chilibre ubicada en el Lago Alhajuela.

Por lo anterior, en el Consejo Nacional del Agua (CONAGUA) seleccionó llevar a nivel de factibilidad la alternativa 10. Además, se decide estudiar a nivel de factibilidad la Alternativa No. 12, la cual sólo tiene como objeto el uso de agua para la producción de agua potable y abastecimiento a Panamá Este y Metropolitana

Las alternativas 10 y 12, incluyen entre otros componentes, las siguientes obras principales:

Tabla 1-1 Componentes principales Alternativas 10 y 12

Obras	**10**	**12**
Barrera Móvil: Obra definida para la derivación de caudales.	Está compuesta por 14 compuerta radiales de 8.5 m de ancho por 10.5 m de alto, que se complementan con una compuerta de 5.0 m de ancho por 7.1 m de alto asociada al canal de limpia	Está compuesta por 14 compuerta radiales de 8.5 m de ancho por 10.5 m de alto, que se complementan con una compuerta de 5.0 m de ancho por 7.1 m de alto asociada al canal de limpia
Captación Jesús María (Coordenadas 722324.895 E 1,012,344.819 N). Obra definido para la toma de agua	Caudal de captación: 37.45m³/s	Caudal de captación: 6.0m³/s
Tramos de Conducción	Agua cruda: 2, 4, 5, 6A, 7 y 10. Red de distribución (Agua tratada): 11A, 11B, 13A, 13B, 13C, 14, 15, 16 Y 17.	Agua cruda: 2, 4, 5 y 10. Red de distribución (Agua tratada): 11A, 11B, 13A, 13B, 13C, 14, 15, 16 Y 17.

Obras	10	12
Bombeos	Estación de bombeo en sitio Jesús María, Estación de Bombeo Tocumen y Estación de Bombeo hacia el tanque denominado "Cota 120" (Red de distribución)	Estación de bombeo en sitio Jesús María y Estación de Bombeo hacia el tanque denominado "Cota 120" (Red de distribución)
Tanques	Malambo, Tocumen, Soberanía y Cota 120.	Malambo y Cota 120.
Planta de tratamiento de agua potable (PTAP) - Sitio La Joya	Caudal de entrega: 12.0 m³/s	Caudal de entrega: 6.0 m³/s

Los Estudios de Factibilidad de ambas alternativas (No. 10 y 12), se presentan en documentos separados para mejor manejo del lector.

Por lo anterior, el presente documento aborda únicamente los estudios y diseños del concepto de proyecto para la Alternativa 12, a nivel de factibilidad.

1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Desarrollado el estudio de factibilidad de la Alternativa 10, se requirió del Consejo Nacional del Agua (CONAGUA) realizar el análisis y diseños a nivel de factibilidad de la alternativa No. 12, la cual consiste en captar 6 m³/s en el río Bayano, en el sector Jesús María donde posteriormente se bombea hasta el tanque Malambo y desde allí se lleva hasta la PTAP (Planta de Tratamiento de Agua Potable) La Joya a través de una conducción compuesta por los tramos 4, 5 y 10. Adicionalmente, se proyecta una red de distribución que inicia en la PTAP La Joya y distribuye a 10 puntos localizados por el sector urbano y rural.

En esta cuenca se encuentra el lago Bayano, en el cual está emplazada la central hidroeléctrica “Ascanio Villalaz” o Bayano, actualmente operada por la empresa AES Panamá, la cual según datos de la Empresa de Transmisión Eléctrica (ETESA) opera desde marzo de 1976, cuya área drenada hasta el sitio de presa es de 3,676 km², el caudal de diseño total es de 600 m³/s y tiene una capacidad instalada de 260 MW. Este lago recibe aportes de cauces importantes como son los ríos Torti, Cañazas, Diablo, Ipeti, Majé, Aguas Claras, Majecito y Bayano principalmente.

El sistema de cierre y captación sobre el río Bayano, se proyectó 27.4 km aguas abajo de la presa Ascanio Villalaz en las coordenadas 722286.6332 Este - 1012412.5602 Norte (eje de la obra de captación). Desde la captación se bombean los 6 m³/s, a través de una tubería en acero hasta el tanque Malambo (719153.393 Este 1017213.995 Norte) desde el tanque Malambo se distribuye, por gravedad con tuberías GRP el caudal hasta la PTAP La Joya (692740.087 E - 1013833.575 N). Estas obras estarán conectadas por una conducción y los caudales tratados en la PTAP La Joya serán distribuidos en las zonas rural y urbana a través de una red de distribución.

Los caudales tratados en la PTAP La Joya serán distribuidos en las zonas rural y urbana a través de 10 puntos de entrega, seleccionados por el Instituto de Acueductos y Alcantarillados Nacionales (IDAAN), descritos a continuación:

- Salida No 1: Interconexión para el crecimiento futuro proyectado en Margarita de Chepo con un caudal de 184 L/s.
- Salida No 2: Interconexión para el crecimiento futuro proyectado en Chepo con un caudal de 144 L/s.
- Salida No 3: Interconexión para el crecimiento futuro proyectado en salida 3 con un caudal de 160 L/s.
- Salida No 4: Interconexión para el crecimiento futuro proyectado en Espavé con un caudal de 311 L/s.
- Salida No 5: Interconexión para el crecimiento futuro proyectado en la salida 5 con un caudal de 332 L/s.
- Salida No 6: Interconexión en Paso Blanco a tubería existente de 12” de diámetro con un caudal de 163 L/s.
- Salida No 7: Interconexión a tubería existente de 12” de diámetro en Pacora con un caudal de 70 L/s.
- Salida No 8: Interconexión a tubería existente de 24” de diámetro en Pacora con un caudal de 500 L/s.
- Salida No 9: Interconexión a tubería existente de 24” y 16” de diámetro del anillo hidráulico ubicado cerca al Hotel Riande con un caudal de 500 L/s y 150 L/s respectivamente.
- Salida Altos de Tocumen: Alimentación con un caudal de 500 L/s a tubería de 24” de diámetro.

Los puntos de entrega descritos suman un caudal total de 3.104 m³/s, el caudal sobrante (2.986 m³/s) se diseñó para ser conducido a través de bombeo hasta el tanque denominado “cota 120 msnm” en el sector de Tocumen.

En la Figura 1-1 y en la Figura 1-2 se presenta la localización de las obras principales de la conducción y red de distribución del proyecto.

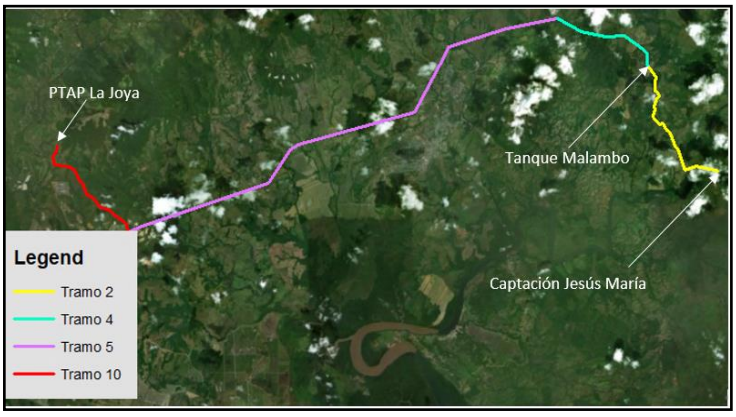


Figura 1-1 Esquema general localización obras conducción

Como se describió anteriormente, los 6 m³/s tratados en la PTAP La Joya se distribuirán en diferentes puntos de la zona urbana y rural, como se muestra en la Figura 1-2.

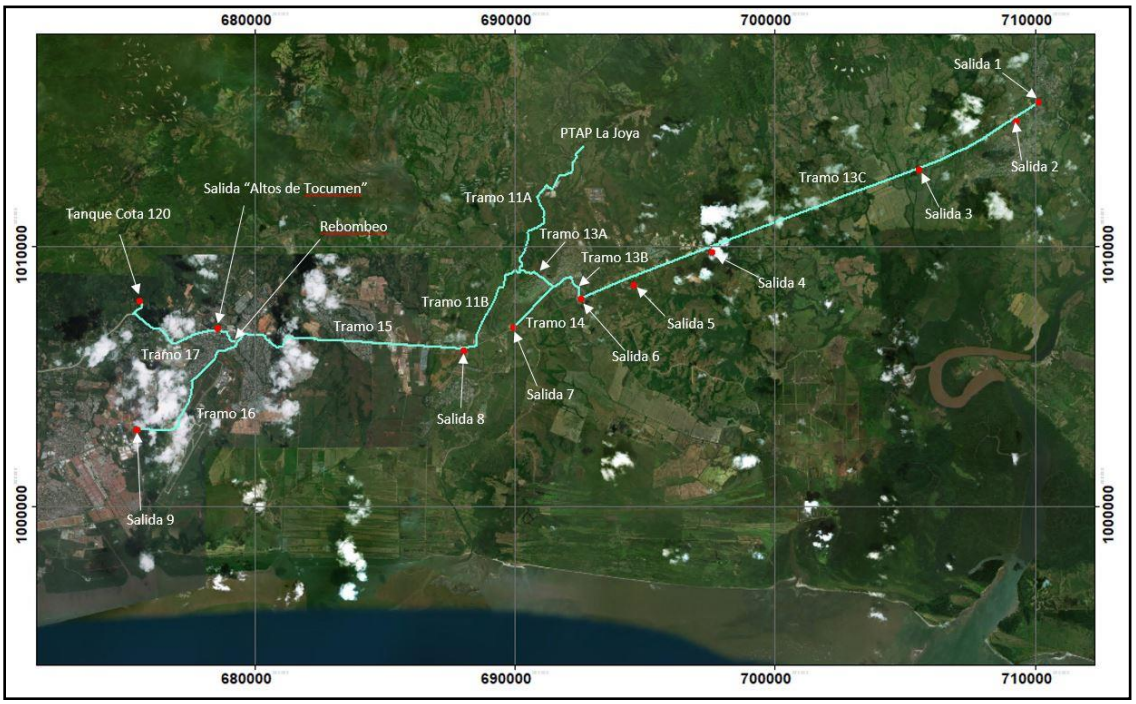


Figura 1-2 Esquema general de la red de distribución

Los diseños elaborados a nivel de factibilidad de los componentes constitutivos del proyecto se realizaron teniendo en cuenta las indicaciones establecidas en normas internacionales y normas locales, con las cuales se definieron los criterios de diseño a considerar para adelantar el dimensionamiento de las obras desde el punto de vista hidráulico, geotécnico, estructural, eléctrico, mecánico, carreteras de acceso .

Tomando en cuenta que los diseños elaborados corresponden a una etapa de factibilidad, en las siguientes etapas de diseño se deberán complementar la información requerida para los diseños, como se recomienda más adelante.

El pre dimensionamiento establecido para las obras que componen el proyecto, permite estimar de forma adecuada las cantidades de obra estructurales para con ellas a su vez, establecer los costos aproximados de obra a nivel de factibilidad para cada tipo de estructura, y el costo global del proyecto.

1.2 TOPOGRAFÍA

Para el desarrollo del estudio a nivel de factibilidad de Bayano se realizaron los levantamientos de la red geodésica, levantamiento LIDAR (Light Detection and Ranging) y la toma de fotografías aéreas en el corredor de la conducción del proyecto Río Bayano. En desarrollo de los levantamientos se materializó red geodésica y se realizó la georreferenciación de la misma a partir de los de

los vértices del IGNTG (Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia). Se realizó el posicionamiento de trece (13) puntos GNSS (Global Navigation Satellite System), dos (2) vértices y un (1) BM (Bench Mark) a lo largo del corredor de la conducción.

A partir de la toma de datos en campo con GNSS y luego de realizar el procesamiento de los puntos de la red geodésica se obtuvieron las coordenadas finales de los puntos GPS que se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 1-2. Coordenadas de la red geodésica.

SISTEMAS DE COORDENADAS UTM ZONA 17N				
DATUM WGS84				
GPS	**ESTE**	**NORTE**	**ELEVACION**	**FIJO**
CHEPO	710554.860	1016031.597	19.124	
CR104P	710312.952	1015688.835	17.808	e
GP10	671186.642	1004885.420	34.039	
GPS01	720974.100	1012305.321	10.888	
GPS02	713352.601	1018277.387	28.155	
GPS03	709749.146	1017845.310	32.175	
GPS04	705043.125	1013965.575	15.323	
GPS05	701677.873	1012211.078	39.618	
GPS06	695986.812	1009711.492	22.746	
GPS07	691084.966	1007334.818	61.297	
GPS08	681992.664	1008645.184	51.091	
GPS09	676783.142	1006068.188	56.086	
GPS11	664994.767	1002718.034	94.395	
GPS12	660880.650	998797.175	74.452	
GPS13	652271.608	997402.745	30.225	
IGN1	660964.593	993502.559	34.387	LL

A continuación se presenta la red geodésica materializada en campo



Figura 1-3. Red geodésica

Para la toma de la nube de puntos y las fotografías aéreas en el corredor de la conducción del Proyecto Bayano, se realizaron las siguientes actividades:

- Trabajos de Campo

  - Materialización y posicionamiento red geodésica del proyecto.
  - Red de apoyo vuelo LIDAR
  - Levantamiento LIDAR y toma de fotografías aéreas.

- Trabajos de Oficina

  - Postproceso red geodésica
  - Postproceso nube de puntos del levantamiento lidar
  - Postproceso fotografías aéreas (Modelo de aerotriangulación)
  - Obtención del Modelo Digital de Elevación (DTM) y Modelo Digital de Superficie (DSM)
  - Obtención de la ortofoto
  - Generación de curvas de nivel cada 1 m
  - Restitución de la planimetría.

En cumplimiento con los requerimientos establecidos en los términos de referencia, la información topográfica levantada fue georeferenciada al sistema WGS84 UTM Z17N. Las precisiones obtenidas en desarrollo de los levantamientos lidar y ortofoto se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 1-3. Resultados.

Producto	Valor
Densidad Lidar Promedio	>16 pt / mq
Precisión en Z	+0.01> dZ <0.04
Precisión promedio en Z	0.02 m
Precisión en X,Y	0.25
Tamaño pixel	0.05 m

1.3 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

Los estudios geológicos y geotécnicos a nivel de factibilidad del proyecto de abastecimiento de agua del río Bayano incluyeron la definición del contexto geológico regional, la geología detallada de los sitios de obras y del corredor de la conducción, investigaciones geotécnicas, análisis de condiciones sismológicas del sitio, la caracterización y diseño geotécnico de las obras, con sus

respectivos planos y cantidades de obra, y la identificación de potenciales fuentes de materiales de origen aluvial y requerimientos de materiales y zonas de depósito.

A nivel de geología regional, la conducción río Bayano y su red de distribución para diseño de factibilidad se localiza en la zona central de Panamá, entre el canal de Panamá y el río Bayano limitadas por la Serranía de San Blas y la Serranía de Majé. Litológicamente, dicha conducción posee un área de influencia que abarca varias formaciones geológicas constituidas por rocas de edades Cretácicas, Terciarias y sedimentos Cuaternarios sobresaliendo las Formaciones Mamoní (K-COma), Playa Venado (K-VE), Paragüito (K-PAR), Panamá (TO-PA), Topaliza (TOM-TZ), Cerro Viejo (PL/PS-Cv), Las Lajas (QR-Ala) y depósitos aluviales activos (Qal).

Desde el punto de vista geomorfológico, la conducción que incluye la red de distribución se emplaza sobre tres provincias: (a) una provincia con relieve de carácter colinado conformando las sierras de San Blas y de Maje, al norte y sur del área de emplazamiento (tramos de conducción 2, 4 y parte del 5); (b) una provincia con un relieve estructural-denudacional asociado al desarrollo de colinas y montañas bajas moderadamente disectadas, al oeste del área de estudio (algunos segmentos de la parte final de la red de distribución y el tanque cota 120 msnm en Tocumen); y (c) al sur del área de estudio (segmentos del tramo 5, 10 y 11 y gran parte de la red de distribución), una provincia con un relieve plano a levemente ondulado, que incluye morfologías de litoral costero. Estas morfologías onduladas interactúan con morfologías fluviales, lagunares y de ciénagas, y conforma, en general, una planicie fluvio-marina influenciada por el mar Pacífico.

Dada la configuración tectónica sobre la que se emplaza la República de Panamá, en la zona central del istmo, y por donde se encuentra la conducción y su red de distribución, se generan varios lineamientos y fracturas, inferidos a partir de fotointerpretación y análisis cartográfico. Estos sistemas estructurales se categorizaron según la tendencia analizada a partir de modelos de elevación digital; los sistemas de primer orden presentan rumbo NE-SW asociados a los efectos compresivos del cinturón deformado del norte de Panamá, representadas por las fallas Gatún y Limón; los de segundo orden, tienen dirección N-S y están asociados a la zona de fractura de Panamá (P.F.Z) entre ellas las fallas de Azota, Pedro Miguel y Miraflores; y los de tercer orden, NW-SE.

Se resalta la presencia de un lineamiento de dirección E-W que pone en contacto la región al N del piedemonte de la serranía de San Blas con la provincia fluvio-marina donde está la mayor parte del alineamiento de la conducción (tramos 2, 4, 5, 10 y 11) y parte de la red de distribución.

Los lineamientos y fallas se consideran inferidas a partir de la cartografía regional asociada al Mapa Geológico Hoja 5 Región Oriental de Panamá del Ministerio de Comercio e Industrias, Dirección General de Recursos Minerales de Panamá, 1991, y de los estudios de Cowan, H, Machette, M, Haller, K y Dart, R, 1998 y del estudio Earth Consultants International (ECI, 1998).

A nivel local, el sitio de toma Jesús María se emplaza sobre ambas márgenes del río Bayano, representados por depósitos aluviales activos (Qal) con morfología de terrazas de la cuenca del río Bayano. Constituidos por sedimentos finos conformados por arcillas y arenas con tamaño de grano fino a medio, líticos oscuros de origen volcánico, fragmentos de rocas de variada composición, de formas subredondeadas a redondeadas, con tamaños que van desde gránulos hasta bloques, con

espesores que varían entre los 6.3 m y mayores a 23 m como los observados en las perforaciones BAY-IN-JM-BH-01 a BAY-IN-JM-BH04.

Estos depósitos aluviales de la cuenca del río Bayano, cubren de manera discordante a rocas terciarias de la formación Topaliza (segmento TOM-TZ1), constituidas por areniscas tobáceas de tonalidades amarillentas, de grano fino que tienden a medio, vidrio volcánico y líticos oscuros, con evidencia de carbonatos, presentes en el sitio de toma Jesús María y tramo 2 de la conducción.

La morfodinámica del área de emplazamiento del sitio de toma y obras anexas está ligada fundamentalmente a la erosión lateral de carácter local que se presenta en ambas márgenes del río Bayano, la cual obedece a la disección natural de la dinámica de este cauce a lo largo del tiempo, asociadas a la energía que posee dicho cauce en estos puntos.

En el sitio del tanque de carga Jesús María (Cerro Malambo) se encuentran rocas de la Formación Topaliza (segmento TOM-TZ2), constituida por una alternancia de capas delgadas a medias de areniscas tobáceas de grano fino, líticos volcánicos, presencia moderada a baja de carbonatos, y niveles de tobas amarillentas que alcanzan los 20 cm de espesor de baja densidad; rocas fracturadas, duras, secas, con procesos de oxidación moderados; alcanza desarrollo de suelo residual limoso transición roca descompuesta hasta los 2 metros de profundidad; se presentan areniscas tobáceas de tonalidades café - amarillentas de grano fino a medio, con carbonatos, niveles de tobas de cenizas y tobas líticas gruesas con fragmentos tamaños guijarros hasta bloques logrando perfiles de meteorización de rocas completamente meteorizadas (IIA) hasta rocas moderadamente meteorizadas (IIB-IIA) con profundidades hasta los 50 m observadas en la perforación BAY-TA-JM-BH-01.

En el sitio de la PTAP La Joya se encuentran rocas de la Formación Panamá fase marina (TO-PA). En esta zona y sobre afloramientos adyacentes se presentan intercalaciones de capas gruesas de calizas biomicríticas con presencia de fósiles, esporádicos líticos volcánicos y láminas delgadas de lodolitas calcáreas de tonalidades grisáceas; mientras que en las perforaciones ejecutadas en este sitio se presenta desarrollo de suelos residuales arcillosos de tonalidades rojizas alcanzando una profundidad de 15 metros, seguido se presentan rocas con nivel de meteorización IIA (rocas muy meteorizadas Deere & Patton, 1971) rocas altamente meteorizadas (A) asociados a aglomerados volcánicos con una profundidad de hasta 20 metros. En cuanto a las condiciones morfodinámicas, el sitio de la PTAP La Joya se presenta sin evidencias de procesos de remoción en masa que puedan generar inestabilidad sobre las obras geotécnicas proyectadas. En áreas adyacentes, se evidencia la generación de procesos asociados a erosión superficial de tipo laminar y la generación de surcos efecto de las aguas de escorrentía que diseccionan suelos residuales arcillosos y arcillo-limosos y arenosos, los cuales se intensifican en épocas de lluvia sobre superficies desprovistas de vegetación.

La morfodinámica del área de la PTAP se presenta sin evidencias de generación o activación de procesos de remoción en masa que puedan generar inestabilidad sobre las obras geotécnicas proyectadas. Esta área muestra procesos morfodinámicos de carácter local asociados a erosión superficial, erosión laminar y generación de surcos, efecto de las aguas de escorrentía que diseccionan

suelos aluviales arenosos, arcillosos y gravosos, detonados en épocas de lluvia sobre superficies desprovistas de vegetación.

El área de emplazamiento del bombeo del tramo salida de la red de distribución se ubicará sobre superficies alomadas en forma de montículos bajos que hacen parte de rocas de la Formación Panamá fase marina (TO-PA). En general, estas rocas se encuentran constituidas por areniscas tobáceas amarillentas de grano fino, líticos volcánicos, niveles de aglomerados volcánicos, las cuales muestran un desarrollo de suelos residuales arcillo-arenosos de tonalidades amarillentas a café y naranja con fragmentos de líticos volcánicos, mostrando la alteración a minerales arcillosos, con un espesor que puede variar entre los 2 y 5 metros.

El sitio del tanque cota 120 msnm en Tocumen de la red de distribución se presenta sobre morfologías colinadas a montañosas disectadas, de cimas semi-redondeadas conformando laderas muy inclinadas a ligeramente escarpadas que hacen parte de rocas de la formación Mamoní (K-COma). Constituidas por rocas plutónicas asociadas a cuarzodioritas, granodioritas, dioritas y sienitas, desarrollan suelos residuales areno – arcillosos con un espesor que puede variar entre los 5 y 8 metros.

En general, el análisis de las condiciones litológicas, estructurales, geomorfológicas y morfodinámicas de los tramos que hacen parte de la conducción río Bayano y su red de distribución sugiere que el terreno es estable a lo largo del trazado de la conducción. A partir de éstas se definieron seis zonas homogéneas dentro del trazado de dicha conducción, esto es, zonas con características similares.

La zona homogénea 1 se emplaza mayormente sobre rocas de la formación Topaliza constituida por areniscas tobáceas, lodolitas tobáceas y tobas de perfiles IIA-IIB de roca meteorizada (rocas completamente a moderadamente meteorizadas), con desarrollo de suelos arcillo-arenosos con espesor que varía entre los 1 y 2 metros, sobre las cuales se excavará la zanja para la línea de conducción.

Las zonas homogéneas 2 y 3 de la conducción y buena parte de la red de distribución se emplazan principalmente sobre depósitos cuaternarios arenosos, arcillosos, limosos y con sedimentos volcánicos asociados a depósitos de llanura aluvial (Qal), con espesores que pueden alcanzar los 5 metros de profundidad, con varios cortes en rocas de dureza media de las formaciones Topaliza y Panamá fase marina, y algunos cortes en rocas duras dioríticas de la formación Mamoní en el área del segmento y emplazamiento del tanque cota 120 msnm en Tocumen, donde la excavación de dicha conducción se efectuará sobre estas condiciones de suelos y rocas.

La evaluación e inspección visual en ambas márgenes de los diferentes sistemas de drenajes de mayor dimensión fueron verificados en campo y mediante el análisis e interpretación de la ortofoto del área de estudio con una resolución espacial de 4 cm aportada por la ACP.

El cruce de los ríos Mamoní y Chichebre se efectúa sobre morfologías planas a ligeramente inclinadas en depósitos de llanura aluvial (Qal) y depósitos aluviales activos; presentan en sus márgenes procesos de erosión por socavación lateral debidos a la energía de la dinámica actual de estos

drenajes de acuerdo con las épocas invernales donde se acentúan estos procesos. En general, estos cruces, no evidencian generación o activación de procesos de remoción en masa que puedan generar inestabilidad sobre las obras geotécnicas proyectadas.

Para el análisis de amenaza sísmica se definieron dos grupos de estructuras en función de las consecuencias que una hipotética falla pudiera tener. El primer grupo (Grupo A) lo conforman aquellas estructuras cuya falla puede generar una liberación no controlada de grandes volúmenes de agua (la principal obra de este grupo corresponde a la barrera móvil). El segundo grupo (Grupo B) lo conforman todas las demás estructuras que hacen parte del esquema del proyecto. Para las estructuras del Grupo A se desarrollaron análisis particulares de amenaza sísmica, con base en los cuales se determinaron los espectros de respuesta para el diseño de las mismas. La determinación de espectros de diseño tiene en cuenta las recomendaciones y los requerimientos de ICOLD (2010) y de la ASEP (2010). Por otro lado, para las estructuras que hacen parte del Grupo B, las solicitaciones sísmicas se determinaron con base en las recomendaciones y requerimientos del Reglamento Estructural de Panamá (REP2014).

Al comparar los resultados del modelo de amenaza sísmica con los valores presentados en el REP2014 para las ciudades principales del país, se observa que las leyes de atenuación implementadas (teniendo en cuenta publicaciones más recientes) en el modelo probabilístico predicen mayores aceleraciones para periodos cortos que las leyes de atenuación utilizadas para el cálculo de los mapas de aceleración espectral del Reglamento Estructural de Panamá (REP2014) y aceleraciones espectrales ligeramente inferiores para periodos largos.

La caracterización geotécnica para el desarrollo de los diseños geotécnicos se realizó tomando como marco de referencia la geología detallada, complementandolo con el análisis de los resultados de los ensayos in-situ y de laboratorio, que incluyeron ensayos SPT y clasificación de suelos y ensayos de compresión simple en roca. Los parámetros de suelo se definieron mediante correlaciones, literatura técnica y el criterio del diseñador. Mientras que la caracterización del macizo rocoso se realizó a partir de las descripciones litológicas de las perforaciones y los resultados de los ensayos de compresión simple.

Las obras para la captación Jesús María, barrera móvil, muros y rellenos de cierre quedarán emplazadas en depósitos aluviales aterrazados (Qal) compuestos por sedimentos finos (arcillas y arenas con tamaños de grano fino a medio), algunos líticos oscuros de origen volcánico, con esporádicos fragmentos de rocas volcánicas. Este depósito tiene un espesor que puede variar entre los 20 a 25 m. Adicionalmente, en este sitio, se identificó también la presencia de rocas de la Formación Topaliza (TOM-TZ1), las cuales serían intervenidas parcialmente para la conformación de la plataforma de la subestación y casa de bombas.

A partir de las exploraciones ejecutadas en el sitio de toma (4 perforaciones y 5 líneas sísmicas) se definieron tres sectores geotécnicos superpuestos dentro del aluvial: (1) un estrato superior de suelos blandos arcillosos con espesor del orden de 3 a 6 m; (2) un estrato intermedio de suelo denso arenoso con contenido de finos del orden de 12%, correspondiente al aluvión matriz-soportado, con espesor variable entre 3.6 y 9.0 m; y (3) un estrato de suelo denso, con el mismo contenido de finos, pero con mayor contenido de gravas, correspondiente al aluvión clasto-soportado, que se

extiende hasta el final de tres de las perforaciones y hasta 6.3 m de profundidad en un perforación ubicada en el estribo izquierdo.

Como complemento a la caracterización del sitio de toma, teniendo en cuenta la naturaleza arenosa del depósito aluvial en el sitio de captación y que el mismo se encuentra por debajo del nivel freático, se evaluó su susceptibilidad a licuación y el potencial de licuación. En general, los análisis sugieren que el sitio de captación no son susceptibles a licuación; con excepción de un intervalo dentro del sector 2 (aluvial arenoso) de 6.0 a 6.6 m de profundidad en la perforación BAY-IN-JM-BH-04. No obstante, la continuidad de dicho intervalo es desconocida, luego que los resultados no son concluyentes. De allí que se recomienda, para etapas posteriores de estudio, verificar la continuidad del subestrato y sus implicaciones para el diseño de las obras de captación planteadas sobre la margen derecha del río Bayano.

A lo largo de la conducción se definieron 6 sectores con características geotécnicas similares. Los sectores geotécnicos identificados a lo largo de los tramos de conducción están relacionados con los tramos de conducción, las zonas homogéneas y variaciones en las unidades geológicas que atraviesa la conducción, a saber, depósitos aluviales (Qal) y formaciones Topaliza (TOM-TZ), Las Lajas (QR-Ala) y Panamá (TO-PA).

Se observa que en general predominan la arenas limosas (SM) con un alto contenido de finos y suelos finos (MH, CH, ML y CL). El espesor de suelo varía a lo largo de la conducción, e inclusive dentro de un mismo sector. Donde la variación del espesor de suelo es poca se asignó un valor conservador a todo el sector, y donde es significativa se adoptaron valores por segmento de conducción dentro de un mismo sector geotécnico.

Producto de los análisis de diseño geotécnico de la conducción se definieron 7 secciones típicas, a partir de las cuales se estimaron cantidades de obra para presupuesto de factibilidad. Los análisis tuvieron en cuenta las condiciones geotécnicas y morfológicas de cada sector, así como las limitaciones de espacio para el desarrollo de las excavaciones (tales como servidumbres y obras adyacentes), lo que conlleva a el uso de soportes con entibado en las excavaciones en una longitud equivalente a cerca del 77%. En términos generales, las secciones suponen conservadoramente que los primeros 5 m de excavación se realizarán en suelo y el resto en roca.

Para promover un buen comportamiento ante efectos de deflexión y pandeo de la tubería de conducción, se incluyeron entibados de hasta 5.0 m de altura desde el nivel de batea para profundidades mayores a 2.0 m, en caso de ser soterrada. Para zanjas con profundidades mayores a 8.0 m se recomienda utilizar material seleccionado (<12.0 % de finos) y con un grado de compactación del 95 %. Adicionalmente, para profundidades mayores a 12.0 m, se recomienda restringir la cobertura de suelo sobre la tubería para no superar los 12 m, y evaluar las particularidades de cada caso en etapas posteriores.

El estimar las cantidades de obra para presupuesto de factibilidad, se encontró que para los principales ítems relacionados con las obras geotécnicas, un 38% del volumen total de las excavaciones corresponden a la conducción, el 27% a la captación y el 25% a la red de distribución; mientras

que el 35 % del volumen de los rellenos corresponde a la red de distribución, el 33% a la conducción y el 29% a la captación.

Para el soporte de los diseños geotécnicos, se realizaron algunos análisis comunes a todas o la mayoría de las obras, a saber, análisis de estabilidad de equilibrio límite para determinar las pendientes óptimas de corte y análisis cinemáticos para determinar el potencial de formación de cuñas y falla de taludes de corte en roca. También se adelantaron análisis de capacidad portante y asentamiento, así como análisis de infiltraciones a través de la fundación de la barrera móvil.

El diseño de las obras puntuales está representado en planos de excavación y rellenos, incluyendo plantas y perfiles. Asimismo se realizó estimación de capacidad portante y asentamiento de las estructuras planteadas.

El tanque Malambo se cimentará sobre rocas completamente meteorizadas de la Formación Topaliza (TOM-TZ1), compuesta principalmente por areniscas tobáceas, deleznables, que desarrollan suelos residuales arcillo-arenosos. Si bien las excavaciones generarían un volumen de material importante, este material podría ser utilizado para satisfacer parcialmente en los rellenos requeridos para las obras de captación.

El diseño geotécnico de la PTAP involucró la conformación de plataformas mediante cortes (de altura variable) y rellenos (de hasta 9 m de altura), proyectados con pendiente 2.5H:1V en bancos de 10 m de altura. No obstante, para la estructura de distribución a la entrada de la PTAP se proyectaron cortes verticales (temporales) por debajo de la plataforma principal.

La red de distribución, que comprende una longitud total de 56.5 Km para la Alternativa 12, transcurre por materiales de la formación Panamá Fase Marina (TO-PA), Formación Topaliza (TOM-TZ), Formación Mamoni (K-COma), Formación Las Lajas (QR-Ala) y depósitos aluviales. Los diseños se realizaron a partir de información secundaria, geología e investigaciones geotécnicas realizadas para el diseño de factibilidad de las demás obras del proyecto.

De acuerdo a la zonificación realizada, basada en el levantamiento geológico, el 55% de la red de distribución transcurre por la formación Panamá Fase Marina (TO-PA) y el 41% por depósitos aluviales. En términos generales, se esperan suelos residuales a depósitos en los primeros 6 m de profundidad, mayoritariamente de comportamiento granular.

De acuerdo a los resultados de los análisis, para el adecuado soporte y protección de la tubería de la red de distribución se requiere una estructura de cimentación de un ancho que varía entre 1.0 m y 4.55 m, con un relleno de cimentación (arena de peña, mezcla de gravilla y arena lavada de río, piedra partida o gravilla) con un espesor entre 0.1 m a 0.15 m, y material de atraque (arena de peña, mezcla de gravilla y arena lavada de río, piedra partida o gravilla) de espesores entre 0.19 m y 1.84 m. Una vez instaladas estas capas, se podrá llenar la excavación remanente con material seleccionado proveniente de la excavación.

Al inicio del tramo 17 se encuentra la estación de bombeo de la red de distribución, de acuerdo con el levantamiento geológico, en la zona se encuentra un depósito aluvial y materiales de la

formación Panamá Fase Marina (TO-PA). Con el objetivo de estimar valores de capacidad portante y asentamientos elásticos, se asumió que el depósito aluvial, el cual tiene las características más desfavorables de comportamiento mecánico, se encuentra cubriendo la totalidad del área donde se implantará la estructura de bombeo. Se estimaron valores de capacidad portante entre 620 kPa y 930 kPa para anchos de zapatas entre 1 m y 4 m. Se estiman asentamientos máximos del orden de 3 cm.

Al final del tramo 17 se encuentra el tanque de la red de distribución, el tanque se encuentra proyectado en una zona verde sin estructuras existentes aledañas. De acuerdo al levantamiento geológico, en la zona se encuentran materiales de la formación Mamoni (K-COma). Se estimaron valores de capacidad portante entre 520 kPa y 650 kPa para anchos de placa entre 30 m y 60 m. Se estiman asentamientos máximos del orden de 2 cm.

Se realizó un balance de materiales con el fin de identificar los requerimientos de fuentes de materiales térreos y agregados para concretos, así como requerimientos de zonas de depósito de materiales. Se requiere alrededor de 1.8 millones de metros cúbicos de relleno compactado, que pueden ser suplidos por material de excavación. Además, se requieren del orden de 21,822 m3 de Rip Rap y 323,491 m3 de agregados para concreto estructural provenientes de canteras o fuentes aluviales aledañas. Finalmente, se requieren zonas de depósito permanente con capacidad para almacenar cerca de 1.8 millones de metros cúbicos de material y zonas de acopio temporal con capacidad para almacenar del orden de 35 millones de metros cúbicos de material de excavación a utilizar para los rellenos compactados.

1.4 DISEÑO HIDRÁULICO

1.4.1 Obra de captación Jesús María

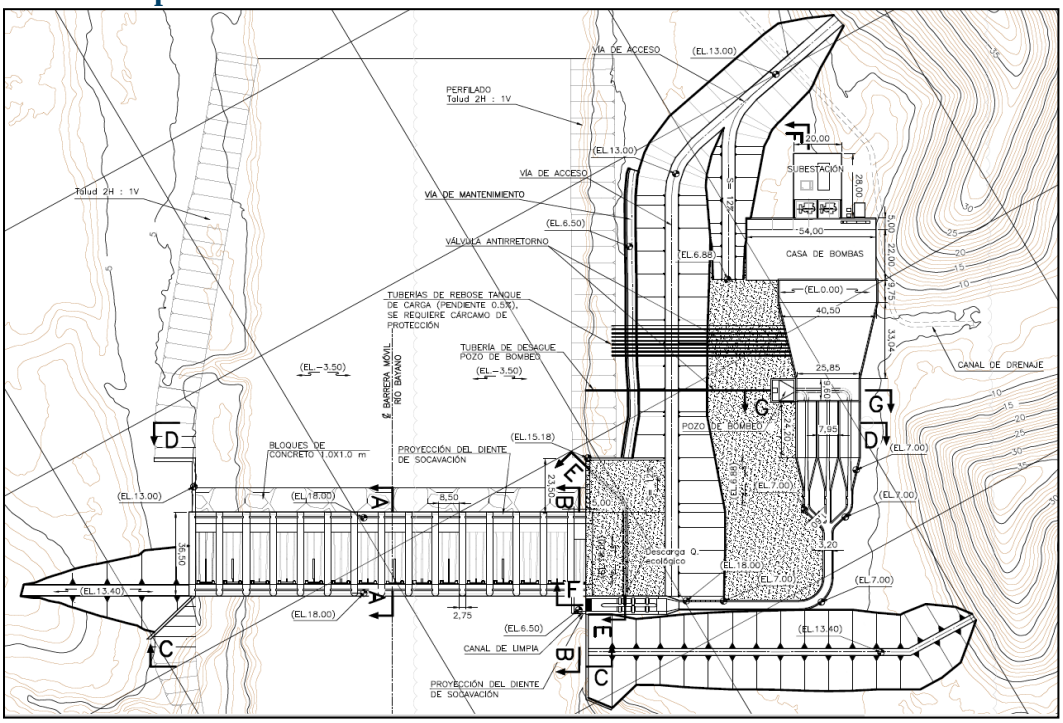


Figura 1-4 Esquema General Captación Jesús María

Para la derivación de caudales hacia la captación, se proyectó una barrera móvil diseñada para un Tr de 500 años. El sistema de cierre y captación sobre el río Bayano se localiza 27.4 km aguas abajo de la presa Ascanio Villalaz. La captación lateral permite la derivación de 6.00 m³/s.

1.4.1.1 Barrera Móvil

El esquema propuesto para la constitución de la barrera móvil permite minimizar el impacto producto de los remansos, a través de la conformación de 14 compuerta radiales de 8.5 m de ancho por 10.5 m de alto, que se complementan con una compuerta de 5.0 m de ancho por 7.1 m de alto asociada al canal de limpia.

Para la creciente de diseño (500 años), el remanso máximo aguas arriba de la barrera móvil es de 0.40 m en referencia a el nivel reportado para la condición sin obras, sobrenivel que se disipa a 0.02 m en el sitio de descarga de la CH Bayano.

El nivel máximo de operación definido (NAMO = 6.5 msnm) permite mantener el régimen hidráulico del río Bayano restringiendo los desbordes sobre las zonas de bancas, lo que minimiza el impacto sobre las poblaciones que se asientan en el sector comprendido entre la descarga de la CH Bayano y el sitio de implantación de la captación Jesús María, y generando únicamente un sobre

nivel de 0.15 m en la descarga de la CH Bayano, que representa una pérdida del 0.28% (0.148m) en el salto bruto máximo para generación de la CH Bayano (53 m) que resulta despreciable.

El nivel de protección para los equipos electromecánicos y diques de cierre complementarios se definió a partir de la estimación de un borde libre, siguiendo las recomendaciones del USBR, a la cota 13.40 msnm para la creciente de 500 años, y verificando de manera complementaria el paso de la creciente de 1000 años con un borde libre mínimo de 0.6 metros

Aguas abajo de la barrera móvil, en el punto de descarga, se prevé la conformación de un esquema de protección, compuesto de un dentellón contra socavación que se posiciona en la cota -11.0 msnm (7.5 m por debajo del nivel del lecho), este se encuentra protegido con bloques de concreto de 1.0 m. La definición de este nivel surge del análisis de la condición de descarga en las compuertas radiales para diferentes aperturas (considerando la apertura total de las mismas en momentos de crecientes) y los requerimientos estructurales y geotécnicos de estabilidad de la obra. La profundidad del dentellón aguas arriba de la barrera móvil obedece a requerimientos estructurales y geotécnicos de estabilidad de la estructura, que corresponde con el nivel -12.5 msnm.

De manera complementaria, con el fin de confinar los procesos erosivos que se llegasen a presentar aguas abajo de la barrera, se propone la conformación de dos muros laterales aguas abajo de la descarga (margen izquierda y derecha) con una extensión de 23.5 m (establecida a partir del análisis de longitud del resalto hidráulico), cimentados en la cota -10.5 msnm.

Se requiere de un rebaje local del lecho en el sitio de implantación de la captación para llevarlo a la cota -3.50 msnm, y de un perfilado sobre la margen izquierda aguas arriba y aguas abajo de la barrera, esto permite garantizar que los vanos que se posicionan por fuera de la línea de corriente principal operen bajo condiciones hidráulicas similares a las demás estructuras. Aguas arriba sobre la margen izquierda y aguas abajo sobre la margen derecha (en el perfilado) se prevé la conformación de un esquema de protección (enrocado o bloques de concreto) que garantice la estabilidad de la banca y con ellos la operación prevista en la barrera móvil.

Tomando en cuenta que la barrera abarcará todo lo ancho del cauce en esta zona, se recomienda que en los estudios ambientales a desarrollar se analice la posibilidad de generar un paso para la población que permita el tránsito de una margen a otra como medida de mitigación en los aspectos sociales del proyecto.

1.4.1.2 Canal de limpia

El canal de limpia se proyectó sobre la margen derecha, enfrente de la captación lateral, la cual fue prevista con un muro divisorio en la cota 6.50 msnm (NAMO). El mismo cuenta con una compuerta radial de 5.0 m de ancho por 7.1 m de alto, que para diferentes aperturas permite el paso de caudales, generando velocidades de flujo frente de la estructura de captación que inducen el lavado del material que se deposite en esta zona.

Para el canal de limpia se contempla un blindaje en la solera hasta una altura de 1.0 m, este

permitirá proteger la estructura ante posibles procesos de degradación debido al paso de sedimentos a altas velocidades.

En la descarga del canal de limpia al igual que en el resto de los vanos, se requiere de un dentellón contra socavación (nivel -11.00 msnm), protegido con bloques de concreto de un 1.0 m.

1.4.1.3 Estructura de captación Jesús María

Teniendo en cuenta los criterios y lineamientos hidráulicos establecidos, la estructura de captación consta de un vano de 5.5 m de ancho por 2.5 m de alto (considerando un factor de taponamiento del 50%), con rejas en su entrada, y un nivel de solera en la cota 4.0 msnm, 4.1 m arriba del fondo del canal de limpia para restringir el ingreso de sedimentos. La estructura se conecta con los desarenadores a través de un único canal, en cuyo recorrido se dispone de tablones de cierre y compuertas para permitir las labores de operación y mantenimiento al interior de las estructuras. Este canal se divide posteriormente en tres canales de 1.6 m de ancho, cada uno de los cuales comunica con sus respectivas naves.

1.4.1.4 Desarenador

Desarenador Jesús María: Se proyecta la estructura de retención de sedimentos, que permite la remoción de partículas de diámetro mayor a 0.2 mm con una eficiencia del 95%.

Las dimensiones establecidas para las estructuras de desarenación se derivan del análisis de optimización ejecutado, considerando la constitución 3 naves, con relaciones L/B entre 3 y 5, asociadas a pendientes de la tolva entre el 10 y el 100%, buscando el menor volumen total para la estructura que permita la retención de una partícula de 0.2 mm (condición de diseño) asociada a un porcentaje de remoción del 95%.

Los resultados obtenidos muestran como mejor alternativa una configuración con tres naves (una para labores de mantenimiento), con una relación de largo/ancho igual a 3, una longitud igual a 24.20 m, un ancho de 7.95 m y una relación 1V:3.5H en la tolva.

Al final de la estructura se encuentra el vertedero de excesos (este define el perfil hidráulico desde el desarenador hasta la estructura de captación) que descarga al tanque de bombeo, y la compuerta de lavado para las labores de operación y mantenimiento.

Con el fin de caracterizar el material de arrastre y suspensión en el río Bayano, la constitución de un esquema de monitoreo constante, que permita establecer la fracción de transporte del sistema, teniendo en cuenta la variación diaria del régimen de caudales asociado al esquema de operación de la CH Bayano. Esta información permitirá en la fase de análisis detallado constituir la necesidad específica del sistema en cuanto a necesidades de remoción de sedimentos.

1.4.1.5 Descarga caudal ecológico

La estructura de descarga para el caudal ecológico se deriva de la estructura de captación, mediante

una compuerta plana que permite el ingreso de flujo a una alcantarilla en cajón de 1.0 m de ancho por 1.0 m de alto, que descarga sobre la margen derecha del río Bayano aguas abajo del canal de limpia, estructura que está en la capacidad de evacuar la totalidad del caudal ecológico (2.35 m³/s) considerando un nivel aguas arriba en la cota 6.00 msnm (cota cresta vertedero desarenador) y nivel aguas abajo (3.82 msnm), con una apertura de la compuerta del 75.5%.

La cota aguas abajo del conducto del caudal ecológico, está asociada a una descarga de 677 m³/s, desde la central de Bayano, para un nivel en el río de 3.82 msnm, con la apertura de la compuerta en sólo el 75.5%, la descarga del caudal ecológico está garantizada.

1.4.1.6 Tanque de bombeo

Teniendo en cuenta el esquema metodológico propuesto, el dimensionamiento del tanque se efectuó considerando un tiempo de retención de 15 minutos, teniendo en cuenta las recomendaciones de la guía de diseño de estaciones de bombeo de la Organización Panamericana de la Salud, de la organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura, y consideraciones asociadas con los tiempos de arranque del sistema de bombeo que se prevén en un minuto por bomba para un total de 6 unidades incluyendo la unidad de respaldo. El dimensionamiento descrito corresponde a un volumen útil de 1440 m^3 y volumen total de 5,448.56 m³ y se traduce en una velocidad transversal de flujo de 0.04 m/s en la zona de aproximación al punto de succión de la bomba.

El arreglo del tanque es asimétrico con un ancho variable entre 25.85 y 40.50 m, permitiendo el empalme entre la descarga del vertedero del desarenador y el ancho requerido por el sistema de bombeo considerando su arreglo geométrico. También se requiere de un fondo variable (nivel 4.12 msnm y 0.00 msnm) teniendo en cuenta la necesidad del paso de los ductos de lavado del desarenador.

Se recomienda para la fase de diseño detallado la ejecución de un modelo físico o numérico, que permita evidenciar aspectos particulares asociados con la operación hidráulica del sistema de bombeo, permitiendo prever problemas de operación en los equipos mecánicos, por condiciones atípicas en las distribuciones de las líneas de flujo en el tanque de bombeo.

1.4.1.7 Bombeo Jesús María

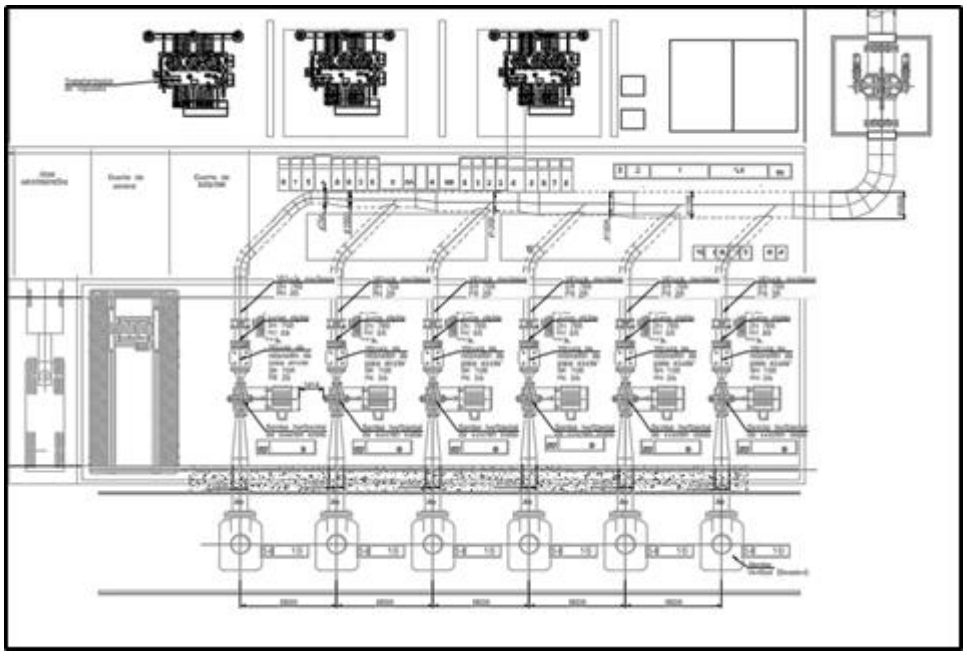


Figura 1-5 Esquema general bombeo Jesús María

Aplicando los criterios de diseño expuestos, se obtuvo que el bombeo Jesús María cuenta con un tanque de 5,448.56 m³ de volumen total, la estación se diseñó para un caudal de 6.00 m³/s y contará con 6 bombas centrífugas de eje horizontal de 2.00 m³/s cada una, de las cuales una de ellas es de respaldo, para una cabeza bruta de 198.95 m y una potencia de 83.56 MW.

1.4.1.8 Pozo de bombeo para sedimentos

Considerando que por diferencias de nivel no se pueden descargar el caudal de lavado del desarenador en el río Bayano, se contempla la constitución de un tanque anexo de 93.90 m³ que permite una frecuencia de lavado de las estructuras de 15 días. La estimación del volumen del pozo de bombeo se realizó teniendo en cuenta un caudal de diseño es de 6.00 m^3/s y considerando que el desarenador retenga el 50% de los sólidos en suspensión, cuya concentración se estimó en 64 mg/litro a partir del valor de referencia obtenido de los 3 muestreos ejecutados en el sitio de captación Jesús María el día 7 de noviembre de 2017. El pozo contará con un sistema de bombeo que permita la extracción del caudal producto del lavado para su posterior disposición.

1.4.1.9 Operación de la barrera móvil

Los resultados del análisis de capacidad hidráulica de las compuertas para diferentes aperturas, indican que la máxima descarga correspondiente a 1,302.50 m^3/s (manteniendo el NAMO en la cota 6.50 msnm) con 14 compuertas abiertas 6.50 m, lográndose un nivel de flujo aguas abajo de la barrera en la cota 6.37 msnm.

Considerando que la capacidad de descarga de las compuertas no es lineal en referencia al número de compuertas, al depender de la diferencia de niveles hidráulicos aguas arriba y aguas debajo de la barrera, y en vista que esta diferencia disminuye a medida que el caudal aumenta. Se recomienda que una vez se haya efectuado la apertura de la quinta compuerta hasta 6.5 m (capacidad de descarga 1,129.1 m^3/s, caudal con un probabilidad de excedencia del 0.17%) se proceda con la apertura total de las compuertas radiales (secuencia de operación que en detalle deberá ser abordado en la fase posterior de diseño, considerando los diferentes eventos hidrológicos asociados a los periodos de retorno de valoración), evitando remansos en el río Bayano aguas arriba de la barrera móvil y con ello afectación en la zonas aledañas.

Teniendo en cuenta los análisis de socavación y con el objetivo de controlar sus niveles máximos, se propone que dentro del esquema de operación del sistema no se permitan aperturas mayores a 2.0 m cuando se opere una única compuerta, procediendo con la apertura de una compuerta anexa cuando se requiera de mayor capacidad de descarga del sistema.

1.4.1.10 Modificación del régimen de descargas desde la Central Bayano

De acuerdo con los análisis de horas de turbinamiento en la Central Bayano, ésta solamente el 2% del tiempo turbina durante las 24 horas del día y el 50% del tiempo turbina 6 horas del día, por lo que las 18 horas restantes no se presentaría turbinamiento en la central, por lo que no se tendrían aportes desde la central hacia el sitio de toma Jesús María, recibiendo solo los caudales producidos por la cuenca comprendida entre la Central Bayano y el sitio de toma. Ante esta restricción debida a la forma en que opera la Central Bayano, para asegurar la disponibilidad de los caudales para el proyecto, se tienen dos alternativas.

1. Solicitar a la Central Bayano la descarga de caudales en horas distintas a las de su operación habitual

La central Bayano turbina en un bloque de horas punta, donde él número de horas punta a turbinar varia cada día en función de la demanda de energía y adicionalmente la Central Bayano no tiene asignado un caudal ambiental. Por lo anterior, durante algunas horas del día las afluencias al sitio de captación Jesús María corresponderán únicamente a las afluencias provenientes de la cuenca intermedia entre la Central Bayano y Jesús María.

De acuerdo con esto se requiere la modificación de la operación de la central Bayano solicitando la descarga de caudales constantes desde el lago Bayano, por lo que es necesario adelantar negociaciones con el propietario para la modificación del régimen de operación. En la medida que el proyecto utilice caudales que representen energía no generada por parte de la Central Bayano, se origina un cargo por compensación a dicha central que debe asumir el proyecto.

2. Almacenar en la zona de Jesús María parte de los caudales turbinados en la Central Bayano que permita contar con el volumen.

Consiste en el almacenamiento ubicado aguas arriba de la barrera móvil de Jesús María, tomando en cuenta que dicha barrera genera un represamiento, la elevación del nivel del agua en la zona y

por consiguiente una capacidad de almacenamiento; Pero también en dicho almacenamiento se generará el depósito de sedimentos provenientes de la cuenca intermedia entre Bayano y Jesús María. Para verificar la capacidad de almacenamiento en Jesús María es necesario analizar los siguientes aspectos:

- Capacidad de almacenamiento de acuerdo con levantamiento topobatimétrico

  Tomando en cuenta que el NAMO generado por la barrera móvil se ubica en la cota 6.5 msnm y que el nivel mínimo para que los caudales captados lleguen al tanque de bombeo corresponde a la cota 5.93 msnm, la capacidad de almacenamiento se reduce a la lograda entre estas dos cotas y corresponde a 2,131,380 m^3. Por debajo de la cota 5.93 msnm se tendría una capacidad de 17,307,650 m^3 que para su aprovechamiento podría contarse de manera alternativa con un sistema de bombeo de muy baja cabeza, pero que se afectará por los sedimentos afluentes a Jesús María. Volumen total (19,439,030).

  Es importante mencionar que en el desarrollo del presente estudio no se tuvo en cuenta la posible capacidad de almacenamiento que puede tenerse en cauces afluentes al río Bayano la cual puede estudiarse en etapas de estudio más avanzadas.

- Modelación del almacenamiento en Jesús María

  Se desarrolló un modelo que realiza el balance de caudales en el sitio de captación a escala diaria, que considera la descarga de caudales desde la Central Bayano en un bloqueo horario que varía diariamente. Los resultados obtenidos muestran que si no se dispone de capacidad de almacenamiento en Jesús María, el proyecto presentaría déficit en su caudal de captación el 25.48 % del tiempo, esta proporción baja drásticamente encontrando que si se dispone de una capacidad de almacenamiento de 1 hm^3, los déficit disminuyen al 0.19 % del tiempo y se concluye también que para garantizar que no se presenten déficit, sería necesario contar con una capacidad de almacenamiento superior a los 3 hm^3, la cual no está disponible.

- Análisis de la dinámica sedimentológica en la zona de Jesús María

  El área de la cuenca afluente hasta el sitio Jesús María es de 4,211 km^2, de los cuales 3,676 km^2 se encuentran regulados por el lago Bayano y no generarían transporte de sedimentos a Jesús María, sin embargo la cuenca intermedia con un área de 535 km^2 no se encuentra regulada, ni tiene barreras que impidan la afluencia de sedimentos hacia el sitio de captación Jesús María. La cuenca del río Bayano no cuenta con registros de aforos sólidos. Esta información se requerirá en etapas más avanzadas de diseño para modelar la dinámica sedimentológica en Jesús María.

En conclusión, en las condiciones actuales el río Bayano aguas arriba de la zona donde se ubicará la barrera móvil en Jesús María tiene una capacidad de almacenamiento de aproximadamente 19 hm^3 que supera la requerida para garantizar la disponibilidad de los caudales para el proyecto sin requerir modificaciones en la operación de la Central bayano (3 hm^3/s), la cual podría aprovecharse

potencialmente con un sistema de bombeo de baja cabeza, pero dicha capacidad de almacenamiento no puede asegurarse ya que la misma barrera móvil que permitiría contar con este almacenamiento generará un cambio en la dinámica sedimentológica generando el almacenamiento de sedimentos en ésta zona. A la fecha no es posible establecer ésta dinámica sedimentológica debido a que se carece de información de sedimentos que permita su análisis.

Lo anterior no significa que el proyecto Bayano no pueda asegurar el caudal requerido para el proyecto en caso de no asegura una capacidad de almacenamiento en Jesús María de 3 hm^3, puesto que se puede contar con la modificación de la operación de la central Bayano solicitando la descarga de caudales constantes desde el lago Bayano, por lo que es necesario adelantar negociaciones con el operador para la modificación del régimen de operación descargando a lo largo del día parte de los caudales que deberían ser turbinados en las horas punta y reduciendo el caudal turbinado en esas horas punta.

Tomando en cuenta que la central Bayano cuenta con tres juegos de turbinas tipo Francis paras un caudal de diseño de aproximadamente 200 m^3/s cada uno y que este tipo de turbinas no permite la generación de energía por debajo de un 40 % de su caudal de diseño, sería recomendable en el caso de que el estado adquiera la central, la instalación de una turbina con caudal de diseño inferior a las existentes que permita la producción de energía cuando se realicen las descargas de caudales para el proyecto Bayano (6 m^3/s). Esto tendría los beneficios de permitir contar con los caudales requeridos para llevar a la PTAP La Joya y generar energía para el consumo esperado en el bombeo de Jesús María.

1.4.2 Conducción

La tubería de conducción cuenta con una longitud total de 39,859 m desde la captación en Jesús María hasta su entrega en la PTAP La Joya (proyectada). La conducción cuenta con diámetros entre ø 1.5 m y ø 1.8 m.

El dimensionamiento de la tubería se realizó en función de los criterios de diseño expuestos. La conducción se compone por los tramos 2, 4, 5, y 10, con una longitud total de 39,859 m, incluyendo las longitudes que ocupan las diferentes estructuras proyectadas a lo largo de la conducción (Tanque Malambo). A continuación, se describe cada uno de los tramos de la conducción.

1.4.2.1 Tramo 2 - Conducción de impulsión Bocatoma Jesús María a Tanque Malambo

La salida de caudales de la estación de bombeo “Jesús María” se realizará por medio de 1 tubería en acero con longitud de 6,789 m, diámetro de 1.8 m y presión de trabajo de 25 Bar, entregando en la cota 172 msnm, al tanque de carga Malambo.

1.4.2.2 Tramos 4, 5, 10 - Conducción a gravedad Tanque Malambo a PTAP La Joya

Tabla 1-4. Tramos 4, 5 y 10

Tramo	Longitud (m)	ø (m)	PN (Bar)	Observaciones
4	4,981	1.8	25	Sale de tanque Malambo hasta abscisa K11+812, donde empieza el Tramo 5.
5	11,177.5	1.8	25	Va de la abscisa K11+812 a la abscisa K22+990, donde la conducción cambia de diámetro.
5	11,177.5	1.6	25	Va de la abscisa K22+990 a la abscisa K34+158, donde se ubicará la derivación a la PTAP La Joya
10	5,701	1.5	16	Va de la Derivación en Tramo 5 (K34+158) a PTAP La Joya.

Los tramos descritos se proyectan en tubería Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (GRP - Glass Reinforced Plastic Pipe, por sus siglas en inglés).

La PTAP La Joya se proyectó para un caudal total de 6 m³/s de acuerdo con la proyección de la demanda de abastecimiento suministrada por el Instituto de Acueductos y Alcantarillados Nacionales (IDAAN), sin embargo, se recomienda que en fases subsiguientes se actualicen los estudios y se revise a nivel de un plan maestro el abastecimiento para que se analice de manera detallada el crecimiento de la demanda de agua, la localización de la población y las posibles etapas de construcción de la PTAP La Joya.

1.4.2.3 Tanque Malambo

El tanque Malambo cuenta con un volumen de 5,547 m³ y con dimensiones 41 m de largo, 41 m de ancho, y 3.3 m de profundidad.

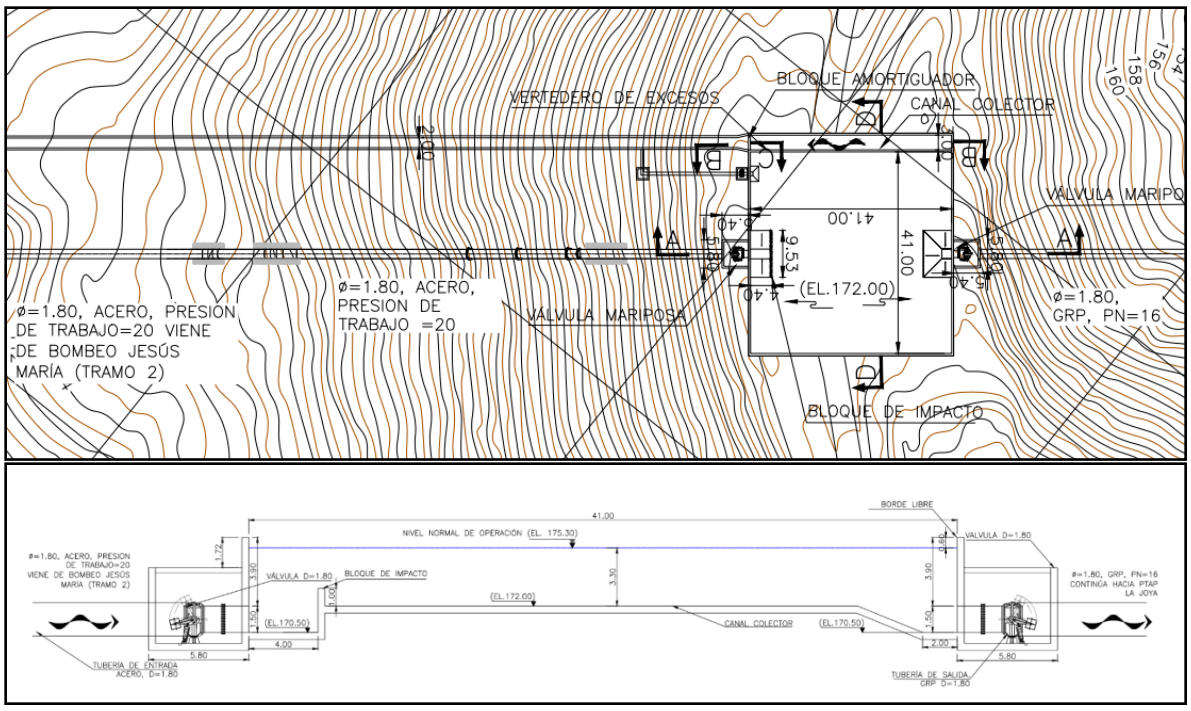


Figura 1-6 Tanque Malambo

1.4.3 Red de distribución

La red de distribución inicia en la PTAP la Joya para cubrir dos zonas. La primera, hacia la ciudad de Panamá y la segunda, a la población rural Jesús María. De la PTAP La Joya sale un caudal de 6 m³/s, el cual se va entregando a través de diez (10) puntos definidos por el IDAAN, sumando un total de 3.014 m³/s. El caudal sobrante que corresponde a 3.986 m³/s, se proyectó conducirlo hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen.

Esta red de distribución se compone de varios tramos que se describen a continuación:

- Tramo 11 A: tiene una longitud de 6.49 Km con un diámetro de 2.50 m en tubería GRP, PN 10, que comienza en la PTAP La Joya hasta el punto de entrega del Tramo 13 A con un caudal de 6 m³/s. En este punto se hace una división de caudal al tramo 11 B y al Tramo 13 A.

- Tramo 11 B: hace la distribución a la ciudad de Panamá. Tiene una longitud de 3.79 Km con un diámetro de 2.50 m en tubería GRP, PN 10, con un caudal de 4.636 m³/s que comienza desde el Tramo 11 A hasta el punto de quiebre con la vía Panamericana donde comienza el Tramo 15. En este punto se hace una entrega de caudal de 0.50 m³/s en la salida de Pacora.

- Tramo 15: tiene una longitud de 9.90 Km con un diámetro de 2.00 m en tubería GRP, PN 10, con un caudal de 4.136 m³/s que comienza desde la salida de Pacora que inicia la vía Panamericana hasta la estación de bombeo. En este punto se hace una división de caudal al tramo 16 y al tramo 17.

- Tramo 16: tiene una longitud de 6.05 Km con un diámetro de 0.70 m en tubería GRP, PN 10, con un caudal de 0.650 m³/s que descarga por gravedad que comienza desde la estación de bombeo hasta la entrega en la salida 9. En este punto se hace entrega del caudal.

- Tramo 17: sale de un rebombeo (Q= 3.486 m³/s, cabeza 150 m), tiene una longitud de 5.18 Km con un diámetro de 1.5 m en tubería GRP, PN 25, con un caudal de inicio 3.486 m³/s y un caudal final 2.986 m³/s debido a una entrega de caudal de 0.50 m³/s en el tanque Tocumen ubicado a 1.90 Km de la estación de bombeo. El tramo comienza en la estación de bombeo hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen. En este punto se hace entrega del caudal de 2.986 m³/s.

- Tramo 13 A: hace la distribución a la población de Jesús María. Tiene una longitud de 1.53 Km con un diámetro de 1.00 m en tubería GRP, PN 10, con un caudal de 1.364 m³/s que comienza desde el final del tramo 11 A hasta el punto de entrega con el tramo 14.

- Tramo 14: tiene una longitud de 2.18 Km con un diámetro de 0.30 m en tubería GRP, PN 10, con un caudal de 0.070 m³/s que comienza al final del tramo 13 A hasta un acceso a la vía Panamericana.

- Tramo 13 B: tiene una longitud de 1.54 Km con un diámetro de 1.00 m en tubería GRP, PN 10, con un caudal de 1.294 m³/s que comienza desde el final del tramo 13 A hasta el punto de entrega denominado salida 6 que entrega un caudal de 0,163 m³/s. En este mismo punto inicia el tramo 13 C.

- Tramo 13 C: tiene una longitud de 19.43 Km con un diámetro de 1.00 m en tubería GRP, PN 10, con un caudal de inicio 1.131 m³/s y un caudal final 0.184 m³/s debido a cinco entregas de caudal a lo largo del tramo. Las entregas están caracterizadas así: la primera, (salida 5) que tiene un caudal de salida de 0.332 m³/s ubicado en la abscisa K05+500, y que continúa conduciendo el restante caudal de 0.799 m³/s en el tramo; la segunda, (salida 4) que tiene un caudal de salida de 0.311 m³/s ubicado en la abscisa K13+800, y que continúa conduciendo el restante caudal de 0.488 m³/s en el tramo; la tercera, (salida 3) que tiene un caudal de salida de 0.160 m³/s ubicado en la abscisa K16+300, y que continúa conduciendo el restante caudal de 0.328 m³/s en el tramo; la cuarta, (salida 2) que tiene un caudal de salida de 0.144 m³/s ubicado en la abscisa K19+100, y que continúa conduciendo el restante caudal ya hasta el final del tramo a la salida 1 de 0.184 m³/s.

1.4.3.1 Bombeo a tanque cota 120 msnm en Tocumen

Para poder llegar hasta el tanque ubicado en Tocumen en la cota 120 msnm, es necesario hacer un rebombeo. Dicha estación se ubica al final del tramo 15.

La estación contará con 5 bombas centrífugas de eje horizontal de 0.872 m³/s cada una (una de ellas es de respaldo) para una cabeza bruta de 150 m y un caudal total de diseño de 3.486 m³/s hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen. En la abscisa K0+950 del tramo 17 se tiene una salida de 0.5 m³/s al sitio “Altos de Tocumen”, desde allí el bombeo continúa con un caudal de 2.986 m³/s hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen.

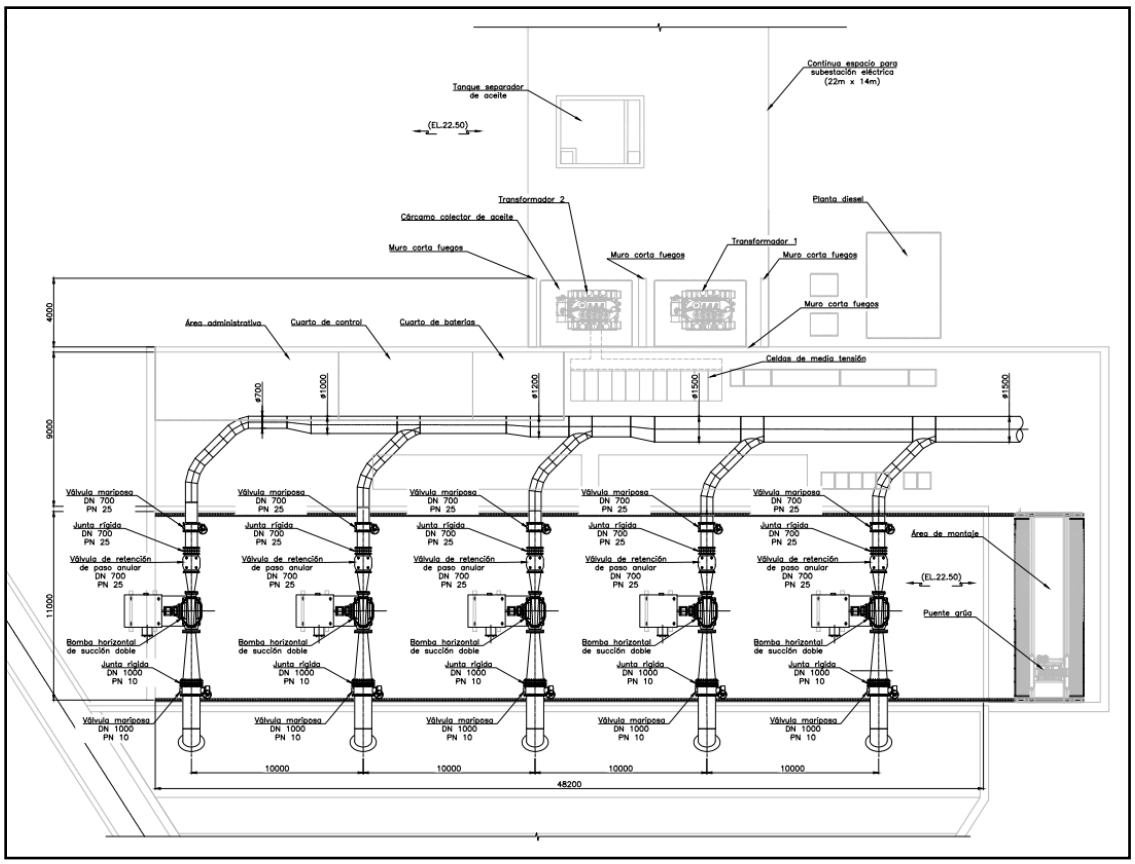


Figura 1-7 Esquema de bombeo a tanque cota 120 msnm en Tocumen

1.4.3.2 Tanque cota 120 msnm en Tocumen

El tanque se localiza al final del tramo 17 en las coordenadas 675544.0699 E, 1007917.7636 N, cota de fondo 120 msnm, tendrá 26 m de largo, 26 m de ancho y 4.0 m de profundidad (más 0.45 m de borde libre), se dimensionó para un tiempo de retención de 15 minutos y un caudal de 2.986 m^3/s, lo que permite tener un volumen de reserva de 2,704 m^3.

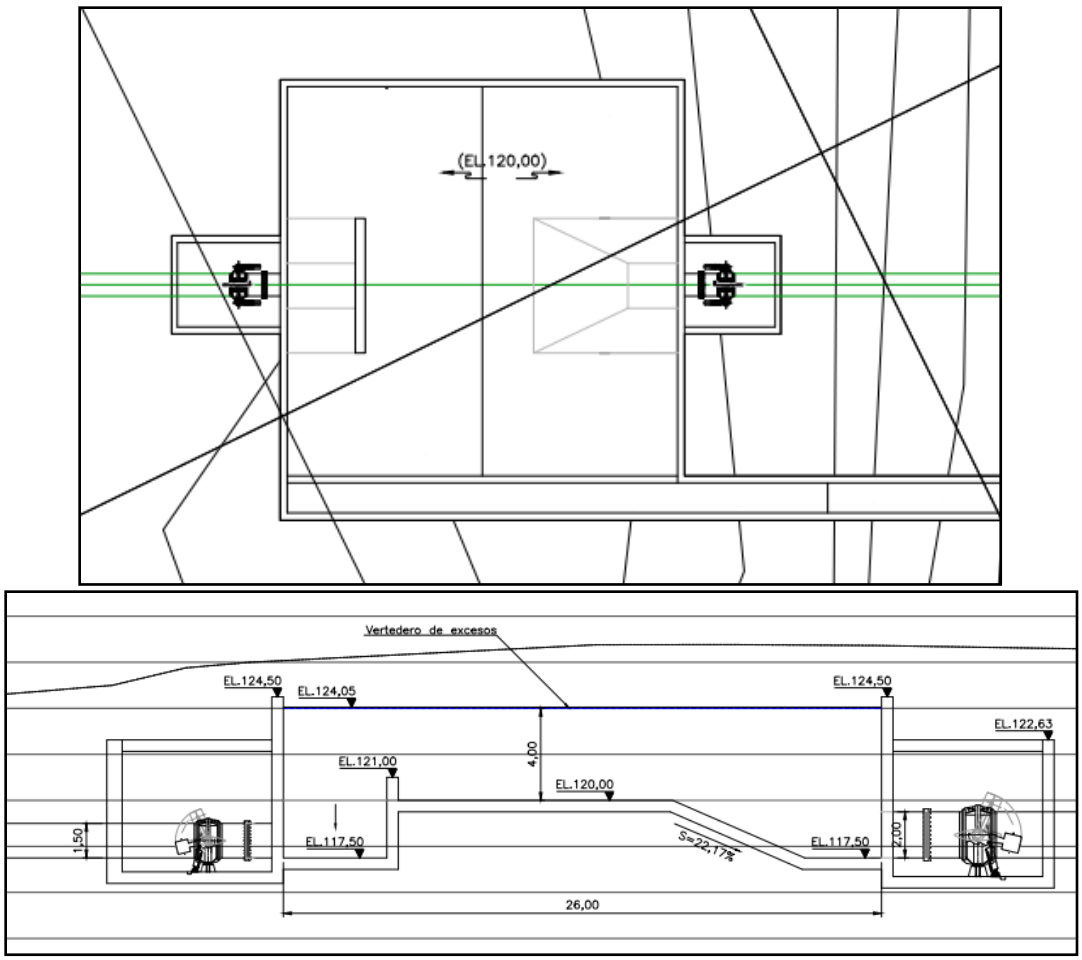


Figura 1-8 Esquema tanque cota 120 msnm en Tocumen

1.5 DISEÑO SANITARIO DE LA PTAP

La planta de tratamiento La Joya se diseñó para un caudal de 6 m³/s, la cual contempla procesos de tratamiento de coagulación o mezcla rápida, floculación, sedimentación de alta tasa, filtración en lecho mixto de arena - antracita y desinfección. El sistema fue dividido en 3 módulos de tratamiento de 2 m³/s, los cuales se subdividen en trenes de tratamiento de 1 m³/s, constituido por una unidad de floculación, una unidad de sedimentación y un sistema de filtración conformado por 2 baterías de filtros.

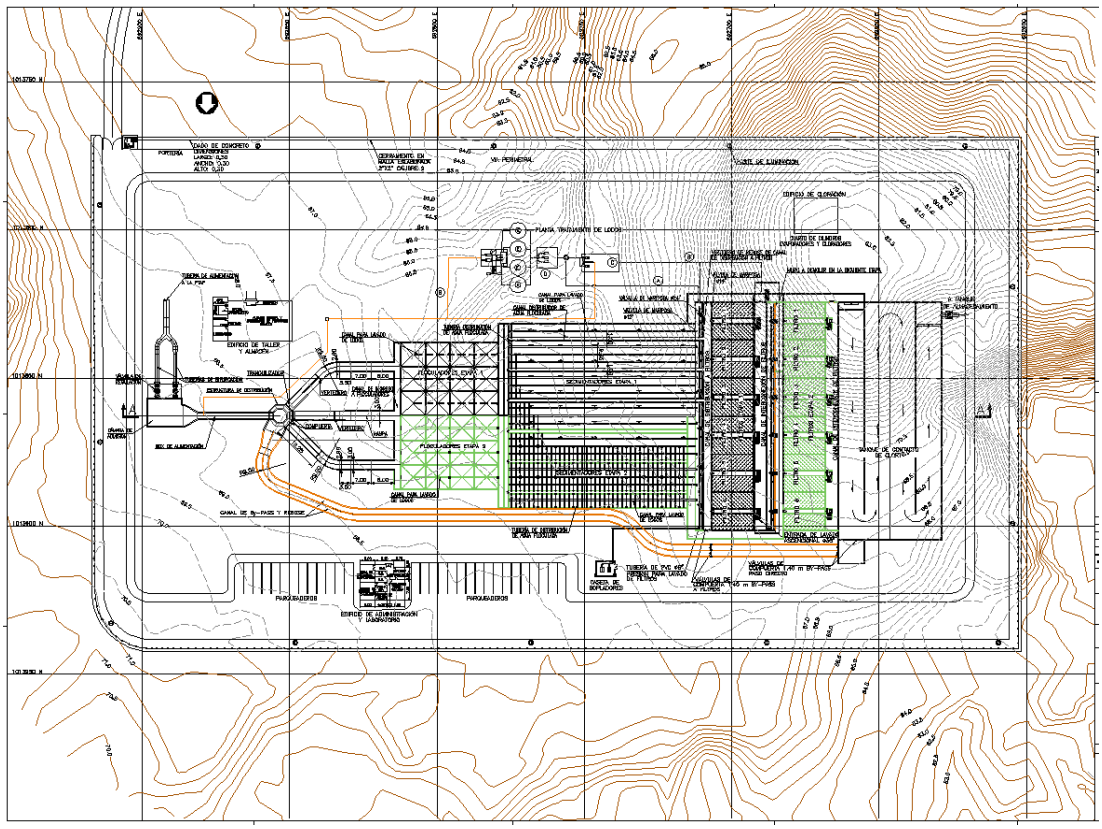


Figura 1-9 PTAP La Joya

Para el dimensionamiento de las diferentes unidades que hacen parte del tren de tratamiento, fueron aplicados los criterios de diseño planteados por la Organización Mundial de la Salud (OMS), la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS).

1.5.1 Estructuras de distribución de flujo

El sistema cuenta con estructuras de distribución de flujo de agua, como cámara de admisión, box de alimentación, tronco principal de la estructura de distribución, canales de repartición, vertederos de aforo y canal de bypass y rebose. La estructura de distribución toma en cuenta las tres etapas de desarrollo consideradas para la implementación de la PTAP; con 3 m^3/s en la primera etapa y 3 m^3/s en la segunda etapa, posibilitando que el desarrollo de la planta se pueda realizar de manera flexible.

1.5.2 Mezcla rápida

La mezcla del coagulante será de tipo hidráulico, realizada sobre el resalto hidráulico de los vertederos de control localizados a la entrada de cada canal de conducción hacia los floculadores; en la unidad de control donde se forma el resalto hidráulico se adiciona el coagulante. El sistema de mezcla rápida proyectado garantiza un resalto estable con un número de froude de 4.64, un gradiente de velocidad G de 2319 s^{-1} y un tiempo de mezcla de 1.4 s^{-1}.

1.5.3 Floculación – Floculador mecánico de paletas de eje vertical

Se proyectan en cada módulo, 2 líneas de floculación, cada uno con capacidad para tratar un caudal de 1 m^3/s; cada línea consta de 4 cámaras que operan en serie. Cada cámara en serie tiene 8 m de ancho, 8 m de largo y una profundidad de 4 m; la interconexión entre las cámaras se hace a través de ventanas de paso con orificio sumergido. La mezcla lenta se produce a través de paletas de eje vertical, provistas de un motor eléctrico localizado en la parte superior de las cámaras de floculación. Las velocidades de rotación de las paletas de mezcla se establecieron en 3 rpm para las dos primeras cámaras, y 2 rpm para las dos últimas cámaras. Los gradientes de velocidad se establecieron en 60 s^{-1}, 40 s^{-1}, 30 s^{-1}, 20 s^{-1}, para cada una de las cuatro cámaras, y un tiempo hidráulico de retención en los módulos de 17 min.

1.5.4 Sedimentación – Sedimentación de alta tasa

Se proyectan sedimentadores de alta tasa, de flujo ascensional, equipada con placas de sedimentación. Los sedimentadores están constituidos por placas planas de 5 cm de espesor, inclinadas a 60° respecto a la horizontal. Cada unidad de sedimentación tiene 8.95 m de ancho y 63.1 m de largo; esta unidad se encuentra dividida en dos compartimentos, separados por un canal central de 1.0 m de ancho, dicho canal forma un ducto inferior de distribución de agua floculada y un canal superior de recolección de agua sedimentada que comunica con el canal de distribución hacia los filtros. Las unidades de sedimentación proyectadas operan con una carga superficial neta de 146.9 m^3/m^2*d, el tiempo hidráulico de retención en cada sedimentador se estima en 10 min. En las unidades de sedimentación propuestas, se garantiza una condición de flujo laminar requerido para el proceso, con un valor para el número de Reynolds es de 111.5 y una velocidad de sedimentación entre placas de 13.8 m/d.

1.5.5 Filtración – Filtración rápida de lecho mixto

Se diseñaron filtros rápidos descendentes de lecho mixto arena-antracita, de tasa constante y carga variable, trabajando a una tasa de filtración de 290 m^3/m^2.d. Se proyectaron filtros de 2 naves de 5.3 m de ancho con canaleta de recolección de agua de lavado de 1.5 m de ancho y 14 m de largo.

Las condiciones de altura del medio poroso de los filtros se han fijado así: lecho de grava de soporte de 0.50 m, lecho de arena de 0.30 m, lecho de antracita de 0.50 m. Este lavado consiste en realizar inyección de aire con velocidad de 0.30 a 0.45 m/min y después hacer retrolavado con agua.

Se prevé emplear agua filtrada para la operación de lavado de los filtros. Mientras los filtros están produciendo agua, se cierra el ingreso al filtro que necesite lavarse y se retrolava con el agua acumulada en el canal de recolección de agua filtrada.

1.5.6 Desinfección – Cámara de contacto de cloro

Se proyectó una cámara de contacto de cloro para llevar a cabo la etapa final del tratamiento de desinfección con cloro. Esta estructura tiene 30 m de ancho por 154 m de longitud con tres compartimentos para favorecer el tránsito del agua y garantizar el contacto del agua con el cloro.

En estudios realizados en plantas localizadas en climas tropicales, se ha evidenciado que el mayor riesgo identificado para la calidad de agua potable es la calidad microbiológica, en donde se ha detectado incrementos en la concentración de coliformes totales en el agua cruda y presencia de altas concentraciones de organismos patógenos resistentes como los protozoos Giardia y Cryptosporidium. La presencia de estos protozoos se deberá verificar mediante análisis microbiológico de la calidad del agua de la fuente de suministro.

Para el tratamiento se proyectó en la cámara de contacto de cloro una lámpara especial cuya radiación a longitudes de onda cercanas a 254 nm puede penetrar las paredes celulares de los microorganismos y afectar su material genético, dejando los organismos inviables y sin capacidad de reproducirse. Para eliminación de Giardia y Cryptosporidium la dósis de luz ultravioleta debe estar entre 80-82 mW s/cm^2.

Para que este método de desinfección complementario sea efectivo, es necesario garantizar que la turbiedad del agua filtrada sea menor de 0.5 UN y la concentración de sólidos suspendidos debe ser menor a 10 p.p.m, esto se debe lograr con una adecuada y óptima operación de los procesos que anteceden la desinfección.

1.5.7 Manejo de lodos

Los lodos generados en la planta La Joya, serán conducidos hacia un sistema de tratamiento de lodos, constituido por unidades de ecualización, espesamiento y sistema de deshidratación. En las unidades de ecualización se homogeniza y se almacena el lodo a fin de conseguir la extracción de este a un caudal continuo hacia los espesadores. El tanque ecualizador tiene 7 m de ancho, 7 m de largo y una profundidad de 6 m, este tanque fue diseñado para un tiempo hidráulico de retención de 30 min.

El proceso de espesamiento remueve el exceso de agua mediante decantación y concentra los sólidos por medio de sedimentación. Para el tratamiento del lodo de la planta La Joya, se emplearán 4 unidades de decantación tipo circular, con un diámetro de 10 m y una altura útil de 5 m, diseñadas para un tiempo de retención de 15 minutos. El lodo remanente deberá ser llevado hacia el proceso de deshidratación mediante filtro prensa, el agua clarificada será reciclada al sistema o dispuesta finalmente a través de vertimiento a un cuerpo de agua receptor.

1.6 DISEÑO ELECTROMECÁNICO

El esquema de factibilidad del proyecto considera las siguientes obras:

- Captación en Jesús María, conformada por una barrera móvil, toma lateral, desarenador y tanque de carga.
- Estación de bombeo en Jesús María, dimensionada para un caudal de 6.00 m^3/s.

- Tanque en el Cerro Malambo.
- PTAP en la Joya, dimensionada para un caudal de 6.00 m^3/s.
- Estación de bombeo red de distribución de 3.486 m^3/s.
- Tanque cota 120 msnm en Tocumen
- Tuberías de impulsión y de conducción por gravedad

La barrera móvil permitirá elevar el nivel del agua en el río Bayano hasta la altura requerida por la toma y será obturada por medio de 14 compuertas radiales. Se tendrá un canal de limpia que permitirá evitar la acumulación de sedimentos en frente de las rejas de la toma. El agua será conducida a través de canales hasta el desarenador donde se realizará el proceso de remoción de sólidos en suspensión. Finalmente, el agua será almacenada en un tanque de carga, del que tomarán el agua las bombas.

Para las obras de toma, se realizó el dimensionamiento a nivel de factibilidad de los equipos hidromecánicos, dentro de los que se cuentan rejas, compuertas planas de ruedas, compuertas deslizantes, tablones de cierre y equipos de izaje. Este dimensionamiento se realizó con base en los criterios de diseño mecánicos y eléctricos establecidos en este documento.

Con base en la proyección de demanda de caudales en el horizonte de tiempo del proyecto se definieron 6 de grupos de bombeo para Jesús María y 5 bombas para el tanque cota 120 msnm en Tocumen.

Se consideraron bombas centrífugas de eje horizontal tanto para la estación de bombeo de Jesús María como para el bombeo a tanque cota 120 msnm en Tocumen. Teniendo en cuenta el NPSH (Net Positive Suction Head – Altura Neta Positiva en la Aspiración) requerido por las bombas y la topografía de las zonas de implantación de las casas de máquinas se incluyeron bombas verticales (booster), en lugar de realizar grandes excavaciones para la implantación de las unidades.

Entre la obra en Jesús María y el tanque Malambo, tramo 2 considerando el diámetro y la presión requerida, se proyectó una tubería metálica aérea. Para las conducciones restantes se consideró tubería en GRP.

Se realizó un análisis de transitorios hidráulicos con el objeto de plantear dispositivos de mitigación de sobrepresiones para las impulsiones de Jesús María y al tanque cota 120 msnm en Tocumen. Como resultado del análisis, se recomienda implementar válvulas de aireación de una vía para controlar la sobrepresión por golpe de ariete en las impulsiones.

1.7 COSTOS Y PRESUPUESTO

1.7.1 Presupuesto

El presupuesto a nivel de costos directos será el resultado del producto de la cantidad por precio unitario. El presupuesto presentado incluye los costos a nivel de contratista constructor, necesarios para adelantar cada actividad, es decir, incluye costos directos, mano de obra, equipos, materiales y costos indirectos, gastos administrativos, imprevistos y utilidad. En la Tabla 1-5 se presentan los

costos directos del proyecto por obra.

Tabla 1-5 Costos directos resumidos por obra

Obra	Costo total (MUSD)	% del total
Captación	86.67	12.1%
Desarenador	16.54	2.3%
Estaciones de bombeo	40.55	5.6%
Conducción	244.77	34.1%
Tanques de carga	7.95	1.1%
PTAP	52.93	7.4%
Caminos de acceso	2.43	0.3%
Red de distribución	167.14	23.3%
Otros costos	99.86	13.9%
Total	**718.83**	**100.0%**

La Figura 1-10 muestra de manera gráfica la distribución de los costos directos entre las diferentes obras que componen el proyecto Bayano.

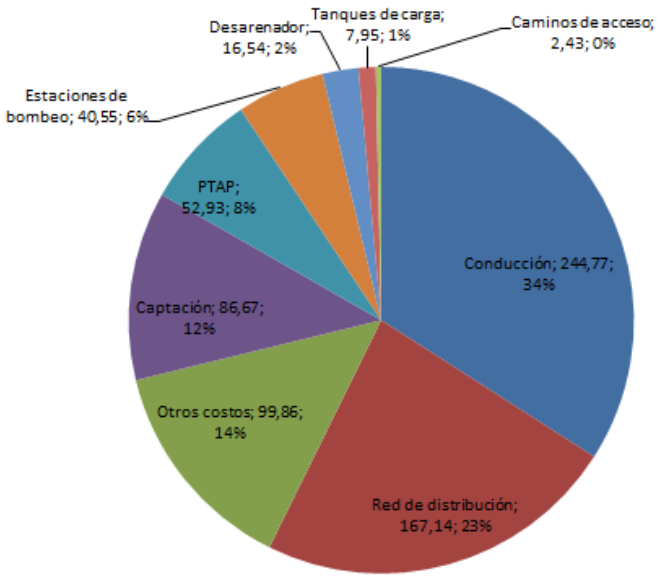


Figura 1-10 Composición del presupuesto por obras

De acuerdo a la información anterior, las obras de conducción son las de mayor peso sobre el total de costos directos. Estas obras, con un valor de $244.77 MUSD, representan el 34% de los costos directos y la red de distribución representa el 23% equivalente 167.14 MUSD.

Las principales estructuras de concreto como la captación, el desarenador, las estaciones de bombeo, los tanques de carga y la estructura de entrega representan el 21% de los costos directos, con un valor de $151.71 MUSD. La PTAP (sin considerar la adquisición de los predios) con un costo de $52.93 MUSD, representa el 7% del total de los costos directos.

Los otros costos, con un valor de $99.86 MUSD, representan el 14% del total de los costos directos, y están determinados por los valores de adquirir los predios, el manejo ambiental y la infraestructura de la construcción.

En la Tabla 1-6 se presenta el presupuesto por sub obras y el porcentaje con respecto al costo directo.

Tabla 1-6 Presupuesto resumido

Obra	Costo total (MUSD)	% del total
Captación	**86.7**	**12.1%**
Barrera móvil	77.2	10.7%
Bocatoma	2.7	0.4%
Canal conexión	1.1	0.2%
Canal de transición	0.2	0.0%
Subestación	5.4	0.8%
Desarenador	**16.5**	**2.3%**
Desarenador	5.0	0.7%
Muros de cierre	9.7	1.3%
Tanque de carga	1.9	0.3%
Estaciones de bombeo	**40.5**	**5.6%**
Bombeo captación	40.5	5.6%
Conducción	**244.8**	**34.1%**
Tramo 10 (Tramo 5 - PTAP La Joya)	16.1	2.2%
Tramo 11 (PTAP La Joya - Pácora)	45.7	6.4%
Tramo 2 (Captación - Tanque de carga)	69.4	9.7%
Tramo 4 (Tanque de carga - Vía panamericana)	26.5	3.7%
Tramo 5 (Vía panamericana - PTAP)	87.1	12.1%
Tanques de carga	**8.0**	**1.1%**
Tanque Malambo	8.0	1.1%
PTAP	**52.9**	**7.4%**
Fase 1	40.3	5.6%

Obra	Costo total (MUSD)	% del total
Fase 2	12.6	1.8%
Caminos de acceso	**2.4**	**0.3%**
Jesús y María	1.5	0.2%
La Joya	0.5	0.1%
Malambo	0.5	0.1%
Red de distribución	**167.1**	**23.3%**
Estación de bombeo red de distribución	35.0	4.9%
Tanque Cota 120 msnm en Tocumen	**2.2**	**0.3%**
Tramo 11	0.0	0.0%
Tramo 13 A - B	16.3	2.3%
Tramo 13 C	50.8	7.1%
Tramo 14	1.8	0.2%
Tramo 15	32.3	4.5%
Tramo 16	9.5	1.3%
Tramo 17	19.2	2.7%
Otros costos	**99.9**	**13.9%**
Otros costos	99.9	13.9%
TOTAL	**718.8**	**100.0%**

En la Tabla 1-7 se presenta el presupuesto total, es decir costos directos más costos indirectos.

Tabla 1-7 Total costos del proyecto

Costos indirectos	% de los costos directos	Costo (MUSD)
Costos directos	100%	718.83
Costos indirectos	11%	67.85
Contingencias	17%	123.37
Total Costos	**128%**	**910.06**

*Calculados sobre costos directos sin otros costos: 718,83 -99,86 = 618.97

El valor total del proyecto es de $910.06 MUSD de los cuales el 28% corresponde a los costos indirectos.

Los valores de presupuesto son estimados, el valor final del proyecto dependerá del sistema de contratación y la transferencia de riesgos que realice el dueño del proyecta al contratista constructor.

La operación y mantenimiento del proyecto fue estimada en función de información referencial de obras con similares características. En la Tabla 1-8 se presenta el resumen de los costos según la fase de construcción.

Tabla 1-8 Costos operación y mantenimiento

Descripción	Periodo (años)	Costos OyM total para el periodo (MUSD)	Costo total energía para el periodo (MUSD)	Total de costos (Energía + OyM) (MUSD)
Fase I	10	69,07	21,64	90,71
Fase II	30	142,75	96,72	239,47
Total	**40**	**211,81**	**118,36**	**330,17**

*Calculados sobre costos directos sin otros costos: 718,83 -99,86 = 618.97

En total de costos estimados para operación y mantenimiento es de $330.18 MUSD, de los cuales $118.36 MUSD corresponden a demanda de energía y $211.81 MUSD representan la operación y mantenimiento de las obras. De este último valor $75.97 MUSD conciernen a la PTAP.

Para los equipos hidromecánicos y electromecánicos el costo de operación y mantenimiento fue estimado como un porcentaje de los costos de inversión de los equipos de las diferentes obras requeridas en el proyecto. Los valores estimados por año corresponden entre el 1% y 2% de los costos de los equipos, valores que guardan relación con referencias bibliográficas de estimación de costos de operación y mantenimiento de para pequeñas centrales hidroeléctricas donde los valores por año se sitúan entre el 2,0 y 2,5%, considerando que los equipos de bombeo requeridos en el proyecto Bayano demandan potencias del orden de 9,3 a 12,2 por unidad de bombeo. Para la PTAP, este costo fue estimado usando como referencia el “Cost estimating manual for water treatment facilities” y de información referencial de plantas de tratamiento de con capacidades similares en operación actualmente.

1.7.2 Cronograma de construcción

La secuencia constructiva del proyecto presenta flexibilidad debido a la facilidad de acceso a los sitios de las obras y menor dependencia entre obras. Por lo tanto, las restricciones están estrechamente asociadas entre la fabricación, suministro e instalación de las tuberías de la conducción.

La programación de las obras se ha previsto en cuatro áreas de trabajo general:

- Área Jesús y María
  - Captación
  - Desarenador
  - Estación bombeo Jesús y María
  - Tanque Malambo
- Área Conducción

- Tramo 2, tubería en acero
- Tramo 4 y 5
- Tramo 10 y 11
- Área PTAP
- PTAP
- Red de distribución
- Red de distribución
- Estación de bombeo
- Tanque cota 120 msnm en Tocumen

De acuerdo con la secuencia constructiva descrita anteriormente se obtienen los tiempos de ejecución presentados en la Tabla 1-9, para un plazo de construcción de 38 meses.

Tabla 1-9 Duración de las actividades principales

Obra	Duración (Meses)
Duración total de la construcción	**38**
Suministros	14
Infraestructura para construcción	6
Área sitio de captación de José María	30
Área conducción	30
Área PTAP	21
Red de distribución	30
Pruebas finales	3

En la etapa de pre-construcción se proyectan dos (2) años, los cuales son susceptibles de optimización aplicando las siguientes recomendaciones: llevar de manera paralela los procesos de contratación de empresas constructoras y el desarrollo de diseños definitivos del proyecto. Adelantar con equipos especializados las negociaciones prediales de manera temprana, así como desarrollar los estudios ambientales con fines de licenciamiento ambiental de manera temprana. Selección de contratistas para el suministro de equipos con suficiente antelación.

Un aspecto importante que evitaría retrasos en la construcción del proyecto sería dividir el proyecto en varios contratistas, de manera tal que se puedan generar más frentes de obra aprovechando que se trata de un proyecto lineal.

Tomando en cuenta que se tiene una longitud de conducción que pasa por un amplio número de distritos, resulta recomendable contar con un equipo especializado en gestión predial que permita agilizar estos procesos.

1.8 EVALUACIÓN FINACIERA Y ECONÓMICA

1) Desde el punto de vista del inversionista/operador el proyecto presenta los siguientes resultados financieros:

Tabla 1-10 Resultados de la evaluación financiera

ESCENARIO	VALOR PRESENTE (USD)			TIR	COSTO MEDIO (USD/M3)
	INGRESOS	COSTOS	FLUJO NETO		
Escenario Base	48,432,399	819,200,208	(770,767,809)	-3.0%	3.10
Escenario Máximo	131,935,690	819,200,208	(687,264,518)	-1.3%	1.14

En el escenario base se usa la proyección de demanda creciente empleada para la estimación de costos mientras que el escenario máximo consiste en asumir que las ventas de agua son de 3.0 m³/seg desde el primer año de operación hasta la entrada en operación de la fase 2 y de 6.0 m³/seg de allí en adelante. Es decir que el escenario máximo representa la situación más favorable en que el proyecto se aprovecharía siempre al ciento por ciento de su capacidad suponiendo que hubiese suficiente demanda, lo cual ya constituye un supuesto bastante fuerte.

El resultado neto es ampliamente negativo, como lo demuestra la magnitud del flujo neto y la tasa interna de retorno. Muy demostrativo del resultado es también la relación entre los ingresos y los costos (relación beneficio/costo) que sería de 0.06 en el escenario base y 0.16 en el escenario máximo, lo que evidencia que aún con una demanda al nivel máximo posible el proyecto no se acerca a una factibilidad económica. Visto a la inverso esto significa que los costos son 17 o 6 veces el valor de los ingresos en el escenario base y máximo respectivamente.

Un indicador muy útil en cuanto respecta a los costos del proyecto es el de costo unitario, expresado en USD/m³, que representa el valor que, facturado por cada metro cúbico vendido, recuperaría la totalidad de los costos incluida la rentabilidad de las inversiones. Puede verse, al respecto, que en el escenario base dicho costo sería de 3.10 USD/m³ y en el escenario de máxima favorabilidad sería de 1.14 USD/m³, que son valores muy superiores al precio de venta en bloque asumido de 0.1833 USD/m³ y al valor promedio que actualmente pagan los usuarios de IDAAN que es de 0.41 USD/m³, como se demuestra en la sección dedicada a la evaluación socioeconómica del proyecto.

Es decir que, en el escenario base el costo de cada metro cúbico suministrado sería 16.9 veces el precio asumido de venta en bloque y 7.6 veces el precio medio pagado por los usuarios del IDAAN. En el mejor de los casos, en el escenario máximo, el costo de cada metro cúbico suministrado sería 6.2 veces el precio asumido de venta en bloque y 2.8 veces el precio medio pagado por los usuarios del IDAAN.

El precio mínimo de venta en bloque que garantizaría la viabilidad económica del proyecto bajo las condiciones más probables, que son las escenario base, sería de 3.10 USD/m³.

Se concluye que desde el punto de vista del inversionista/operador el proyecto no es viable económicamente, a causa principalmente de la magnitud de los costos, en especial los costos de inversión, que representan la mayor proporción de las erogaciones del proyecto. El hecho de que la demanda empieza desde niveles bajos en comparación con la capacidad de producción acentúa la no viabilidad económica del proyecto.

2) Los indicadores de evaluación socioeconómica del proyecto se resumen a continuación.

Tabla 1-11 Resumen de los indicadores de evaluación socioeconómica

ESCENARIO	VALOR PRESENTE (USD)			TIR
	BENEFICIOS	COSTOS	FLUJO NETO	
Escenario Base	37,635,256	283,297,164	(245,661,908)	1.0%
Escenario Máximo	40,817,054	283,297,164	(242,480,110)	1.9%

Se concluye, desde el punto de vista de la evaluación socioeconómica que mide el efecto del proyecto sobre el bienestar de toda la nación, que el proyecto se encuentra lejos de la viabilidad económica. Incluso en el mejor escenario las TIR es de solo 1.9% anual y la relación beneficio/costo es de solo 0.144 indicando que los beneficios representan el 14.4% de los costos sociales del proyecto o, dicho de otro modo, los costos tienen un valor equivalente a más de siete veces el valor de los beneficios.

Las probables variaciones en factores como la elasticidad precio de la demanda, que determina la disposición a pagar de los usuarios y por tanto los beneficios del proyecto, la evolución futura de la demanda y los costos del proyecto difícilmente podrían tener un impacto suficiente para lograr una mínima viabilidad económica, dada la magnitud de la diferencia entre costos y beneficios.

1.9 ESTUDIO AMBIENTAL

El alcance del componente socio ambiental del Estudio para determinar el aprovechamiento del Río Bayano, incluyó una caracterización socio ambiental detallada de la zona de influencia del proyecto, la cual se presentó con el análisis de alternativas en la etapa de Prefactibilidad. Durante la fase de factibilidad el componente socio ambiental se enfocó principalmente en el refinamiento socio ambiental de la alternativa seleccionada (alternativa 12). Los análisis adelantados en la etapa de factibilidad concluyeron los aspectos que se relacionan a continuación:

- Luego de la evaluación preliminar, de los cinco criterios de protección definidos en el Decreto 123 de agosto de 2009, se estima que debe desarrollar un EsIA Categoría III.

- Debido a la información de línea base ambiental y social existente, se estima que el tiempo para realizar el EsIA, Cat. III es de aproximadamente seis meses.
- De la misma manera se aclara que la implantación del proyecto con la barrera móvil no modificará el régimen del río Bayano, por lo que no se modificará el tránsito de crecientes, ni las áreas inundables actuales.
- La cantidad de habitantes afectados dentro de la mancha de inundación estimada en la zona donde se dispone de información topobatimétrica corresponde a 444 personas distribuidas entre las 13 poblaciones y lugares poblados identificados, cuya información base poblacional fue extraída de los censos del INEC (Instituto Nacional de Estadística y Censo) actualizada al año 2010 y complementada con la información recopilada en la evaluación socioambiental. La zona de inundación mantiene un uso del suelo, en su mayoría agropecuario, principalmente áreas de pastizales y cultivos de arroz, y en menor medida plantaciones de teca.
- Las afectaciones a infraestructura vial para un Tr de 500 años corresponden a 3,510 m de carretera de hormigón (carretera interamericana) 1,327 m de carretera de asfalto y 15,080 m de caminos de terracería.
- Las afectaciones a infraestructura vial para un Tr de 1000 años corresponden a 3,674 m de carretera de hormigón (carretera interamericana), 1,582 m de carretera de asfalto y 15,283 m de caminos de terracería.
- Las zonas semiurbanas y urbanas que se encuentran en la zona de interconexión, no presentan elementos naturales o paisajísticos que requieran cuidados adicionales o especiales, diferentes a los que se emplean en proyectos similares en zonas urbanas.
- Las edificaciones son principalmente viviendas, ya que las áreas inundables corresponden a zonas rurales donde las residencias familiares son el principal tipo de construcción. En estas mismas zonas rurales también se desarrolla una importante actividad agropecuaria, principalmente ganadería extensiva y cultivo de arroz, además de la producción forestal; es debido a ello que también se identifican otro tipo de edificaciones como galeras para ordeño, depósitos o galeras para equipo agrícola, bodegas e incluso silos para almacenaje de arroz. También se identificaron galeras para la producción de pollos como parte de la industria avícola. Otro tipo de edificación presente en la zona son pequeños locales comerciales como restaurantes o fondas, abarroterías, minisúper, cementerios, escuelas y talleres de ebanistería; no obstante, este tipo de estructura son la minoría. En términos porcentuales, podría considerarse que el 85% de las edificaciones corresponde a viviendas, otro 10% a estructuras relacionadas con la actividad agropecuaria (galeras, almacenes, etc.) y solo un 5% está representado por edificaciones de locales comerciales, además de escuelas y cementerios.

1.10 ESTUDIOS ADICIONALES RECOMENDADOS PARA LA SIGUIENTE ETAPA DE DISEÑO

Los estudios adicionales que se relacionan a continuación están asociados a la siguiente etapa de diseño del proyecto correspondiente a los diseños detallados para construcción.

1.10.1 Trabajos de campo

1.10.1.1 Topografía

Posterior a la validación de los diseños a nivel de factibilidad preparados por INGETEC, el consultor al cual se le adjudique el contrato de diseño para construcción, deberá adelantar levantamientos topográficos complementarios según se requiera a las vías de acceso, cruces de la conducción, red de distribución y demás obras anexas.

1.10.1.2 Batimetrías cruces cauces

Para los diseños definitivos de las estructuras para los cruces de la conducción y red de distribución con cauces naturales, se deberán adelantar estudios de batimetría, con el objetivo de estimar niveles de socavación y de creciente con distintos periodos de retorno.

1.10.1.3 Sedimentos

Se deberá hacer un programa de caracterización sedimentológica que incluya campañas de aforos líquidos y sólidos del río Bayano, para contar con curvas granulométricas y obtener la relación del caudal líquido versus el caudal sólido que permitan ajustar las tasas de sedimentos afluentes al sector Jesús María. De acuerdo con los resultados de los estudios sedimentológicos, se deberán afinar las reglas para operación y limpieza del desarenador y bocatoma del proyecto.

1.10.1.4 Investigaciones del subsuelo

Acorde con los diseños que se vayan a ejecutar los cuales podrían ser ingeniería para licitación o ingeniería de detalle, se deberán complementar las investigaciones geotécnicas para la configuración de las obras, buscando en términos generales reducir incertidumbres de orden geológico y geotécnico a la vez de satisfacer normatividad vigente (i.e. REP2014). Incluir determinación de la resistencia de las discontinuidades en los sitios donde se realizarán cortes en roca.

Dentro de la complementación de la exploración geotécnica se deberá incluir investigaciones que permitan identificar la continuidad de un estrato potencialmente licuable encontrado puntualmente en una de las cuatro perforaciones ejecutadas en el sitio de toma Jesús María, y sus implicaciones para el diseño de las obras planteadas sobre la margen derecha del río Bayano.

El alcance de las investigaciones geotécnicas deberá extenderse no solo a las obras principales del proyecto sino a las soluciones de cruces de la tubería de conducción, red de distribución, vías de acceso y demás obras complementarias.

En el caso particular de los cruces de la conducción, se recomienda incluir sondeos en cada apoyo, de acuerdo con la norma AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD (Load and Resistance Factor Design – Diseño por factores de carga y resistencia).

1.10.2 Trabajos de diseño

A continuación se relacionan los análisis que se deberán adelantar en la siguiente etapa de diseño del proyecto:

- Se deberán realizar análisis detallados de la influencia de crecientes en afluentes al río Bayano, entre la presa y el sector Jesús María (donde se encuentra la bocatoma) y su incremento de niveles especialmente en la zona El Llano.
- Se deberán adelantar los diseños específicos para cada uno de los desagües de las válvulas de purga propuestas a lo largo de la conducción.
- Realizar diseño detallado de las obras de control de transiente hidráulico e implementar válvulas de aireación de una vía para controlar la sobrepresión por golpe de ariete en las impulsiones.
- Con una caracterización geotécnica típica de una ingeniería de detalle se deberán realizar los análisis de estabilidad de las obras principales y secundarias además de la actualización de las cimentaciones de las obras y el diseño detallado de las estructuras que se definan para los cruces de la conducción con cauces naturales y vías.
- Se deberán adelantar estudios sísmicos particulares de la zona del proyecto.
- En las zonas urbanas se deberán adelantar análisis detallados de las interferencias de la conducción propuesta con redes de servicios públicos y otras redes.
- Se deberán adelantar los diseños de una red de distribución hacia el anillo hidráulico de IDAAN.
- Se deberá adelantar un análisis detallado de los cuerpos de agua a los cuales se hace entrega de los caudales de excesos y lavado de los tanques (Tocumen, Malambo y Soberanía), dicho análisis permitirá identificar la capacidad hidráulica y el requerimiento o no de obras de adecuación en los respectivos cuerpos receptores.
- Se deberán adelantar los diseños de las protecciones contra erosión en los cruces de cuerpos de agua soterrados y elevados, teniendo en cuenta las condiciones específicas de cada sitio tales como niveles y velocidades de agua, niveles de socavación, extensión de los cruces, tipo de estructura para cruce, entre otras.
- El diseño deberá contemplar las estructuras de sostenimiento de las excavaciones para la tubería de conducción.
- Una vez se cuente con la topografía detallada en las zonas de las vías de acceso, se deberá proceder con el diseño en planta perfil y secciones transversales y obras de drenaje asociadas.
- La PTAP La Joya se proyectó para un caudal total de 6 m³/s de acuerdo con la proyección de la demanda de abastecimiento suministrada por el Instituto de Acueductos y Alcantarillados Nacionales (IDAAN), sin embargo, se recomienda que en fases subsiguientes se actualicen los estudios y se revise a nivel de un plan maestro el abastecimiento para que se analice de manera detallada el crecimiento de la demanda de agua, la localización de la población y las posibles etapas de construcción de la PTAP La Joya.

La elaboración de los diseños para el proceso de licitación de los equipos mecánicos de las obras de captación, bombeos, PTAP y conducciones del proyecto contemplaría:

- Recopilación de la información relevante de estudios anteriores.
- Definición de las normas y códigos aplicables para el diseño, selección de materiales, fabricación, montaje y pruebas.
- Estudio de la información relacionada con los equipos electromecánicos en proyectos similares de construcción reciente.
- Elaboración de los criterios de diseño de los equipos electromecánicos.
- Elaboración los diseños de las rejas, compuertas, tuberías, bombas, válvulas, equipos de izaje y equipos auxiliares, estableciendo sus dimensiones principales y pesos. Esto incluye la elaboración de las memorias de cálculo de los equipos con base en los criterios de diseño aprobados.
- Determinación de las cargas que transmiten los equipos electromecánicos a las estructuras de concreto para la ejecución de los diseños civiles.
- Verificación de que los accesos vehiculares proyectados para transportar los equipos electromecánicos sea el adecuado para movilizarlos sin efectuar obras adicionales.
- Elaboración de los planos de disposición mostrando los detalles y cortes necesarios para que los proponentes puedan cotizar el suministro, el montaje y las pruebas de los equipos electromecánicos.
- Elaboración de las especificaciones técnicas para el suministro, el montaje y las pruebas de los equipos electromecánicos. En ellas se deben incluir las normas nacionales e internacionales que deberá cumplir el contratista, los materiales, métodos y procedimientos de fabricación y montaje, los ensayos para garantizar la calidad de los materiales, soldaduras, equipos y de los montajes, los ítems de pago, la medida y forma de pago de cada ítem.
- Estimación del costo para conformar el presupuesto de obra, con base en las dimensiones, cantidades y características de los equipos electromecánicos. Para la elaboración del presupuesto se tendrá en cuenta las cantidades e ítems obtenidos a partir de los diseños, los precios del suministro, fabricación, transporte y montaje de los equipos, a partir de condiciones de mercado recientes.
- Estudio de la secuencia y procedimiento de montaje de los equipos electromecánicos.
- Ampliar las investigaciones geotécnicas, ampliar el estudio de segmentos de conducción y red de distribución donde la zanja alcanza profundidades mayores a 6 m y ampliar el estudio de los sitios de cruces, para lo cual se requeriría levantar mayor información no solo geotécnica, sino también hidrológica, hidráulica y topo-batimétrica.

En relación con el estudio de impacto ambiental:

- EsIA Cat. III debe basarse en los resultados y recomendaciones derivadas de estudios detallados a nivel de la caracterización ambiental y social de la huella del proyecto (área de influencia directa), así como la información disponible en el área de influencia indirecta del mismo.
- El EsIA debe contemplar los instrumentos requeridos para que se cumpla con las Normas de Desempeño de la IFC (Corporación Financiera Internacional) y los Principios de Ecuador.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVOS GENERALES DEL ESTUDIO

- Validar el potencial hídrico de la cuenca del río Bayano para la producción y suministro de agua potable, y reforzar los sistemas de lago del Canal de Panamá
- Conceptualizar los medios requeridos para aprovechar el potencial hídrico de la cuenca del río Bayano, por medio del análisis a nivel de factibilidad.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DE FACTIBILIDAD

- Presentar los diseños a nivel de factibilidad de la Alternativa 12.
- Establecer los criterios de diseño implementados en la etapa de factibilidad.
- Definir el tamaño y costo general de las obras requeridas para el aprovechamiento de la cuenca del río Bayano, entre la que se incluyen:
  - Presa de cierre.
  - Captación.
  - Conducción.
  - Tanques.
  - Sistemas de bombeo.
  - Planta de tratamiento de agua potable (PTAP).
  - Redes eléctricas.
  - Subestación de energía.
  - Red de distribución de agua potable
- Realizar los análisis financiero y económico-social de esta alternativa.

3. ANTECEDENTES

Mediante los contratos SAA 387345 y 434910, la ACP contrató a INGETEC para adelantar el estudio a nivel de prefactibilidad de ocho alternativas que permitieran la captación de caudales en el río Bayano para su posterior disposición en el lago Alhajuela y en una nueva planta de tratamiento de agua potable (PTAP) próxima a Ciudad de Panamá. Las alternativas analizadas a nivel de prefactibilidad cuentan con las siguientes características:

1. Captación aguas arriba de la presa Ascanio Villalaz (Q = 7.0 m³/s) y punto de entrega en la nueva planta de tratamiento de agua potable – PTAP en Malambo.

2. Captación aguas arriba de la presa Ascanio Villalaz (Q = 12.0 m³/s) y punto de entrega en la nueva planta de tratamiento de agua potable – PTAP en Malambo.

3. Captación aguas arriba de la presa Ascanio Villalaz (Q = 37.45 m³/s) y puntos de entrega en la PTAP en Malambo (Q = 12.0 m³/s) y en el lago Gatún (Q = 25.45 m³/s). Se contemplan dos bombeos uno en el sitio de captación (presa Ascanio Villalaz) y el otro, en el sector de Tocumen para bombear hacia el lago Gatún.

4. Captación aguas arriba de la presa Ascanio Villalaz (Q = 37.45 m³/s) y puntos de entrega en la PTAP en Malambo (Q = 12.0 m³/s) y en el lago Alhajuela (Q = 25.45 m³/s). Se contemplan dos bombeos uno en el sitio de captación (presa Ascanio Villalaz) y el otro, en el sector de Tocumen para bombear hacia el lago Alhajuela.

5. Captación aguas arriba de la presa Ascanio Villalaz (Q = 37.45 m³/s) y puntos de entrega en la PTAP en Malambo (Q = 12.0 m³/s), en el lago Alhajuela (Q = 12.725 m³/s) y en el lago Gatún (Q = 12.725 m³/s). Se contemplan dos bombeos uno en el sitio de captación (presa Ascanio Villalaz) y el otro, en el sector de Tocumen para bombear hacia los lagos Alhajuela y Gatún.

6. Captación en el sitio de Jesús María (Q = 12.0m³/s) y punto de entrega en la nueva planta de tratamiento de agua potable – PTAP en Malambo. Se contempla un único bombeo en el sitio de captación en el sector de Jesús María.

7. Captación en el sitio de Jesús María (Q = 37.45m³/s) y puntos de entrega en la PTAP en Malambo (Q = 12.0 m³/s) y en el lago Gatún (Q = 25.45 m³/s). Se contemplan dos bombeos, uno en el sitio de captación (Jesús María) y otro, en el sector de Tocumen para bombear hacia el lago Gatún.

8. Captación en el sitio de Jesús María (Q = 37.45m³/s) y puntos de entrega en la PTAP en Malambo (Q = 12.0 m³/s) y en el lago Alhajuela (Q = 25.45 m³/s). Se contemplan dos bombeos uno en el sitio de captación (Jesús María) y otro, en el sector de Tocumen para bombear hacia el lago Alhajuela.

9. Captación en el sitio de Jesús María (Q = 37.45 m³/s) y puntos de entrega en la PTAP en Malambo (Q = 12.0 m³/s), en el lago Alhajuela (Q = 12.725 m³/s) y en el Lago Gatún (Q = 12.725 m³/s). Se contemplan dos bombeos uno en el sitio de captación (Jesús María) y otro, en el sector de Tocumen para bombear hacia los lagos Alhajuela y Gatún.

10. Captación en el sitio de Jesús María (Q = 37.45m³/s) y puntos de entrega en la PTAP en La Joya (Q=12.0 m³/s) y en el lago Alhajuela (Q = 25.45 m³/s), requiriendo bombeos en los sitios Jesús María y en Tocumen hacia el lago Alhajuela.

11. Análisis de una alternativa (No. 11), en donde se realizó una modificación en el alineamiento de la conducción, utilizando un túnel en lugar del tramo en tubería que llevaba los caudales hacia el lago Alhajuela, pero esto fue descartado por el incremento de costos que representaban para el proyecto e impactos socio-ambientales representativos.

12. Análisis de una alternativa (No. 12), correspondiente a una captación en Jesús María (Q = 12.0m³/s), con punto de entrega en la PTAP ubicada en la zona de La Joya. Este caudal fue ajustado a 6 m³/s, de acuerdo a solicitud del IDAAN. Se requiere un único bombeo en la zona de captación (Jesús María).

Una vez evaluadas las alternativas, se llevó a cabo un análisis multi-criterio considerando las siguientes variables: objetivos del proyecto, aspectos socio-ambientales, rendimiento financiero, cronograma de construcción, facilidad constructiva, riesgo geológico, riesgo hidrológico, impacto sobre la operación del Canal y mejora en la confiabilidad de la PTAP Chilibre ubicada en el Lago Alhajuela.

Del análisis realizado se concluyó que la Alternativa No. 10, cuyo concepto de proyecto fue descrito previamente, es la que alcanza la mejor calificación, teniendo en cuenta que cumple todos los objetivos del proyecto, es la segunda en calificación de indicadores financieros, su impacto socio ambiental con relación a los beneficios es el segundo más bajo, reduce los efectos en la operación del Canal y mejora la confiabilidad del suministro de agua a Ciudad de Panamá, al ser posible disponer una derivación de entrega de caudales a la PTAP Chilibre ubicada en el Lago Alhajuela.

Por lo anterior, en el Consejo Nacional del Agua (CONAGUA) seleccionó llevar a nivel de factibilidad la alternativa 10. Además, se decide estudiar a nivel de factibilidad la Alternativa No. 12, la cual sólo tiene como objeto el uso de agua para la producción de agua potable y abastecimiento a Panamá Este y Metropolitana.

Los diseños a nivel de factibilidad de la Alternativa 10, se presentan en un documento independiente y se compone de las obras relacionadas a continuación:

- Estructura de cierre y captación (Jesús María).
- Bombeo Jesús María.
- Tanque (Cerro Malambo).
- Conducción.
- PTAP La Joya.
- Bombeo Tocumen.

- Tanque de carga Tocumen.
- Tanque de carga Soberanía.
- Estructura de entrega al Lago Alhajuela.

El Estudio de factibilidad de la Alternativa 12 (alcance del presente documento), se compone de:

- Captación de Q=6.0m³/s en el sitio de Jesús María (Coordenadas 722,324.895 E 1,012,344.819 N)
- Entrega a una PTAP ubicada en la zona de La Joya (Coordenadas 692,740.087 E - 1,013,833.575 N)
- PTAP en sitio La Joya (Q=6.0 m³/s)
- Tanques Malambo.
- Red de distribución que transportará los caudales tratados en la PTAP La Joya.

4. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN

Específicamente, para el desarrollo del análisis a nivel de factibilidad, se recopiló información en distintas áreas de trabajo, con el objetivo de permitir el conocimiento, la caracterización y evaluación del área del estudio de manera que fuera posible la identificación y posterior análisis. En este capítulo se presenta la información compilada y se detallan las fuentes de información consultadas.

4.1. GEODESIA, CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

Se revisó la información geográfica cartografía, geodesia, modelo digital de elevación JAXA (Agencia Japonesa de Exploración Aeroespacial), ALOS (Advanced Land Observation Satellite) PALSAR (Phased Array Type L-band Synthetic Aperture Radar). áreas protegidas, Plantas de Tratamiento de Agua Potable - PTAP, del levantamiento LIDAR (Light Detection and Ranging). A continuación, se presenta la información geográfica disponible de las diferentes entidades como el IGNTG, IDAAN, MiAMBIENTE y ACP, la cual será la base para el desarrollo de los estudios del río Bayano.

4.1.1. Cartografía 50,000 IGNTG

La cartografía del Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia (IGNTG), corresponde a planchas a escala 1:50,000, disponible en la plataforma de ArcGis online, la cual corresponde a las siguientes planchas:

Tabla 4-1 Planchas disponibles en cartografía escala 1:50,000

PLANCHA	PLANCHA	PLANCHA
4243-I		4343-I
4243-II	4343-II	4343-II

Como se observa en la Figura 4-1, se presenta el cubrimiento de la cartografía a escala 1:50,000 en donde se observa que al inicio de la conducción, en el área de la captación no hay cubrimiento de cartográfico.

4.1.2. Red geodésica IGNTG

EL Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia, tiene un cubrimiento de Estaciones CORS, Red Básica WGS84 a lo largo del territorio de Panamá, el cual se ilustra en la Figura 4-1. En el área del proyecto los puntos de la Red geodésica de las Estaciones CORS, corresponde al punto IGN1 y MAG-2 y de la Red Básica WGS84, corresponde a los puntos 34 Red_N Torti TPZ, 39 Red_N Cerro Cama TPZ y Chepo.

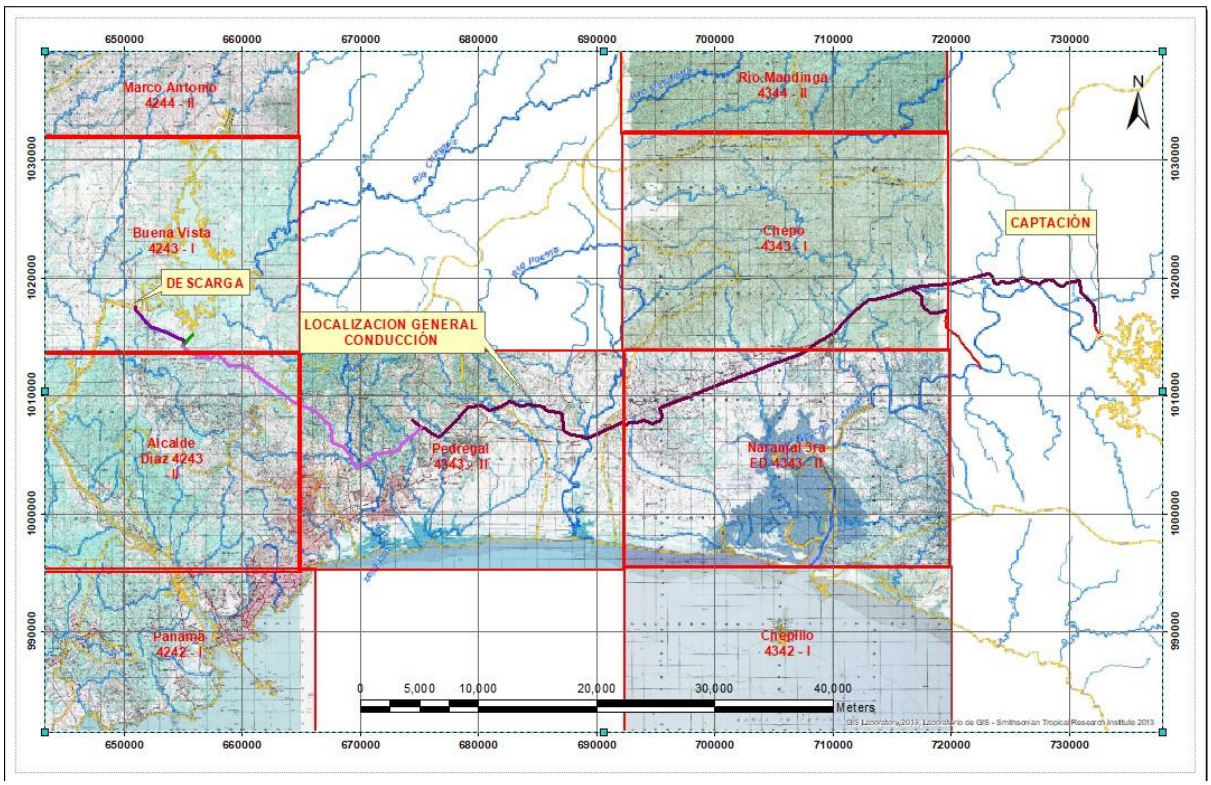


Figura 4-1 Distribución y cubrimiento de cartografía escala 50,000

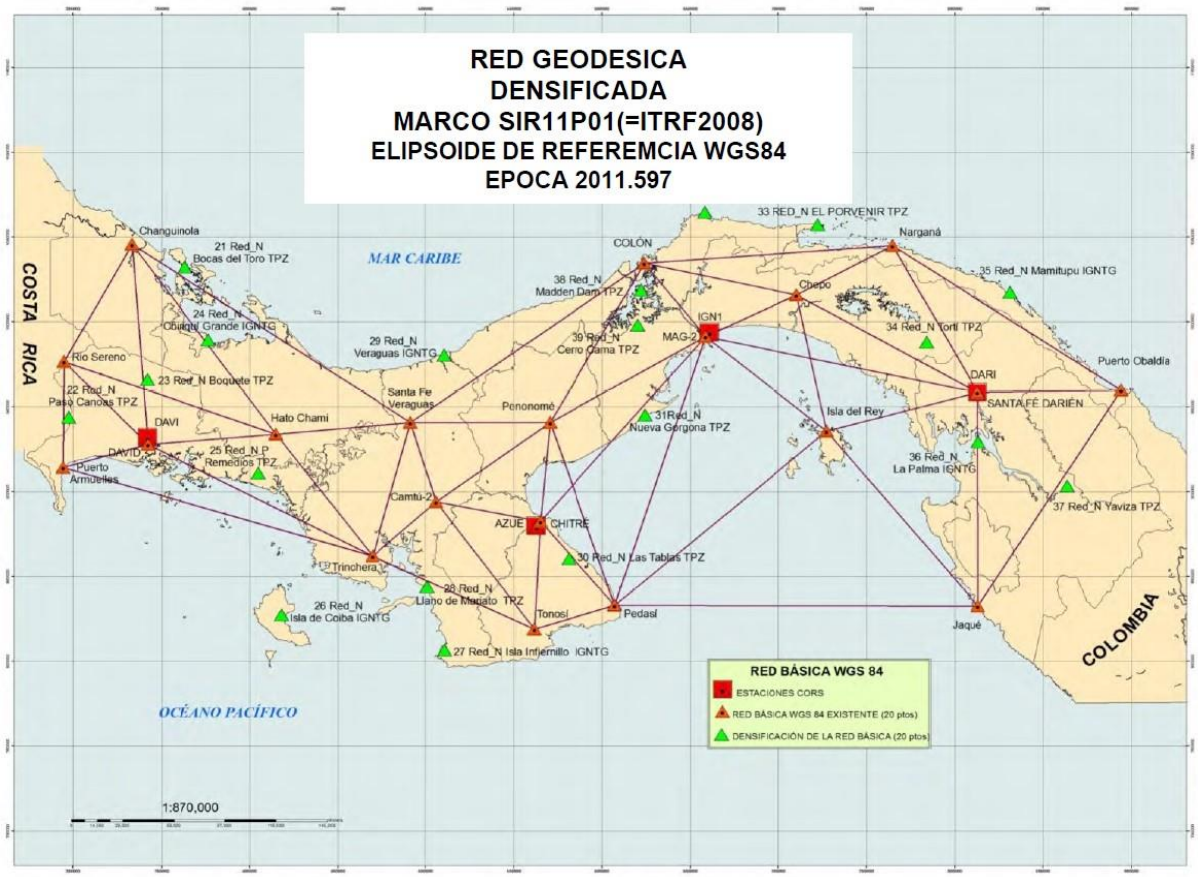


Figura 4-2 Red Geodésica IGNTG

4.1.3. Modelo Digital Elevación ALOS PALSAR

PALSAR, uno de los instrumentos en el satélite avanzado de observación terrestre-1 (ALOS-1), también conocidos como Daichi; desarrollado para contribuir en los campos de la cartografía, la observación de la tierra, la cobertura regional precisa, el seguimiento de desastres y levantamiento de recursos. ALOS-1 fue una misión de la Agencia de Exploración Aeroespacial de Japón (JAXA).

El Modelo Digital de Elevación ALOS-1 PALSAR, es un modelo digital con una radiométrica y el terreno corregido a partir de imágenes geo-codificados, este modelo digital con una resolución de 12.5 m. Para el área del proyecto Bayano se obtuvo el MDE.
Con base al Modelo Digital de Elevación ALOS-1 PALSAR, se generó curvas de nivel cada 10 m, las cuales se han utilizado de base de referencia para el planteamiento de las diferentes alternativas.

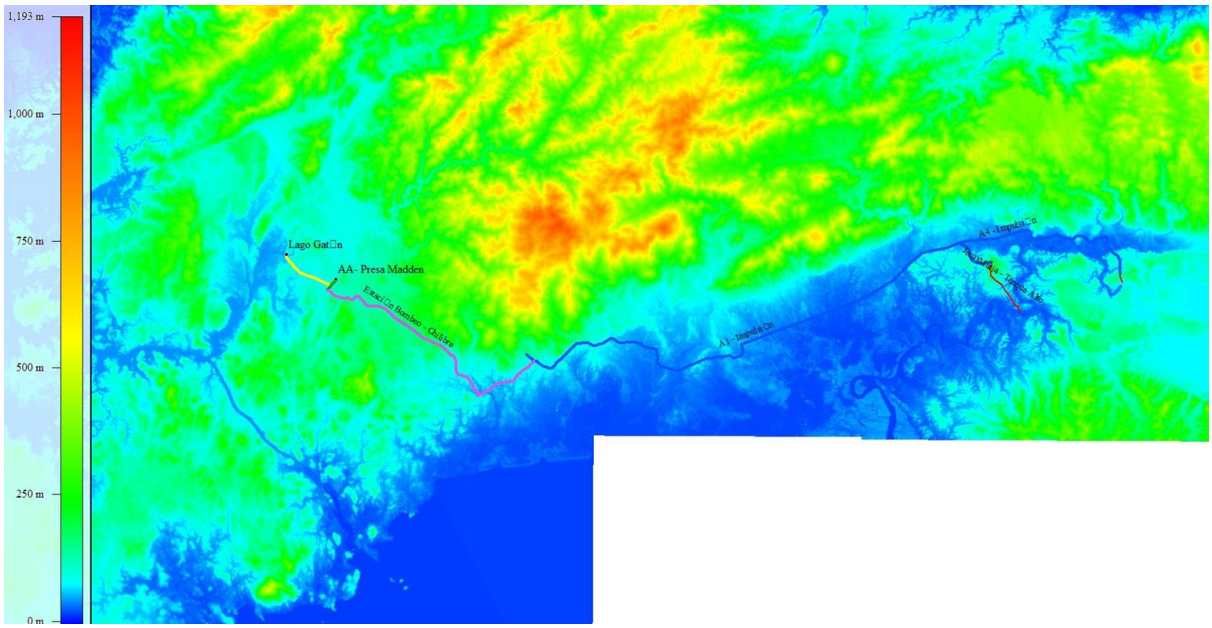


Figura 4-3 Modelo Digital de Terreno ALOS – PALSAR

4.1.4. Modelo Digital Elevación JAXA

La Agencia de Exploración Aeroespacial de Japón (JAXA) lanzó un conjunto de datos del modelo de superficie digital global con una resolución horizontal de aprox. Malla de 30 metros (1 arcsec) sin cargo. El conjunto de datos ha sido compilado con imágenes adquiridas por el satélite de observación terrestre avanzado "DAICHI" (ALOS). El conjunto de datos se publica con base en el conjunto de datos DSM (versión de malla de 5 metros) de los "datos topográficos mundiales en 3D", que es el más preciso de datos de elevación a escala global en este momento, y su precisión de elevación también está en un nivel líder mundial como una versión de malla de 30 metros. El conjunto de datos del modelo de elevación puede ser útil para la investigación científica, la educación y el sector privado de servicios que utiliza información geoespacial.

Tabla 4-2 Descripción de los datos Jaxa AW3D30m

Resolución :	1 arcsec (aprox. 30m malla) incluyendo 1 deg. lat/long tile.
Precisión de altura	5 metros de desviación estándar (1 sigma)
Composición :	(Altura sobre el nivel del mar, GeoTIFF firmado de 16 bits) El valor de elevación calculado por promedio (AVE) y mediana (MED) cuando se remuestrea desde una versión de malla de 5 metros. El vecino más cercano (NN) se considera en la próxima versión).
	Archivo de información de la máscara (GeoTIFF de 8 bits)
	Archivo de número apilado (8bit GeoTIFF, DN = número de apilamiento)

	Información de aseguramiento de la calidad (texto ASCII, agregar información para 1 producto de arcsec a la información original de DSM de malla de 5 m)
	Archivo de encabezado (texto ASCII)

4.1.5. Áreas Protegidas MiAMBIENTE

Se consultó en el Ministerio de Ambiente, sobre las áreas protegidas en la zona de influencia directa o huella del proyecto. Para tal fin, se obtuvo una imagen, la cual se georeferenció y digitalizó, según se presenta en la Figura 4-4.

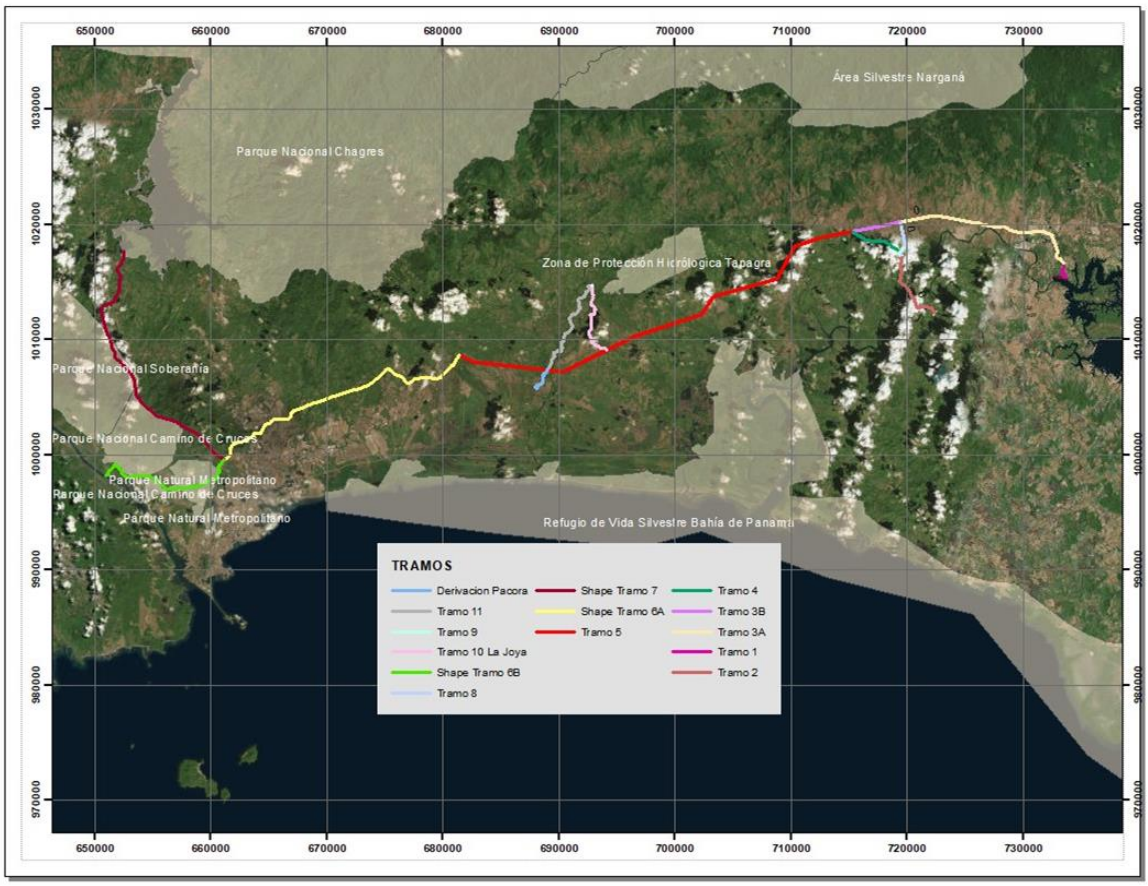


Figura 4-4 Áreas protegidas

4.1.6. Localización PTAP del IDAAN

Se revisó en la página web del Instituto de Acueductos y Alcantarillados Nacionales, la información correspondiente a la ubicación de las PTAP existente en las áreas aledañas al proyecto, la información obtuvo en formato shp, la cual se presenta en la Figura 4-4.

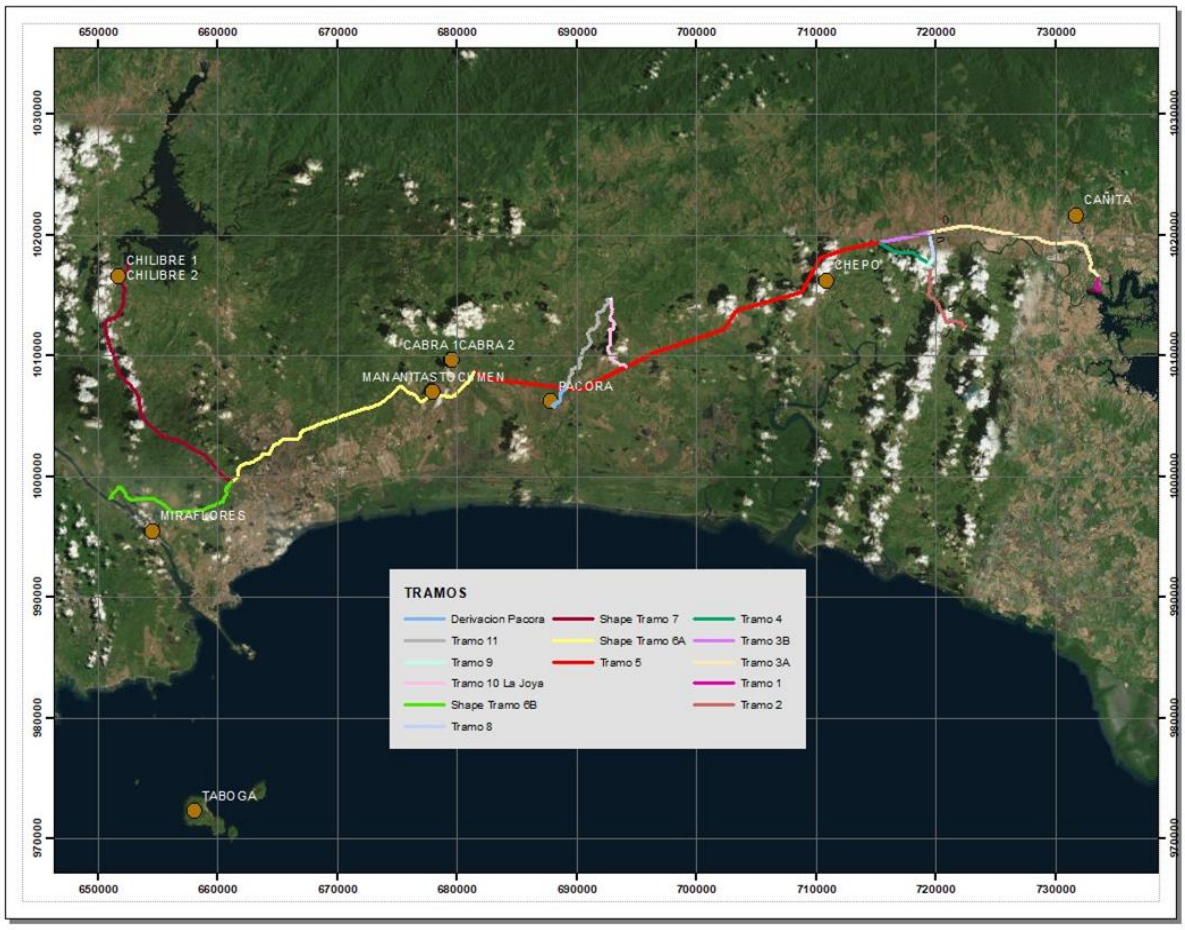


Figura 4-5 Localización de las PTAPs

4.1.7. Geodesia y el levantamiento LIDAR

En la Tabla 4-3 a continuación, se presenta los parámetros geodésicos utilizados de los datos aplicados durante la adquisición de información de los levantamientos previamente ejecutados.

Tabla 4-3 Parámetros geodésicos levantamiento LIDAR

Adquisición de parámetros geodésicos	
Datum horizontal y elipsoide:	WGS 84 ITRF 2008 - Época 2005
Esferoide	WGS 84
Semieje mayor	a= 6378137.0 m
	b=6356752.314245 m
Aplanamiento	1/f=298.257223563
Datum vertical	

Hidrografía	WGS 84
Parámetros de proyección	
Mapa de proyección	Universal Transversal de Mercator
Grid system	UTM
Meridiano central	81 ° E, UTM Zona 17 N
Latitud de origen	00° 00' 00" Norte
Este falsa	500 000 m
Norte falso	0 m
Factor de escala en el meridiano central	0.9996
Unidades	Metros

Los archivos *.las no clasificados fueron entregados en el sistema de referencia de coordenadas de WGS84-UTM 17N.

La generación de productos (datos clasificados, Modelo Digital de Elevación (DEM), imagen de reflactancia y curvas de nivel), los datos fueron transformados al sistema de referencia de coordenadas horizontal NAD27 y la proyección UTM ZONA 17 N.

Los 7 parámetros de transformación aplicados de WGS84 a NAD27-ACP tienen los siguientes factores de conversión:

Elipsoide (esferoide): Clarke 1866
- Trasn X (m): 22.876415
- Trasn Y (m): -99.350159
- Trasn Z (m): -140.532555
- Rot X (sec): -2.0947687
- Rot Y (sec): 0.79563677
- Rot Z (sec): 0.59689357
- Factor de escala: (ppm): 5.00006

Datum Vertical

Las cotas altimétricas se definieron en msnm y se complementaron de manera informativa con la cota equivalente en PLD, teniendo en cuenta que la referencia Oficial de la República de Panamá es el nivel medio del mar Caribe en Cristóbal del año 1959. En la siguiente ecuación se presenta la definición de PLD implementada en las conversiones pertinentes.

$$PLD = MSL + 0.05 m ó m PLD = msnm + 0.05 m$$

4.1.8. Levantamiento LIDAR

El levantamiento LIDAR cubre siete (7) zonas las cuales corresponden a:

- Rompeolas del Atlántico 76.01 ha.
- Esclusas del Atlántico 1415.54 ha.
- Lago Alhajuela Norte 1295.55 ha.
- Bordada Gamboa 1299.62 ha.
- Corte Gaillard Norte 2896.15 ha.
- Ampliación Pacifico 6.950,34 ha.
- Río Bayano 9007.5 ha.

El levantamiento se realizó durante los siguientes días:

- 21 de agosto 2016 permisos para el vuelo
- 25 de agosto 2016 toma de los datos río Bayano
- 28 de agosto 2016 toma de los vuelos Atlántico y Pacifico
- 29 de agosto 2016 toma vuelo Pacifico
- 01 de septiembre 2016 cobertura río Bayano
- 09 de septiembre 2016 finalización de la toma de los datos

De acuerdo a las especificaciones, la información se validó de acuerdo a los siguientes parámetros:

- Precisión topográfica vertical: ±25 cm, intervalo de confianza del 95% (1.95 x EMC)
- Precisión topográfica horizontal: ±25 cm, intervalo de confianza del 95% (1.95 x EMC)
- La densidad del punto de láser cada 1 m.



Figura 4-6 Área Levantamiento LIDAR

4.1.8.1. Líneas de vuelo

A continuación, se presenta las líneas de vuelo realizadas en cada una de las áreas levantadas

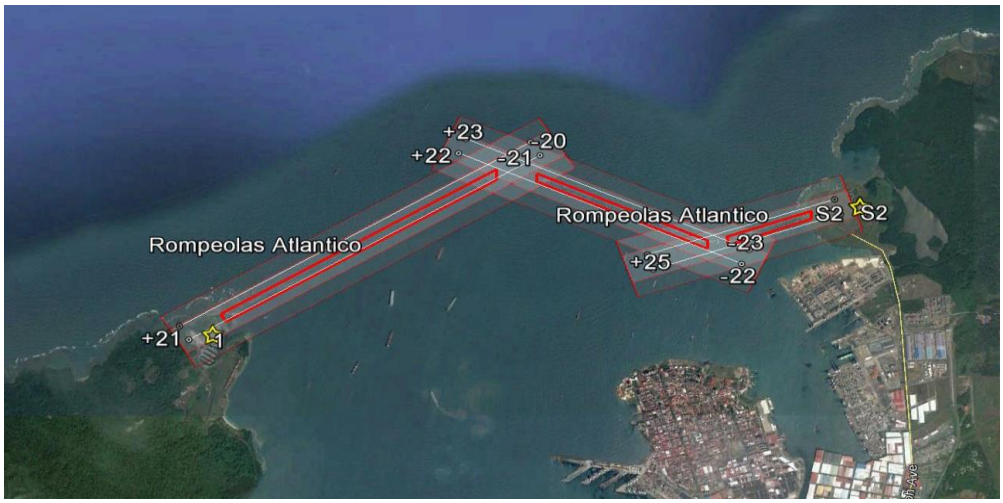


Figura 4-7 Localización líneas de vuelo Rompeolas Atlántico

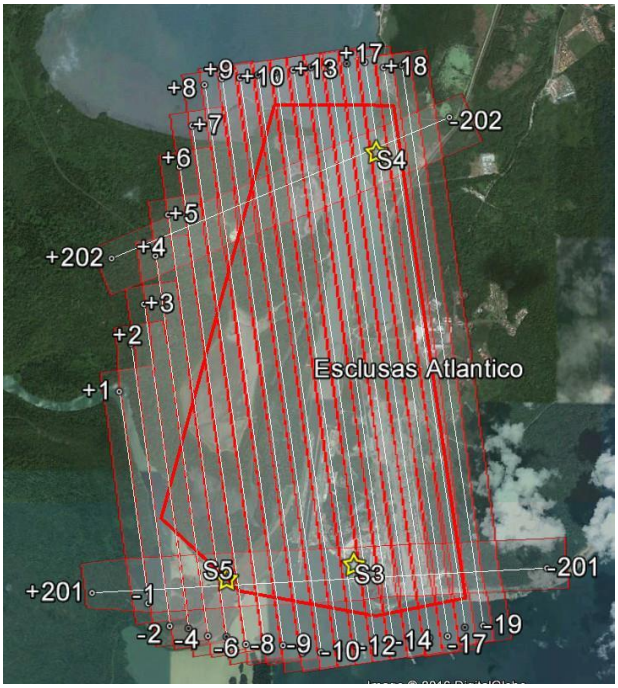


Figura 4-8 Localización líneas de vuelo exclusas Atlántico

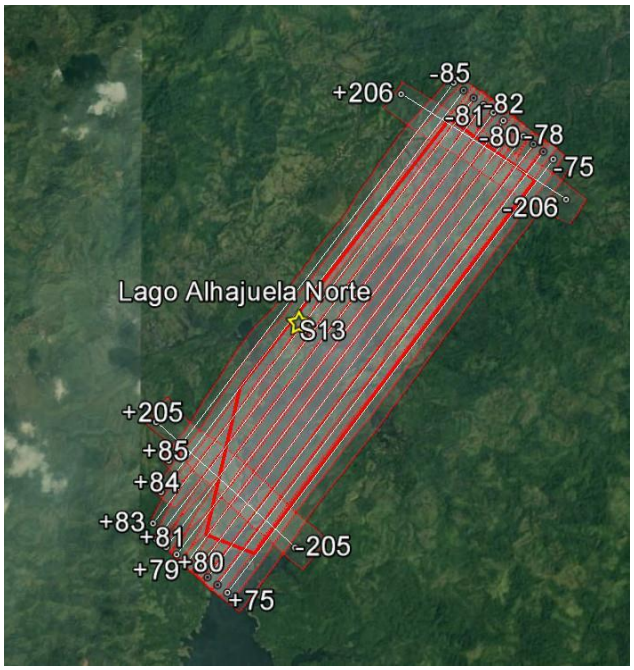


Figura 4-9 Localización líneas de vuelo Lago Alhajuela Norte

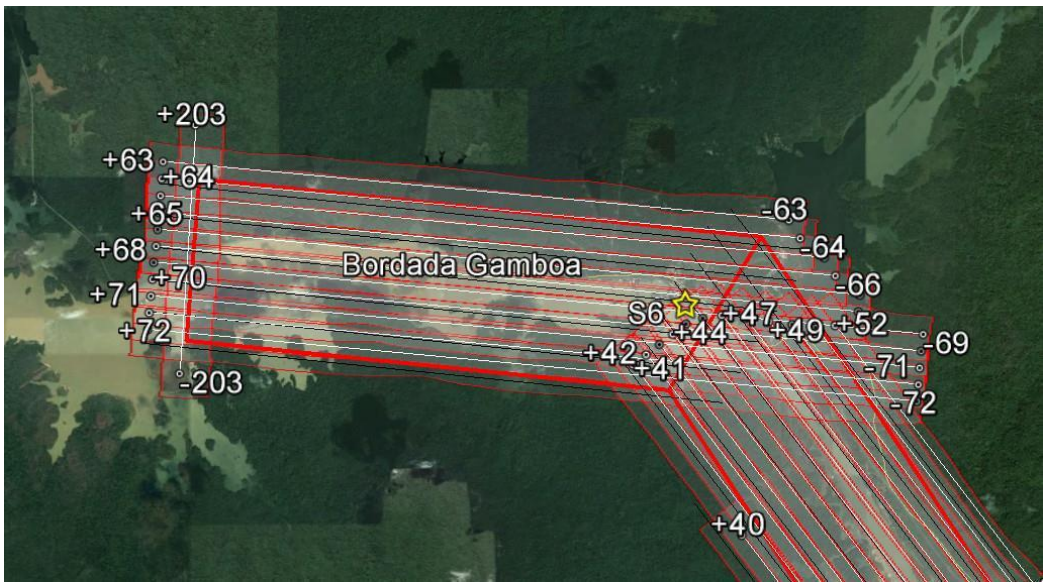


Figura 4-10 Localización líneas de vuelo Bordada Gamboa.

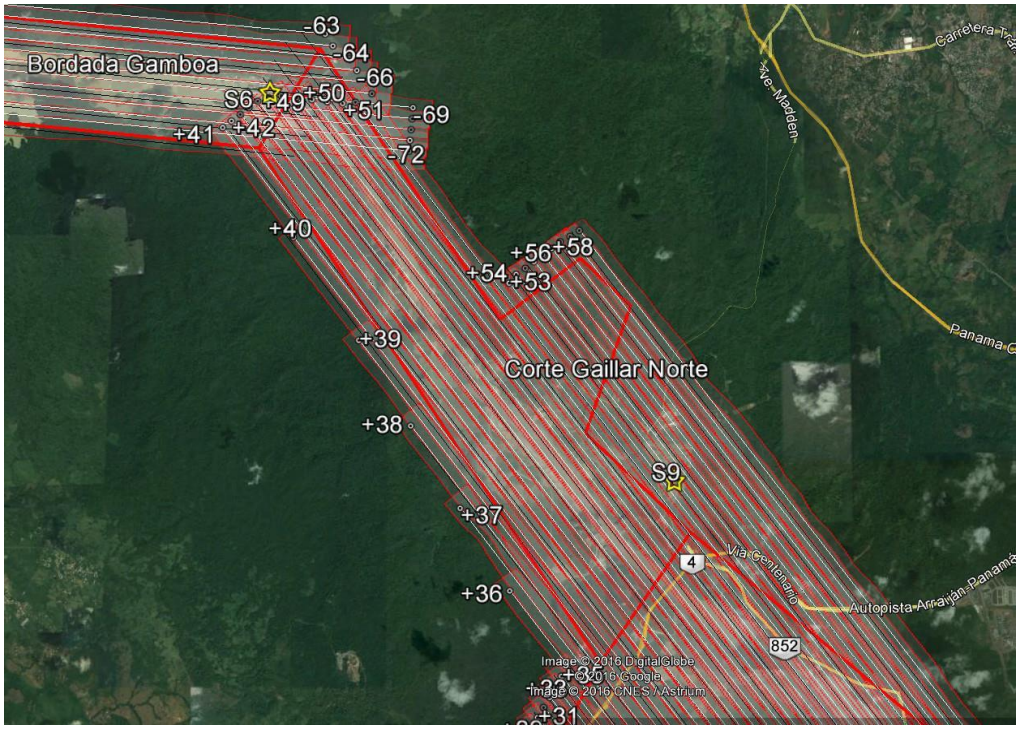


Figura 4-11 Localización líneas de vuelo Corte Gaillard Norte.

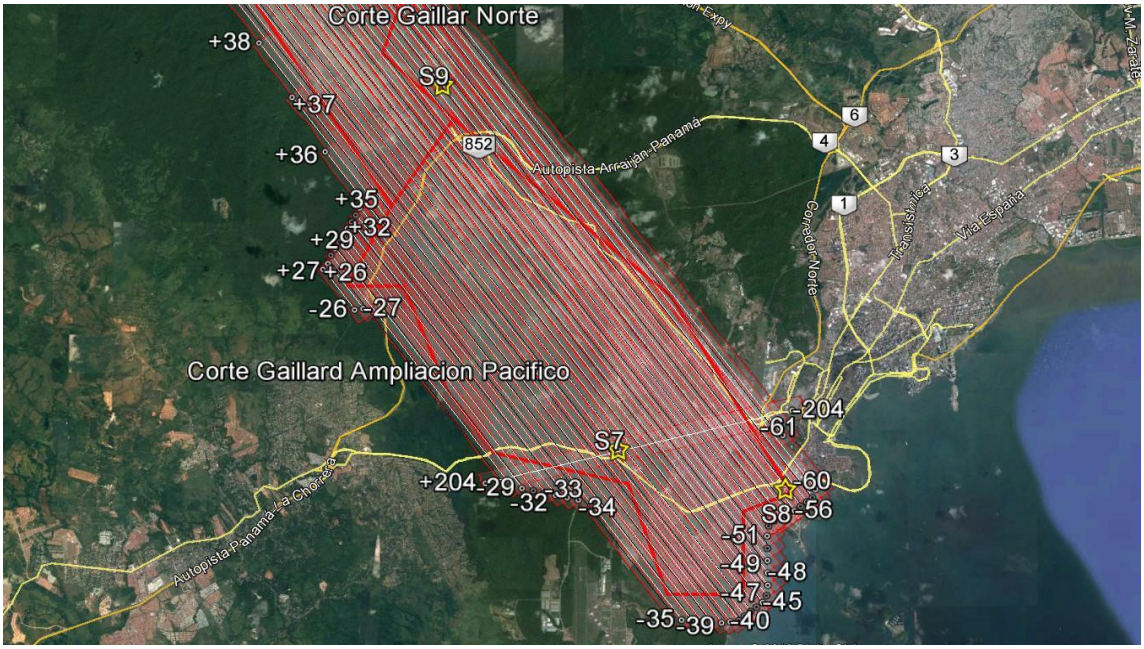


Figura 4-12 Localización líneas de vuelo Corte Gaillard Ampliación Pacífico.

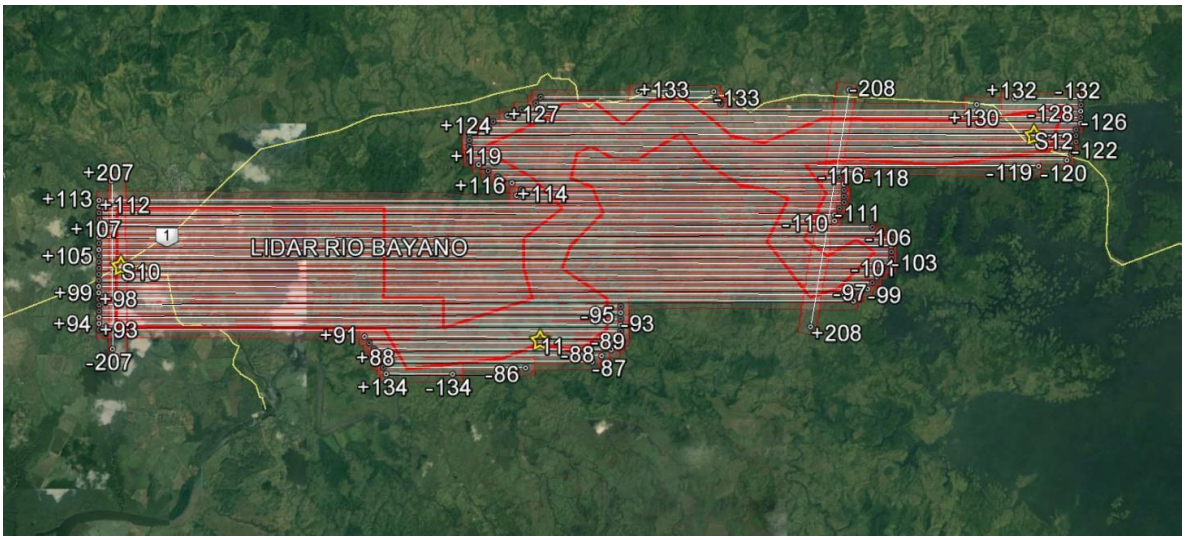


Figura 4-13 Localización líneas de vuelo río Bayano

El área del levantamiento LIDAR sobre el área de interés de los estudios no presenta un cubrimiento total sobre la conducción, existe solo cubrimiento sobre el área de la captación como se presenta en la Figura 4-14.

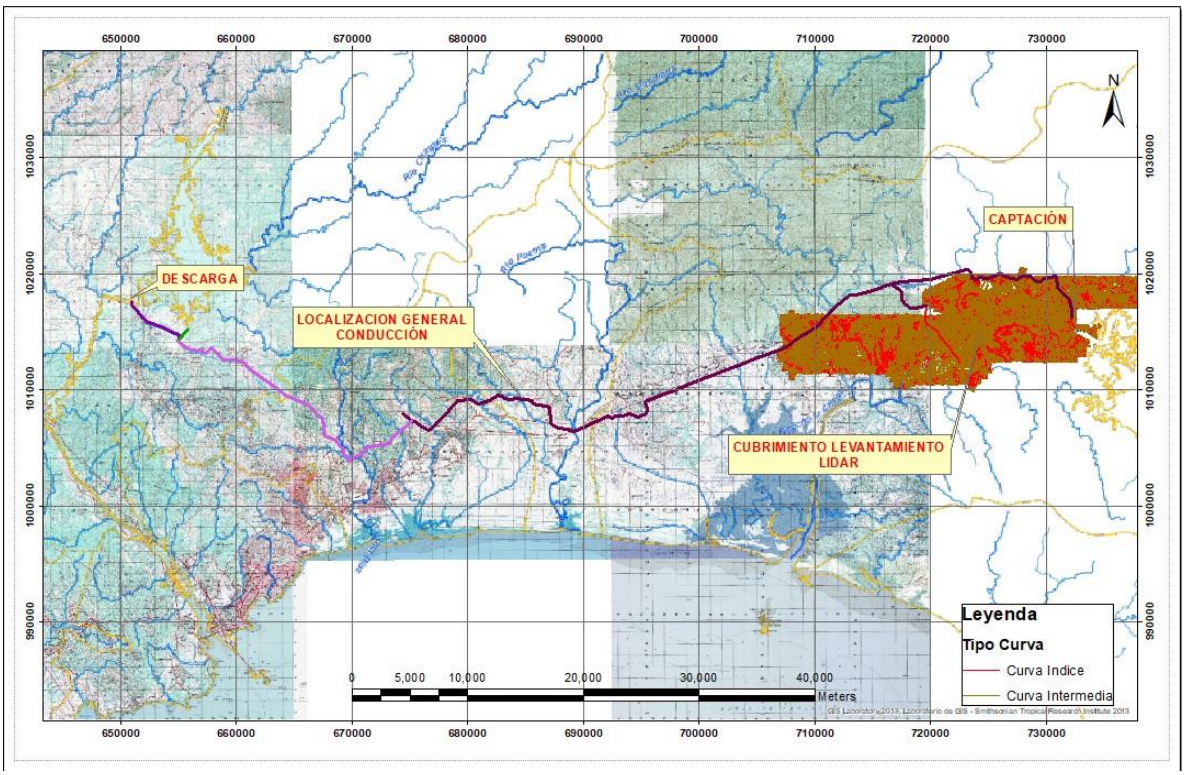


Figura 4-14 Cubrimiento levantamiento LIDAR río Bayano.

4.1.8.2. Modelo WGS84 y PLD

El modelo de separación entre WGS84 y PLD para la referencia vertical, fue obtenido de la ACP generado por la ACP (de proyectos anteriores) en formato ESRI, el cual lo transformaron a formato ASCII XYZ para la aplicación en TerraSolid (*.las herramienta de procesamiento). El cambio de archivo aplicado en TerraSolid fue de WGS84_UTM-17 a GeoidModel_WGGS84toPLD_TerraScan.xyz.

4.2. HIDROLOGÍA

El objetivo de los análisis hidrológicos es determinar las afluencias a los sitios posibles de captación sobre la cuenca del río Bayano con el objetivo de optimizar el sistema del recurso hídrico para atender las demandas de agua. Dado este objetivo, la recopilación de información se centró en las cuencas del Río Bayano identificado como la cuenca número 148 de acuerdo con la información presentada por ETESA (www.hidromet.com.pa/cuencas.php). La localización espacial de dichas cuencas se presenta en la Figura 4-15.



Figura 4-15 Cuencas hidrográficas de Panamá (Fuente: www.hidromet.com.pa/cuencas.php)

4.2.1. Descripción general de la cuenca del río Bayano

La cuenca del río Bayano (N°148), se ubica a 80 km al este de la ciudad de Panamá en el distrito de Chepo, Provincia de Panamá y localizada hidrográficamente en la vertiente del Pacífico, entre las coordenadas geográficas 8°49’ y 9° 23’ Latitud Norte y 78°04’ y 74°17’ Longitud Oeste. El área de drenaje total hasta la desembocadura al mar es de unos 4,980 km², la longitud del río principal es de 215 km con sentido predominante oriente-occidente, la elevación media de la cuenca es de 150 msnm y el punto más alto se encuentra en la cadena montañosa ubicada en la parte Sur (Serranía de Majé y Cañazas), en el cerro Chucantí, con una elevación máxima de 1,200 msnm.

En esta cuenca se encuentra el lago Bayano, en el cual está emplazada la central hidroeléctrica Bayano, que de acuerdo con ETESA opera desde marzo de 1976, cuya área drenada hasta el sitio de presa es de 3,676 km², el caudal de diseño total es de 600 m³/s y tiene una capacidad instalada de 260 MW. Este lago recibe aportes de cauces importantes como son los ríos Torti, Cañazas, Diablo, Ipeti, Majé, Aguas Claras, Majecito y Bayano principalmente (véase Figura 4-16).

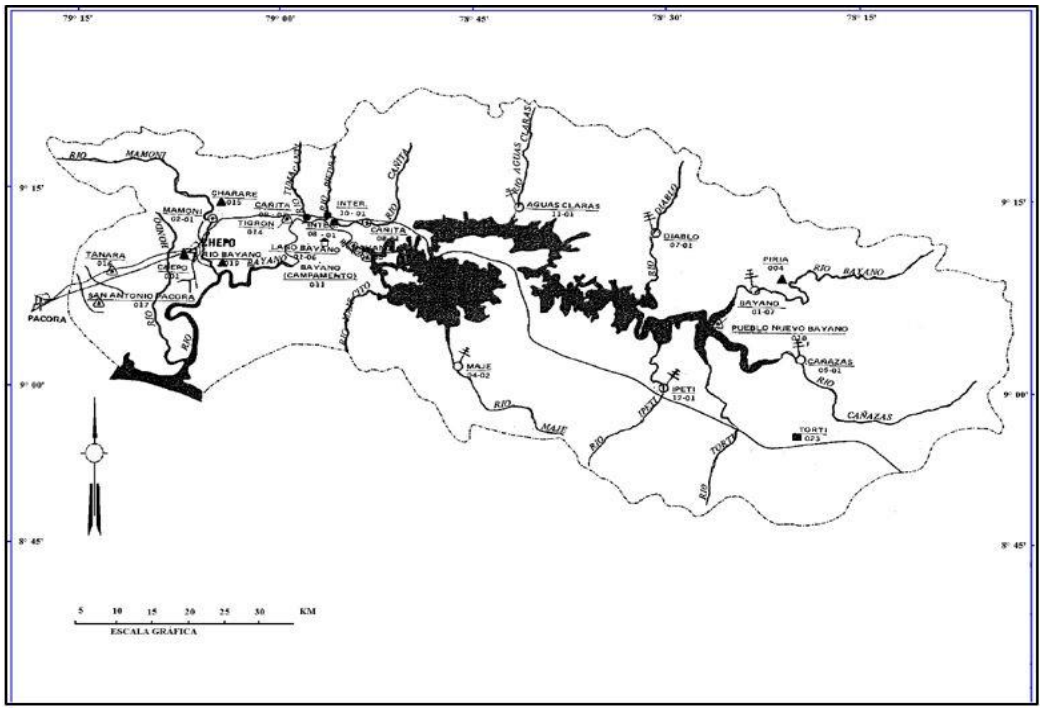


Figura 4-16. Localización general de la cuenca del río Bayano y afluentes al lago (Fuente: ETESA. Hidrometeorología de Panamá. Análisis regional de crecidas de Panamá, 2008)

4.2.2. Monitoreo de la cuenca

4.2.2.1. Caudales

Existen estaciones de caudal en los cauces afluentes al lago Bayano mencionados en el numeral anterior (véase Figura 4-16), las cuales se relacionan a continuación:

Tabla 4-4. Estaciones de caudales en la cuenca del río Bayano afluentes al lago Bayano

Estación	Código	Corriente	Área (km^2)	Periodo de registro	Caudal medio (m^3/s)
Ipeti	0148-12-01	Ipeti	150	2004-2016	17.39
Bayano	0148-01-04	Bayano	376	1971-1977	30.54
Diablo	0148-07-01	Diablo	103	1971-2015	9.7
Aguas Claras	0148-11-01	Aguas Claras	72.8	1977-2015	8.46
Maje	0148-04-01	Maje	180	1971-1976	11.34
Majecito	0148-03-01	Majecito	47.2	1971-1976	3.41
Cañazas	0148-05-01	Cañazas	726	1969-2015	22.68
Totales			**1,655**	**-**	**103.52**

El área total drenada del río Bayano hasta el sitio de presa de la central Bayano es de 3676 km^2 y el área total instrumentada (con estaciones de medición de caudales) de los afluentes al lago Bayano es de 1655 km^2, lo cual equivale al 45% del área total drenada.

También se cuenta con información de operación del embalse (caudales turbinados, caudales vertidos, niveles del embalse y curva de capacidad del embalse), además de caudales medios del río Cañita. A continuación, se presenta el resumen de la información disponible (Tabla 4-5).

Tabla 4-5. Información hidrometeorológica disponible en la zona de estudio

Serie	Periodo	Resolución	Localización	
			X	Y
Caudales turbinados	Oct 1976 – Jul 2017	Diaria	732,500	1,015,012
Caudales vertidos	Sep 1976 – Jul 2017	Diaria	732,500	1,015,012
Niveles en el embalse	Oct 1976 – Jul 2017	Diaria	732,500	1,015,012
Río Cañita - Estación Cañita (148-08-01)	May 1972 – Sep 2014	Diaria	728,898	1,019,473

Teniendo en cuenta que el área instrumentada es del 45% y que se tienen registros de la operación de la central (caudales turbinados, vertidos, niveles del embalse y curva de capacidad del embalse), se realizará el cálculo de caudales afluentes al lago Bayano hasta el sitio de presa mediante balance en el embalse con estos últimos registros mencionados.

En la Tabla 4-6 se presenta la curva área – capacidad del lago Bayano en el sitio de presa y en forma gráfica en la Figura 4-17.

Tabla 4-6. Curva de capacidad del lago Bayano

Elevación (m)	Volumen (hm³)	Área (km2)
5	0.05	0.02
10	2.62	01.01
15	15.63	4.20
20	59.07	13.18
25	161.00	27.59
30	343.81	45.53
35	629.77	68.85
40	1,041.58	95.87
45	1,600.27	127.60
50	2,345.05	170.31
55	3,322.35	220.61
60	4,695.29	328.57
62	5,376.87	363.80
65	6,539.48	409.11

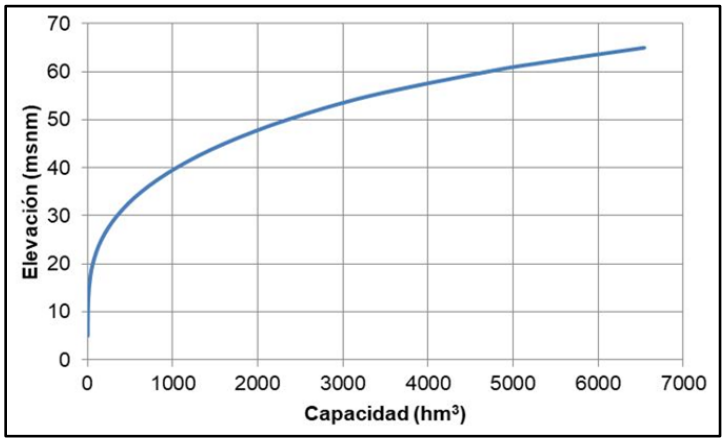


Figura 4-17. Curva de capacidad del lago Bayano

4.2.2.2. Sedimentos

Es importante resaltar que la cuenca del río Bayano no cuenta con registros de aforos sólidos, bien de sedimentos en suspensión o de arrastre de fondo de sedimentos afluentes al sitio de captación proyectado en Jesús María. Por lo anterior, se carece de información directa de cuenca que permita la caracterización de la dinámica de sedimentos y se recomienda elaborar y ejecutar un programa de caracterización sedimentológica que incluya campañas de aforos líquidos y sólidos del río Bayano, para contar con curvas granulométricas y obtener la relación del caudal líquido versus el caudal sólido que permitan ajustar las tasas de sedimentos afluentes al sector Jesús María. De acuerdo con los resultados de los estudios sedimentológicos, se deberán afinar las reglas para operación y limpieza del desarenador y bocatoma del proyecto.

4.3. EVALUACIÓN DE INFRAESTRUCTURA EXISTENTE EN SITIOS DE OBRAS PROYECTADAS

Una de las consideraciones a tener en cuenta en los diseños es la verificación de infraestructura y sistemas existentes en el área de estudio y en los sitios seleccionados para localización de obras proyectadas. A continuación, se presenta la disponibilidad de infraestructura en los sitios de obra.

4.3.1. Sitio Jesús María – Obra de Captación

En el sitio de Jesús María, el cual fue escogido por contar con las condiciones técnicas necesarias para ubicar una captaciónsin embargo no se cuenta con infraestructura existente. Para acceder al sitio donde se implementaría la estructura, se cuenta una vía terciaria de aproximación, la cual se acerca a la margen derecha del río. Dicha dicha vía pasa por el cerro Malambo donde se proyecta ubicar el tanque de carga de la conducción y es necesaria la construcción de una vía industrial de 1.7 Km aproximadamente que permita llegar al sitio de captación, para poder adelantar las obras y posteriormente labores de operación y mantenimiento, ver Figura 4-18.

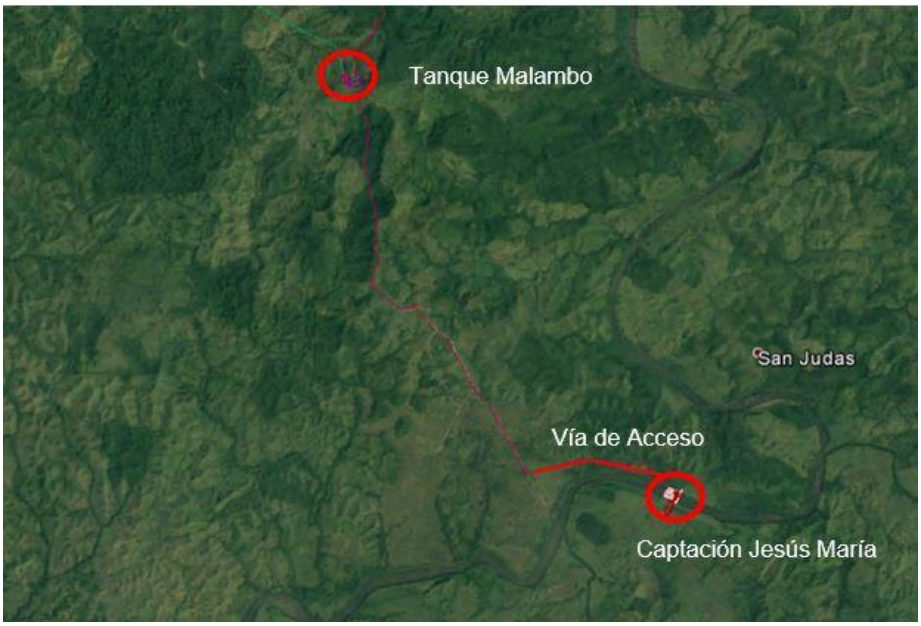
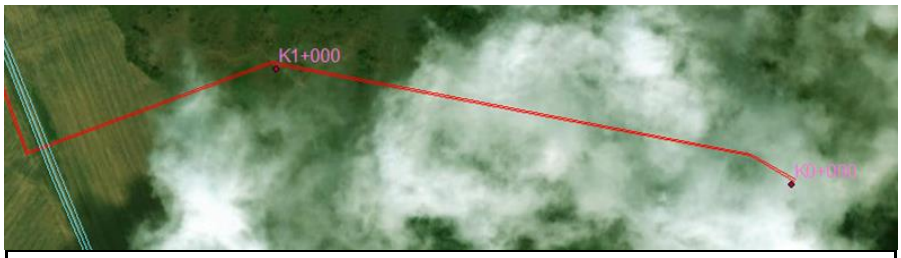


Figura 4-18 Acceso captación Jesús María

4.3.2. Tramo 2 - Conducción

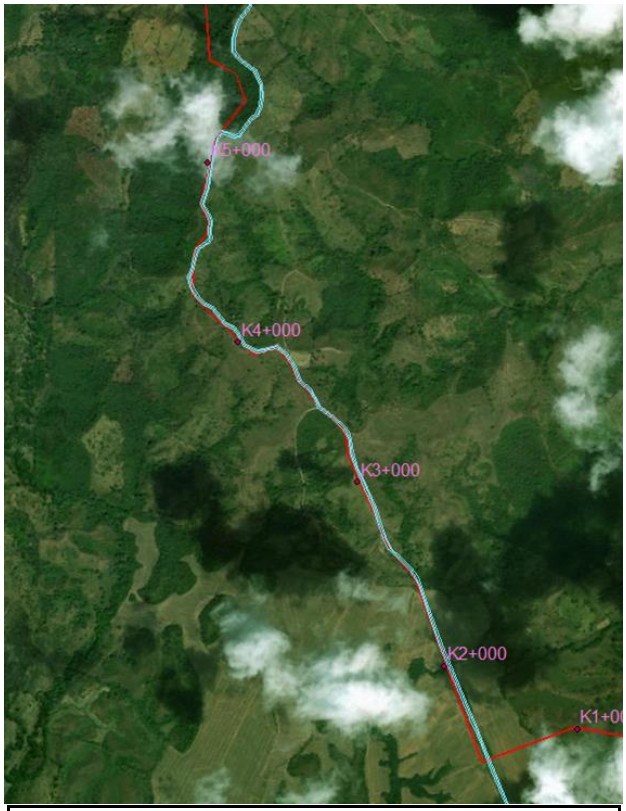
El tramo entre la captación (K0+000) y la abscisa K1+500 deberá ir por predio privado toda vez no existen vías de acceso, ni líneas eléctricas en el sector. Ver Figura 4-19.



Convenciones:
Línea Roja (----------) Trazado tubería.
Línea Azul (---------) Servidumbre vía rural.

Figura 4-19 Infraestructura K0+000 a K1+500

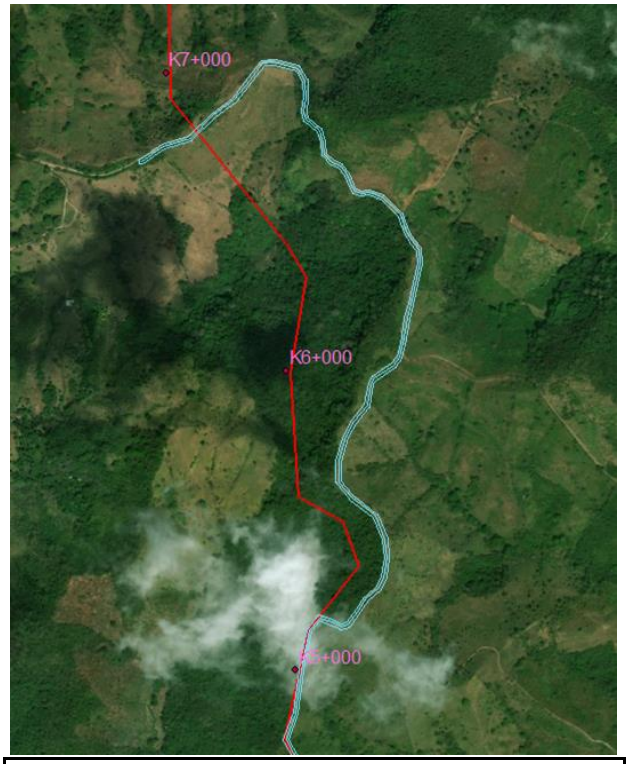
Entre las abscisas K1+500 y K5+100 se tiene una vía rural (terciaria), que tomando de refernecia las normas de servidumbres, se tendría disponible una servidumbre de 15 m, es decir, 7.5 m a cada lado del eje de la vía, Tal como se puede apreciar en la Figura 4-20, la tubería se proyecta paralela al sector izquierdo de la vía sin afectarla, minimizando los cambios de dirección de la tubería para tener las menores pérdidas hidráulicas posibles.



Convenciones:
Línea Roja (----------) Trazado tubería.
Línea Azul (---------) Servidumbre vía rural.

Figura 4-20 Infraestructura entre K1+500 a K5+100

El tramo entre abscisas K5+100 a K6+900 (final del tanque Malambo), se proyecta en predios privados, esto por la localización obligada de un tanque que debe estar en la cota 150 msnm, por lo cual se elige el cerro Malambo y la conexión que se debe hacer con este evitando puntos altos, ver Figura 4-21.



Convenciones:
Línea Roja (----------) Trazado tubería.
Línea Azul (---------) Servidumbre vía rural.

Figura 4-21 Infraestructura K5+100 a K6+900

4.3.3. Sitio del Tanque Malambo

El tanque Malambo se ubica al final del tramo 2, donde el sitio escogido cuenta con una vía rural aprovechable para aproximación a la obra, sin embargo, dada la localización del tanque, es necesario replantear el trazado de la vía como se observa en la Figura 4-22.

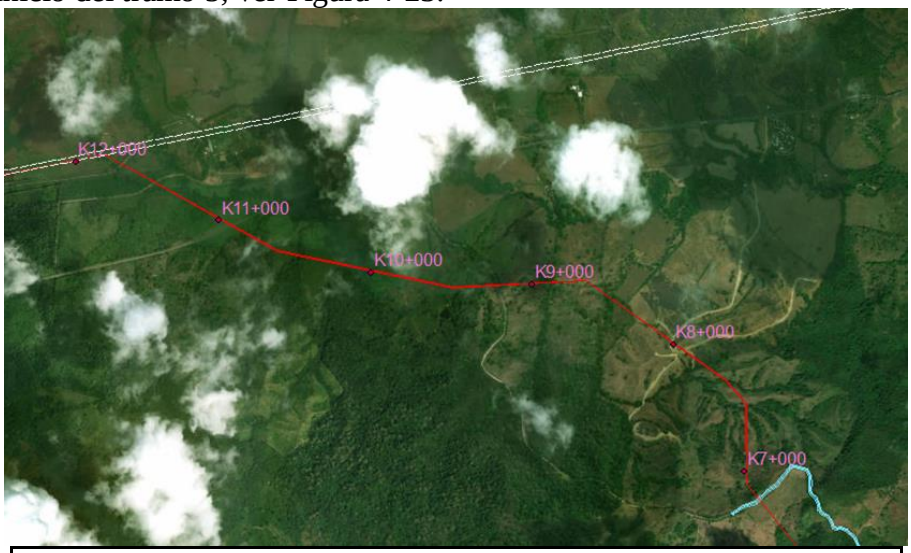


Figura 4-22 Infraestructura Tanque Malambo

La localización del tanque está dada por la necesidad de minimizar la excavación, ya que el mismo se ubica en la cima del cerro seleccionado (Malambo). En la Figura 4-22, se puede apreciar localización del tanque Malambo.

4.3.4. Tramo 4 – Conducción

Entre las abscisas K6+900 a K11+812 el trazado se desarrolla por predios privados, dada la localización del tanque Malambo, la ausencia de vías y líneas eléctricas, y la conexión que se debe hacer con el inicio del tramo 5, ver Figura 4-23.



Convenciones:
Línea Roja (----------) Trazado tubería.
Línea Azul (---------) Servidumbre vía rural.
Línea Blanca ( ) Servidumbre eléctrica.

Figura 4-23 Infraestructura K6+900 a K11+812

4.3.5. Tramo 5 – Conducción

El tramo 5 inicia en la abscisa K11+812, entre esta abscisa y la K36+000 se tiene disponibilidad de una línea eléctrica de 230 kV, para este tipo de línea se tiene una servidumbre de 40 m (20 m a cada lado del eje) por lo que todo el tramo mencionado queda dentro de la servidumbre disponible (ver Figura 4-24).



Convenciones:
Línea Roja (----------) Trazado tubería.
Línea Blanca ( ) Servidumbre eléctrica.
Línea Verde (--------) Redes Acueducto Existentes.

Figura 4-24 Infraestructura K11+812 a K36+000

4.3.6. Tramo 10 – Conducción hasta la PTAP La Joya

El tramo que va de la derivación (K0+000) hacia la PTAP La Joya (K5+704), se proyectó en lo posible sobre caminos y vías rurales existentes, pero considerando la servidumbre que se tendría disponible para este tipo de vías, el espacio necesario para la tubería de conducción se prevee quede dentro de predios privados, como se puede apreciar en la Figura 4-25. En el trazado se minimizan cambios de dirección en la tubería para tener las menores pérdidas hidráulicas posibles.



Convenciones:
Línea Roja (----------) Trazado tubería.
Línea Azul (--------) Servidumbre eléctrica.
Línea Verde (--------) Redes Acueducto Existentes.
Línea Amarilla (--------) Servidumbre Vial.

Figura 4-25 Infraestructura Tramo 10 (K0+000 a K5+704)

4.3.7. Sitio La Joya – Ubicación de la PTAP

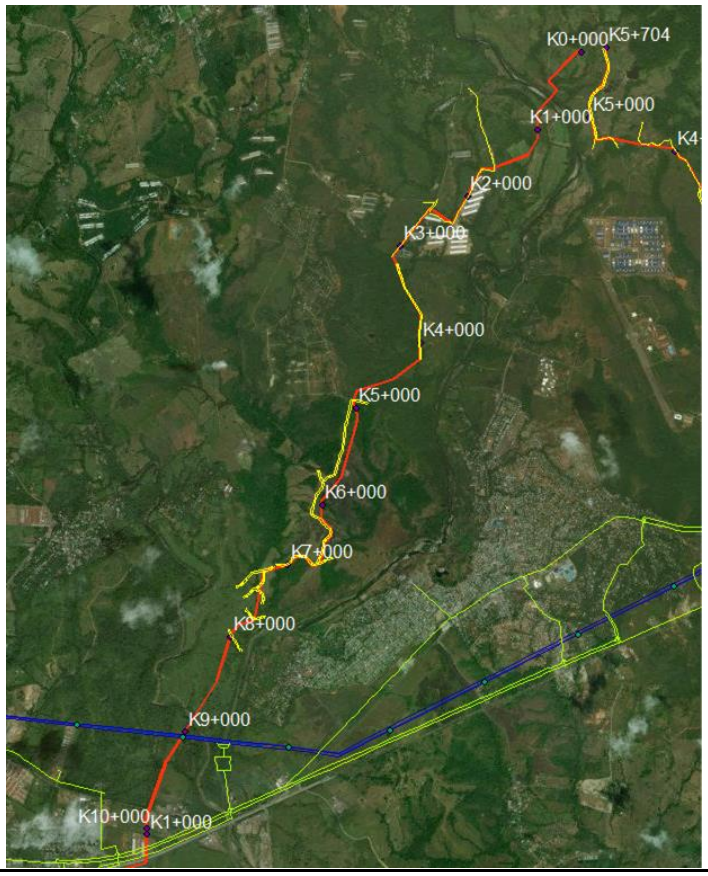
La PTAP La Joya se ubica al final del Tramo 10, cuyo sitio cuenta con vía rural de aproximación a la obra, la cual requiere mejoras para tener la posibilidad de acceder hasta la PTAP, como se observa en la Figura 4-26 se muestra la localización proyectada de la PTAP La Joya y de la vía existente que daría acceso al sitio.



Figura 4-26 Localización PTAP La Joya y vía de acceso

4.3.8. Tramo 11 – Conducción de Agua Potable

El tramo 11 va desde la salida de la PTAP La Joya (K0+000) hasta su conexión con el tramo 15 (Red distribución) K10+251, se trazó aprovechando las servidumbres de caminos y vías rurales existentes. La estrecha servidumbre que se tendría para este tipo de vías, proyecta que la tubería quedaría dentro de predios privados, como se puede apreciar en la Figura 4-27. Se minimizan cambios de dirección en la tubería para tener las menores pérdidas hidráulicas posibles y se evitan, puntos altos superiores a la cota de salida en la PTAP La Joya.



Convenciones:
Línea Roja (----------) Trazado tubería.
Línea Azul (--------) Servidumbre eléctrica.
Línea Verde (--------) Redes Acueducto Existentes.
Línea Amarilla (--------) Servidumbre Vial.

Figura 4-27 Infraestructura Tramo 11 (K0+000 a K10+251)

En los esquemas presentados de la conducción, Anexo 1.3.1, se muestran las servidumbres viales y eléctricas aprovechadas en el trazado de las tuberías.

4.3.9. Tramos 13A y 13B – Red de distribución de agua potable

El tramo 13A se deriva del tramo 11 en la abscisa K6+498, tiene longitud de 1,529 m y llega hasta la derivación del tramo 14 donde comienza el tramo 13B (ver Figura 4-28). Los primeros 755m del tramo 13A se ubican por predios privados y a partir de este punto la tubería se proyectó por la servidumbre de una vía secundaria hasta la derivación del tramo 14 como se aprecia en la Figura 4-28. Al final del tramo se tiene un cruce con una tubería de acueducto.



Convenciones:
Línea Roja (----------) Trazado tubería.
Línea Verde (--------) Redes Acueducto Existentes.

Figura 4-28 Infraestructura tramos 13A y 13B

El tramo 13B comienza al final del tramo 13A, tiene longitud de 3,296 m y llega hasta el inicio del tramo 13C en la vía Panamericana (ver Figura 4-28). Todo el trazado se ubica por la servidumbre de una vía secundaria encontrando un cruce con una tubería de acueducto existente, al final del tramo.

4.3.10. Tramo 14

Al igual que el tramo 13B, este tramo comienza al final del tramo 13A (abscisa K1+529) tiene longitud de 2,176 m y todo el trazado se proyectó aprovechando la servidumbre de una vía secundaria, como se aprecia en la Figura 4-29. Paralelo a este se tiene una tubería de acueducto existente y en la parte final del tramo se tienen dos cruces con tuberías de acueducto.

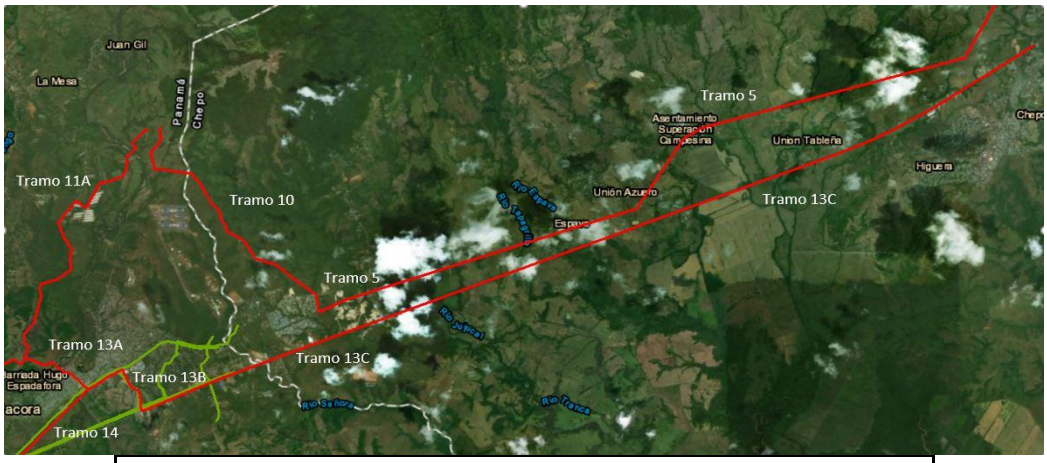


Convenciones:
Línea Roja (----------) Trazado tubería.
Línea Verde (--------) Redes Acueducto Existentes.

Figura 4-29 Infraestructura tramo 14

4.3.11. Tramo 13C – Red de distribución de agua potable

El tramo 13C comienza al final del tramo 13B, tiene una longitud de 19,432 m y todo su trazado se proyectó aprovechando la servidumbre de la vía Panamericana (ver Figura 4-30). Tomando en cuenta que el tramo se localiza en una zona urbana, se prevén cruces con tuberías existentes de acueducto a lo largo del tramo.



Convenciones:
Línea Roja (----------) Trazado tubería.
Línea Verde (--------) Redes Acueducto Existentes.

Figura 4-30 Infraestructura tramo 13C

4.3.12. Tramo 15 – Red de distribución de agua potable

El tramo 15 empieza al final del tramo 11B, tiene una longitud total de 9,908 m, se proyectó aprovechando la servidumbre de la vía Panamericana y vías secundarias (ver Figura 4-31). Tomando en cuenta que el tramo se localiza en una zona urbana, se prevén cruces con tuberías existentes de acueducto a lo largo del mismo.



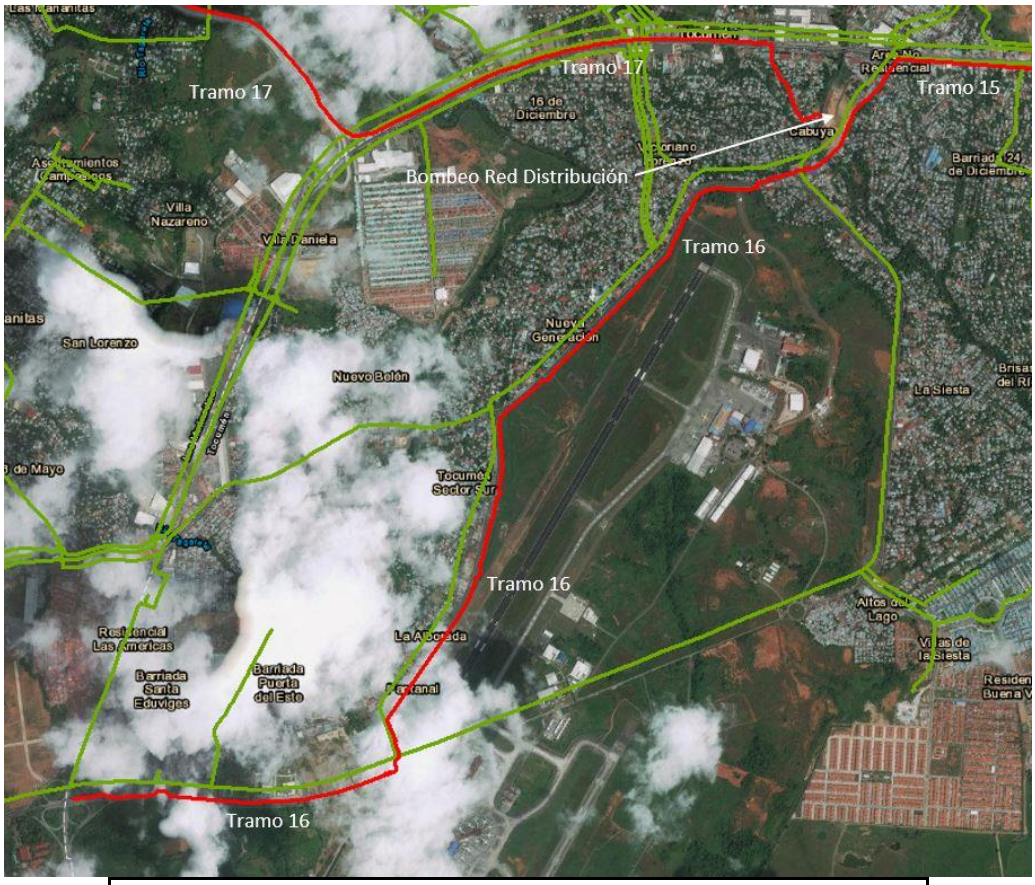
Convenciones:
Línea Roja (----------) Trazado tubería.
Línea Verde (--------) Redes Acueducto Existentes.

Figura 4-31 Infraestructura tramo 15

4.3.13. Tramo 16 – Red de distribución de agua potable

El tramo 16 comienza al final del tramo 15 en la derivación hacia el rebombeo, tiene una longitud total de 6,049 m y su alineamiento se proyectó por la servidumbre vial (ver Figura 4-32). Tomando en cuenta que el tramo se localiza en una zona urbana, se prevén cruces con tuberías existentes de

acueducto a lo largo del tramo, luego en la mayoría del recorrido se tiene tubería de acueducto paralela al trazado planteado hasta el final del mismo.



Convenciones:
Línea Roja (----------) Trazado tubería.
Línea Verde (--------) Redes Acueducto Existentes.

Figura 4-32 Infraestructura tramo 16

4.3.14. Tramo 17 – Red de distribución de agua potable

El tramo 17 comienza al final del tramo 15 y tiene una longitud total de 5,397 m. Hasta la abscisa K2+800 el trazado se proyectó aprovechando la servidumbre de la vía Panamericana, desde este punto hasta la abscisa K4+700 se proyectó aprovechando la servidumbre vial del Corredor Norte, a partir de este punto y hasta la abscisa K5+200 el trazado aprovecha la servidumbre de una vía secundaria. Los últimos 200 m se ubican en predios privados hasta llegar al tanque ubicado en la cota 120 msnm (ver Figura 4-33). Tomando en cuenta que el tramo se localiza en una zona urbana, se prevén cruces con tuberías existentes de acueducto a lo largo del tramo.



Convenciones:
Línea Roja (----------) Trazado tubería.
Línea Verde (--------) Redes Acueducto Existentes.

Figura 4-33 Infraestructura tramos 17

5. CRITERIOS Y METODOLOGÍAS

5.1. GEOLOGÍA

5.1.1. Criterios geológicos generales

Los criterios geológicos están relacionados con el trazado de la conducción río Bayano, que incluye las cuencas de los ríos Bayano, Aguacates, Pacora, Tocumen, entre otros, asociados con la estratigrafía, geología estructural y geomorfología. Se presentarán análisis asociados a riesgos geológicos, específicamente a riesgos por avenidas torrenciales y procesos de socavación en las áreas de los cruces fluviales de la tubería de conducción. Adicionalmente, el análisis vincula la integración de la información geodésica, cartográfica, levantamientos topográficos y análisis del Modelo Digital de Elevación (DEM), ALOS PALSAR 1 de 12.5 m de resolución espacial de la Japan Aerospace Exploration Agency (JAXA).

Las fases están relacionadas con la geología a nivel de factibilidad, (i) recopilación y revisión de la información disponible, (ii) visita de reconocimiento, (iii) elaboración de los estudios geológicos y geomorfológicos del trazado de la conducción de la Alternativa 12, (iv) el análisis de los riesgos geológicos y finalmente (v) estructuración del modelo geológico-geotécnico a nivel de factibilidad.

El estudio de geología a nivel de factibilidad técnica tuvo como finalidad desarrollar la caracterización geológica – estructural del área de influencia del trazado del alineamiento de la conducción río Bayano, así como los sitios de tomas, planta de tratamiento, tanques y red de distribución en la provincia de Panamá, sectores de San Judas, Jesús María y las poblaciones de Chepo, Pacora y Ciudad de Panamá; identificando geológicamente sus características homogéneas y posibles fuentes de amenaza y riesgo geológico; así mismo las potenciales fuentes de materiales. Es importante resaltar que estos estudios se realizaron para adelantar los diseños de factibilidad de la Alternativa 10, la cual comparte el trazado con la Alternativa 12.

5.1.2. Criterios estratigráficos

Como criterio base para definir los aspectos geológicos se tuvo la cartografía a escala 1:250,000 efectuada en la fase de prefactibilidad del proyecto. Esta base parte de la cartografía regional asociada al Mapa Geológico Hoja 5 Región Oriental de Panamá del Ministerio de Comercio e Industrias, Dirección General de Recursos Minerales de Panamá, 1991.

Esta base cartográfica se ajustó en campo a nivel de factibilidad técnica alcanzando una escala adecuada (entre 1:50,000 y 1:25,000) para los sitios de las obras principales, determinando las condiciones inherentes a las unidades litoestratigráficas como las características texturales y composicionales, el perfil de meteorización y el grado de fracturamiento del macizo rocoso.

5.1.3. Criterios geológicos estructurales

Respecto a la geología estructural se tuvo como referencia las principales estructuras de la zona de estudio a nivel regional, consignada en los estudios básicos de prefactibilidad del actual proyecto;

así mismo de los estudios de Cowan, H, Machette, M, Haller, K y Dart, R, 1998 y del estudio Earth Consultants International (ECI, 1998) asociados a los estudios de geología estructural que conforma el área de estudio.

Estos rasgos se analizaron con base en la información secundaria disponible, además de la interpretación regional por medio de imágenes de satélite y modelos digitales de elevación, y con la información geológica levantada en campo, se ajustaron los trazos de las principales fallas, lineamientos que puedan estar asociados al trazado del alineamiento de conducción entre las cuencas del río Bayano y la cuenca del río Tocumen en la provincia de Panamá. Estos rasgos estructurales están representados en la cartografía geológica del proyecto.

5.1.4. Criterios geomorfológicos

Los criterios geomorfológicos están enfocados a evaluar factores como morfología del área de estudio, condiciones geomorfológicas, geológicas y geotécnicas favorables, identificación de la morfodinámica y riesgos geológicos asociados a las cuencas aportantes para el área específica del alineamiento de la conducción y de los sitios de obras principales y anexas, lo cual se presentó en un mapa geomorfológico a escala adecuada. Este mapa producto del geoprocesamiento de imágenes de satélite, sensores remotos, mapas topográficos, Modelo Digital de Elevación (DEM) y control de campo, tiene énfasis en las diferentes unidades geomorfológicas y en los procesos morfométricos y morfodinámicos que se encuentren en el alineamiento de la conducción, enfocado a las restricciones o ventajas que desde el punto de vista geomorfológico favorecen la eficiencia del alineamiento del proyecto a nivel geotécnico y económico.

5.1.5. Criterios geológicos para la identificación de fuentes de materiales

Desde el punto de vista geológico, se analizaron las potenciales fuentes de materiales a nivel de factibilidad para el área de emplazamiento del alineamiento de la conducción desde el sitio de toma en el río Bayano sector Jesús María hasta su entrega en la red de distribución en la ciudad de Panamá, con el objetivo de plantear su localización, características y alternativas de aprovechamiento.

Para definir estas posibles fuentes de materiales se tuvo en cuenta los siguientes aspectos:

- Especificaciones de los materiales requeridos.
- Los volúmenes a explotar requeridos por el proyecto.
- Distancias desde la fuente de materiales hasta la zona de obras que hacen parte de la Alternativa 12 de conducción, que sean las más óptimas y cercanas.
- Las características litológicas, texturales y composicionales de las fuentes de materiales.
- Las características mineralógicas a nivel macroscópico que indiquen la potencialidad para uso en concretos, terraplenes y demás obras anexas al proyecto.
- La viabilidad y potencialidad de la fuente de aprovechamiento en términos de calidad y cantidad para cubrir las necesidades de agregados requeridos para las obras del proyecto, incluyendo la posibilidad de utilizar los materiales provenientes de las excavaciones de las obras principales y de descapote.

5.2. AMENAZA SÍSMICA

La definición de las solicitaciones sísmicas para los diferentes componentes del proyecto tuvo como base esencial los espectros de amenaza sísmica determinados como resultado de los análisis probabilísticos (PSHA por sus siglas en inglés) y determinísticos (DSHA) de amenaza sísmica. Bajo la premisa que los elementos cuya falla pueden causar consecuencias mayores (como por ejemplo la barrera móvil que hace parte del esquema de diseño) deben ser diseñados bajo criterios sísmicos más estrictos que las otras obras que conforman el proyecto, se definen dos tipos de obras o elementos.

El primer grupo (Grupo A) corresponde a las obras principales del proyecto cuya falla pudiese generar una liberación no controlada de grandes volúmenes de agua con capacidad de afectar a la población y la infraestructura que se encuentra aguas abajo del sitio de obras principales, entre estas obras se encuentra la barrera móvil que se diseñó siguiendo las recomendaciones de ICOLD (2010) y los lineamientos del numeral 4.2.1.3 – Seguridad Sísmica, del manual de seguridad de presas de ASEP (2010).

El segundo grupo de obras (Grupo B) fue diseñado siguiendo los lineamientos y requerimientos del Reglamento Estructural de Panamá (REP2014) (JTIA, 2015), los valores de aceleración del terreno (PGA) y aceleraciones espectrales (Sa) encontrados en los PSHA desarrollados como parte del presente estudio fueron comparados con los valores propuestos en la Tabla 5.12 – Aceleraciones Ss y S1 y los mapas de aceleración presentados en la REP2014. Tanto los análisis probabilísticos como determinísticos de amenaza sísmica se desarrollarán implementando el modelo tectónico propuesto por URS (2008) para el diseño de la ampliación del Canal de Panamá, modelo que ha sido utilizado como insumo para el cálculo de las aceleraciones de diseño presentadas en el REP2014.

5.2.1. Obras del Grupo A

Para las estructuras del Grupo A se determinaron los espectros sísmicos de diseño correspondientes a los escenarios de sismo máximo creíble (Safety Evaluation Earthquake según ICOLD, 2010) y de operación (Operating Basis Earthquake según ICOLD, 2010). A continuación se presentan los criterios que se tuvieron en cuenta para la definición de los niveles de aceleración para el diseño sísmico para los escenarios Safety Evaluation Earthquake (SEE) o, en español, Sismo Máximo de Verificación de Seguridad (SMV) y Operating Basis Earthquake (OBE) o, en español, Sismo de Operación Normal (SON).

5.2.1.1. Safety Evaluation Earthquake (SEE) / Sismo Máximo de Verificación de Seguridad (SMV)

Teniendo en cuenta los resultados de los análisis probabilísticos y determinísticos de amenaza sísmica y bajo el precepto que en el caso del escenario SEE (SMV), los análisis determinísticos constituyen un límite en términos de aceleraciones de diseño, las aceleraciones de diseño asociadas para el escenario SEE (SMV) se determinaron como el resultado de la evaluación de los escenarios que correspondan al sismo máximo creíble de las fallas o fuentes sismogénicas que presenten

mayor contribución en los resultados de los análisis probabilísticos para periodos de retorno altos (i.e. 10,000 años). Se definieron espectros de diseño sísmico para diferentes niveles de amortiguamiento. Esta información sirvió de insumo en los análisis de estabilidad y deformación de las estructuras que hacen parte del grupo A.

5.2.1.2. Operating Basis Earthquake (OBE) / Sismo de Operación Normal (SON)

Teniendo en cuenta las recomendaciones de ICOLD (2010) el escenario OBE (SON) debe tener un periodo de retorno mínimo de 145 años, a partir de los resultados de los análisis probabilísticos de amenaza sísmica se definió el espectro de respuesta asociado con un periodo de retorno de 145 años. Este espectro de respuesta fue utilizado en las evaluaciones en las cuales se involucre el sismo de operación como una solicitación de diseño.

5.2.2. Obras del Grupo B

Para las obras que hagan parte del grupo B se evaluó el espectro sísmico de respuesta para un periodo de retorno de 2500 años acorde a lo requerido en el REP2014. La evaluación de estos espectros fue desarrollada con base en los resultados de los análisis probabilísticos de amenaza sísmica y fue comparada con los requerimientos mínimos establecidos en el REP2014.

5.3. GEOTECNIA

5.3.1. Criterios para la definición de las investigaciones geotécnicas

Dentro del alcance del estudio de factibilidad, se desarrolló un plan de investigaciones geotécnicas con el objetivo de ampliar el conocimiento de las características del subsuelo en los sitios de obras principales para el pre-dimensionamiento de las obras a nivel de factibilidad e identificar aspectos claves que puedan afectar la viabilidad del proyecto desde el punto de vista geotécnico, que a la postre pudieran afectar el costo de las obras.

Para el planteamiento de las investigaciones geotécnicas se tuvo en cuenta el tipo de obras que componen la alternativa 10 inicialmente seleccionada para la factibilidad (bocatoma, presa, conducciones, y de bombeo, PTAP, estructura de descarga y cruces de ríos, quebradas o puentes.), su distribución y extensión, el contexto geológico, y el hecho de que un estudio de factibilidad es una etapa temprana de diseño la cual ha de ser complementada en etapas posteriores de diseño si el dueño decidiera continuar con los estudio. También se tuvieron en cuenta las exploraciones realizadas por ACP en la zona de Jesús María (ACP, 2017).

El plan de investigaciones geotécnicas contempló la ejecución de calicatas de 1.5 m x 1.5 m x 2.5 m de profundidad, perforaciones con recobro HQ3 con profundidades que varían entre 10 m y 70 m y líneas de refracción sísmica, así como perforaciones manuales (barrenos), ensayos SPT y ensayos de permeabilidad. A la vez, incluye ensayos de clasificación de suelo y roca, y de resistencia de roca.

En los sitios de obras puntuales, como son la toma, tanques y PTAP, se ubicaron perforaciones con longitudes tales que alcanzaron profundidades por debajo del nivel de rasante previsto, con el fin de conocer los espesores de suelo, techo de roca y características de los materiales de fundación y los materiales a excavar. También, se ubicaron líneas de refracción sísmica de modo tal que permitieran identificar la disposición y variabilidad de los materiales en el sitio, y coincidieran con al menos una perforación para poder contrastar y calibrar los resultados de la geofísica. Finalmente, en algunos de estos sitios, donde se anticiparon las mayores excavaciones y/o requerimientos de rellenos, se ubicaron calicatas para investigar las características de los materiales in-situ para su utilización como material de relleno.

Para la presa de regulación o barrera móvil sobre el río Bayano, específicamente en el sitio llamado Jesús María, se plantearon perforaciones con longitudes tales que alcancen y se profundicen en la roca, en las cuales se propuso realizar ensayos de permeabilidad. Adicionalmente, se plantearon líneas de refracción sísmica en los estribos donde se emplazarán los muros de cierre.

A lo largo de la conducción se propusieron barrenos o perforaciones manuales con profundidades de hasta 6 m, adoptadas en función de las profundidades de las zanjas previstas del orden de 5 m, con ensayos de SPT para caracterización de suelos. Las exploraciones en los tramos de conducción se ubicaron en puntos estratégicos, de importancia geológica o puntos de inflexión, y distribuidos uniformemente en el tramo.

Como complemento a lo anterior, y para la caracterización de cruces fluviales a lo largo del alineamiento de la conducción, se plantearon perforaciones mecánicas, barrenos y líneas sísmicas en los cruces fluviales mayor ancho e importancia. Los perfiles geofísicos en los sitios de cruce permitirán identificar la variabilidad de los materiales y en etapas posteriores definir la ubicación de las perforaciones, así como el tipo y ubicación de los cruces y sus apoyos.

En cuanto a los ensayos de laboratorio, se realizaron ensayos de clasificación en suelos (gravedad específica, granulometría, límites de Atterberg) para complemento de la caracterización del suelo mediante SPT, y en donde se encontró roca, se realizaron ensayos de compresión inconfinada para la caracterización del macizo rocoso.

5.3.2. Criterios para la caracterización geotécnica de los sitios de obras

La caracterización geotécnica de los sitios de obras y materiales involucrados en los diseños geotécnicas objeto del presente contrato se realizó acorde con el nivel de detalle propio de un estudio de factibilidad, teniendo en cuenta el tipo de materiales y obras involucradas, los resultados de las investigaciones geotécnicas propuestas para este fin y los valores típicos indicados en el REP2014 (JTIA, 2015).

La caracterización geotécnica se desarrolló a partir del modelo geológico desarrollado por INGETEC, para los sitios de obras puntuales y para las zonas homogéneas y cruces fluviales a lo largo del alineamiento de la conducción, que en términos generales involucra depósitos cuaternarios, suelos residuales y rocas terciarias.

La caracterización de los materiales tipo suelo (depósitos cuaternarios y suelos residuales), en términos de resistencia y deformación, se realizó a partir de los resultados de ensayos de penetración estándar (SPT) y de ensayos de clasificación de suelos (granulometría, límites de Atterberg, etc.), mediante correlaciones empíricas disponibles en la literatura técnica y el criterio de INGETEC, complementados con los resultados de ensayos de refracción sísmica.

Los parámetros de suelo se determinaron a partir metodologías tales como las indicadas a continuación:

- Ángulo de fricción para materiales no cohesivos a partir de resultados de SPT, basados en correlaciones de Meyerhof (1965); Peck, Hanson y Thornburn (1974); Schmertmann y N. Raleigh (1975) y Hatanaka y Uchida (1996) .
- Ángulo de fricción pico y residual a partir de características de consistencia (índice de plasticidad y contenido de finos), basados en las correlaciones de Lupini (1981), Skempton (1985), Mesri (1986), Stark y Eid (1994) y Stark y Eid (1997).
- Módulo de deformación para gravas, arenas, limos y arcillas base en los resultados del ensayo de penetración estándar, utilizando las correlaciones de Bowles (1996), y para arenas limosas, la correlación propuesta por Ten et al (1991).

La caracterización del macizo rocoso, de manera similar, se realizó a partir de los resultados de ensayos de compresión inconfinada, los registros litológicos (que incluyen RQD), complementados con los resultados de ensayos de refracción sísmica.

Las características de permeabilidad, requeridas para el diseño de la barrera móvil, se determinaron a partir de los resultados de ensayos de permeabilidad propuestos dentro del alcance del plan de investigaciones, y complementados con los resultados de las exploraciones realizadas por ACP durante etapa previas (zonas aledañas), datos de la literatura técnica para materiales similares y el criterio del diseñador.

A la vez, para las obras cuya fundación involucró materiales tales como arena saturados, se evaluó su potencial de licuación a partir de los resultados de SPT.

Como complemento a los criterios presentados arriba para la caracterización geotécnica, se utilizaron las correlaciones indicadas en la Tabla 5-1y Tabla 5-2 para estimar la resistencia al corte no drenada (Su) y el módulo de Young (Es) a partir de resultados de ensayos de SPT.

Tabla 5-1 Relación entre la resistencia al corte no drenada (Su) y el ensayo de SPT

PLASTICIDAD DEL SUELO	CORRELACIÓN (S_u en kPa)	REFERENCIA
Baja (IP < 20)	4.4*N	Stroud, 1974
	3.75*N	Sowers, 1954
Media (20 ≤ IP < 30)	6.7*N	Terzaghi & Peck, 1967
	7.5*N	Sowers, 1954
Alta (IP ≥ 30)	$29.0*N^{0,72}$	Hara et al, 1971
	12.5*N	Sowers, 1954

Tabla 5-2 Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young (Es) en diferentes tipos de suelo a partir del ensayo de SPT

TIPO DE SUELO	CORRELACIÓN (E_s en kPa)	REFERENCIA
Gravas	600(N+6) $N \leq 15$ 600(N+6)+2000 $N > 15$	Bowles, 1996
Arenas saturadas	250(N+15)	Bowles, 1996
Arenas limosas	1800+270N $N \leq 15$ 7740+135N $N > 15$	Ten et al, 1991
Arenas arcillosas	320(N+15)	Bowles, 1996
Limos	300(N+6)	Bowles, 1996
Arcillas	Arcilla de alta plasticidad $E = 300*S_u$ Arcilla de baja plasticidad $E = 1000*S_u$ (S_u es la resistencia al corte no drenado)	Bowles, 1996

5.3.3. Criterios de diseño geotécnico

Considerando que el proyecto involucra obras puntuales como: barrera móvil sobre el río Bayano, muros de cierre, estructura de toma y desarenador, PTAP, estaciones de bombeo; y obras lineales, como es el caso de la conducción de agua cruda y potable. A la vez, involucra una PTAP y cruces fluviales y viales a lo largo de la conducción.

A continuación se presentan los criterios tenidos en cuenta para el diseño geotécnico de dichas obras.

5.3.3.1. Criterios de diseño geotécnico de la presa

El criterio de fundación de las estructuras de contención de poca altura (menores a 15 m) está en función del espesor del depósito aluvial en el sitio de la captación. Cuando el aluvial tiene poco espesor (menor a 3 m) es recomendable excavar en su totalidad el aluvial y fundar las estructuras directamente sobre la roca. Cuando el aluvial tiene un espesor mayor al anterior, entre 5 m y 8 m, se puede excavar hasta la roca y colocar un concreto ciclópeo de reposición o excavar parte del aluvial y construir dentellones en hormigón en la parte anterior y posterior de la estructura de contención, los cuales se encuentran empotrados dentro de la roca. Finalmente, cuando el espesor del aluvial es mayor a 10 m, la excavación total de dicho depósito resultaría bastante costosa y se recomienda fundar la estructura directamente sobre el aluvial, después de retirar las capas superficiales más compresibles.

A la vez, se debe eliminar toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen. Para esto, se limitó el gradiente hidráulico de salida en función del tipo de material presente en la fundación. Se adoptaron los gradientes admisible propuestos por Novak et al. (2001) y para suelos no plásticos o de baja plasticidad, los cuales indican en la Tabla 5-3 y para suelos finos o plásticos los indicados en la Tabla 5-4.

Tabla 5-3 Gradientes admisibles a la salida para suelos no plásticos.

Tipo de Suelo	**Gradiente Hidráulico Máximo Admisible, i_{adm}**
Arena Fina	0.14 – 0.17
Arena Gruesa	0.17 – 0.20
Grava	0.20 – 0.25
Fuente: (Novak, et al, 2001), (Achmus y Mansour, 2006)	

Tabla 5-4 Gradientes admisibles a la salida para suelos finos (plásticos).

Tipo de Suelo	**Gradiente hidráulico promedio crítico, i_c**	**Gradientes Admisibles, i_{adm} (para FS = 2.5)**
Arcilla arenosa	0.60	0.24
Limo	0.80	0.32
Arcilla	1.35	0.54
Fuente: Adaptado a partir de Radchenko et al (2012) (ICOLD, 2013)		

5.3.3.2. Criterios de diseño de taludes de excavación y relleno

Si bien durante la etapa de prefactibilidad se adoptaron pendientes de corte 1.50H:1V para el pre-dimensionamiento de las excavaciones para las obras puntuales, y taludes de 2.00H:1V para los rellenos, a nivel de factibilidad, se determinaron las pendientes óptimas de los diferentes materiales a partir de análisis de estabilidad de taludes, utilizando los parámetros geotécnicos establecidos según la caracterización geotécnica, para condiciones típicas de altura, nivel freático, drenaje y tiempo de exposición. Los análisis de estabilidad para materiales tipo suelo se realizaron mediante análisis de equilibrio límite de planos de falla circulares, utilizando softwares comerciales tales como Slide (Rocscience). Mientras que la estabilidad de cortes en roca se evaluó mediante análisis de bloque crítico para tener en cuenta la posibilidad cinemática de falla con base en las discontinuidades presentes el macizo rocoso.

Los factores mínimos requeridos para el análisis de estabilidad de taludes, para las condiciones de carga de típicas, fueron los indicados en la Tabla 5-5.

Tabla 5-5 Factores de seguridad mínimos requeridos por el análisis de estabilidad del talud.

Condiciones de Carga	**Factor de Seguridad Mínimo**

	Para taludes permanentes	**Para taludes temporales**
Condiciones normales de operación	1.5	1.3
Condiciones transitorias tales como saturación parcial por precipitaciones extremas – carga estática	1.2	No aplica
Condiciones transitorias tales como cargas sísmicas.	1.0	1.0
Nota: La carga sísmica para análisis de estabilidad dependerá del grupo definido en el numeral 4.3. Para los cortes permanentes asociados a las obras de grupo A será la ⅔ PGA, para los del grupo B será ⅔ Ss/2.5. Para taludes temporales, la carga sísmica será la mitad de la carga correspondiente a los cortes permanentes.		

A la vez, en las cantidades de obra se incluyeron tratamientos de protección de taludes permanentes tales como revegetalización de taludes conformados en suelo y protección con concreto lanzado, malla metálicas y lagrimales o drenajes cortos para taludes en roca, drenajes profundos. Dichos tratamientos podrán aplicarse a taludes temporales que quedarían expuestos por períodos relativamente largos y que suponen un riesgo para los trabajadores o para las obras.

5.3.3.3. Criterios para estimar la capacidad portante

La capacidad portante de la fundación de obras se determinó teniendo el cuenta el material de fundación (suelo o roca) y el tipo de cimiento (superficial o profundo), según lo estipulado en el REP2014 (JTIA , 2015).

La capacidad de carga admisible (qadm), basada en la resistencia del suelo está definida como la capacidad portante última de carga (qult), dividida por un factor de seguridad (FS) de 3.0 para condiciones de carga estática y 2.0 para condiciones de carga pseudoestática.

5.3.3.4. Criterios para estimar asentamientos

De manera similar, se estimó el asentamiento conforme a lo estipulado en el REP2014 (JTIA, 2015), en donde se evidencien estratos compresibles en la fundación de las obras puntuales.

5.3.3.5. Criterios de diseño de geotécnico de la conducción

Para el dimensionamiento de la zanja donde irá enterrada la tubería de conducción (Véase Figura 5-1) se tuvo en cuenta lo siguiente:

- Dimensiones de la tubería más un sobre-ancho, espesor de capa de fundación y cobertura mínima de suelo definida en función del material de la tubería. En el análisis de prefactibilidad, se adoptó un sobreancho (b) de 0.80 m para diámetro nominal de tubería (Dn) menor a 0.60 m, 1.10 m para Dn entre 0.60 y 2.00 m y 1.4 m para Dn mayor que 2.00 m; un espesor de capa de fundación (d) de 0.50 m y cobertura mínima (h) de 1 m.

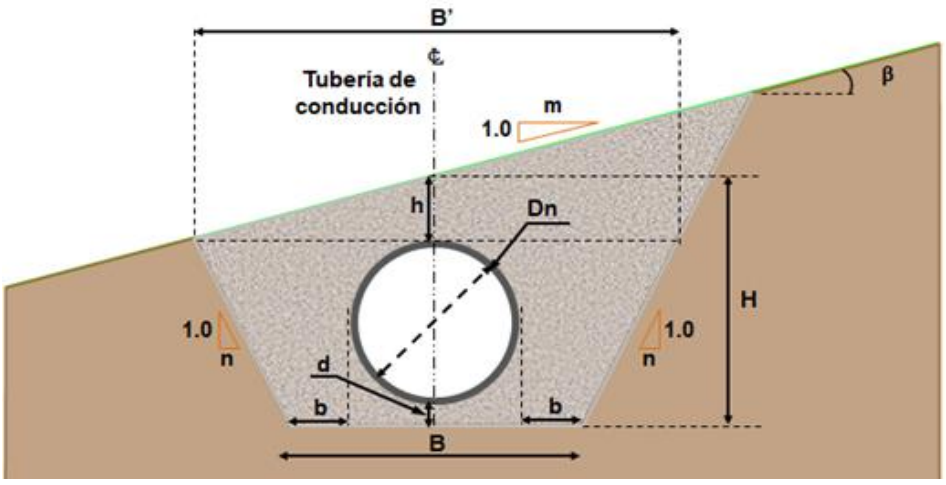


Figura 5-1 Variables generales para dimensionamiento de la zanja de la tubería de conducción

- El nivel de fundación fue definido a partir de los estudios hidráulicos, retroalimentado por los estudios geotécnicos en caso de evidenciarse problemas de cimentación.

- En los tramos donde la tubería es soterrada, para profundidades mayores a 2.0 m se incluyó un entibado de hasta 5.0 m de altura para la instalación de la tubería (véase Figura 5-2). Lo anterior para disminuir los esfuerzos producidos sobre la tubería por el suelo de cobertura y mitigar los efectos de pandeo (véase numeral 5.3.3.6.4.2) y deflexión (véase numeral 5.3.3.6.4.1).

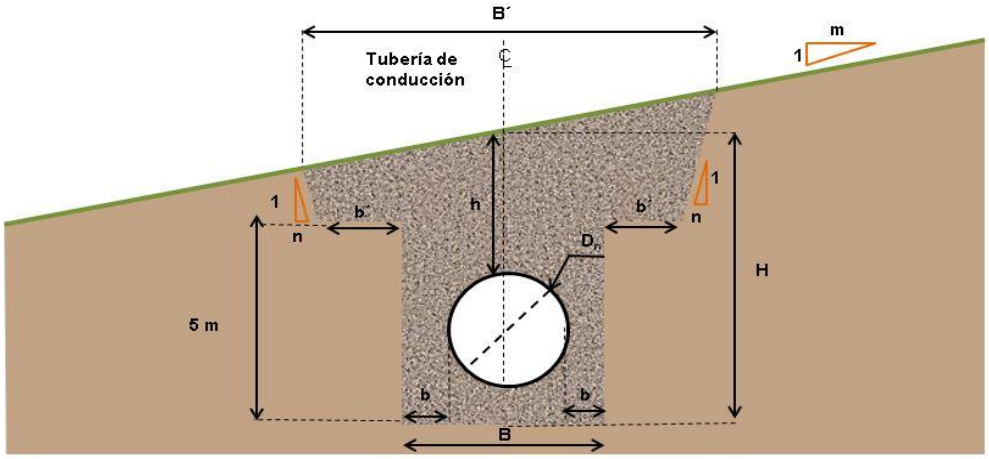


Figura 5-2 Esquema de dimensionamiento de la zanja de la tubería soterrada para reducir efectos de deflexión y pandeo.

- La pendiente de corte (n) fue definida teniendo en cuenta las limitaciones de espacio, ya sea por el ancho de la servidumbre, estructuras aledañas (vías), así como los materiales involucrados en los cortes, el nivel freático y la geometría del terreno natural a lo largo de la

conducción.

- En términos generales, donde no existan restricciones de espacio, se adoptó taludes de corte en función de la pendiente óptima para el tipo de material y la altura de corte.

- Donde las restricciones de espacio impiden adoptar dichas pendientes, como por ejemplo cuando el corte sea adyacente a una vía o la atraviese, se definió soluciones típicas de arriostramiento, para promover la estabilidad de la zanja y estructuras adyacentes durante la construcción de las obras. Esto es para tramos de zanja donde su profundidad sea mayor al 50% de la altura crítica (Hc) del material involucrado en el corte; determinado a partir de la siguiente expresión (Terzaghi et al., 1996):

$$Hc = 2Zo = \frac{4c}{\gamma}\tan(45° + \frac{\phi'}{2}) = \frac{4S_u}{\gamma}$$

- En principio, el relleno de la zanja alrededor de la tubería de conducción será material in-situ proveniente de las excavaciones. Sin embargo, en tramos con los taludes de corte quedarán expuestos a la intemperie después de construidas las obras, se proponen medidas de protección y drenaje.

- Adicionalmente, se identificaron zonas, que por condiciones especiales la cobertura de la tubería es superior a 12.0 m de profundidad, sobre los cuales se recomienda en etapas posteriores hacer estudio particular de las condiciones a las cuales estará sometida la tubería durante su vida útil.

La solución para los cruces viales y fluviales fue planteada desde un enfoque multidisciplinario. En principio, los cruces viales serán soterrados, mientras que los cruces fluviales se de acuerdo con la tipificación mecánica, estructura y las condiciones particulares del sitio de cruce.

5.3.3.6. Criterios de diseño geotécnico para la red de distribución

A continuación se presentan los criterios de diseño geotécnico para la tubería de red de distribución, que incluye nivel de cimentación y ancho de zanja, tipo de cimentación, sistemas de contención y verificación estructural de pandeo y deflexión.
La variación en cuanto a la selección de anchos de zanjas y condiciones particulares de excavación de la misma obedecen a la diferencia en diámetros y profundidades de instalación. Sin embargo, cada una de las zanjas se diseña con el fin salvaguardar la estabilidad de los taludes de la zanja, y chequear los efectos de pandeo y deflexión sobre la tubería en GRP.

Dado que el Instituto de Acueductos y Alcantarillados Nacionales (IDAAN) de Panamá no cuenta con una normativa para el diseño de cimentaciones de tuberías, para el desarrollo de los diseños de cimentación de las redes de distribución, se tuvieron en cuenta los lineamientos de las Normas Técnicas de Servicio (NS) y de Producto (NP) elaboradas por la Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo – ESP (Acueducto de Bogotá, Colombia), las cuales se listan a continuación:

- NS-010. Requisitos para la elaboración y presentación de estudios geotécnicos.
- NS-019. Excavaciones en zanja.
- NS-035. Requerimientos para cimentación de tuberías en redes de acueducto y alcantarillado.
- NS-072. Entibados y tablestacados.
- NP-040. Rellenos.

Esta normativa se basa en los lineamientos de la American Society for Testing Materials (ASTM) y la American Water Works Association (AWWA) entre otras.

5.3.3.6.1. Cimentación y ancho de zanja para tubería de la red de distribución

El tipo de cimentación y ancho de zanja seleccionado para cada tubería depende del tipo de tubería, su diámetro y la profundidad a la que se encuentra cimentada. El ancho de la zanja se determina en función del diámetro nominal de la tubería seleccionada, el cual define el ancho de excavación apropiado que permita en cualquier caso las operaciones necesarias para la correcta instalación del ducto y la mínima afectación posible a estructuras adyacentes.

A partir del diámetro nominal de la tubería se determina el ancho de la zanja de acuerdo al criterio indicado en la norma NS-035 del Acueducto de Bogotá mostrado en la Tabla 5-6.

Tabla 5-6 Ancho de zanja en función del diámetro de la tubería (Norma NS-035)

Diámetro Nominal de la tubería (DN) [mm]	**Ancho de zanja [mm]**
150	300
200	350
250	450
300	550
350	1.75 DN

En cuanto a la profundidad de la zanja considerada en el diseño corresponde a la máxima profundidad de excavación prevista para la colocación de la tubería. Teniendo en cuenta las características del material de excavación se consideró que hasta una profundidad de 1.5 m no se requieren entibados, para profundidades mayores se consideran entibados con uno, dos o más niveles de apuntalamientos. Se estableció un ancho de zanja mínimo de 1.0 m.

La profundidad de la zanja está definida por los requerimientos del diseño hidráulico en función de las cotas de diseño, junto con los requerimientos del diseño geotécnico en función del espesor del atraque requerido para la cimentación de la tubería.

5.3.3.6.2. Tipología de cimentación para tubería de redes de distribución

A continuación, se presentan las tipologías de cimentación presentadas en la norma NS-035 para tuberías flexibles, en la Tabla 5-7 se encuentran los tipos de material mencionados en la Figura 5-3 a la Figura 5-6.

5.3.3.6.2.1. Cimentación tuberías Flexibles Tipo 1 (Figura 41)

- Factor de soporte: 0.096
- Módulo de reacción de la subrasante: 14000 kN/m²

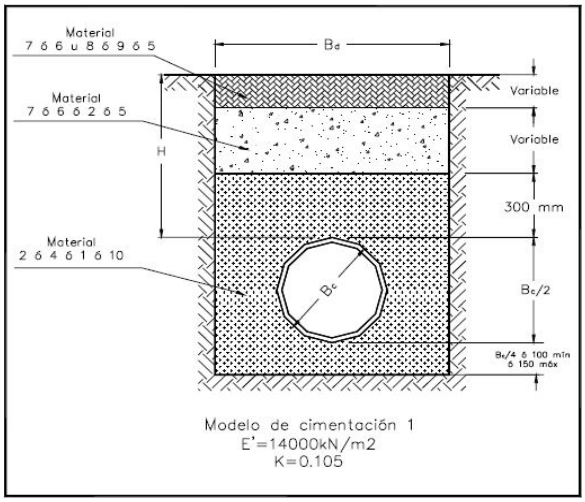


Figura 5-3 Cimentación Flexible Modelo 1

Fuente: Norma NS-035

5.3.3.6.2.2. Cimentación tuberías Flexibles Tipo 2 (Figura 42)

- Factor de soporte: 0.100
- Módulo de reacción de la subrasante: 11000 kN/m²

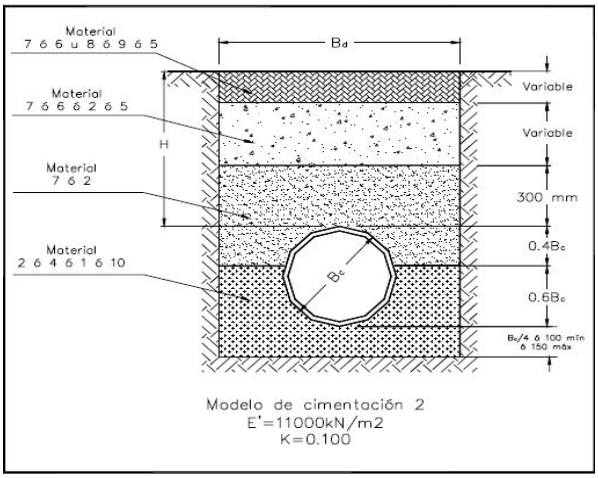


Figura 5-4 Cimentación Flexible Modelo 2

Fuente: Norma NS-035

5.3.3.6.2.3. Cimentación tuberías Flexibles Tipo 3 (Figura 43)

- Factor de soporte: 0.096
- Módulo de reacción de la subrasante: 4000 kN/m²

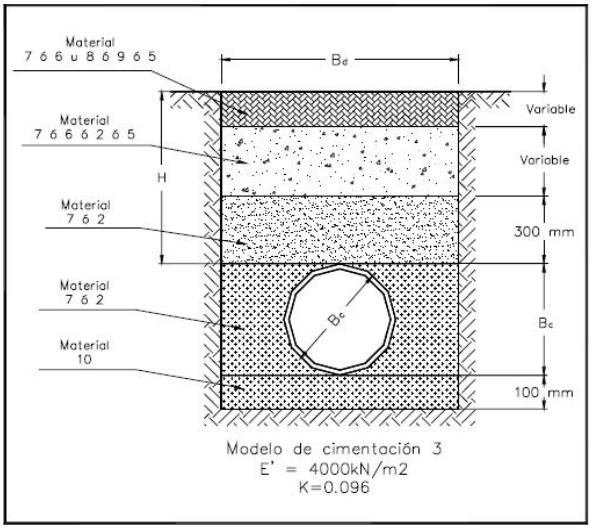


Figura 5-5 Cimentación Flexible Modelo 3

Fuente: Norma NS-035

5.3.3.6.2.4. Cimentación tuberías Flexibles Tipo 4 (Figura 44)

- Factor de soporte: 0.100
- Módulo de reacción de la subrasante: 16000 kN/m²

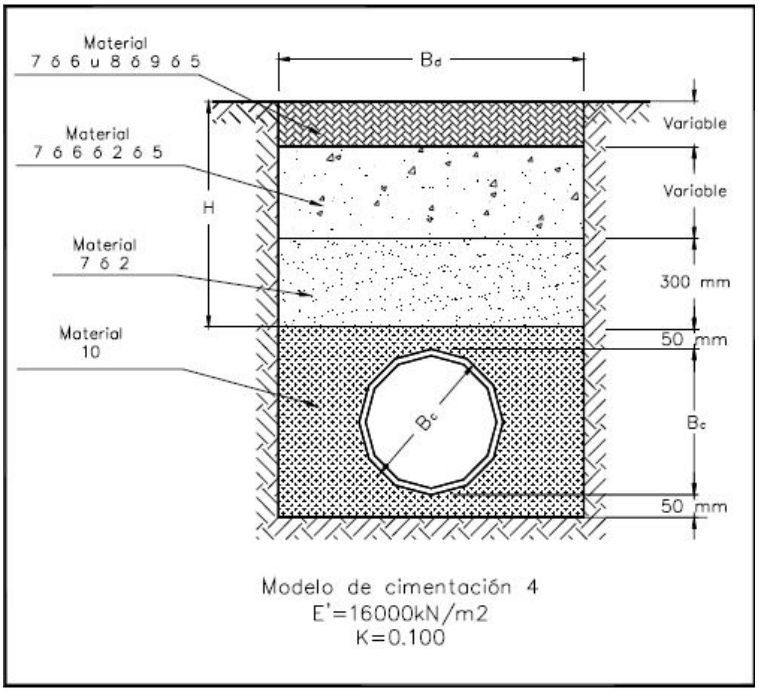


Figura 5-6 Cimentación Flexible Modelo 4

Fuente: Norma NS-035

Tabla 5-7 Tipo de rellenos

Número	Tipo de relleno
1	Relleno mezcla de gravilla y arena lavada de río
2	Recebo
3	Concreto
4	Piedra partida
6	Suelos estabilizados
7	Materiales proveniente de excavación
8	Subbase granular
9	Base granular
10	Arena de peña

5.3.3.6.3. Sistema de contención temporal para la instalación de la tubería

Los sistemas de contención de las excavaciones propuestos son entibados y tablestacados. Los tablestacados deberán ser utilizados en situaciones en las que se tengan arenas saturadas en la excavación, para condiciones en las que no se tengan arenas saturadas, se podrán utilizar entibados.|

5.3.3.6.3.1. Entibados

Los entibados que se recomiendan para este proyecto son los presentados en la NS-072 del acueducto titulada "Entibados y tablestacados". A continuación se presentan los tipos de tablestacados que se recomienda utilizar en el proyecto:

Entibado contínuo EC-2

Este tipo de entibado será utilizado para profundidades de excavación de hasta 4.0 m, en la Figura 5-7 se presenta un esquema típico de estos entibados.

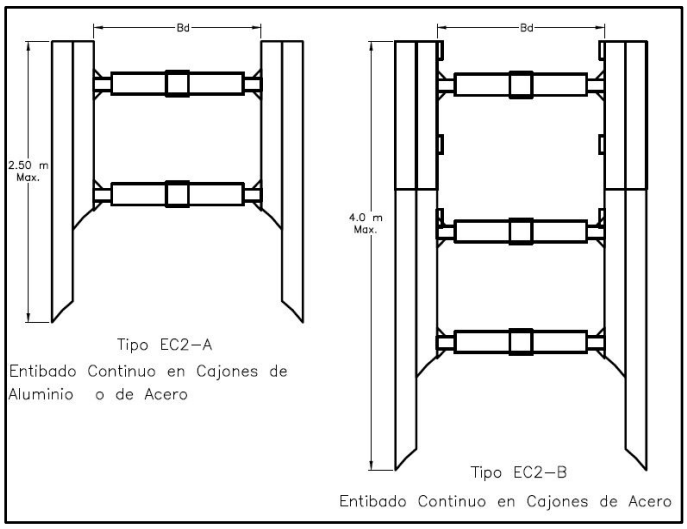


Figura 5-7 Esquema típico entibado EC-2

Entibado continuo EC-6

Este tipo de entibado será utilizado para profundidades de excavación entre 4.0 m y 8.5 m aproximadamente, en la Figura 5-8 se presenta un esquema típico de estos entibados.

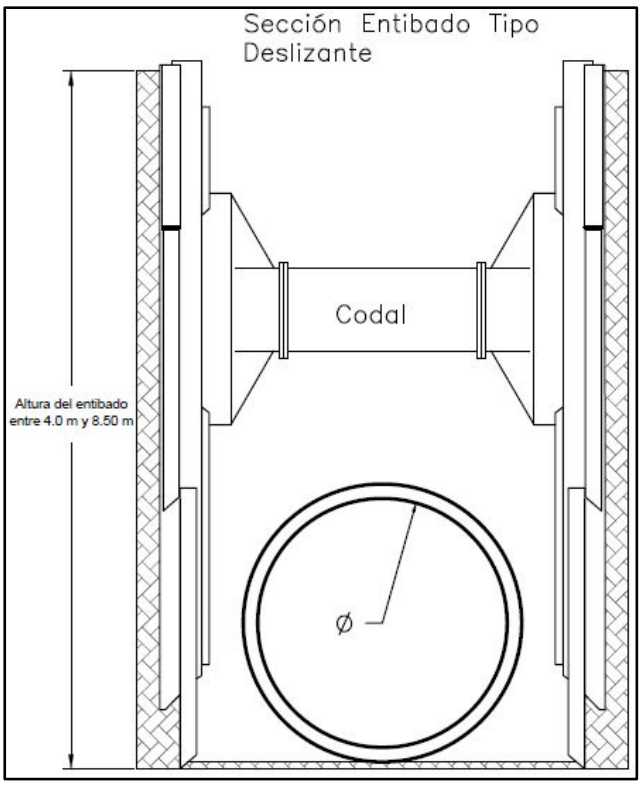


Figura 5-8 Esquema típico entibado EC-6

5.3.3.6.3.2. Tablestacas

Cuando se encuentren arenas saturadas en la zona, se requiere el uso de tablestacas con el fin de evitar filtraciones de agua y arenas al interior de la excavación y gradientes hidráulicos altos que puedan desestabilizar el fondo de la zanja. En la Tabla 5-8 se muestra la profundidad de empotramiento adicional de la tablestaca (D) para controlar inestabilidades en la parte inferior de la excavación por fenómenos de erosión interna, en función de la base de la excavación (B) y la profundidad desde el nivel freático hasta el fondo de la zanja (Hu). En los análisis se consideró un factor de seguridad de 1.5.

Tabla 5-8 Profundidad de empotramiento mínimo de las tablestacas para controlar la inestabilidad del fondo de la zanja por erosión interna

B/Hu	**D [m]**
$B/Hu \leq 0.5$	1.4 Hu
$0.5 < B/Hu \leq 1.0$	1.3 Hu
$1.0 < B/Hu \leq 2.0$	1.1 Hu
$B/Hu > 2.0$	0.8 Hu

5.3.3.6.4. Verificación estructural tuberías flexibles y semi – rígidas

De acuerdo con la Norma NS-035 las condiciones límites de trabajo que se deben verificar para tuberías flexibles y semirrígidas de acuerdo a su material son presentadas en la Tabla 5-9.

Tabla 5-9 Condiciones límites por tipo de tubería

Estrato	Clasificación por rigidez	Deflexión	Pandeo	Rotura de pared
Cloruro de Polivinilo, PVC	Flexible	X	X	X
Poliéster reforzado con fibra de vidrio, GRP		X	X	
Polietileno, PE		X	X	
Acero, SP		X	X	
Hierro dúctil, DIP	Semirrígida	X		
Concreto reforzado, CCP		X		

5.3.3.6.4.1. Deflexión

Para todas las redes se debe verificar que la deflexión de la tubería no sea mayor a Bc/4000 utilizando la siguiente ecuación:

$$\%\frac{\Delta y}{B_c} = \frac{DLKP(100)}{[2E/3 * (RDE + 1)^3 + 0.061E']}$$

Dónde:

- P = Carga total aplicada sobre el suelo (psi)
- Δy/Bc = Porcentaje de deflexión de la tubería
- K = Factor de soporte
- E = Módulo de elasticidad de la tubería
- E’ = Módulo de reacción de la subrasante
- RDE = Relación diámetro espesor

5.3.3.6.4.2. Pandeo

Se realiza una comprobación de la Estabilidad Dimensional del tubo, la cual consiste en determinar

el margen de seguridad entre la carga crítica y la carga existente, teniendo en cuenta las influencias de la presión del terreno, presión exterior del agua (agua subterránea) y superposición de ambas presiones:

$$q_{ext} < q_{adm}$$

$$q_{adm} = (1/FS) * (32 R_w B' E' * \frac{EI}{{B_C}^3})$$

$$q_{ext} = \gamma_w h_w + R_w * (W_d/B_C) + (W_L/B_C)$$

Dónde:

- q_{adm}: Carga admisible por pandeo (kN)
- q_{ext}: Carga externa (kN)
- FS: Factor de seguridad de diseño
- R_w: Factor adimensional de flotación del agua
- B´: Coeficiente empírico adimensional de soporte elástico
- E´: Módulo de reacción de la subrasante
- B_c: Diámetro externo del ducto (m)
- h_w: Columna de agua por encima del ducto (m)
- W_d: Carga muerta (kN/m)
- W_L: Carga viva (kN/m)

$$FS = 2.5 | H_C/B_C \geq 2$$

$$FS = 3.0 | H_C/B_C < 2$$

Dónde:

- Hc: Altura de recubrimiento (m)

$$0 \leq h_W \leq H_c$$

$$h_w > H_c$$

$$B' = 1/(1 + 4e^{-0.2133 H_c})$$

5.3.3.6.4.3. Rotura de pared

Ocurre cuando el esfuerzo en el material de la pared del tubo pasa su límite de proporcionalidad hasta llegar a la fluencia, provocando la falla.

El esfuerzo de compresión anular es el principal contribuyente en éste límite de comportamiento y se define como:

$$Compresión\ Anular = [W_T * B_C]/2A \leq \sigma_{C\ max}$$

Dónde:

- W_T: Carga Total sobre la tubería (kN/m)
- B_c: Diámetro externo del tubo
- A: Área de sección de la pared del tubo/unidad de longitud.
- $\sigma_{(c\ max)}$: Resistencia máxima a la compresión del material e fabricación del ducto

5.3.3.6.5. Cargas consideradas en el diseño

Se considera una carga debida al paso de los equipos de construcción (20 kN/m) aplicada desde la corona de la excavación, "infinitamente" larga para tener en cuenta la carga ejercida por el tráfico en la zona. No se tiene en cuenta cargas debido a edificaciones ya que estas se encuentran retiradas de las proximidades de las zanjas de excavación con efectos despreciables en el caso de tratarse de edificaciones superficiales y efecto nulo cuando fueron edificaciones con cimentación profunda.

5.3.4. Selección de fuentes de material

Desde el punto de vista geotécnico, para la selección de fuentes materiales se adoptaron los siguientes criterios:

- Se dio prelación al uso de materiales provenientes de las excavaciones de las obras como fuente de material para rellenos, siempre que cumpla con los requerimientos mínimos para estos. Con lo anterior se minimiza la necesidad de zonas de préstamo o canteras adicionales y al mismo tiempo, se reduce el volumen de las zonas de depósito.

- Aplicar factores de expansión y utilización con el fin dejar una holgura en la capacidad de las fuentes de materiales y los requerimientos de material. Para los materiales tipo suelo se aplicó un Factor de Expansión de 1.15 respecto al volumen excavado in situ y el volumen final puesto en la zona de botadero. Para los materiales tipo roca, el Factor de Expansión fue de 1.30.

- Si bien, para el caso de las canteras, el volumen de material explotado es generalmente mayor al volumen in-situ del material (del orden del 20%), debido al aumento en la relación de vacíos, lo que implica un factor multiplicador mayor a la unidad, se adoptó un factor multiplicador de 1.0 para compensar las incertidumbres en la capacidad de la fuente. Este criterio aplica también para material triturado después ser extraído de bancos aluviales.

- Para determinar el volumen de agregados (grueso y fino) requeridos para la fabricación de los concretos se aplicó un factor de 1.50 para los agregados respecto al volumen de hormigón requerido. A manera de ejemplo, si se requiere fabricar 100 m³ de concreto, entonces será necesario disponer de 150 m³ de agregados pétreos.

Igualmente, se utilizó un Factor de Seguridad (holgura) para las zonas de depósito, de tal manera que la capacidad total de almacenamiento de los mismos será un 50% mayor al volumen requerido por depositar. Lo anterior debido a la incertidumbre en los volúmenes a depositar y variaciones en el terreno natural y compactación de los materiales que pudieran disminuir la capacidad real del botadero.

5.4. HIDRÁULICA

5.4.1. Criterios de diseño de la captación y obras anexas

Tomando como base los estudios ejecutados en la fase de prefactibilidad y dando continuidad a los mismos, a continuación se presentan los criterios de diseño a utilizar en el dimensionamiento hidráulico a nivel de factibilidad de las obras que constituyen la captación Jesús María, estos permitirán garantizar su adecuado funcionamiento dentro del esquema de operación previsto para la estructura en el marco general de desarrollo de las obras, que atienden a la necesidad general de los estudios ejecutados y reportados en el presente documento.

El esquema de la obra de captación está compuesto por una barrera tipo móvil (con compuertas) en el río Bayano, con una bocatoma lateral sobre la margen derecha del río, la cual deriva 6.00 m³/s hacía a un desarenador seguido de un tanque de carga y una estación de bombeo que entrega los 6.00 m³/s captados directamente a la línea de conducción (tramo 2 - impulsión), esta tubería lleva los caudales captados hasta el tanque Malambo, el cual es requerido para generar un quiebre de presión hidrostática, con el fin de evitar presiones negativas en el tramo 4 (durante la operación normal del sistema) o en el tramo 2 y el tramo 4 durante paradas de la operación. Desde allí se lleva todo el caudal, a través de una tubería (tramo 4 y tramo 5) hasta una derivación, donde se lleva el caudal (6.00 m³/s hacía la PTAP La Joya, el caudal que va hacia la PTAP La Joya es conducido por gravedad a través del tramo 10 y el agua tratada que sale de la PTAP se lleva por gravedad a través del tramo 11 hasta la red de distribución.

La PTAP La Joya según la proyección de crecimiento estimada por el IDAAN, se requeriría desarrollar en aproximadamente 22 años, distribuida en dos etapas (2 años de construcción del proyecto más dos períodos de 20 años entre etapas), cada etapa de 3.00 m³/s hasta llegar a los 6 m³/s en la segunda etapa.

Cabe resaltar que la presa Ascanio Villalaz no tiene un caudal ambiental, tomando en cuenta que su operación data de 1976, donde no existe la obligación de descargar este caudal. En la captación conceptualizada, localizada aguas abajo de la central Bayano, se consideró un caudal ambiental del 10% del caudal medio de la cuenca intermedia entre el lago Bayano y el sitio de captación, tomando en cuenta el criterio anterior y que actualmente no se dispone de normativa vigente que defina este valor.

5.4.1.1. Barrera móvil

Teniendo en cuenta las condiciones particulares en la que se desarrollaría la obra de captación Jesús María (topografía de la zona, régimen hidráulico del río Bayano producto de la descarga de la central Bayano, proximidad al Océano Pacífico) a continuación se presentan los criterios para el dimensionamiento hidráulico de la barrera móvil asociada a la captación Jesús María, a partir de los cuales se desarrollan los diseños que se presentan en el capítulo 8.

5.4.1.1.1. Localización

La localización de la obra de captación se deriva directamente de las valoraciones ejecutadas en la fase de prefactibilidad, cuyo esquema de desarrollo está orientado a minimizar el ancho total de la estructura a constituir, así como minimizar el sobrenivel en la descarga de la central Bayano producto del remanso que pudiera generar la barrera móvil de la captación Jesús María. Estas consideraciones fueron complementadas en función de los siguientes aspectos.

- El eje de la barrera es perpendicular al sentido de flujo del río, permitiendo minimizar las pérdidas de energía.
- El periodo de retorno de diseño hidráulico de la obra de captación es de 500 años considerando el nivel de riesgo categoría B para la estructura (Riesgo potencial significativo - Autoridad Nacional de los Servicios Públicos, 2010), establecido en la fase de prefactibilidad. Adicionalmente, en la fase de prefactibilidad se definió un esquema de captación a filo de agua sin almacenamiento (que en caso de falla no genera afectación, teniendo en cuenta que se respeta el régimen hidráulico natural del sistema), regulado únicamente por compuertas radiales, y que además se ubica en zona rural donde aguas abajo no se tienen centros poblados nucleados y hay pocas viviendas dispersas. También se valoró que ante un evento de falla en la estructura se producirán interrupciones en servicios esenciales, considerando que parte del caudal derivado será utilizado para consumo. En el capítulo 10 se presenta la justificación del nivel de riesgo adoptado.
- El nivel superior de los vanos permite el paso de la creciente de diseño, respetando un borde libre para la protección de los equipos electromecánicos.
- El nivel inferior del vano se posicionó en el fondo del lecho para el sitio previsto de implantación de la obra.
- La cantidad y geometría de los vanos se definió considerando: 1) minimizar el efecto del sobrenivel del agua en la descarga de la central Bayano y en los centros poblados ubicados aguas arriba de la obra de captación, y 2) la sección del río en el punto de implantación de la obra de captación.
- Se constituyeron obras y esquemas de protección aguas abajo de la barrera móvil para mitigar efectos de socavación que puedan llevar a procesos de inestabilidad en la estructura.

5.4.1.1.2. Planteamiento

- Para la barrera móvil se utilizaron compuertas radiales teniendo en cuenta los beneficios que ofrecen este tipo de estructuras en términos de distribución de fuerzas hidrostáticas direccionando las hacia el punto de pivote, y las ventajas operativas al permitir el manejo de

aperturas parciales).
- Con el objetivo de permitir el mantenimiento y reparaciones eventuales de las compuertas radiales, cada vano cuenta con ranuras para tablones de cierre que aislen el sector de la compuerta del flujo en el cauce.
- Para el dimensionamiento hidráulico de los vanos de las compuertas se consideraron pérdidas menores a la entrada y salida de la estructura, así como un coeficiente de rugosidad correspondiente al concreto convencional de 0.015.
- El cálculo de capacidad hidráulica asociado a las distintas aperturas de las compuertas se realizó bajo las consideraciones del HDC 320-4 al HDC 320-8 (descarga libre o sumergida) del U.S. Army Corps of Engineers.

5.4.1.2. Canal de limpia

- El lavado de sedimentos se hace a través de un canal de limpia ubicado a la entrada de la bocatoma cuya solera estará blindada. La descarga será controlada por una compuerta radial que permita en función de su apertura la generación de velocidades de flujo para el lavado de sedimentos.
- La compuerta radial adyacente a la obra de toma se utiliza para controlar el canal de limpia, este permitirá el lavado de sedimentos frente a las rejas de la captación.
- Debido a las altas velocidades que se presentarán en el canal de limpia, el fondo será blindado, así como las paredes hasta una altura de 1.00 m. Lo anterior con el fin de minimizar el desgaste por erosión.
- Se constituyen obras y esquemas de protección en la descarga del canal de limpia para mitigar efectos de socavación que puedan llevar a procesos de inestabilidad en la estructura.

5.4.1.3. Bocatoma

5.4.1.3.1. Localización

La localización planimétrica y altimétrica de las obras de toma tuvo en cuenta los siguientes aspectos:

- Permitir la derivación del caudal de diseño a partir de la regulación de niveles mediante la operación de la barrera móvil.
- Permitir el paso del caudal ambiental.
- Restringir al máximo el ingreso de materiales sólidos a la estructura del desarenador.
- Contar con un canal de limpia para el lavado de material sedimentado a la entrada de la bocatoma.

5.4.1.3.2. Planteamiento

- La elevación de la coronación de la obra de toma se fijó a un nivel tal que se garantice el paso de la creciente de diseño, respetando un borde libre para la protección de los equipos electromecánicos.
- La definición del NAMO (Nivel de aguas máximo de operación) se estableció buscando evitar

afectar el nivel de descarga de la Central Hidroeléctrica Bayano.

- La solera de la bocatoma se proyectó por encima del fondo de la barrera móvil; su elevación se fijará a una altura que restringirá el ingreso de sedimentos provenientes del fondo del río.
- El dimensionamiento de los vanos de captación garantiza una velocidad de aproximación frente a la reja del orden de 1.0 m/s, de acuerdo con las recomendaciones de (Erbisti, 2004).
- Se consideró un factor de taponamiento del 50% en la reja de entrada de la obra de captación.
- La reja a la entrada dispone de un ángulo de inclinación para facilitar su limpieza.
- El planteamiento de la obra contempló la inclusión del conducto de caudal ecológico así como los elementos mecánicos necesarios para su operación.

5.4.1.4. Canal de toma

- Para fijar la altura mínima de los muros del canal se tomó la profundidad asociada para el caudal de diseño y se le sumará un borde libre mínimo de 0.30 m. Para que los muros constituyan el soporte lateral de un relleno se fijará su altura de acuerdo con la geometría del relleno.
- Las transiciones se proyectaron para minimizar las pérdidas de energía y evitar ondas cruzadas. Las pérdidas menores se expresarán en diferencias de altura de velocidad entre la entrada de la transición y la salida.
- El dimensionamiento del canal de toma se definió manteniendo el criterio de velocidad de aproximación frente a la entrada de las rejas del orden de 1.0 m/s, de acuerdo con la recomendación de (Erbisti, 2004).

5.4.1.5. Desarenador

- El desarenador se dimensionó para el caudal de diseño del proyecto considerando una nave adicional que permita operaciones de limpieza sin afectar la operación normal del sistema.
- La partícula de diseño del desarenador se definió teniendo en cuenta las recomendaciones particulares del fabricante del sistema de bombeo y siguiendo las recomendaciones de (Mosonyi, 1991) y (Coronado del Aguila, 2004) en configuraciones que consideran grandes saltos, que consideran la remoción de partículas de diámetro mayor a 0.2 mm.
- La velocidad de sedimentación de la partícula de diseño se seleccionó de acuerdo con el gráfico de Sudry (Coronado del Aguila, 2004).
- Se consideró un porcentaje de retención de sedimentos del 95% y se tuvo en cuenta la recomendación realizada por Velikanov (Mosonyi, 1991) para estimar la longitud adicional necesaria para obtener dicha eficiencia.

5.4.1.6. Conducto de caudal ambiental

- El conducto del caudal ambiental se proyectó desde aguas arriba de la barrera móvil hasta aguas abajo de la misma, ubicado de manera tal que la elevación del fondo no permita fácil ingreso de material de arrastre.
- El flujo a la entrada del conducto es controlado por una compuerta plana que permita regular los caudales.
- El dimensionamiento del conducto se definió de forma tal que para el nivel cota cresta del

vertedero del desarenador se pueda descargar la totalidad del caudal ambiental.
- El funcionamiento hidráulico a la entrada del conducto se analizó teniendo en cuenta las características de un orificio con descarga libre o sumergida.
- El caudal ecológico empleado corresponde al 10%, el cual en futuras etapas se deberá revisar considerando elementos hidrobiológicos y usos del cauce del río Bayano, en cumplimiento a normas vigentes.

Se dispuso para efectos de controlar la socavación producto de la descarga del caudal ecológico de un esquema de protección con enrocados.

5.4.1.7. Tanque de bombeo

- La configuración y volumen del tanque se defición a partir de las recomendaciones de la guía de diseño de estaciones de bombeo de la OPS, de la organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura, teniendo en cuenta las dimensiones de las bombas y requerimientos de sumergencia de estas.

5.4.1.8. Manejo del río durante construcción

- El manejo para la construcción de la barrera móvil, se contempló en dos fases desvío. Primero se conformarán las obras de la margen derecha y un número suficiente de vanos (incluyendo el canal de limpia) que permitan en la segunda fase del manejo del río, y con ello, la conformación de los vanos faltantes en la margen izquierda.
- Como condición hidrológica de creciente en las etapas de desvío se consideró 10 años, teniendo en cuenta el nivel de afectación en la zona de obra y aguas abajo del sitio de captación, si se produce un evento hidrológico que supere el periodo de retorno establecido.
- Como velocidad límite en las fases de desvío se definió 6.0 m/s, asociado al uso de ataguías celulares en las zona de mayor estrechamiento de la sección del cauce.

5.4.1.9. Criterios de diseño de los sistemas de bombeo

En el caso de los sistemas de bombeo, se estimaron las potencias de los mismos en función de la localización de las obras, la altura requerida para el suministro del caudal, el diseño hidráulico de la conducción incluyendo pérdidas por fricción y pérdidas menores. La potencia requerida por el sistema de bombeo se estimó mediante la siguiente ecuación:

$$P=(Q*\gamma*H) / n$$

Dónde:

P = Potencia requerida por la Bomba (KW).
Q = Caudal de operación (m^3/s).
H = Altura total bombeo (incluidas pérdidas hidráulicas en la conducción).
γ = Eficiencia del bombeo (80%).

5.4.1.10. Criterios de diseño de los tanques de carga

Los tanques de carga tienen como objetivo contar con un volumen que compense los cambios entre el caudal de salida de un tramo de conducción y el caudal de entrada al siguiente tramo. Estos se ubican en zonas altas que permitan disponer de la carga hidráulica suficiente para superar las pérdidas hidráulicas en la conducción y llevar los caudales al sitio de destino.

El volumen del tanque se definió para un tiempo de retención de 15 min del caudal de diseño de la conducción, con el objetivo de evitar la generación de fenómenos de vacío en la tubería durante las maniobras del sistema, en las cuales se pueden presentar suspensiones del flujo de entrada a los tanques, paradas o arranques de los bombeos que requieren un tiempo de maniobra para volver a la operación normal del sistema, evitando así vaciados de las tuberíasde la conducción y así, prevenir sobrepresiones en la misma. Este criterio ha sido adoptado por el consultor en el diseño de sistemas de acueducto de ciudades con más de 1 millón de habitantes.

La salida de los tanques se consideró en conducción horizontal, por lo que para estimar la sumergencia crítica se utilizó la ecuación de Gordon desarrollada para este tipo de configuración.

$$S = 2.3*Fr*D$$

Donde:

S = sumergencia crítica medida desde la clave del ducto en m.
D = diámetro del túnel = 3.5 m
Fr = número de froude = V/ (g*D)^0,5
V = velocidad en el túnel, m/s.
g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s².

5.4.1.10.1. Desagüe de fondo

5.4.1.10.1.1. Tiempo de vaciado

El sistema de desagüe se dimensionó con capacidad suficiente para el vaciado del tanque en un tiempo de una jornada laboral típica de 8 horas, dividiendo el volumen del tanque a vaciar por dicho periodo de tiempo, lo anterior considerando que los cuerpos de agua receptores cercanos a la localización de los tanques corresponden a cabeceras de quebradas con baja capacidad hidráulica, minimizando el posible impacto a los cuerpos receptores. Este criterio ha sido adoptado por el consultor ya que permite un tiempo apropiado para operaciones de limpieza y mantenimiento.

5.4.1.10.1.2. Caudal de diseño

De acuerdo con el numeral 5.4.1.10.1.1, se realizará el vaciado en 8 horas, para el cálculo del caudal de salida se deberá conocer el volumen del tanque a nivel máximo, dicho volumen (m³) se

divide por el tiempo de vaciado (s), obteniendo de esta manera el caudal de diseño del desagüe.

5.4.1.10.1.3. Conducto de desagüe o limpieza

Se proyectó una tubería de desagüe, dependiendo de las condiciones específicas de cada tanque, que permitirá el vaciado de cada uno en el tiempo especificado en el numeral 5.4.1.10.1.1 conduciendo los caudales a un drenaje natural próximo a la localización del tanque.

El conducto de desagüe se diseña a flujo libre por gravedad. El dimensionamiento hidráulico de la sección del conducto se realiza utilizando la ecuación de Manning.

$$Q = (1/n)AR^{2/3}S^{1/2}$$

Donde:

V = Velocidad (m/s).
n = Coeficiente de rugosidad de Manning.
A = Área de flujo de agua (m²).
R = Radio Hidráulico (m).
S = Pendiente de la línea de agua (m/m).

5.4.1.10.1.4. Compuerta de desagüe

La conexión entre el tanque y el conducto de desagüe se hará a través de una compuerta plana deslizante. Para el dimensionamiento de la compuerta se determinará la capacidad hidráulica de la descarga de fondo considerando una apertura total, a partir de la siguiente ecuación:

$$Q = C_d A\sqrt{2gH_n}$$

Donde:

Cd = Coeficiente de descarga dado por la curva del HDC 320-3 (U.S. Army Corps of Engineers). Para una compuerta totalmente abierta Cd= 0.85.
A = Área del orificio, igual a Go x B, (m2).
Go = Apertura de la compuerta; es decir, distancia vertical entre el labio inferior de la compuerta y la solera del conducto de desagüe, (m).
B = Ancho de la compuerta, (m).
Hn = Altura neta de carga, igual a Ho-ΔH, (m).
Ho = Altura bruta de carga, (m).

$$\text{Ho} = \text{Niveldeltanque} - \text{cotaradiercompuerta} - \text{Go} * \text{Cd}$$

ΔH = Pérdidas hidráulicas, (m).

5.4.1.11. Rebose

5.4.1.11.1. Vertedero Rectangular

Los tanques de carga cuentan con un sistema de rebose que permita evacuar los caudales de exceso. Dicha estructura se plantea como un vertedero rectangular de pared gruesa y con capacidad de evacuar el caudal máximo de entrada, por lo tanto se dimensionó un canal colector y una rápida escalonada evacuar el caudal rebosado y llevarlo hasta el cuerpo receptor, el cual debe ser adaptado para recibir dicho caudal.

El rebose no limitará la capacidad de almacenamiento del tanque, asegurando que se obtenga el nivel máximo esperado en el mismo, ver Figura 5-9.

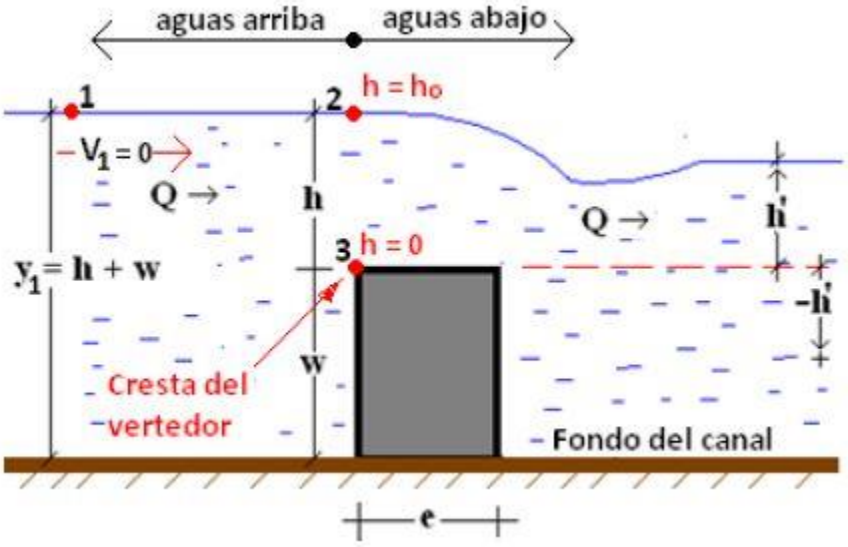


Figura 5-9 Parámetros Vertedero Rectangular de Pared Gruesa.

Tomado de: Universidad de Sonora, Problemas de compuertas, vertederos y salto hidráulico, Departamento de Ingeniería Civil y minas

El caudal a evacuar por el vertedero se estima mediante la siguiente expresión, definida por Sotelo A.G:

$$\frac{Q}{b} = q = (2.952h^{\frac{3}{2}})\mu\varepsilon_1\varepsilon_2$$

Donde:

Q= caudal rebosado (m^3/s).
b = ancho del vertedero (m)
q = caudal unitario (m^2/s).
h = cabeza de agua entre cresta del vertedero y lámina (m).

μ = coeficiente de contracción vertical de la altura h en la cresta del vertedor y de la contracción horizontal.
ε1 = es el coeficiente al considerar que el vertedor de pared gruesa.
ε2 = es el coeficiente al considerar el efecto de sumersión h' en la descarga.

Despejando el caudal rebosado se tiene que:

$$Q = bq = b(2.952h^{\frac{3}{2}})\mu\varepsilon_1\varepsilon_2$$

μ se calcula según la ecuación de Henderson F.M:

$$Cd = \mu = 0.611 + 0.08\frac{h}{w}$$

Donde,

w = altura del vertedero (m).

El coeficiente ε1 se deduce de acuerdo con los siguientes criterios:

$$\varepsilon_1 = \begin{cases} 1 & \frac{e}{h} \leq 0.67 \quad Ec.\,de\,Bazin \\ 0.7 + \frac{0.185}{e/h} & 0.67 < \frac{e}{h} \leq 3 \quad Ec.\,de\,Bazin \\ 0.75 + \frac{0.1}{e/h} & 3 < \frac{e}{h} \leq 10 \quad Ec.de\,Gibson \end{cases}$$

Donde:

e = espesor del vertedero (m).

El coeficiente ε2 se deduce de acuerdo con la Figura 5-10 (Domínguez):

punto	1 - h'/h	ε_2
1	1.20	0.993
2	1.00	0.987
3	0.90	0.980
4	0.80	0.960
5	0.70	0.950
6	0.60	0.930
7	0.50	0.910
8	0.40	0.885
9	0.30	0.855
10	0.25	0.833
11	0.20	0.807
12	0.15	0.770
13	0.10	0.720
14	0.08	0.680
15	0.06	0.640
16	0.04	0.550
17	0.02	0.400
18	0.01	0.260

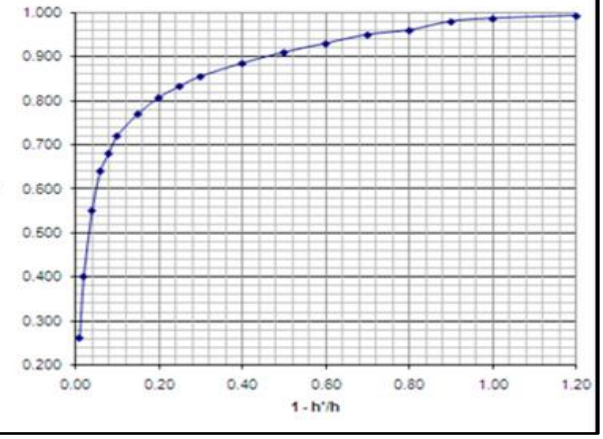


Figura 5-10 Determinación Coeficiente ε2.

Tomado de: Universidad de Sonora, Problemas de compuertas, vertederos y salto hidráulico, Departamento de Ingeniería Civil y minas

Donde:
h =: Altura lámina aguas abajo del vertedero (m).

Para el presente caso, el ancho del vertedero (b) y la altura de lámina (h) se definen de acuerdo con la geometría disponible en los tanques, se despejan los coeficientes restantes y se procede a despejar el caudal vertido.

5.4.1.11.2. Canal colector de excesos

Los caudales originados en el vertedero de excesos, deben ser controlados y direccionados a través de un canal colector, desde el cual el líquido será conducido hasta un disipador que lo conduzca hasta un cuerpo receptor.

Para dimensionar el canal colector se define inicialmente el alcance horizontal del chorro proveniente del vertedero. Dado que la presión en la parte superior del líquido es la atmosférica, ya que no hay tapa en ninguno de los tanques, la expresión para calcular la velocidad de salida del vertedero está dada por:

$$V = \sqrt{2g(Y_2 - w}$$

Donde:

V = Velocidad horizontal (m/s).
Y_2 = Altura lámina de agua antes del vertedero, ver Figura 5-11 (m)

Cuando el flujo sale del agua tendrá una trayectoria parabólica, donde la altura inicial será (w) y velocidad horizontal (V) (ver Figura 5-11).

La trayectoria del chorro, en X y Y, está dada por:

$$X = Vt, Y = w - \frac{1}{2}gt^2$$

Donde:

t = tiempo de caída del chorro (s).

Para mayor claridad ver Figura 5-11.

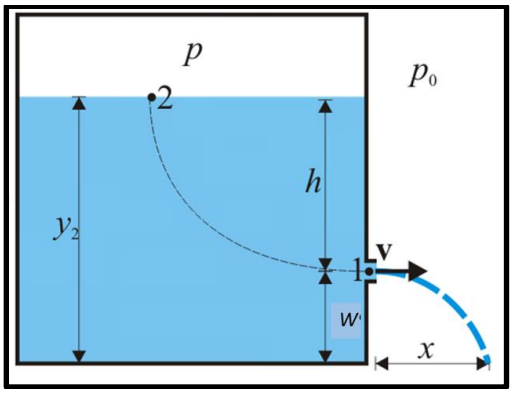


Figura 5-11 Alcance del Chorro.

El fluido llega al suelo cuando w = 0, el tiempo en el que esto transcurre se obtiene a continuación:

$$O = Y = w - \frac{1}{2}gt^2 \rightarrow t = \sqrt{\frac{2w}{g}}$$

Por lo tanto el alcance del chorro en X está dado por:

$$X = v\sqrt{\frac{2w}{g}}$$

Reemplazando V en la anterior ecuación:

$$X = 2\sqrt{(Y_2 - w)\,w}$$

Este valor define el ancho mínimo del canal colector. La altura del canal colector será la misma del tanque.

5.4.1.11.3. Canal de transición

Para el tanque de carga Malambo, se requiere un canal de transición entre el canal colector y la estructura de disipación. El caudal de diseño fue considerado como el caudal rebosado por el respectivo tanque (6.0 m³/s).

Inicialmente, se define una sección típica para el canal, se verifica que la sección propuesta tenga la capacidad para atender el caudal vertido.

El área de la sección se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$A = (b+my)\,y$$

Donde:

A = Área de la sección.
b = Ancho inferior del canal (m).
m = pendiente del talud.
y = Nivel de agua para la sección revestida (m).

El perímetro mojado se calcula mediante:

$$P = b + 2y\sqrt{1 + m^2}$$

El ancho superior del canal es:

$$B = b+2my$$

El canal de transición será en concreto y se adoptó 5.0 m/s como velocidad máxima permisible para evitar problemas de erosión.

La capacidad de los canales se determina mediante la ecuación de Manning:

$$Q = A\frac{R^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Donde:

Q = Caudal diseño en en canal (m^3/s).
S = pendiente del fondo de canal.
R = Radio Hidráulico (m)
R =A/P
n = Coeficiente de Manning concreto (0.015).

Para minimizar la energía del flujo a la entrada del disipador se implementó la mínima pendiente que permita al canal tener la capacidad requerida.

5.4.1.11.4. Disipador Escalonado

Para llevar el caudal de excesos hasta los cuerpos de agua se adoptaron disipadores escalonados que permitan una adecuada entrega a la corriente, en función de la metodología de diseño desarrollada en el numeral 4.6.2 del "Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS - 2009", para estructuras de caída escalonadas.

En función de las características topográficas del proyecto, se adoptaron estructuras de caída escalonadas con flujo rasante con tienen pendientes entre 7° y 28°, la formación total o parcial del

resalto hidráulico para un flujo escalón a escalón implica pendientes suaves del terreno.
Se determinó la velocidad (Vw) y la profundidad del flujo (dw) en la estructura, la energía al final de la estructura (Eres) y el incremento de la profundidad del flujo por efecto del aire (y0.9) para determinar la altura de muros de la estructura (Hw).

Como recomienda el "Manual de Drenaje" se adopta la metodología aconsejada por el profesor Ohtsu (OHTSU, Y. YASUDA & TAKAHASHI M., "Flood Characteristics of Skimming Flows in Stepped Channels", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 130, No. 9, ASCE, September 2004).

Dados un ancho de canal (B), una caída total (Hdam), un ángulo del canal (θ) y un caudal de diseño (Qw), ver Figura 5-12, la profundidad crítica se calcula como:

$$dc = \left(\frac{\left(\frac{Qw}{B}\right)^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Valor con el que la altura total relativa de caída es: Hdam/dc.

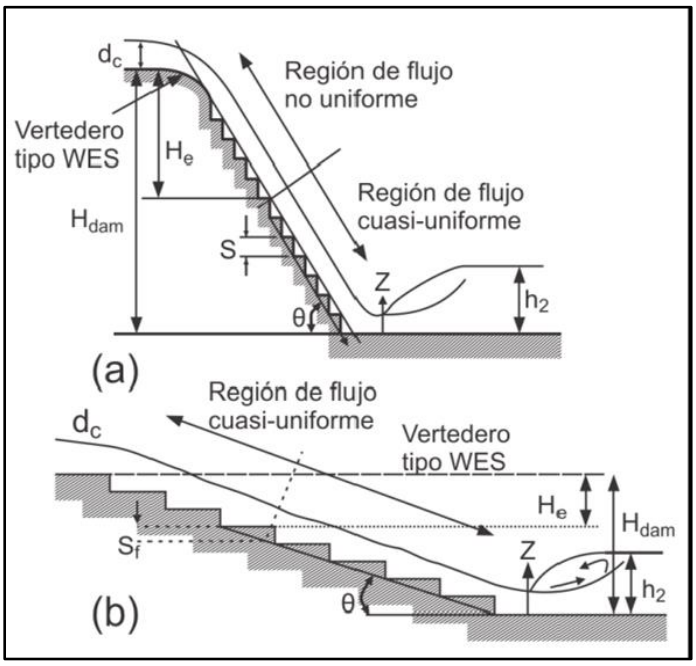


Figura 5-12 Esquema de definiciones: (a) escalones para θ=19, 23, 30 y 55°, (b) escalones tomados para θ = 5.7, 8.5 y 11.3° (Ohtsu).

Tomado de "Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS - 2009"

Se seleccionó la caída en cada escalón (S), ver Figura 5-12, de manera que se forme una condición de flujo tipo rasante. Para esto se tiene que cumplir la siguiente condición:

$$0.1 \leq S/dc \leq (S/dc)_s$$

$$(S/dc)_s = \frac{7}{6}(\tan\theta)^{1/6}$$

Donde θ se encuentra en grados y se aplica para valores entre 5.7° y 55°. El "Manual de Drenaje" recomienda valores de S/dc > 0.25 para incrementar las pérdidas de energía en la estructura.

Según experimentación de Ohtsu, el ángulo θ y de la altura relativa del escalón (S/dc) hacen que las condiciones de flujo cambien, por lo tanto el flujo rasante se puede clasificar como se describe a continuación:

- Tipo A cuando θ >19º o cuando S/dc <(S/dc)B
- Tipo B en otro caso.

(S/dc)B se determina con la siguiente expresión:

$$(S/dc)_B = 13(\tan\theta)^2 - 2.73\tan\theta + 0.373 \qquad \text{Para } \theta \text{ entre } 5.7° \text{ y } 19°$$

El flujo rasante es altamente turbulento, dándose la entrada de grandes cantidades de aire a lo largo del canal desde un punto de "incepción" hasta un cierto punto en el cual el flujo llega a ser cuasi uniforme, sección a partir de la cual no se producen variaciones en la profundidad, concentración de aire y velocidad para un caudal dado. La altura necesaria del canal para que se alcance el flujo cuasi-uniforme (He) está dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{He}{dc} = (-1.21 * 10^{-5} * \theta^3 + 1.6 * 10^{-3} * \theta^2 - 7.13 * 10^{-2} * \theta + 1.3)^{-1}[5.7 + 6.7 * \exp(\frac{6.5 * S}{dc})]$$

Si el flujo alcanza la condición cuasi-uniforme, la altura representativa del flujo, dw y la velocidad promedio, (vw = (Qw/B)/dw = qw/dw) pueden ser obtenidas a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\frac{dw}{dc} = (\frac{f}{8sen\theta})^{\frac{1}{3}}$$

El factor de fricción f del flujo está dado por:

$$f = fmax - A(0.5\frac{S}{dc})^2 \qquad \text{Para } 0.1 \leq S/dc \geq 0.5$$

$$f = fmax \qquad \text{Para } 0.5 \leq S/dc \leq (S/dc)_s$$

Para 5.7° ≤ θ≤ 19°:

$$A = -1.7 * 10^{-3}\theta^2 + 6.4 * 10^{-2}\theta + 1.5 * 10^{-1}$$

$$fmax = -4.2 * 10^{-4}\theta^2 + 1.6 * 10^{-2}\theta + 3.2 * 10^{-2}$$

Y para 19°< θ ≤55°:

$$A = 0.452$$

$$fmax = 2.32 * 10^{-5}\theta^2 - 2.75 * 10^{-3}\theta + 2.31 * 10^{-1}$$

Para el flujo cuasi-uniforme, la energía residual (Eres) en el extremo inferior de la estructura se determina con la primera parte de las siguientes ecuaciones:

− Para flujo tipo A:

$$(\frac{Eres}{dc})_u = \frac{dw}{dc}\cos\theta + \frac{1}{2}(\frac{dc}{dw})^2 = (\frac{f}{8sen\theta})^{1/3}\cos\theta + \frac{1}{2}(\frac{f}{8sen\theta})^{-2/3}$$

− Para flujo tipo B:

$$(\frac{Eres}{dc})_u = \frac{dw}{dc} + \frac{1}{2}(\frac{dc}{dw})^2 = (\frac{f}{8sen\theta})^{1/3} + \frac{1}{2}(\frac{f}{8sen\theta})^{-2/3}$$

Finalmente, para el flujo cuasi-uniforme la altura de los muros del canal, Hw está dada por la siguiente ecuación:

$$Hw = 1.4y_{0.9}$$

Siendo y 0.9 la profundidad del flujo para una concentración de aire de 0.9. Este valor de y 0.9 se calcula como se presenta a continuación:

$$y_{0.9} = \frac{dw}{1 - Cmean}$$

$$Cmean = D - 0.3\exp[-5(\frac{S}{dc})^2 - 4\frac{S}{dc}]$$

$$D = 0.300 Para 2.7° \leq \theta \leq 19°$$

$$D = -20 * 10^{-4} * \theta^2 + 2.14 * 10^{-2} * \theta - 3.57 * 10^{-2} Para 19° \leq \theta \leq 55°$$

La variable Cmean es la concentración media de aire. En las estructuras en que no se alcanza a desarrollar el flujo cuasiuniforme, la energía residual (Eres) se calcula como:

$$\frac{Eres}{dc} = 1.5 + [(\frac{Eres}{dc})_u - 1.5][1 - (1 - \frac{Hdam}{He})^{\frac{\theta}{25}+4}]$$

La anterior ecuación es válida para 5.0 ≤ Hdam/dc ≤ He/dc.

El parámetro (Eres/dc)u se calcula con la segunda parte de las siguientes ecuaciones:

$$(\frac{Eres}{dc})_u = \frac{dw}{dc}\cos\theta + \frac{1}{2}(\frac{dc}{dw})^2 = (\frac{f}{8sen\theta})^{1/3}\cos\theta + \frac{1}{2}(\frac{f}{8sen\theta})^{-2/3}$$

$$(\frac{Eres}{dc})_u = \frac{dw}{dc} + \frac{1}{2}(\frac{dc}{dw})^2 = (\frac{f}{8sen\theta})^{1/3} + \frac{1}{2}(\frac{f}{8sen\theta})^{-2/3}$$

Se calcula entonces, para este flujo no uniforme la altura representativa del flujo (dw) y la velocidad promedio (Vw) por tanteos a partir de la ecuación:

$$Eres = dw * \cos\theta + \frac{Vw^2}{2g} \quad \text{para flujo tipo A}$$

$$Eres = dw + \frac{Vw^2}{2g} \quad \text{para flujo tipo B}$$

Al igual que para el flujo cuasi-uniforme, para el flujo no uniforme, se calcula aplicando las siguientes ecuaciones:

$$Hw = 1.4y_{0.9}$$

$$D = 0.300 Para 2.7° \leq \theta \leq 19°$$

$$D = -20 * 10^{-4} * \theta^2 + 2.14 * 10^{-2} * \theta - 3.57 * 10^{-2} Para 19° \leq \theta \leq 55°$$

Se debe asegurar que el caudal que llegue al cuerpo receptor a través de la estructura escalonada no altere drásticamente los patrones de flujo de la corriente y no genere problemas de socavación, por lo cual se propone un enrodado de estabilización y protección en la zona donde llegue el caudal de excesos.

5.4.2. Metodologías captación Jesús María y obras anexas

5.4.2.1. Barrera móvil

El dimensionamiento y configuración de la barrera móvil obedece a los lineamientos generales presentados en los criterios de diseño, que buscan minimizar el remanso en el río Bayano producto de la conformación de la estructura, evitando con esto afectaciones en las poblaciones ubicadas aguas arriba del sitio previsto para la captación Jesús María y aguas abajo de la descarga de la Central Hidroléctrica Bayano.

Los caudales del río en la zona de captación dependen de las condiciones hidrológicas del río

Bayano y de la operación de la Central Hidroléctrica Bayano (ubicada aguas arriba del sitio de captación), la cual controla de manera importante los caudales del río.

A continuación se presentan las metodologías utilizadas para definir o dimensionar los aspectos particulares de la barrera móvil.

5.4.2.1.1. Definición de la creciente de diseño

Tomando como referente lo dispuesto en las Norma para la Seguridad de Presas de la Autoridad Nacional de los Servicios Públicos (ASEP) - Panamá, septiembre de 2010, se ha efectuado la definición de categoría según el nivel de riesgo, teniendo en cuenta los indicadores que se presentan en la sección 2.1.3 que se derivan del apéndice C de la norma antes relacionada (Véase Tabla 5-10), donde se involucra la valoración de pérdida directa de vidas, pérdida de servicios esenciales, pérdida de propiedades y pérdidas ambientales.

Tabla 5-10 Categorización según el riesgo potencial de una presa.

CATEGORÍA	**A**	**B**	**C**
Riesgo	**Alto**	**Significativo**	**Bajo**
Pérdida directa de vidas	Seguro (en uno o más desarrollo residencial, comercial o industrial)	Incierto (localización rural con pocas residencias o solamente desarrollo transitorio o industrial)	No se esperan (debido a la localización rural sin viviendas)
Pérdida de servicios esenciales	Interrupción de instalaciones esenciales y de vías de comunicación a niveles críticos	Interrupción de instalaciones esenciales y de vías de comunicación	Ninguna interrupción de servicios, las reparaciones de los daños es simple o rápidamente reparable
Pérdida en propiedades	Extensa sobre instalaciones públicas y privadas	Mayor afectación pública y en instalaciones privadas	Tierras agrícolas privadas, equipos y edificios aislados
Pérdidas Ambientales	Alto costo de la mitigación o imposible de mitigar	Se requiere una mitigación importante	Daño incremental mínimo.

Fuente: Normas para la seguridad de presas (ASEP, 2010).

Los indicadores mencionados se definen a partir del análisis de la mancha de inundación para un periodo de retorno de 500 años, la cual se obtiene a partir de modelaciones hidráulicas en HEC RAS, utilizando las secciones topobatimétricas del río Bayano.

Una vez determinada el área ocupada por la mancha de inundación para la creciente de diseño se

procede a identificar las poblaciones y lugares afectados, así como la cantidad de habitantes total, habitantes afectados y tipo de población.

5.4.2.1.2. Análisis de falla de la presa

Además de la valoración de la creciente de diseño mencionado en el numeral anterior, la metodología incluye la evaluación del efecto que pudiera tener un evento de falla de presa. Teniendo en cuenta lo dispuesto en la ASEP - Panamá, septiembre de 2010, se ha tomado una CDA (Crecida de Diseño Afluente) asociada a una periodo de retorno de 1000 años, que corresponde con la creciente de verificación, evento a partir del cual se entra en riesgo de pérdida de equipos mecánicos y eléctricos que entren en contacto con el agua y, eventualmente y de pérdida de los diques en tierra que hacen parte del esquema de captación. Se analiza desde una perspectiva hidráulica el comportamiento que se tendría en el sistema para dicha condición.

5.4.2.1.3. Análisis de niveles río Bayano

Condición sin obras

Para el análisis de niveles de crecientes se construye un modelo hidráulico que permita la simulación del paso de crecientes para los periodos de retorno de interés (5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1000 años) en el software HEC RAS. Para llevar a cabo estas simulaciones, el modelo se desarrolla considerando las secciones topobatimétricas, distribuidas en una extensión de 30 km, las cuales permiten representar las características particulares del sistema, considerando que el tramo de análisis corresponde con un cauce bien definido, de baja pendiente, con amplias planicies de inundación, que presenta un comportamiento de flujo uniforme. La extensión de las secciones constituidas abarca la totalidad del cauce principal y la planicie de inundación hasta donde la información topográfica disponible lo permite, esto se logra mediante la integración de los perfiles topobatimétricos con la información topográfica levantada para la zona de estudio.

La condición de borde del modelo hidráulico definida aguas abajo considerando el tipo de régimen, se establece a partir del análisis del perfil del fondo del río (So), y la pendiente de la línea de fricción (Sf) para la condición del caudal turbinado (677 m3/s), condición típica de operación del sistema. Este análisis se efectúa bajo la premisa de que en el sistema se desarrolle flujo uniforme (dadas sus características), condición que se logra cuando la pendiente de fondo, se iguala con la pendiente de la línea de fricción y está a su vez corresponde con la condición de borde del esquema de modelación.

La definición del coeficiente de rugosidad de Manning se realiza teniendo en cuenta las recomendaciones del texto Hidráulica Aplicada de Ven Te Chow en su tabla 5.6. El cauce principal se asocia a un sistema limpio, con algo de maleza, sin montículos y pozos profundos considera un coeficiente de rugosidad; en el caso de la zona de inundación, el sistema en sus bancas cuenta con matorrales y pastizales.

Con el modelo validado se procede a desarrollar los perfiles hidráulicos para las crecientes de análisis, teniendo como referente la condición de diseño (Tr 500 años), los resultados de dichas valoraciones permiten visualizar los niveles de flujo para las diferentes crecientes consideradas. Los niveles reportados serán el referente para establecer el efecto de la barrera móvil en el régimen hidráulico entre el punto de descarga de la Central Hidroléctrica Bayano y el sitio de captación Jesús María.

Adicionalmente, los niveles de mareas sobre el océano Pacífico se constituyen en una condición de control aguas abajo del sitio de captación Jesús María, por tanto se realiza una revisión de los registros de Balboa en la costa pacífica, considerando la información disponible en el portal de servicios marítimos del Canal de Panamá.

Previendo un escenario desfavorable y teniendo en cuenta el esquema de operación de la central Bayano, se contemplan dos niveles hidráulicos típicos aguas abajo del sitio de captación: (1) cuando la Central Hidroléctrica Bayano opera (seis horas al día), el nivel de agua aguas abajo de la barrera móvil está condicionado por el nivel producto del resultado de la modelación hidráulica con obras proyectadas y controlada aguas abajo por la profundidad normal y (2) cuando la Central Hidroléctrica Bayano no opera (18 horas al día), el nivel de agua aguas abajo de la barrera móvil estará definido en la cota -1.0 msnm, que corresponde a una condición conservadora previendo una descarga de compuertas en condición libre.

Condición con obras

El esquema propuesto considera un total de 15 vanos, con compuertas radiales de 8.5 m de ancho por 10.5 m de alto y de 5.0 m de ancho por 7.10 m de alto en el caso del vano asociado al canal de limpia, ubicado sobre la margen derecha en el punto de captación, configuración que permite el paso de la creciente de diseño (500 años)

Para visualizar cómo afecta la barrera móvil los niveles del río Bayano se realiza una modelación hidráulica con la implantación de la barrera y los niveles obtenidos en esta modelación se comparan con los niveles obtenidos en ausencia de la barrera.

La definición del NAMO (nivel de aguas máximo de operación) se realiza a partir de un ejercicio sistemático de valoración de niveles en el perfil hidráulico que permite revisar que para la condición normal (caudal turbinado) no se generan desbordes y por lo tanto no hay afectación a los pobladores ubicados aguas arriba del sitio de captación previsto. Con las características planteadas anteriormente se calcula el nivel máximo de operación para el sistema de captación y se verifica el remanso que produce la operación de la barrera móvil con el nivel de aguas máximo de operación determinado.

5.4.2.1.4. Crecida de verificación

Teniendo en cuenta lo dispuesto en la Norma para la Seguridad de Presas de la ASEP - publicada en septiembre de 2010 y teniendo en cuenta la categoría de la presa se considera una crecida de verificación a través de la Tabla 5-11:

Tabla 5-11 Crecida de verificación

CATEGORÍA DE LA PRESA	CRECIDA DE VERIFICACIÓN (m^3/s)
A	Q_v = CMO o $Q_{5,000}$ a $Q_{10,000}$
B	Q_v = % CMP o $Q_{1,000}$ a $Q_{5,000}$ o AER
C	Q_v = Q_{100} a Q_{150}

Fuente: Normas para la seguridad de presas. (ASEP, 2010)

Qv: Caudal máximo de verificación
CMP: Crecida Máxima Probable
Q1000: Crecida de recurrencia media 1000 años
AER: Análisis Económico de Riesgos

El esquema de cierre de las estructuras que confinan la obra de la captación se verifica para el paso de la creciente asociada a la categoría de la presa más un borde libre adicional, dando un nivel de protección adicional por encima de la creciente de verificación.

5.4.2.1.5. Cálculo de capacidad de la barrera móvil

El régimen hidráulico del río Bayano impone una condición de operación particular para la descarga de las compuertas de la barrera móvil, en donde los niveles del río aguas arriba y aguas abajo de la barrera junto con la apertura de las compuertas radiales, definen si la condición de descarga de la estructura es libre o sumergida.

Teniendo en cuenta lo anterior para el cálculo de la capacidad de descarga de las compuertas se siguen los lineamientos presentados en los HDC (Hydraulics Design Criteria) 320-4 al 320-8, que consideran una condición de operación libre o sumergida mediante las siguientes expresiones:

Ecuación de descarga compuerta radial, descarga libre.

$$Q(m^3/s) = C1 * C2 * Go * B * \sqrt{2 * g * h}$$

En donde:
Q= Caudal de descarga (m^3/s).
$C2$= Coeficiente de descarga en función de la altura del paramento.
$C1$= Coeficiente de descarga función de la correlación G0/R.
Go= Apertura de la compuerta (m).
R= Radio de la compuerta, estimado en 22 m.
B= Ancho de la compuerta, 8.50 m.

h= Altura de carga hasta la solera del vano.

Ecuación de descarga compuerta radial, descarga sumergida.

$$Q(m^3/s) = Cs * L * Hs * \sqrt{2 * g * h}$$

En donde:

Q= Caudal de descarga (m^3/s).
Cs= Coeficiente de descarga función de la correlación Hs/G0
Go= Apertura de la compuerta (m).
Hs= Nivel aguas abajo, medido desde la solera del vano (m).
R= Radio de la compuerta, estimado en 22 m.
B= Ancho de la compuerta, 8.50 m.
h= Diferencia de nivel aguas arriba y aguas abajo de la barrera móvil.

Cuando la correlación Hs/G0 es >= 1.30 se considera una descarga sumergida, lo que implica que el nivel aguas abajo de la compuerta es al menos un 30% mayor a su abertura.

Con los respectivos análisis de la descarga de la barrera móvil en diferentes condiciones se determinar la correcta operación para mantener los niveles aguas arriba de la barrera móvil por debajo del NAMO definido anteriormente.

Se prevé la conformación de un juego de compuertas tipo clapeta que operan sobre las compuertas radiales, cuya función principal es permitir limpieza de flotantes y el manejo de caudales inferiores a aquellos que pueden ser evacuados por las compuertas radiales considerando las aperturas mínimas operacionales asociadas a estas.

La clapeta será accionada por medio de un par de servomotores de doble efecto. Para el accionamiento de estos servomotores se utilizará la misma unidad electro hidráulica de la respectiva compuerta radial. Los cojinetes de giro de la clapeta serán de tipo sellado, permanentemente lubricados.

La capacidad de descarga de las compuertas se define considerando la ecuación de descarga de un vertedero, dada por la siguiente expresión

$$Q(m^3/s) = C * E1 ** h^{(3/2)}$$

Donde:
C= Representa el coeficiente de descarga.
Le= Longitud efectiva de vertimiento (m).
h= Carga hidráulica sobre el vertedero (m).
E1= Factor de reducción por espesor del muro.

La longitud efectiva de vertimiento de puede estimar mediante la siguiente expresión.

$$Le = L0 - 2 * (N * Kp + Ka) * h$$

Donde:
$L0$= Ancho libre del vertedero (m).
Ka=Coeficiente de contracción por estribo.
N= Número de pilas.
Kp= Coeficiente de contracción por pilas.

El coeficiente de descarga se puede estimar mediante la siguiente expresión.

$$C = \frac{2}{3} * \sqrt{2 * g} * \mu$$

Donde,
$\mu =$
w = Altura del paramento.

El factor de reducción por espesor se estima mediante la siguiente expresión:

$$E1 = 1 \quad \text{si } e/h < 0.67$$
$$E1 = 0.7 + (0.185/(e/h)) \quad \text{si } e/h \leq 3$$
$$E1 = 0.7 + (0.1/(e/h)) \quad \text{si } e/h > 3$$

e = Espesor del muro (compuerta clapeta), m.

Con las ecuaciones anteriores se crea una tabla donde se presentan los caudales logrados para diferentes condiciones de carga sobre las 14 compuertas clapetas.

5.4.2.1.6. Diseño hidráulico del diente contra la socavación aguas abajo

El diseño hidráulico de la estructura de protección contra socavación a la salida de la barrera móvil, se valora bajo dos condiciones de operación; apertura parcial de compuertas y apertura total de las compuertas.

- Apertura parcial de compuertas

Cuando la barrera móvil opera con aperturas parciales de las compuertas, la profundidad de socavación a la salida del vano se estima utilizando las expresiones de Valenti y Eggenberger-Muller para descarga con resalto hidráulico libre y Eggenberger-Muller y Shalash para descarga con resalto hidráulico ahogado, dichas expresiones se relacionan a continuación.

Ecuación cálculo de socavación descarga resalto hidráulico ahogado - Eggenberger-Muller.

$$S + hd = (10.35 * H^{0.50} * q^{0.60} * hd^{0})/(D^{0.40})$$

En donde:
S= Profundidad de socavación al pie de la presa (m).
hd= Altura de escurrimiento aguas abajo de la barrera (m).
H= Carga o diferencia de nivel entre aguas arriba de la presa y aguas abajo en la corriente (m).
q= Caudal por unidad de ancho ($m^3/s/m$).
D= Diámetro de partícula asociado al porcentaje pasa 90% (mm).

Ecuación cálculo de socavación descarga resalto hidráulico ahogado - Shalash.

$$S + hd = (9.65 * H^{0.50} * q^{0.60} * hd^{0})/(D^{0.40})$$

En donde:
S= Profundidad de socavación al pie de la presa (m).
hd= Altura de escurrimiento aguas abajo de la barrera (m).
H= Carga o diferencia de nivel entre aguas arriba de la presa y aguas abajo en la corriente (m).
q= Caudal por unidad de ancho ($m^3/s/m$).
D= Diámetro de partícula asociado al porcentaje pasa 90% (mm).

Ecuación cálculo de socavación descarga resalto hidráulico libre - Eggenberger-Muller.

$$S + hd = (15.40 * H^{0.50} * q^{0.60} * hd^{0})/(D^{0.40})$$

En donde:
S= Profundidad de socavación al pie de la presa (m).
hd= Altura de escurrimiento aguas abajo de la barrera (m).
H= Carga o diferencia de nivel entre aguas arriba de la presa y aguas abajo en la corriente (m).
q= Caudal por unidad de ancho ($m^3/s/m$).
D= Diámetro de partícula asociado al porcentaje pasa 90%. (mm)

Ecuación cálculo de socavación descarga resalto hidráulico libre - Valenti.

$$(\mathrm{Dk}/\mathrm{D1}) * (\mathrm{D}/\mathrm{D1})0.55$$

En donde:
Dk= Profundidad de socavación al pie de la presa (m).
$D1$= Altura de flujo en la vena contraída aguas abajo de la compuerta (m).
D= Diámetro de partícula asociado al porcentaje pasa 90% (m).

Expresión que se relaciona con el número de Froude en la vena contraída mediante la siguiente figura.

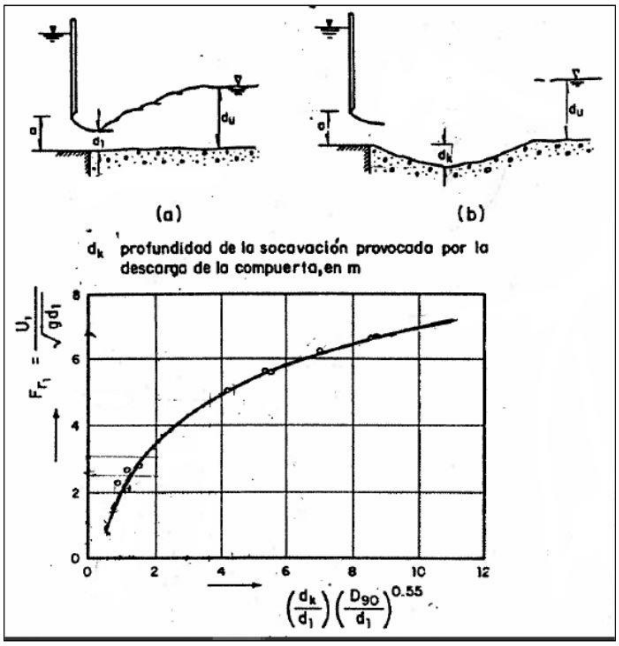


Figura 5-13 Número de Froude en la vena contraída

La condición del resalto hidráulico (ahogado o libre) se define comparando la profundidad conjugada del flujo aguas abajo de la barrera móvil con el nivel del río para dicho caudal, si la profundidad conjugada es mayor que nivel hidráulico impuesto por el río aguas abajo, el resalto se considera libre, en caso contrario se trata de un resalto ahogado.

Para lo anterior es necesaria estimar la condición hidráulica en la salida del vano, para esto se ejecuta un balance de energías entre la vena contraída aguas abajo de la compuerta y el punto de descarga. Para lo anterior es necesario estimar la condición hidráulica en la salida del vano, para esto se ejecuta un balance de energías entre la vena contraída aguas abajo de la compuerta y el punto de descarga. Finalmente, con los resultados de los análisis anteriores puede limitarse la abertura de las compuertas para controlar los efectos de socavación aguas abajo de la barrera móvil.

Apertura total de compuertas

Considerando que ante eventos de crecientes se realiza la apertura total de las compuertas, la profundidad de socavación a la salida de la estructura para la condición de diseño (evento asociada a 500 años) se estimado a partir de la metodología de BORMANN Y JULIEN considerando un enrocado de protección aguas abajo con un D90 =1.0 m.

Cálculo de socavación salida del vano ecuación de Bormann y Julien.

$$S + c = 3.19 * (q^{0.6} * U1) / (D_{90})^{0.4} * Sen(\theta) * (Sen\,\varphi/(Sen\,\theta + \varphi))^{0.8}$$

En donde:

q= Caudal por unidad de ancho ($m^3/s/m$).
$U1$= Velocidad de flujo a la salida del vano (m/s).
D_{90}= Diámetro característico del lecho (mm).
C= Desnivel entre la estructura y el lecho (m).
g= Aceleración de la gravedad (m).
θ= Ángulo de inclinación del chorro vertiente en el borde de la caída con respecto a la horizontal (°).

$$\theta = 0.316 * sen(\varphi) + 0.15 * ln\left((c + h1)/h1\right) + 0.13 * ln(hd/h1) - 0.05 * ln(U1/(\sqrt{g * h1})$$

$h1$= profundidad de flujo a la salida del vano (m).
hd= profundidad de flujo en el río (m).

Una vez se realizan los análisis de socavación para las condiciones de las compuertas, se procede a calcular el nivel del diente de protección contra socavación, teniendo presente también criterios geotécnicos y estructurales. Esta protección también se realiza aguas abajo de la barrera móvil a ambos costados. La longitud de las protecciones laterales está asociada con el desarrollo del resalto hidráulico.

5.4.2.1.7. Enrocado de protección

Teniendo en cuenta el esquema de rebaje a conformar, y el perfilado de la banca aguas abajo y aguas arriba de la barrera móvil, debe realizarse el cálculo del enrocado de protección a colocar aguas arriba sobre la margen izquierda y aguas abajo sobre la margen derecha, considerando un talud de corte 2H:1V, recomendado para la conformación de este tipo de protecciones (Escarameia and May, 1992).

La metodología de Escarameia y May, 1992, permite estimar mediante las siguientes expresiones el diámetro de partícula a colocar en función de la velocidad media de flujo.

$$D50 = 0.050 * (U\, d^2/(s - 1)) \text{ para revestimiento continuo.}$$
$$D50 = 0.640 * (U\, d^2/(s - 1)) \text{ para revestimiento en curva.}$$

$D50$= Diámetro asociado al porcentaje pasa del 50%.
Ud= Velocidad media de flujo en la sección del río (m/s).
s= Densidad relativa de la piedra.

5.4.2.1.8. Canal de limpia

Sobre la margen derecha de la barrera móvil se constituye el canal de limpia con un muro divisorio que remata al nivel del NAMO, el fondo de la estructura se posiciona sobre la cota -0.10 msnm (lo que permite que la compuerta radial asociada al canal tenga un menor tamaño), 4.1 metros por debajo del nivel de captación de la bocatoma nivel 4.0 msnm (con lo que se minimiza el ingreso

de sedimentos a esta estructura).

Lo operación del canal de limpia se da a través de la apertura de una compuerta radial, está induce velocidades de flujo al frente de las estructura de captación permitiendo el arrastre de sedimentos.

Previendo posibles procesos de socavación local en la proyección del canal de limpia aguas arriba de la barrera móvil, se utilizan las metodologías de Larras (1963) y de la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de socavación en pilas, esquema que se asemeja a la proyección del canal con su muro divisorio aguas arriba de la barrera móvil.

Método de Larras - cálculo de socavación en pilas.

$$ds = 1.05 * Kf * K\phi * a^{1.75}$$

En donde:
ds= profundidad de socavación local (m).
a= ancho de la pila (m).
Kf= factor de corrección por forma en pila.
$K\phi$= factor de corrección por ángulo de ataque de la corriente.

Método de la CSU - cálculo de socavación en pilas.

$$ds/h = 2.0 * Kf * K\phi * Kc * Ka * (a/h) * Fr^{0.43}$$

En donde:
Kf= Factor de corrección por la forma de la pila.
$K\phi$= Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo.
Kc= Factor de corrección por forma del lecho.
Ka= Factor de corrección por acorazamiento del sedimento.
Fr= Número de Froude aguas arriba de la pila.
a= Ancho de la pila (m).
h= Profundidad de flujo agua arriba de la pila (m).

Con las metodologías anteriores se calculan las profundidades de socavación, comparando estos valores, y adoptando el más indicado según las necesidades del proyecto.

5.4.2.1.9. Esquema de operación de la barrera móvil

El esquema de operación de la barrera móvil tiene como objetivo garantizar el caudal asociado a la necesidad particular de bombeo en función de la etapa de operación, para esto se dispone de un conjunto de elementos de control en la obra de captación que permiten mantener el NAMO hasta ciertas condiciones de caudal en el río Bayano.

El esquema de operación propuesto tiene como prioridad la descarga del caudal ecológico, para

esto se ha garantizado que cuando el nivel de agua en la obra de captación alcance la cota cresta del vertedero del desarenador, por el conducto se pueda evacuar el caudal ecológico, umbral a partir del cual entraría en operación la estación de bombeo con el caudal de diseño.

Una vez se supere el caudal de afluencia en el río Bayano equivalente a la suma del caudal de diseño de la obra de toma y el caudal ecológico, se hacen entrar en operación las compuertas tipo clapeta o la compuerta del canal de limpia. Posteriormente, la regla de operación de la barrera móvil se determinará según las necesidades de nivel de agua requeridas para el funcionamiento del sistema de captación.

5.4.2.2. Bocatoma

La bocatoma se ubicará al costado derecho de la barrera móvil permitiendo derivar el caudal de diseño. Esta obra de captación dispone de un canal principal que se subdivide en 3 canales que alimentan cada una de las naves del desarenador (una de suplencia). En el diseño de la bocatoma se contempla el uso de barras que eviten el ingreso de elementos de tamaño importante al sistema de captación y a su vez se permite cierto nivel de obstrucción de la entrada de la captación para que el caudal de diseño siga ingresando al sistema a pesar de la mencionada obstrucción cumpliendo con el criterio de velocidad establecido. Para facilitar su limpieza y mantenimiento las barras se instalan con un ángulo de inclinación de 71° con respecto a la horizontal, el cual facilita la limpieza con los equipos dispuestos para tal fin en la plataforma localizada encima de la captación.

Aguas abajo de las barras se localiza un tabique que permite la bifurcación del flujo en secciones simétricas. Cada una de estas secciones cuenta con compuertas y tablones de cierre que permiten realizar labores de mantenimiento en el sistema. Tanto las compuertas como los tablones están confinados entre dos muros, los cuales permiten realizar un sello hidráulico, evitando el paso de agua al interior del sistema de captación. La sección transversal de las dos secciones separadas por el tabique se dimensiona de manera que la lámina de agua al inicio de la obra de captación sea igual al nivel máximo de operación esperado.

La altura de los muros de la bocatoma es la misma que la altura de la barrera móvil, manteniendo así una estructura constante a lo largo de la sección transversal.

A continuación se presentan las metodologías utilizadas para los dimensionamientos particulares de la bocatoma y sus sistemas asociados.

5.4.2.2.1. Conducto de caudal ambiental

El conducto del caudal ambiental se diseña de tal manera que sea posible variar su descarga a través de la apertura de la compuerta situada en la entrada de este conducto. Dado que la condición más desfavorable para la descarga del caudal ambiental es que la salida del conducto se encuentre sumergida, se verifica que efectivamente el caudal ambiental pueda ser descargado a través de la siguiente ecuación:

$$Eentrada = Esalida + Hentrada + Hsalida + Hcompuerta + hfricción$$

En donde:

$Eentrada$= Corresponde con el nivel aguas arriba de la barrera móvil (msnm).
$Esalida$= Corresponde con el nivel aguas abajo de la barrera móvil (msnm).
$HEntrada$= Asociada por la forma de la entrada, $He = K * V^2/2 * g$.
$HSalida$= Asociada a la disipación total de la cabeza de velocidad, $Hs = K * V^2/2 * g$.
$Hcompuerta$= Asociada al porcentaje de apertura de la compuerta, $He = K * V^2/2 * g$.
$Hfricción$= Asociada a una pérdida por fricción.

El procedimiento anterior permite conocer la apertura de la compuerta del conducto que permite descargar el caudal ambiental, en ambas condiciones (con salida del conducto libre y salida del conducto sumergida).

5.4.2.2.2. Canal de toma

Debido a la limitante del espacio disponible para construir el sistema de captación y sus obras anexas, es necesario que el canal de toma principal se diseñe con un cambio de dirección que permita la entrega del caudal captado a las naves del desarenador, para esto se disponen de 3 canales de alimentación que se derivan del canal principal. Dado que la velocidad dentro de los canales de toma debe cumplir el criterio de diseño establecido, estos se han dimensionado de manera que la velocidad sea menor a 1.0 m/s y a su vez que las dimensiones establecidas permitan una adecuada configuración del perfil hidráulico a lo largo del sistema de captación.

5.4.2.3. Zona de desarenación

Con el fin de conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de cada una de las naves de desarenación y minimizar las pérdidas de energía por el cambio de sección transversal, se ha previsto el desarrollo de las transiciones con ángulo de expansión de 12.5° (recomendación del USBR) con respecto al eje. Las transiciones expanden la sección transversal rectangular de los canales de toma hasta empalmar con las naves del desarenador de secciones compuestas.

El principio de sedimentación en los desarenadores convencionales consiste en garantizar un tiempo de retención suficiente que permita que una partícula de cierto tamaño se decante, sin riesgo de que se produzca resuspensión por velocidades de flujo mayores a los límites establecidos en las condiciones particulares de diseño de la estructura.

La estructura del desarenador consta de dos niveles, que representan un volumen útil de sedimentación y la zona de acumulación de sedimentos (tolva), esta última con una pendiente lateral que facilite la labores de lavado de la estructura (mayor al 10%, según recomendaciones de la organización panamericana de la salud).

Para garantizar el menor volumen necesario en las tolvas, se lleva a cabo un proceso de optimización variando la relación L/B (largo sobre ancho) y la pendiente de la tolva de cada una

de las naves sin que este ejercicio de optimización comprometa la funcionalidad de las mismas.

La partícula de diseño del desarenador se establece en 0.2 mm según las recomendaciones de (Mosonyi, 1991) y (Coronado Del Águila, 2004), bajo un escenario conservador teniendo en cuenta la operación de los equipos de bombeo a constituir bajo la carga hidráulica de diseño.

La velocidad de resuspensión se seleccionó de acuerdo con la recomendación de Camp (2002),

Velocidad de resuspensión de Camp.

$$Vr = a/100 \times d^{0,5}$$

Donde,

Vr= Velocidad horizontal de resuspensión [m/s]
d= Diámetro de la partícula [mm]
a= Coeficiente adimensional de Camp respecto al diámetro de la partícula, a continuación se presenta la tabla para hallar el coeficiente a:

Tabla 5-12 Coeficiente (a) para hallar la velocidad horizontal con la expresión de Camp

Coeficiente (a) para hallar la velocidad horizontal con expresión de Camp	
d [mm]	**a**
1.0	36
1.0; 0.1	44
0.1	51

Respecto a la velocidad de sedimentación, esta se definió con base en los valores recomendados por Sudry (Sons, 2005) partiendo del tamaño de la partícula a sedimentar (0.2 mm) y una densidad agua-sedimento de 1.064 kg/m³, previendo un escenario en el cual la Central Hidroléctrica Bayano ubicada aguas arriba genere descargas de sedimentos que aumentan la concentración de sólidos en suspensión en el río Bayano. Bajo estas premisas se obtuvo una velocidad de sedimentación de 2 cm/s según la siguiente tabla:

Tabla 5-13 Velocidad de sedimentación

Sudry - velocidad de sedimentación (cm/s)		**d (mm)**
		0.2
γ (kg/m³)	**1000**	3

	1033	2.5
	1064	2
	1100	1.5
	1150	0.8

Para determinar la longitud del desarenador se empleó la expresión de Velikanov para una eficiencia del desarenador del 95% y una velocidad horizontal seleccionada del 90% (factor de seguridad) de la velocidad de resuspensión.

Longitud de sedimentación de Velikanov.

$$L = \frac{\lambda^2 v^2 (\sqrt{h_u} - 0.2)^2}{7.51\, w^2}$$

Donde,
L= Longitud de sedimentación [m]
v= Velocidad horizontal seleccionada [m/s]
h_u= Profundidad útil de escurrimiento [m]
w= Velocidad de sedimentación [m/s]
λ= Factor de la longitud de sedimentación con base en la eficiencia de desarenación

Finalmente, con base en la metodología de Velikanov para el diseño de desarenadores se calculan las demás dimensiones de la estructura considerando las expresiones de la siguiente tabla:

$h_u = h_{uv} + h_{ut} + h_s$	$V_u = L \times A_u$	$V_c = (((2 * hs * m + bc) + bc)/2) * hs * L$

Donde,

h_{uv}= Altura vertical de escurrimiento.
h_{ut}= Altura útil de escurrimiento en la tolva.
h_s= Altura para retención de sedimentos en la tolva.
B= Ancho del desarenador.
A_u= Área efectiva de escurrimiento.
m= Talud de la tolva (1V:XH).
V_u= Volumen útil de escurrimiento.
V_c= Volumen para retención de sedimentos.
b_c= Ancho del canal de lavado de sedimentos.
m= Talud de la tolva.

5.4.2.3.1. Vertedero

La estructura de salida corresponde a un vertedero frontal, elemento que define el perfil hidráulico. El vertedero se posiciona de manera que al hacer el recorrido hacia aguas abajo (desde el vertedero

hasta la obra de captación, incluyendo pérdidas localizadas y por fricción) el nivel de agua en la bocatoma sea igual al NAMO, teniendo en cuenta el tipo de régimen hidráulico (subcrítico) que se desarrolla en esta zona.

La altura de carga sobre el vertedero se estima para evacuar el caudal de diseño a través de las naves del desarenador mediante la siguiente expresión:

$$Q(m^3/s) = C * E1 ** h^{(3/2)}$$

En donde:
C= Representa el coeficiente de descarga.
= Longitud efectiva de vertimiento (m).
h= Carga hidráulica sobre el vertedero (m).
$E1$= Factor de reducción por espesor del muro.

La longitud efectiva de vertimiento se estima mediante la siguiente expresión:

$$Le = L0 - 2 * (N * Kp + Ka) * h$$

Donde,
$L0$= Ancho libre del vertedero (m)
N= Número de pilas que sostendrán la compuerta del conducto de lavado.
e_p= Espesor de cada una de las pilas [m].
K_p= Coeficiente de contracción de las pilas.

El coeficiente de descarga se estima mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{2}{3} * \sqrt{2 * g} * \mu$$

Donde,
$\mu = (0.6035 + 0.0816 * \left(\frac{h+0.001}{w}\right) * (1 + (\frac{0.0011}{h})^{3/2}$.
w= Altura del paramento.

El factor de reducción por espesor se estima mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} E1 = 1 &\quad \text{si } e/h < 0.67 \\ E1 = 0.7 + (0.185/(e/h)) &\quad \text{si } e/h \leq 3 \\ E1 = 0.7 + (0.1/(e/h)) &\quad \text{si } e/h > 3 \end{aligned}$$

e= Espesor del muro, definido en 0.3 m

5.4.2.3.2. Conducto de lavado de sedimentos

Al final de la estructura de desarenación, en el fondo de la tolva se posiciona una compuerta plana de 1.0 X 1.0 m que descarga al conducto de lavado de sedimentos de sección 1.5 X 1.0 m hasta un pozo de bombeo de sedimentos. Para el dimensionamiento de esta estructura se considera la ecuación de descarga de un orificio.

Ecuación de descarga de un orificio.

$$Q = C \times A \times \sqrt{2 * g * h}$$

Donde,
C= Coeficiente de descarga del orificio, se adoptó un valor de 0.80 (HDC 320-1).
A= Área del orificio (1.0 m²).
H= Altura de agua sobre el orificio.

Dependiendo del nivel de agua en las naves, el conducto podrá operar a superficie libre o presurizado, siendo esta última la condición más exigente para el sistema, que se desarrolla siempre y cuando el nivel de agua supere en un 50% la altura de la compuerta, es decir que si el nivel de agua al frente de la compuerta es de al menos 1.5 m, el ducto de lavado funcionará a presión. Hacia el final del proceso de lavado del desarenador, cuando el nivel de agua esté por debajo de los 1.5 m, el conducto de lavado operará en una condición de flujo a superficie libre, por tal razón, el conducto cuenta con una pendiente del 1% hasta su descarga en el pozo de bombeo de sedimentos, para evitar la acumulación de los mismos.

El ducto de lavado operará con una frecuencia de 15 días, considerando el volumen establecido para el pozo de bombeo de sedimentos, que a su vez sirve de acceso al ducto si se requiere efectuar algún tipo de inspección o mantenimiento.

5.4.2.3.3. Tanque de bombeo

El dimensionamiento del tanque de bombeo se efectuó tenido en cuenta las recomendaciones de la guía de diseño de estaciones de bombeo de la OPS (Organización Panamericana de la Salud) y de la organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura, donde se definen los volúmenes y características hidráulicas requeridas para este tipo de estructuras; además se garantizó de manera complementaria un volumen útil suficiente que permita el arranque de la bombas, estimado en un minuto para cada una de las unidades del sistema.

Las referencias antes indicadas, definen recomendaciones geométricas para la disposición de los esquemas de bombeo, y aspectos particulares asociados a los volúmenes de los tanques cisterna y a las velocidades de flujo transversal asociadas a estas estructuras para evitar problemas de operación en la zona de succión de la bomba.

Teniendo en cuenta lo anterior se ha definido un volumen de almacenamiento útil en el tanque de

bombeo asociado a un tiempo de retención de 15 minutos y para un nivel de agua en el tanque que garantice la sumergencia necesaria para el correcto funcionamiento de las unidades de bombeo. Además debe lograrse una velocidad transversal de flujo de 0.04 m/s en la zona de aproximación al punto de succión de las bombas.

La geometría del tanque de bombeo debe ser tal que en la sección del vertedero ambas estructuras tengan el mismo ancho y a la altura de la casa de máquinas tenga el ancho necesario que requiera el arreglo de los equipos de bombeo. También se requiere de un fondo variable que permita el paso de los ductos de lavado del desarenador y un fondo variable en el que se garantice el nivel de sumergencia requerido por el sistema de bombeo.

De manera conservadora y con el fin de evaluar la capacidad de respuesta del sistema de captación, dando tiempo suficiente al cierre de las compuertas en la estructura (velocidad de cierre estimada en 0.5 m/min), se considera un escenario de valoración en el cual se presenta un evento de apagado del sistema de bombeo (por fallas en la alimentación eléctrica u otro motivo) acompañado del paso de una creciente que imposibilita la descarga a través del rebose a conformar para la estructura. El objetivo de este escenario es evaluar el almacenamiento temporal que ofrece el tanque de bombeo, el desarenador y el canal de toma. Para este análisis se ha constituido un ejercicio de balance hídrico que considera el caudal de entrada en la zona de captación, cero caudal de salida asociado a la estructura de rebose y el cambio en el almacenamiento en la zona del tanque del bombeo, desarenadores y canales de toma

Las consideraciones del esquema desarrollado, involucran los siguientes aspectos:

- Sistema de bombeo apagado.
- Nivel del agua en el tanque de bombeo 5.40 msnm en el tiempo cero.
- Nivel del agua en la zona de desarenadores, canal de enlace y estructura de captación de 6.50 msnm en el tiempo cero.
- Nivel de agua en río Bayano, 6.9 msnm, considerando un incremento de nivel instantáneo en el río Bayano de 0.4 m, asociado al inicio del paso de la creciente, o problemas en la operación del sistema de compuertas radiales de la barrera móvil.
- Velocidad de cierre de las compuertas 0.5 m/min (altura de compuertas 2.5 m), para un tiempo de cierre de 5.0 min.
- Tiempo de inicio entre el cierre de las compuertas y la salida del sistema de bombeo de 1.0 min. Esquema conservador que prevé un tiempo de inicio de los equipos de generación de respaldo, ante cortes de energía.
- Capacidad nula de descarga de la estructura de rebose.
- Volumen total disponible encima de la condición normal de operación del sistema.
- Caudal de entrada al sistema, este considera un esquema simplificado de dos tanques conectados por un orificio (compuerta plana de cierre de la estructura de captación).

Este ejercicio permite verificar que la estructura (canales de toma, desarenador y tanque de bombeo) tiene la suficiente capacidad para almacenar el volumen extra de agua que ingresa al sistema en el escenario descrito anteriormente.

5.4.2.3.4. Diseño hidráulico del pozo de bombeo

La estimación del volumen del pozo de bombeo se efectúa bajo una concentración de sólidos en suspensión de 64 mg/litro, valor de referencia considerando los tres muestreos ejecutados en el sitio de captación Jesús María el día 7 de noviembre de 2017. El volumen del tanque que corresponda con una frecuencia de lavado de 15 días se calcula teniendo en cuenta el caudal de diseño y considerando que el desarenador retenga el 50% de los sólidos en suspensión.

El equipo de bombeo previsto en el pozo de sedimentos, permitirá extraer, en los momentos de lavado del desarenador, extraer el caudal producto de esta actividad y descargarlo mediante una tubería al río Bayano. Esta tubería se desarrolla por debajo de la vía de acceso a la barrera móvil (que funciona como dique de cierre) ubicada en la banca derecha del cauce, se tiene previsto que esta tubería cuente con una válvula antirretorno que evita que en momento de crecientes el agua ingrese desde el río Bayano hacia la zona de captación.

5.4.2.4. Metodología asociada al planteamiento del manejo del río durante construcción

Se prevé la construcción de las obras de captación en Jesús María en dos etapas que se encuentran asociadas a las fases de desvío propuestas en el río Bayano, dichas etapas permiten de manera secuencial la conformación sobre la margen derecha e izquierda de las obras que constituyen el esquema de captación, considerando un riesgo hidrológico máximo del 10% (como lo establece la (Dirección General de Aguas del Ministerio de Obras Públicas de Chile, 2015) condición que se logra para un periodo de retorno de 10 años, previendo que se constituyan en la fase 1 de desvío las siguientes obras en un tiempo máximo de un año.

- Estructura de captación
- Seis vanos incluyendo el canal de limpia (requeridos en la fase 2 de desvío),
- El dique de la vía de acceso a la barrera móvil ubicado aguas abajo de la barrera móvil,
- El dique que protege los canales de enlace

Como sistema de desvío se valoran dos esquemas:

1) Un esquema convencional con un dique en material compactado
2) Un esquema mixto que utiliza en las zonas de mayor contracción ataguías celulares (cellular cofferdams), dejando los diques convencionados en tierra para las zonas donde no hay restricciones para su implantación.
Para evaluar los esquemas desde el punto de vista hidráulico se evalúan las velocidades de flujo y se evalúan en función de las velocidades recomendadas para cada tipo de infraestructura, todo esto haciendo uso de un modelo HEC-RAS para simular la creciente de 10 años de periodo de retorno.

Fase 1 de desvío: esta etapa involucra la conformación de las obras sobre la margen derecha dándose prioridad a la estructura de captación, a seis vanos incluyendo el canal de limpia (requeridos en la fase 2 de desvío), al dique de la vía de acceso a la barrera móvil ubicado aguas

abajo de la barrera móvil, y al dique que protege los canales de enlace. La conformación de estas estructuras permite avanzar en la zona del desarenador y la estación de bombeo bajo un nivel de protección de 500 años, minimizando el riesgo que se produzcan sobrepasos que generen afectaciones en los equipos mecánicos.

La Fase 2 de desvío: involucra la conformación de los 9 vanos faltantes de la barrera móvil (incluido el dique de cierre sobre la margen izquierda), y el perfilado de la banca izquierda aguas arriba y aguas abajo de la barrera móvil. En esta etapa se desvía el caudal por los vanos construidos en la Fase 1, dejando uno de ellos libre para conformar el cierre con las ataguías celulares (cellular cofferdams).

5.4.3. Conducción

5.4.3.1. Criterios de diseño de la conducción y red de distribución

El diseño analizado en el presente documento consiste en una conducción que lleva caudal hasta la PTAP La Joya y desde esta se distribuye el caudal hasta 10 puntos definidos por el IDAAN, el caudal sobrante se bombea hasta un tanque ubicado en la cota 120 msnm.

Una vez captados los caudales en el río Bayano, las aguas serán conducidas desde el tanque de carga Jesús María hasta el tanque Malambo, por medio de una impulsión (tramo 2) con una longitud de 6,789 m. Después del tanque Malambo sale una conducción compuesta por los tramos 4, 5 y 10 con una longitud total de 33,037 m que permitirá abastecer a la PTAP La Joya con 6.0 m^3/s.

En la Figura 5-14 se muestra el esquema general de la conducción.

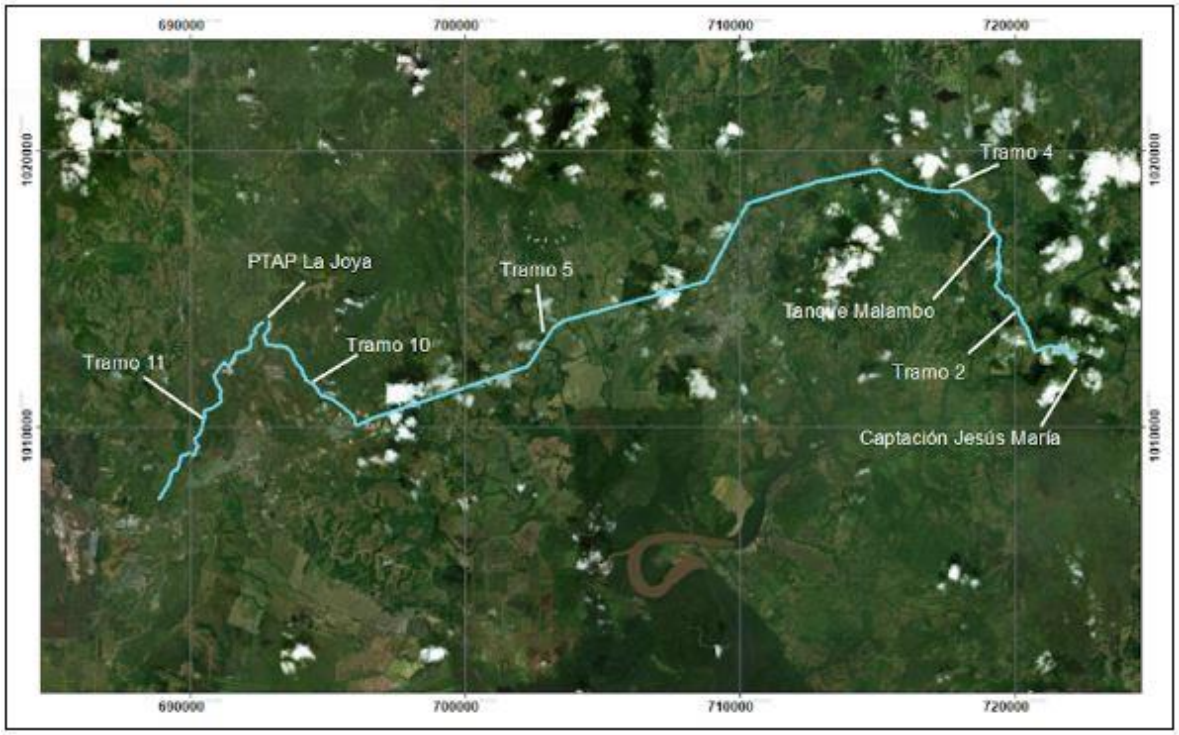


Figura 5-14 Esquema general de la conducción

Desde la PTAP La Joya saldrán 6 m³/s, de los cuales se distribuirán 3.01 m³/s a diez (10) puntos de entrega definidos por IDAAN, con base en la localización de dichos puntos se define el trazado de la red de distribución, que se compone por los tramos y estructuras presentados en la Figura 5-15, el caudal sobrante (2.986 m³/s) se bombea a un tanque ubicado en la cota 120 msnm.



Figura 5-15 Esquema general de la red de distribución

5.4.3.1.1. Criterios

Para el dimensionamiento de la tubería, se aplicaron los criterios que se exponen a continuación:

- Para el trazado del alineamiento de la conducción se aprovecharon al máximo las servidumbres públicas (líneas de energía, vía Panamericana, vías secundarias, etc.) siguiendo los solicitado en el párrafo 1.1.6 de la sección 01 35 13 de los términos de referencia.
- Se minimizó la afectación de predios privados, así como la afectación a parques naturales o zonas protegidas.
- Los cruces con cauces con longitud menor a 5 m se proyectaron subterráneos.
- Los cruces con cauces con longitud mayor a 5 m se proyectaron utilizando viaductos.
- Los cruces con vías principales se proyectaron subterráneos.
- Se buscó el diámetro que produce las menores pérdidas hidráulicas en condiciones óptimas de diseño, considerando diámetros comerciales.
- Se estimaron las presiones buscando evitar que la línea piezométrica pase por debajo de la línea topográfica donde se ubica la tubería (presiones negativas).
- Se realizó el análisis de transientes hidráulico, teniendo en cuenta que el control del fenómeno se puede realizar con dispositivos como: Válvulas de retención, válvulas de cierre de una o dos velocidades, válvulas anticipadoras de onda y cámaras de aire de baja presión.
- En los análisis se tuvo en cuenta la presión nominal de trabajo (PN) de la tubería proyectada, en función de las presiones estimadas en el sistema.
- El diseño hidráulico consideró las pérdidas menores, identificando los accesorios del trazado

definido en planta y perfil, como; codos, tees, ventosas, purgas, válvulas, etc.

- Para los tramos 4, 5, 6A, 7, 10, 11 y 12, el material de la tubería seleccionado es Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (GRP - Glass Reinforced Plastic Pipe, por sus siglas en inglés). La decisión a este nivel de factibilidad obedece a que este tipo de tubería tiene en el mercado los diámetros comerciales más grandes, permitiendo el transporte de mayores caudales en comparación con otros materiales como PEAD o HD. Adicionalmente estos grandes diámetros están disponibles para altas presiones de trabajo, maximizando también los caudales a transportar.
- Para el tramo 2 (impulsión de bocatoma Jesús María a tanque Malambo) se propone como material acero ASTM A573 CL1, dadas las altas presiones que tendría la impulsión, que no podrían ser atendidas por el GRP, el cual será soldado y tendrá juntas de expansión ubicadas a lo largo del trazado para compensar los esfuerzos ocasionados por expansión térmica.
- La velocidad máxima permitida en las tuberías de GRP es de 5.0 m/s.
- La velocidad máxima permitida en las tuberías de Acero es de 6.0 m/s.
- La velocidad mínima en las tuberías es de 1.0 m/s.
- Todas las tuberías GRP tendrán rigidez anular SN 10,000 N/m².
- La presión de diseño en las tuberías estará dada por la mayor entre la presión estática y la dinámica más la sobrepresión causada por el golpe de ariete.
- Las rigidez de las tuberías de acero se calculará de acuerdo con las recomendaciones de la AWWA y del Steel Penstock and Tunnel Liners del American Iron and Steel Institute.
- Los diámetros de los tramos de la conducción se definieron con base en un análisis económico que minimiza el costo total del proyecto incluyendo, el costo de la tubería, su transporte e instalación y el costo de energía requerida durante la vida útil del proyecto.
- Teniendo en cuenta que el diseño de la conexión del proyecto con el Anillo Hidráulico del IDAAN no está incluido en el alcance del estudio, es necesario que se realicen análisis de red matriz en etapas de diseño posteriores con el objetivo de proyectar una red (anillo hidráulico) que esté en capacidad de recibir y distribuir los caudales tratados en la PTAP La Joya en la Ciudad de Panamá. El anillo hidráulico existente fue proyectado para recibir los caudales proveneintes principalmente de la PTAP Chilibre, y cuentan con una disposición de occidente a oriente, lo cual determina que los diámetros de las tuberías en la zona de Pacora (0.68 m) sean muy reducidos para su conección con el tramo 11 (2.6 m).
- Teniendo en cuenta que el alcance del estudio no incluye el diseño de redes de acueducto y que la red hidráulica existente no cuenta con las condiciones requeridas para recibir el caudal de agua tratada derivado de la PTAP La Joya (12 m³/s), se deberán realizar estudios de "Planes Maestros de Red Matriz" en etapas de diseño posteriores. Estos estudios incluyen el análisis de la proyección de crecimiento poblacional y su localización para determinar el trazado y diámetros de la red matriz de acueducto requerida.

5.4.3.1.2. Metodologías

5.4.3.1.2.1. Pérdidas por fricción

Para el diseño hidráulico de la conducción y red de distribución se tuvieron en cuenta las pérdidas por fricción mediante la siguiente ecuación:

$$h_f = f\frac{L}{D}\frac{V^2}{2g}$$

Dónde:

hf = Energía perdida.
f = Factor de fricción de Darcy (función el tipo de flujo).
L = Longitud de la tubería.
D = Diámetro de la tubería.
V = Velocidad media en la tubería.

En este caso la pérdida de energía producida depende del número de Reynolds.

$$\Re = \frac{\rho VD}{\mu} = \frac{DV}{\nu}$$

Dónde:

Re = Número de Reynolds.
$\rho =$ Densidad del fluido
V = Velocidad (m/s).
D = Diámetro de la tubería (m).
μ = Viscosidad dinámica (viscosidad dinámica del agua = 0,001002 Pa·s).
$\nu =$Viscosidad cinemática del agua (0.000001007 m/s²).

$$V = \frac{\mu}{\rho}$$

Si el número de Reynolds tiene flujo laminar (Re < 2000) las pérdidas de fricción están definidas por la ecuación de Hagen-Poiseuille:

$$f = \frac{64}{\Re}$$

Si el número de Reynolds refleja flujo turbulento (Re > 4000) las pérdidas de fricción están definidas por la ecuación de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2Log(\frac{ks}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}}$$

Dónde:

Re = Número de Reynolds.
V = Velocidad del fluido (m/s).

D = Diámetro de la tubería (m).
Ks = rugosidad relativa del material, para GRP es 0.000029 m, para Acero 0.000046 m.

5.4.3.1.2.2. Pérdidas menores

Las pérdidas menores son función de la velocidad del flujo y el tipo de accesorio, se calculan a través de la siguiente ecuación:

$$hm = k\frac{v^2}{2g}$$

Donde:

hm = es la pérdida de altura piezométrica causada por cada accesorio (m).
V = es la velocidad del flujo (m/s).
g = es la aceleración gravitacional (9.81 m/s²).
k = es el coeficiente de pérdidas menores del accesorio.

5.4.3.1.2.3. Golpe de Ariete

El golpe de ariete es una variación de la presión debido al movimiento oscilatorio del agua en el interior de la tubería, se puede producir tanto en impulsiones como en conducciones por gravedad. Esta sobrepresión es causada por el cierre repentino de una válvula o el apagado del sistema de bombeo, que da lugar a la transformación de la energía cinética en energía elástica, tanto en el flujo como en la tubería.

Para calcular el golpe de ariete en la impulsión y/o en la conducción se siguieron los pasos que se describen a continuación:

- Calcular la velocidad del flujo en las tuberías (V (m/s)) y la altura manométrica (Hm (m)).
- Definir el tiempo de parada con la ecuación de Mendiluce (T (s)).
- Calcular la celeridad con la ecuación de Allievi (a (m/s)).
- Obtener la longitud crítica (Lc (m)).
- Comparar L con Lc, para definir si se tiene impulsión (conducción) larga o corta y la ecuación para calcular el golpe de ariete.
- Otra comprobación para la definición de la ecuación a usar en el golpe de ariete consiste en comparar el tiempo de parada (T (s)) con el tiempo de oscilación completa o tiempo crítico (Tc (s)). Si T<Tc se tendrá “sobrepresión máxima - cierre rápido” y se usará la ecuación de Allievi. Si al contrario, T>Tc se tendrá “cierre lento” y se usará la ecuación de Michaud.

El tiempo de oscilación completa de la onda o tiempo crítico (Tc) está dado por la siguiente ecuación:

$$Tc = \frac{2L}{v}$$

Donde:

Tc = Tiempo de oscilación completa de la onda o tiempo crítico (s).
L = longitud de la impulsión (conducción) (m).
V = Velocidad del agua (m/s).

El tiempo de parada o cierre de válvula (T) se obtiene con la expresión de Mendiluce:

$$T = C + \frac{kLv}{gHm}$$

Donde:

T = Tiempo de parada o cierre de válvula (s).
g = Valor de la gravedad (m/s^2).
Hm = Altura manométrica (m).
C =1, cuando Hm/L<0.20, se anula cuando Hm/L >= 0.40 y puede tomarse un valor de 0.6 cuando Hm/L= 0.30.
k = Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del material de la tubería, ver la Tabla 5-14

Tabla 5-14 Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del material de la tubería.

Material Tubería	k
PVC	33.3
Poliéster	6.6
Amianto Cemento	5.4
Fundición	1
Acero	0.5
GRP	(*)

Fuente: El Golpe de Ariete en Impulsiones - Página 27 - Enrique Mendiluce Rosich

(*) Es importante aclarar que para tuberia GRP no se tiene un valor de k (relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del material de la tubería), debido a que es una tubería compuesta por diferentes materiales, por lo cual se toma directamente la celeridad de la onda del manual del proveedor para el diámetro y la rigidez necesitado, por ejemplo para tuberías mayores a 900 mm, SN 10000 y PN 25 se tiene celeridad de la onda igual a 570 m/s.

El valor de la sobrepresión causada por el golpe de ariete se tuvo en cuenta para el dimensionamiento de las tuberías y puede estimarse siguiendo el método de Michaud o Allievi, donde el criterio para usar uno u otro método es el siguiente:

$$Cuando T > \frac{2L}{V}, cierre lento y se usa método de Michaud$$

$$Cuando T < \frac{2L}{V}, cierre rápido (sobrepresión máxima), usar método de Allievi$$

El método de Michaud está dado por la siguiente ecuación:

$$\Delta H = \frac{2Lv}{T}$$

Donde:

ΔH = Golpe de ariete (m).
T = Tiempo de parada o cierre de válvula (s).

El método de Allievi está dado por la siguiente ecuación:

$$\Delta H = \frac{av}{g}$$

Donde:
a = Celeridad o propagación de la onda (m/s).

La celeridad (a), ésta se calcula con otra expresión deducida por Allievi:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k\frac{D}{e}}}$$

Donde:

D = Diámetro de la tubería (m).
e = espesor de la tubería (m).

En la Figura 5-17 se explica gráficamente las ecuaciones de Allievi y Michaud, se puede observar que si la ecuación es larga, las dos rectas se cortarán en un punto, a dicha intersección se le denomina punto crítico. La longitud del tramo de tubería regido por la ecuación de Michaud se conoce como longitud crítica (Lc), ver Figura 5-17, y se obtiene con la siguiente ecuación:

$$Lc = \frac{aT}{2}$$

Otra comprobación usada para definir entre el método de Michaud o Allievi para cálculo del golpe de ariete consiste en comparar la longitud crítica (Lc) con la longitud del tramo de tubería estudiado (L).

Donde:

Lc = Longitud crítica (m).
Si L<Lc, se tendría una impulsión o conducción corta, que corresponde a un cierre lento y se calcula el golpe de ariete con la ecuación de Michaud, ver Figura 5-16.

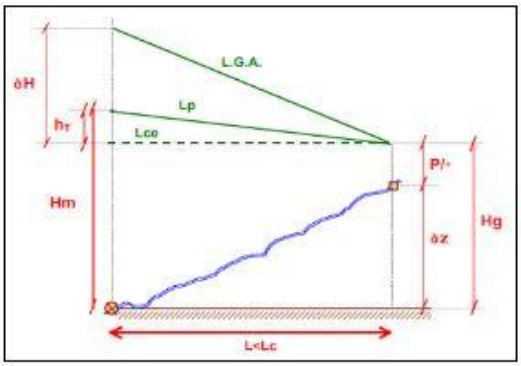


Figura 5-16 Representación Gráfica Golpe de Ariete en Impulsión (Conducción) Corta.

Fuente: https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_hidr/Tema10.PDF

Si L>Lc, se tendría una impulsión o conducción larga que corresponde a un cierre rápido y se calcula el golpe de ariete con la ecuación de Allievi entre la válvula o la estación de bombeo hasta el punto crítico, ver Figura 5-17, y por Michaud en el resto del trazado.

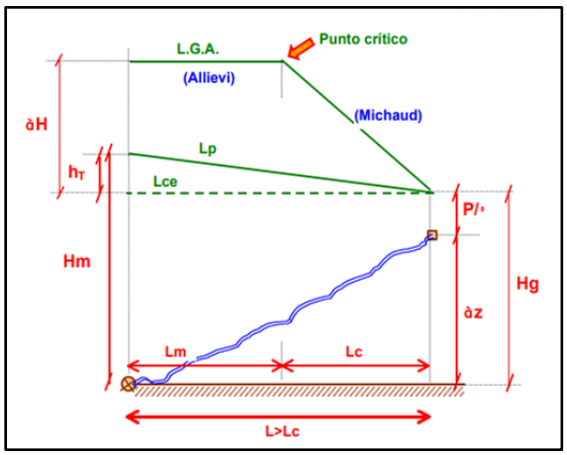


Figura 5-17 Representación Gráfica Golpe de Ariete Impulsión (Conducción) Larga.

Fuente: https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_hidr/Tema10.PDF

5.4.3.1.2.4. Válvulas de Ventosa

La acumulación de aire en las conducciones ocasionará restricciones en la sección generando pérdidas de carga durante el funcionamiento normal de las mismas. Se tienen dos procesos con los

cuales se puede remover el aire:

- Remoción hidráulica del aire: el aire es arrastrado por el propio flujo.
- Remoción mecánica del aire: el aire es removido a través de válvulas de expulsión de aire o ventosas.

La remoción hidráulica del aire se da cuando la velocidad media del flujo (V) es igual o superior que la velocidad crítica (Vc), la Vc se calcula con la ecuación de Joseph Chan Kent:

$$Vc = 1.36\sqrt{gD \sin \theta}$$

Donde:

D = diámetro del tubo (m).
$\theta =$ ángulo de la tubería respecto a la horizontal aguas abajo del punto elevado.
g = aceleración de la gravedad (m/s²).
Vc = velocidad crítica (m/s).

En la Figura 5-18 se presenta la localizaciòn de las ventosas.

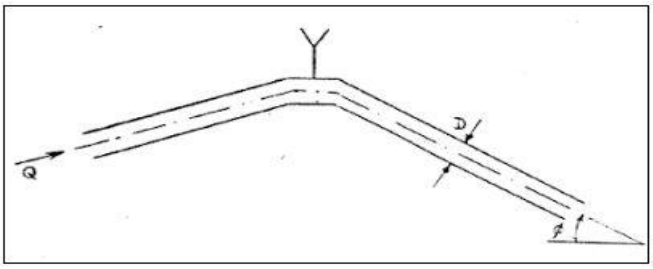


Figura 5-18 Esquema Localización Ventosas

Fuente: Figura No. 1 - EAAB - 1985.

La remoción mecánica del aire se da cuando la velocidad mínima del flujo es insuficiente para provocar el arrastre del aire acumulado, el cual se introduce o libera en las tuberías durante el llenado de las mismas o en etapas con reducción de presión.

Otro concepto importante para definir la instalación de ventosas es el llamado “bloqueo”, el cual consiste en la total parálisis del flujo ocasionado por la existencia de aire confinado en los puntos altos de la tubería. Ver Figura 5-19.

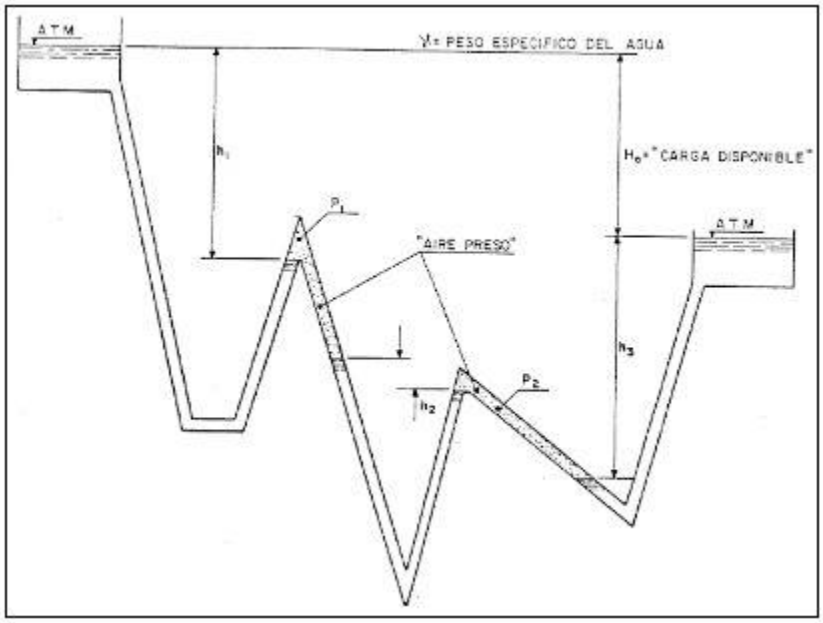


Figura 5-19 Esquema del fenómeno de Bloqueo en sistemas a gravedad.

Fuente: Figura No. 3 - EAAB - 1985.

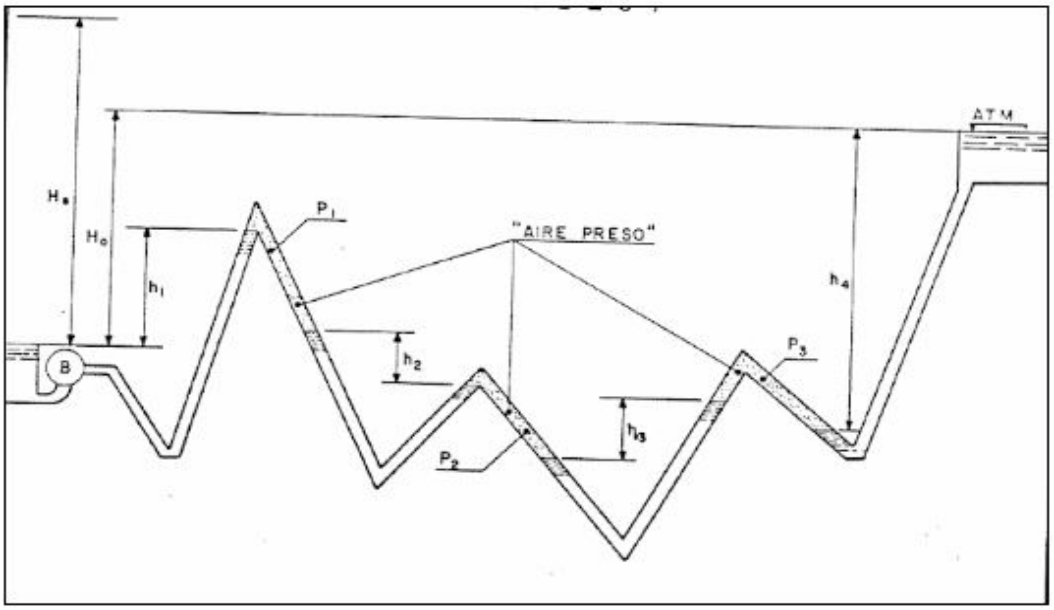


Figura 5-20 Esquema del fenómeno de bloqueo en bombeo.

Fuente: Figura No. 4 - EAAB - 1985.

En la Figura 5-19 se tiene un sistema a gravedad, el aire está acumulado en los puntos altos, generando una condición de equilibrio "bloqueo", es decir que no se tendrá flujo, dicha condición está dada por:

$$h_1 + h_2 = h_3$$

Por lo tanto para tener flujo se debe cumplir:

$$h_1 + h_2 > h_3$$

En la Figura 5-20 se tiene un sistema con bombeo, en éste la condición de equilibrio (sin flujo) está definida por:

$$H_2 + h_2 = h_1 + h_3 + h_4$$

La condición con flujo será:

$$H_2 + h_2 > h_1 + h_3 + h_4$$

Con el componente teórico explicado se procede a definir la metodología usada para proyección de ventosas:

- Inicialmente se deberán identificar todos los puntos altos del tramo en estudio, en los cuales se podría acumular aire y generar "bloqueo".
- Se hace una primera verificación que consiste en comprobar la carga disponible (ver Figura 5-18, y Figura 5-20) y compararla con la cargas que deberán ser disipadas por la existencia de aire acumulado, para esto se aplica el criterio conservador de considerar que los tramos descendentes, desde el primer punto elevado en el sentido del flujo, estén llenos de aire. Se restará de la carga disponible los desniveles de los tramos descendentes, se verifica la existencia de "bloqueo", si éste se da se deberá instalar una ventosa en el punto alto anterior (aguas arriba) al sitio de existencia de "bloqueo". Con esta verificación se definirá la localización de una primera tanda de ventosas, quedando algunos puntos altos sin éstas.
- Se hace una segunda verificación, consistente en revisar que los puntos altos que quedaron sin ventosas en la primera verificación, no vayan a presentar "bloqueo", esto se hace comparando la velocidad media del flujo (V) con la velocidad crítica (Vc). La remoción hidráulica del aire se dará cuando la velocidad media del flujo (V) sea igual o superior que la velocidad crítica (Vc), de no cumplirse se deberá instalar ventosa en el punto alto estudiado.

5.4.3.1.3. Dimensionamiento ventosas

Para el dimensionamiento de ventosas se analizaron los fenómenos de admisión y expulsión de aire.

5.4.3.1.3.1. Dimensionamiento válvulas para expulsión de aire

Este fenómeno se da cuando se debe hacer remoción mecánica del aire y para los procesos de llenado en la tubería a la cual está conectada la ventosa.

Para evitar fenómenos transitorios y golpe de ariete se recomienda que el llenado de la tubería se realice a una velocidad media de 0.3 m/s o menor (EAAB - 1985), obteniendo la siguiente

ecuación:

$$Qe = 0.3\frac{\pi D^2}{4}$$

Donde:

Qe = caudal de llenado (m³/s).
D = diámetro tubería (m).

El caudal de entrada o llenado a la tubería debe ser igual al de salida del aire a través de la ventosa, admitiendo flujo de aire incompresible, el caudal del aire queda limitado por un diferencial de presión de 0.53 P atm (0.53 = razón crítica de las presiones para el aire) (EAAB, 1985).

Para Panamá se tiene una presión atmosférica de 10.2 mca, por lo cual el diferencial máximo de presión que producirá el mayor caudal en la ventosa es del orden de (0.53 x 10.2 = 5.41).

El caudal de aire en una ventosa está dado por la siguiente ecuación:

$$Q_{aire} = Cd * Av\sqrt{2\mathrm{g}\Delta\mathrm{h}}$$

Donde:

Δh = diferencial de presión (mcaire).
Cd = coeficiente de descarga media de la ventosa (0.6).
Q aire = caudal aire (m³/s).
Av = área abertura ventosa (m²).

$$Av = \frac{\pi * dv^2}{4}$$

Siendo "dv" diámetro de abertura (m).
Como Qe = Qaire, se tiene que:

$$0.3\frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * dv^2}{4}\sqrt{\Delta\mathrm{h}}$$

Considerando que Hmax = 5.41 mca, se convierte éste a metros columna de aire (mcaire):

$$\Delta h = \frac{5.41 * 1000}{1.4} = 3864.3 mcaire$$

Se despeja la relación (D/dv), obteniendo:

$$\frac{D}{dv} = \sqrt{8.85\sqrt{\Delta \mathrm{h}}}$$

Se reemplaza Δh (3864.3 mcaire) en la anterior ecuación, obteniendo:

$$\frac{D}{dv} = 23.5$$

Ahora bien, para evitar altas velocidades de escape de aire se limita la velocidad (V max) a 40 m/s (EAAB - 1985), despejando este valor en la ecuación:

$$Qaire = Cd * Av\sqrt{2g\Delta \mathrm{h}}$$

y haciendo los despejes ya mostrados se obtiene que:

$$\frac{D}{dv} \approx 12$$

La anterior es la ecuación recomendada para dimensionamiento de ventosas en etapa de expulsión de aire durante el llenado la tubería.

5.4.3.1.3.2. Dimensionamiento Válvulas para Admisión de aire

Para el dimensionamiento de ventosas se tuvo en cuenta que el caudal de aire que entra en un tubo deberá ser igual al caudal de agua que saldrá por la purga que esté causando el vaciado del mismo (considerando el aire incompresible). En la Figura 5-21 se presenta un esquema del proceso de entrada de aire causado por la salida de agua.

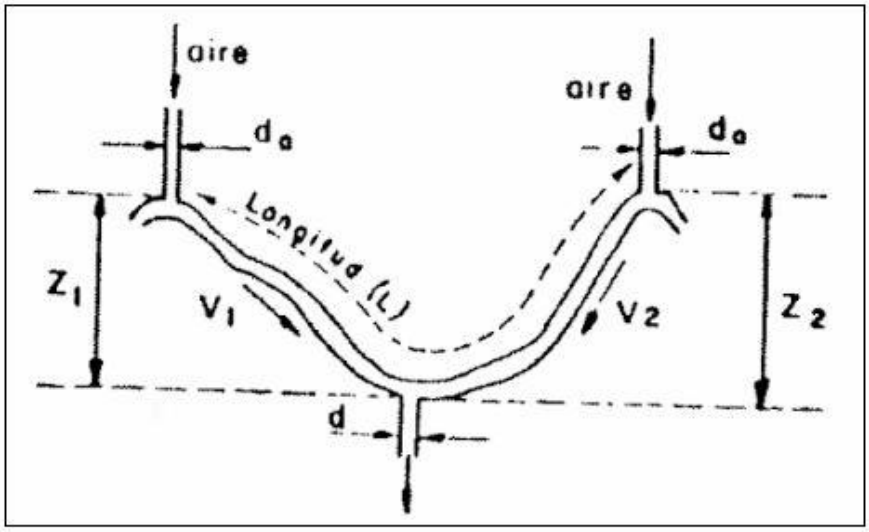


Figura 5-21 Esquema Entrada Aire vs Salida de Agua

Fuente: Figura No. 12 - EAAB - 1985.

El caudal máximo para una descarga está dado por la siguiente ecuación:

$$Q_{max} = 2.5\sqrt{Z}\frac{\pi d^2}{4}$$

Donde:

Q_{max} = caudal máximo de descarga en un válvula de purga (m^3/s).
Z = Corresponde a la mayor altura (Zmax) entre las dos que aparecen en la Figura 5-21 (m).
d = diámetro de la descarga (purga) (m).
La masa específica del aire (ρo) sometida a la presión atmosférica absoluta (Po), fluirá para la tubería sometida a presión interna (Pi) en forma subsónica para:

$$\frac{P_i}{P_o} > 0.53$$

De acuerdo con la siguiente ecuación:

$$m = CaAa\sqrt{7\ \text{Po}\ \rho\text{o}\ (\left(\left(\frac{P_i}{P_o}\right)^{1.4286}\right) - \left(\left(\frac{P_i}{P_o}\right)^{1.714}\right))}$$

Donde:

m = masa de aire (kg/s).
Ca = coeficiente de descarga (0.6).
Po = presión atmosférica en Ciudad de Panamá (Pascal).
Pi = presión interna tubería (Pascal).
ρo = 1.4 kg/m^3 (masa específica del aire).
Aa = área de abertura para admisión de aire (m^2).

$$Aa = \frac{\pi da^2}{4}$$

Una tubería de acero no deberá presentar un espesor menor que D/288 (EAAB, 1985), para evitar ovalación excesiva en el transporte, asumiendo esa relación para (tmin), la presión de colapso para esa tubería será:

$$Pcmin = 50200000(\frac{t}{D})^3 = 50200000(\frac{1}{288})^3 = 2.1psi \cong 1.5mca$$

Donde:

t = espesor de la tubería (m).
D = diámetro tubería (m).

Pcmin = presión colapso mínima (mca).

Dado que en Ciudad de Panamá la presión atmosférica es de 10.2 mca, el valor de Pi para tmin será de:

$$P_{min} = 10.2 - 1.5 = 8.7mca$$

Obteniendo una relación Pi/Po mayor a 0.53 (flujo subsónico):

$$\frac{Pi}{Po} = \frac{8.7}{10.2} = 0.85$$

Definida la Pimin, se calcula el caudal de aire en masa, despejando de la ecuación:

$$m = CaAa\sqrt{7\ \text{Po}\ \rho\text{o}\ \left(\left(\left(\frac{P_i}{P_o}\right)^{1.4286}\right) - \left(\left(\frac{P_i}{P_o}\right)^{1.714}\right)\right)}$$

Se obtiene:

$$m = 111.71\frac{\pi da^2}{4} = 87.7da^2$$

Sabiendo que el caudal en volumen de aire será en (m^3/s):

$$Q_{aire} = \frac{m}{\rho 0} = \frac{87.7da^2}{1.4} = 62.7da^2$$

El caudal de aire que entra al tubo, deberá ser igual al caudal de agua que sale:

$$2.5\sqrt{Z}\frac{\pi d^2}{4} = 62.7da^2 \rightarrow \frac{da}{2} \cong 0.18Z^{1/4}$$

Donde:

da = diámetro válvula admisión de aire (m).
d = diámetro válvula de descarga (purga) (m).
Z = carga máxima (m).

Para proporcionar un coeficiente de seguridad igual a 2, con relación al colapso de la tubería, con D/t = 288 (EAAB, 1985), se obtiene:

$$\frac{da}{d} \cong 0.21Z^{\frac{1}{4}}$$

Obteniendo la ecuación recomendada para dimensionar válvulas de admisión de aire, como recomendación general el diámetro mínimo en las válvulas ventosa será igual a 2 pulgadas (EAAB. 1985).

5.4.3.1.3.3. Selección diámetro válvula ventosas

Con los diámetros definidos para admisión y expulsión de aire, se escoge el mayor obtenido como diámetro final de la ventosa.

Nota: se puede apreciar que para dimensionar la válvula ventosa para admisión de aire es necesario tener definido el diámetro de la descarga (purga) para poder dimensionar la ventosa. La obtención de dicho diámetro se presenta en el siguiente numeral.

5.4.3.2. Válvulas de Purga

Las válvulas de purga se proyectaron en los puntos bajos del perfil de las tuberías, esto para operaciones de limpieza y desinfección, mantenimiento de válvulas y accesorios, drenaje total de la tubería para inspección interna y necesidad de remover sedimentos acumulados en los puntos bajos que reducen la sección de la tubería.

El caso típico para localización de válvulas de purga se presenta en la Figura 5-22.

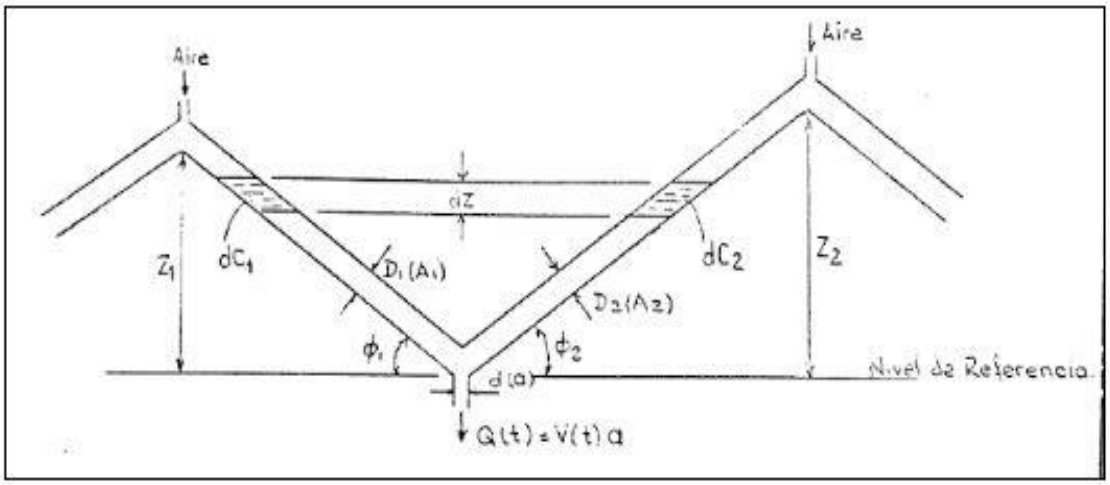


Figura 5-22 Esquema de descarga

Fuente: Figura No. 10 - EAAB - 1985.

Como se aprecia en la Figura 5-22, el caso típico para un sistema de descarga se da con dos ramales o tramos llegando a la válvula de purga. Cada ramal tendrá sus propias características incluyendo la altura hidrostática (Z(m)), diámetro de la tubería (D(m)), área de sección tubería (A(m²)), inclinación respecto a la horizontal (θ) y longitud del tramo entre la purga y el punto alto (L(m)).

El dimensionamiento de la válvula de purga está dado por la siguiente ecuación:

$$\frac{D}{d} = 65\sqrt{\frac{T\sqrt{Zm}}{L}}$$

Donde:

D = diámetro de las tuberías o ramales de entrada, ver Figura 5-22, normalmente se tienen diámetros iguales, sin embargo, si son diferentes, se escogerá como factor de seguridad, la de mayor diámetro (m).
d = diámetro de la descarga o purga (m).
T = tiempo de descarga del tramo (horas).
Zm = Altura hidrostática media (m), está dada por la siguiente ecuación:

$$Zm = \frac{Z1 + Z2}{2}$$

L = longitud total entre los puntos altos (m), ver Figura 5-22, está dada por la siguiente ecuación:

$$L=L1+L2$$

El tiempo de descarga (T(horas)) está dado por la siguiente ecuación:

$$T = 2\frac{A}{a}\frac{L}{K\sqrt{2gZm}}\frac{1}{3600}\ , con\ K\ entre\ 0.5\ y\ 0.6$$

Donde:

A = área de las tuberías o ramales de entrada, ver Figura 5-22, normalmente se tienen áreas iguales, sin embargo, si son diferentes, se escogerá como factor de seguridad, la de mayor valor (m).
a = área de la descarga o purga (m).
g = Valor de la gravedad (m/s²).

La velocidad máxima en la descarga están dadas por:

$$Vmax = 2.5\sqrt{Zmax}$$

Donde:

Vmax = velocidad máxima en la descarga (m/s) (velocidad máxima en las válvulas de descarga (9 m/s)).
Zmax = Máxima altura hidrostática (m), ver Figura 5-23.

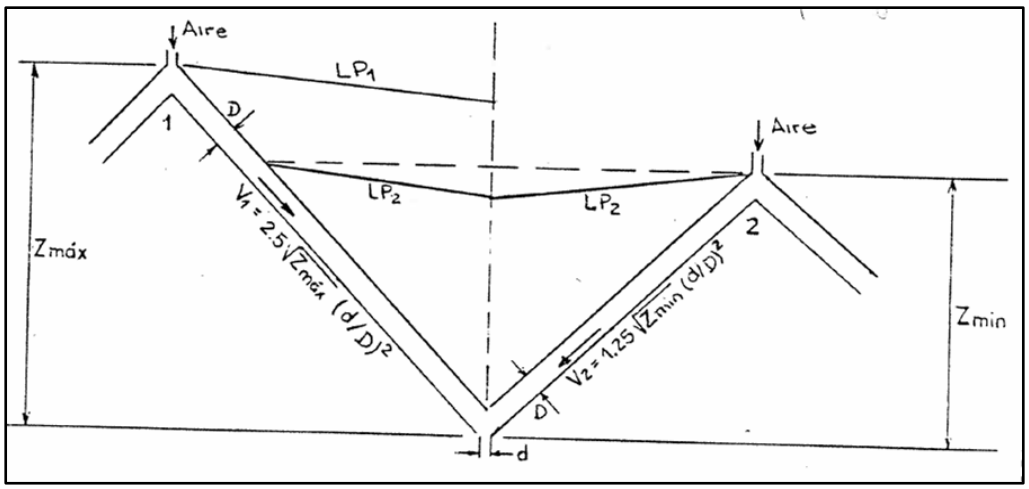


Figura 5-23 Esquema velocidad máxima descarga y conducciones.

Fuente: Figura No. 11 - EAAB - 1985.

Como se aprecia en la Figura 5-23 la velocidad máxima en las conducciones se define con la ecuación siguiente:

$$Vmaxtubo = 2.5\sqrt{\text{Zmax}}\frac{d^2}{D}$$

Donde:

V max tubo = velocidad máxima en la conducción o ramal (m/s).

La velocidad máxima en las conducciones no deberá superar la máxima permitida para el tipo de material respectivo.

El diámetro mínimo de las válvulas de purga será de 4 pulgadas, los tiempos de descarga máximo utilizados para el diseño serán los mostrado en la Tabla 5-15.

Tabla 5-15 Tiempos máximos de descarga.

Diámetro de la tubería (pulgadas)	Tiempo de descarga (horas)
D<=24	4
24<D<=36	6
36<D<=48	8
D>48	10

Fuente: Página 2.12 - EAAB - 1985.

5.4.3.3. Válvulas de Operación (Sobrevelocidad)

Este tipo de válvulas se instalarán cada 5 Km, en los puntos altos del perfil de las tuberías, esto para que no queden tramos sin drenar, para las operaciones de limpieza y desinfección, mantenimiento de válvulas y accesorios, drenaje total de la tubería para inspección interna y remoción de sedimentos acumulados en los puntos bajos.

5.4.4. PTAP La Joya

5.4.4.1. Criterios de diseño de la estructura de distribución de flujo de la PTAP

La estructura de distribución de flujo se encargará de tomar los caudales derivados de la conducción y entregarlos de manera homogénea a cada tren de la planta de tratamiento. Para el diseño hidráulico se emplearán los criterios que se indican a continuación:

- Buscar un aprovechamiento conveniente del espacio disponible para la localización de las obras.
- El posicionamiento vertical se definió para que se garantice la altura hidráulica total requerida que posibilite el flujo del caudal de diseño a través de la planta de tratamiento.
- Se determinó distribuir el caudal de forma equitativa a través de los canales de aproximación a la planta, para lo cual se consideró una estructura de distribución con vertederos de descarga libre bajo cualquier condición de operación.
- Los gradientes de velocidad a través de la estructura de distribución de flujo son cercanos a cero para garantizar condiciones de flujo similares en cada vertedero.
- Los vertederos son iguales en sus características y diseño hidráulico.
- La estructura de distribución permitirá contar con la flexibilidad operativa necesaria para el suministro de los caudales correspondientes a cada etapa de desarrollo del proyecto. Igualmente, se incorporaron elementos que permitan flexibilidad en la operación para el aislamiento del flujo en los trenes de tratamiento para labores de mantenimiento.
- Borde libre adecuado para evitar reboses no deseados de flujo a través de los muros de la estructura de repartición y muros de los canales de aproximación.
- Incluir elementos que permitan la medición del flujo derivado a las distintas unidades de tratamiento.
- Disponer un tanque previo a la estructura de distribución que permita recibir y aquietar el flujo proveniente de la tubería de impulsión.

La estimación de las pérdidas locales se realizó considerando para cada singularidad el producto entre el correspondiente factor de pérdida y la altura de velocidad, mediante la siguiente ecuación:

$$h_L = K\frac{v^2}{2g}$$

Donde,

h_L = Pérdida local, m.
K = Factor de pérdida adimensional.
V = Velocidad, m/s.
g = Aceleración gravitacional, m/s^2.

5.4.4.2. Criterios de diseño sanitario

La planta de tratamiento de agua potable se proyectó para un caudal total de 6 m^3/s, en función de la proyección de la demanda de abastecimiento suministrada por el IDAAN, sin embargo, se recomienda que se realicen estudios de plan maestro de abastecimiento en los que se analice de manera detallada el crecimiento de la demanda de agua, la localización de la población y las posibles etapas de construcción de la PTAP La Joya.
A continuación se presentan los criterios de diseño sanitario de la PTAP la Joya.

5.4.4.2.1. Estudio de tratabilidad del agua

Para llevar a cabo el dimensionamiento a nivel de factibilidad de la planta de tratamiento de agua potable, se realizó un ensayo de tratabilidad del agua con una muestra representativa del río Bayano cerca del sitio denominado Jesús y María. La toma de muestra de agua se realizó el día 2 de julio de 2018 y el ensayo de tratabilidad mediante prueba de jarras se realizó en aproximadamente mes y medio. Las pruebas de jarras se hicieron cumpliendo con los procedimientos, normas y parámetros planteados por la Organización Mundial de la Salud (OMS), la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS).

Los resultados obtenidos a nivel de laboratorio permiten obtener el coagulante que mejor se ajuste al tratamiento, la dosis óptima del mismo y parámetros de diseño para la selección del gradiente óptimo de floculación, tiempos de retención hidráulico, velocidad de decantación y la mejor relación de los procesos de la PTAP a un menor costo.

El ensayo de la prueba de jarras se llevó a cabo en el laboratorio Ambitek Services de la ciudad de Panamá, cuyo montaje experimental se observa en la Figura 5-24.

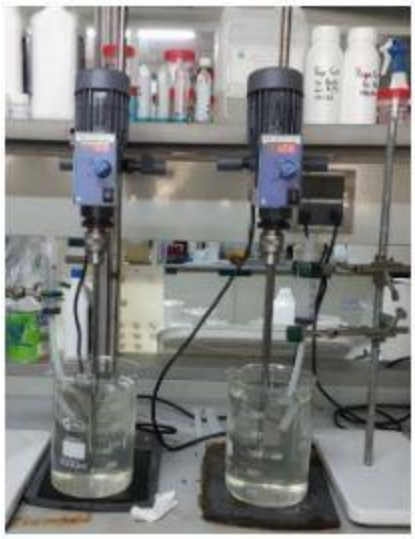


Figura 5-24 Montaje experimental para la prueba de jarras.

Para la selección del coagulante se realizaron ensayos con los dos productos químicos inorgánicos más conocidos que son el sulfato de aluminio ($Al_2(SO_4)_3 \cdot 18\ H_2O$) y el cloruro férrico $FeCl_3$.

El sulfato de aluminio utilizado es grado industrial (17 % mínimo de Al2O3) y proviene de Silicatos y Derivados. El cloruro férrico es de grado reactivo marca MERCK y su presentación es como FeCl3·6H2O (hexahidratado), lo cual significa que contiene 60 % de material activo.

Para el sulfato de aluminio se evaluaron 5 dosificaciones entre 20 ppm y 60 ppm. El cloruro férrico se evaluó entre 8 y 32 ppm (ocho dosificaciones).

Las mediciones de turbidez se efectuaron con un turbidímetro HACH modelo 2100 N, en cuanto que las mediciones de pH y temperatura se efectuaron con un sensor portátil de HACH, modelo HI98127.

Para las pruebas de jarras se utilizaron vasos químicos de 2 L de capacidad como recipientes de mezclado, así como turbinas de 4.8 cm de diámetro y cuatro álabes inclinados. Se utilizaron mezcladores de velocidad de rotación controlada, marca IKA WERKE, modelo RW20.

Al inicio de los ensayos de jarras se realizaron análisis de las propiedades del agua, estas propiedades se muestran a continuación en la Tabla 5-16.

Tabla 5-16 Propiedades del agua al inicio de la prueba de jarras.

Propiedad	**Resultado**	**Unidades**
pH @ 25,9 ºC	6,9	Unidades
Turbiedad	18	NTU

Alcalinidad	81	mg/l
Color aparente	70	UC

Los resultados obtenidos indican lo siguiente:

El pH se mantuvo entre 6.7 y 7.2 en todos los casos, por lo que se puede decir que los floculantes no afectan en forma significativa esta propiedad, dentro del intervalo de concentración evaluado.

Se observó la formación de flóculos prácticamente en todas las concentraciones de los floculantes evaluadas. En reposo, se produjo una sedimentación rápida de la mayor parte de los flóculos, mientras que el resto lo hizo con mayor lentitud. Según el índice de Willcomb, este comportamiento corresponde a un valor de 8 que se describe como: “buenos flóculos, sedimentan rápido pero no completamente”.

En todas las pruebas, se observó un mejor desempeño con sulfato de aluminio que con cloruro férrico y el efecto significativo que el sulfato de aluminio exhibe a partir de 8.5 ppm de componente activo (50 ppm grado industrial), implica que este producto químico es más robusto y arrojó mayores porcentajes de remoción de turbiedad.

Por lo anterior, se seleccionó este coagulante para el resto de las pruebas de floculación y sedimentación.

Los ensayos de floculación mostraron los resultados que se muestran en la Figura 5-25 a continuación.

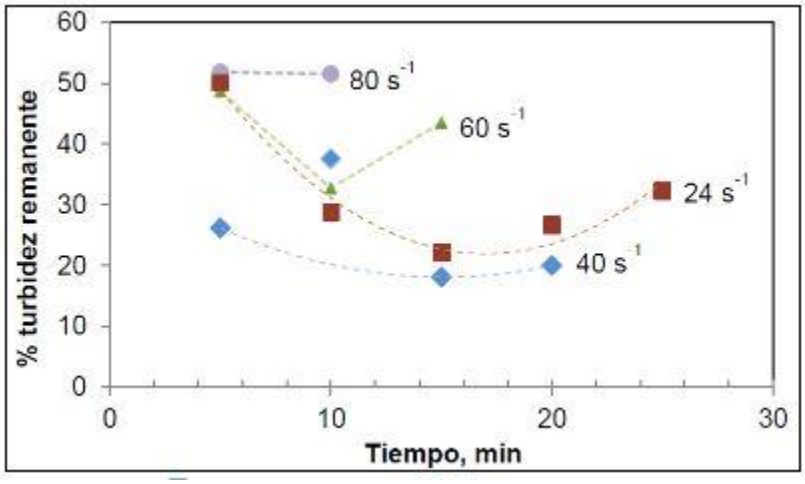


Figura 5-25 Variación % de turbiedad

Esta figura presenta la variación del % de turbiedad remanente en función del tiempo de floculación, para las cuatro tasas de corte o gradientes evaluados y se puede observar que los mejores desempeños se obtienen a 24 s-1 y 40 s-1. Para los gradientes más altos el desempeño es

pobre: a 60 s-1 se produce fuerte sobremezclado a partir de 15 min; lo mismo ocurre para a 80 s-1. Cuando ocurre sobremezclado, los flóculos se dispersan.

El tiempo óptimo de retención para cada gradiente evaluado se muestra a continuación en la Tabla 5-17.

Tabla 5-17 Tiempos óptimos de retención para cada gradiente evaluado.

Gradiente s^{-1}	**Tiempo min**
24	17.5
40	15
60	10
80	7.5

Los datos de la Tabla 5-17 se presentan en forma gráfica en la Figura 5-26.

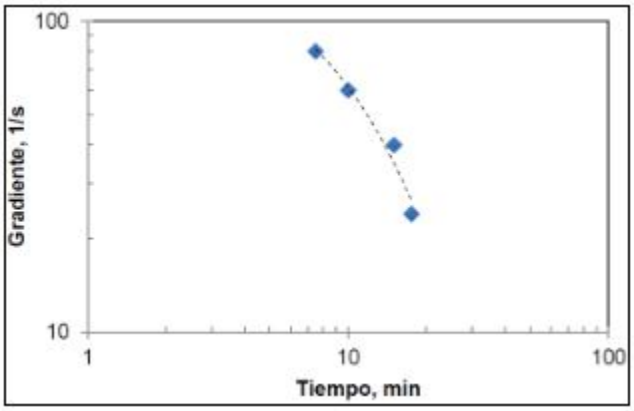


Figura 5-26 Representación (escala log-log) del gradiente versus el tiempo de floculación para las condiciones óptimas de cada gradiente.

La línea punteada corresponde a un ajuste de los datos y se encontró que la ecuación que mejor se ajusta, con un coeficiente de correlación satisfactorio de $r^2 = 0.9660$, es:

$$G= 189.15 \times e^{(-0.113t)}$$

Los ensayos de decantación se llevaron a cabo suponiendo que el agua a tratar pasa previamente por un floculador de cuatro etapas, para un tiempo de residencia total aproximado de 20 min. En la Tabla 5-18 se muestran los gradientes y tiempos utilizados en cada fase o etapa de floculación.

Tabla 5-18 Condiciones experimentales para los ensayos de decantación.

Gradiente por etapa, 1/s	Velocidad, rpm	Tiempo de agitación*, min
80	213	5
60	179	10
40	106	15
24	80	20

*: Tiempo acumulado de agitación

En la Figura 5-27 se muestran los resultados en términos del % de turbiedad remanente en función de la velocidad de decantación. Esta última variable se calculó como el cociente de la profundidad a la cual se recolectó cada muestra (15 cm respecto a la superficie del líquido en la jarra), dividido entre el tiempo de reposo programado. Como puede observarse en la figura, se obtuvo un perfil de decantación bastante típico, con un inicio de la asíntota a las velocidades de decantación más bajas.

La turbiedad residual en la asíntota es aproximadamente menor a 10 %, o una turbidez inferior a 2 NTU y una velocidad de decantación óptima aproximada de 0.015 cm/s.

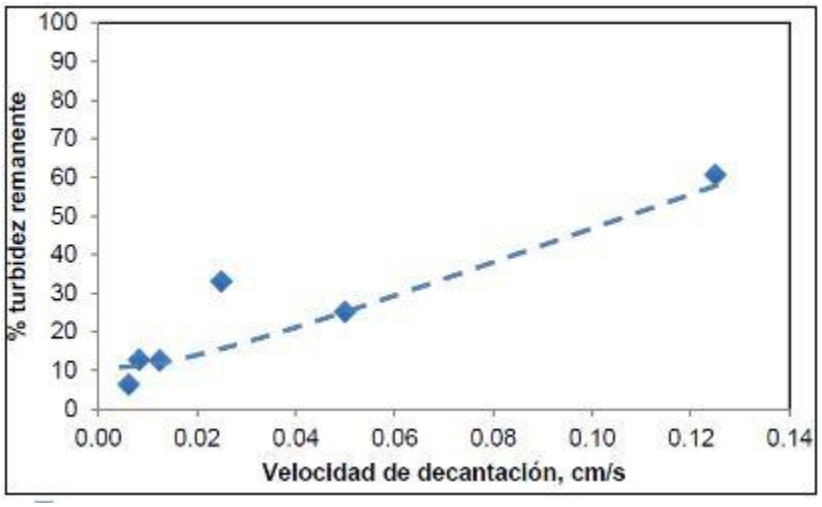


Figura 5-27 Curva de decantación. Turbiedad inicial: 14 NTU.

5.4.4.2.2. Criterios de diseño para la Planta de Tratamiento de Agua Potable

Para la planta de agua potable, se plantea un sistema de tratamiento convencional, compuesto por unidades y procesos de tratamiento de coagulación o mezcla rápida, floculación o mezcla lenta, sedimentación de alta tasa, filtración en lecho mixto de arena - antracita, proceso de desinfección con cloro y sistema complementario de desinfección con lámparas UV (Ultravioleta) para la eliminación de Giardia y Cryptosporidium; y unidades de tratamiento para manejo de lodos.

Se proyecta un sistema de tratamiento dividido en módulos, cada módulo o tren de tratamiento tendrá una capacidad de 1.0 m^3/s, y estará constituido por una unidad de floculación, una unidad de sedimentación y un sistema de filtración conformado por 2 baterías de filtros. A partir del dimensionamiento para un módulo de tratamiento, se establecen las unidades del sistema para las tres etapas consideradas, según los caudales de ingreso a la planta de tratamiento definidos para los siguientes horizontes de diseño: 6.0 m^3/s, 8.0 m^3/s y 12.0 m^3/s.

El sistema de tratamiento propuesto, tendrá como unidad de entrada, una cámara de admisión la cual permite la disipación de energía del agua y la homogenización de la misma antes del ingreso a los procesos de tratamiento, posteriormente se encuentra ubicada una cámara de distribución; en la cual se realiza el reparto del agua a través de canales que la conducen hacia las unidades de floculación.

El proceso de tratamiento del agua cruda, inicia con la coagulación o mezcla rápida, en la cual se adiciona coagulante al agua (que para este proyecto el coagulante seleccionado es sulfato de aluminio), a través de una tubería perforada ubicada sobre el inicio del resalto hidráulico generado en cada vertedero, localizado al ingreso de los canales de distribución a los floculadores. La dosis óptima de sulfato de aluminio a aplicar será de 50 mg/l definida en mediante los ensayos de jarras de laboratorio.

A través de los canales de distribución, el agua es conducida hacia las unidades de floculación en donde se lleva a cabo la mezcla lenta del agua; en estas unidades se propicia la formación de un flóculo consistente para el siguiente proceso de sedimentación en unidades de alta tasa. Posteriormente, el agua es filtrada en su paso por un lecho de arena-antracita que permitirá el pulimento del agua.

Finalmente el agua es sometida al proceso de desinfección en la cámara de contacto de cloro; la adición del cloro al agua se hace en la cantidad necesaria para permitir su desinfección y mantener un remanente de cloro hasta el usuario final y adicionalmente se considera la implementación de luz Ultravioleta para lograr la eliminación de organismos patógenos en altas concentraciones que pueden pasar el proceso de filtración.

Las unidades previamente descritas, se complementan con las requeridas para el manejo de lodos generados en el proceso de tratamiento; estas consisten principalmente en un espesador de lodos, seguido de una unidad de deshidratación y tolva para lodos.

Se proyecta la construcción del paso directo del agua a los filtros en épocas del año en donde la calidad del agua es muy buena y los valores de turbiedad del agua cruda es muy baja e inferior a 5 NTU.

Adicionalmente, la planta contará con las siguientes unidades, instalaciones e infraestructura para su adecuado funcionamiento:

- Vía de acceso

- Cerramiento
- Edificio de administración y laboratorio
- Edificio taller y almacén
- Edificio de administración y dosificación
- Caseta de sopladores
- Edificio de cloración
- Tanque de agua tratada para lavado de filtros (lavado mutuo o lavado compartido)
- Edificio de instalación de consolas de lavado de filtros
- Sistema de manejo y tratamiento de lodos

En los numerales a continuación se describe cada una de las unidades, instalaciones e infraestructura mencionadas incluyendo su descripción general, criterios de diseño y dimensiones.

5.4.4.2.3. Mezcla rápida - vertedero rectangular

En este proceso, se agregan al agua agentes químicos capaces de desestabilizar las partículas coloidales que se encuentren en suspensión. La mezcla del coagulante será de tipo hidráulico, realizada sobre el resalto hidráulico de los vertederos de control localizado a la entrada de los canales de distribución de agua hacia los floculadores.

El manejo de coagulante inicia con la preparación de la solución del químico en la concentración requerida para su dosificación en el agua cruda. La preparación y almacenamiento de la solución de coagulante se realizan en tanques prefabricados de PVC, acero inoxidable o fibra de vidrio reforzada. Existen muchos proveedores en el mercado que proporcionan información sobre los equipos de dosificación de sulfato de aluminio. La adición de coagulante sobre el resalto hidráulico de cada vertedero, se realiza mediante una tubería sanitaria perforada, y la dosificación se realiza mediante bombas dosificadoras tipo diafragma.

Los criterios de diseño de la PTAP tienen en consideración el estudio de tratabilidad del agua, las guías de la Organización Panamericana de la Salud (OPS) junto con la Organización Mundial de la Salud (OMS) “Diseño de plantas de tecnología apropiada” publicadas en 2006 para plantas de filtración rápida convencionales. También se tomaron criterios de diseño en las guías publicadas por la Environmental Protection Agency (EPA) de EE.UU para sistemas de tratamiento de agua potable.

En la Tabla 5-19 a continuación, se presentan los criterios de diseño para el proceso de mezcla rápida a implementar.

Tabla 5-19 Criterios de diseño - mezcla rápida.

Parámetro	Valor de referencia	Unidades
Gradiente de velocidad	1000 – 2000	s-1

Número de Froude	4.5 - 9	-
Tiempo de Retención Hidráulico (TRH)	0.1 - 7	s

Fuente: (OMS, OPS, & CEPIS, Tratamiento de agua para consumo humano, 2006)

5.4.4.2.4. Mezcla lenta - Floculadores mecánicos

Una vez dispersados los coagulantes en el agua, se produce una lenta agitación en los floculadores que permiten el crecimiento del floc; este crecimiento es inducido por el contacto entre partículas creado por el gradiente de velocidad de la masa líquida. La agitación se produce a través de energía hidráulica o por medio de paletas de mezcla de eje horizontal o vertical, movidas por un motor eléctrico localizado en la parte superior de los tanques de floculación.

Para plantas de complejidad baja o de pequeños caudales se recomiendan floculadores hidráulicos, cuyos gradientes de velocidad o floculación pueden ser ajustados fácilmente mediante el ajuste de la separación de las pantallas que garantizan determinado gradiente, mientras que para grandes plantas que tratan grandes caudales (como es el caso PTAP La Joya que trata 6 m³/s), se recomiendan floculadores mecánicos cuyo gradiente de mezcla puede ser fácilmente ajustable mediante el variador de velocidad.

Las velocidades de rotación de las paletas de mezcla oscilan típicamente entre 2 y 8 rpm, y la potencia aplicada al agua está determinada por las fuerzas de resistencia, tanto el gradiente de velocidad como el tiempo de detención óptimo varían según el tipo de agua, y se determinan a través de un ensayo de laboratorio.

Para el diseño de la planta de agua potable La Joya, se proyectan módulos de floculación con capacidad para tratar un caudal de 1.0 m3/s, cada una de 4 cámaras con el fin de obtener una sucesión de densidades de potencia en cada una de las líneas de floculación. En la Tabla 5-20 se presentan los criterios de diseño de los floculadores.

Tabla 5-20 Parámetros de diseño floculador.

Parámetro	**Valor de referencia**	**Unidades**
Gradiente de velocidad	20 – 70	s-1
Tiempo de Retención Hidráulico (TRH)	10-30	min
Número mínimo de compartimientos	4	un

Fuente: (OMS, OPS, & CEPIS, Tratamiento de agua para consumo humano, 2006)

Los valores obtenidos en el ensayo de tratabilidad coinciden con los valores de referencia de la tabla anterior.

5.4.4.2.5. Sedimentación - Sedimentador de alta tasa

Como unidad de sedimentación se proyecta un sedimentador rectangular de alta tasa con módulos de sedimentación y flujo ascensional. En esta unidad se lleva a cabo la separación de las partículas más densas que el agua, y con una velocidad de sedimentación tal que permitan que lleguen al fondo del tanque sedimentador en un tiempo óptimo.

La clarificación del agua se produce cuando los sólidos suspendidos se asientan sobre los módulos de sedimentación, el lodo que queda sobre la superficie de los módulos resbalan a las zona de sedimentos, el agua clarificada es recolectada a través de canaletas transversales y conducida hacia el canal de recolección de agua clarificada; el cual transporta al agua tratada hacia las unidades de filtración.

Los módulos tubulares de sedimentación estarán conformados por múltiples canales tubulares de 1.20 m de longitud, 2.40 m de ancho, inclinados a 60º con relación a la horizontal y con un ancho o diámetro de canal de máximo 5 cm.

Se proyecta una estructura de sedimentación con capacidad para tratar un caudal de 1.0 m^3/s, cada unidad de sedimentación presenta una estructura de entrada, zona de sedimentación, una estructura de salida, múltiples difusores y canaletas recolectoras de agua sedimentada. Los criterios de diseño del sedimentador se presentan a continuación en la Tabla 5-21.

Tabla 5-21 Parámetros de diseño Sedimentador Alta tasa.

Parámetro	**Valor de referencia**	**Unidades**
Carga superficial	120 – 185	$m^3/m^2/d$
Número de Reynolds	< 500	-
Velocidad longitudinal en elementos tubulares	12 - 20	cm/min
Profundidad	4.0 – 5.5	m
Ángulo de inclinación de las placas	55 - 60	grados
Espacio entre las placas	5	cm
Tiempo de retención en el área de sedimentación	10 – 15	min

Fuente: (OMS, OPS, & CEPIS, Tratamiento de agua para consumo humano, 2006)

5.4.4.2.6. Filtración - Filtros rápidos arena – antracita

Durante la filtración, el agua ingresa al filtro y fluye a través del lecho de medio poroso compuesto de arena-antracita, en este se retienen los sólidos que se encuentra en suspensión en el agua, el agua filtrada es recolectada en el fondo del filtro y conducida hacia el vertedero de salida.

Para el diseño de la planta de tratamiento de agua potable, se diseñaron filtros de doble capa arena - antracita de flujo descendente, soportada con grava de diferente granulometría y un falso fondo, para la recolección de agua filtrada, que posteriormente se conduce hacia el proceso de desinfección.

Cuando se presenta la colmatación del medio filtrante, se debe realizar el lavado del filtro mediante la expansión del lecho filtrante a través de flujo de agua ascendente y aire comprimido mediante tubería instalada bajo el lecho. El agua de lavado es recolectada y conducida a través de la tubería de drenaje hacia la galería de desagüe. El lavado de un filtro se realiza con el agua filtrada producida por los demás filtros, utilizando el canal de recolección de agua filtrada. Este sistema de lavado se denomina lavado mutuo o lavado compartido.

Se proyecta un módulo de filtración con capacidad para tratar un caudal de 1.0 m^3/s, el módulo de filtración está compuesto por 2 baterías de filtración, cada una con capacidad de 0.5 m^3/s. La tasa de filtración asumida es de 290 $m^3/(m^2.día)$.

A continuación se presentan en la Tabla 5-22 los criterios de diseño para el dimensionamiento de los filtros rápidos.

Tabla 5-22 Parámetros de diseño Filtros rápidos.

Parámetro	Valor de referencia	Unidades
Tasa de filtración	240 – 360	$m^3/m^2/d$
Espesor capa arena	15 - 30	cm
Espesor capa antracita	45 - 60	cm
Tamaño efectivo arena	0.5 – 0.6	mm
Tamaño efectivo antracita	0.8 – 1.1	mm
Coeficiente de uniformidad	<1.5	
Profundidad convencional	0.6 - 0.9	m
Altura del agua sobre el lecho filtrante	>0.5	m

Fuente: (OMS, OPS, & CEPIS, Tratamiento de agua para consumo humano, 2006)

5.4.4.2.7. Desinfección - Dosificación de cloro gaseoso y luz ultravioleta

La desinfección se llevará a cabo en el tanque de contacto de cloro, en el cual se aplicará la solución

de cloro. La solución de cloro se obtendrá inyectando el cloro gaseoso en un tanque con agua, generando una dilución necesaria. Posterior al tanque de contacto, el agua será conducida hacia la cámara de salida de agua tratada.

Para determinar la cantidad y la capacidad de los cloradores, se debe estimar la demanda de cloro requerida según la calidad del agua. Para la definición de la concentración y dosis de óptima de cloro a aplicar, se debe tener en cuenta que la concentración de cloro residual libre en el sistema de distribución debe estar entre 0.2 mg/l y 1.0 mg/l. La Tabla 5-23, presenta los criterios de diseño para el dimensionamiento de la cámara de contacto de cloro.

Tabla 5-23 Parámetros de diseño Cámara de contacto desinfección.

Parámetro	Valor de referencia	Unidades
Tiempo de contacto	20 – 30	min

Fuente: (OMS, OPS, & CEPIS, Tratamiento de agua para consumo humano, 2006)

El proceso complementario de desinfección se genera por una lámpara ultravioleta cuya radiación a longitudes de onda cercanas a 254 nm puede penetrar las paredes celulares de los microorganismos y afectar su material genético, dejando los organismos inviables y sin capacidad de reproducirse. Para eliminación de Giardia y Cryptosporidium la dósis de luz ultravioleta debe estar entre 80-82 mW s/cm^2.

5.4.5. Red de distribución

Los criterios que se utilizan para la red de distribución son los expuestos en el numeral 5.4.3. conducciones.

5.5. ESTRUCTURAS

Para efectuar el análisis y los diseños estructurales a nivel de factibilidad, objeto del presente estudio, el sistema de unidades utilizado es el sistema métrico internacional. Los materiales a utilizar, las cargas actuantes y los factores de seguridad admisibles en el cálculo de la estabilidad que se describen en este numeral, aplican para todas las estructuras que componen el proyecto.

5.5.1. Captación y Obras Anexas

5.5.1.1. Materiales

- Se empleará hormigón armado con resistencia f´c 28 MPa a los 28 días ó el indicado específicamente para alguna obra o elemento estructural.

- Acero de refuerzo: Se empleará acero para el refuerzo del hormigón Grado 60 con un esfuerzo de fluencia fy = 412 MPa (4200 kgf/cm^2), conforme a la norma ASTM-A-706.

- Acero estructural: Se utilizarán aceros estructurales de calidad ASTM - A36 y ASTM A572 grado 50 para los elementos estructurales.

5.5.1.2. Cargas Actuantes

A continuación, se indican los diferentes tipos de cargas consideradas en los análisis, las cuales corresponden a solicitaciones a las que estarían sometidas las estructuras que conforman el desarrollo del proyecto Bayano durante su construcción, operación y ante el evento de un posible sismo y se describe la forma en la cual se determina su magnitud.

5.5.1.2.1. Cargas Muertas

Se refiere al peso propio de todos los elementos estructurales y no estructurales que permanecerán en su posición durante la vida útil del proyecto. Estas cargas se determinan considerando las dimensiones geométricas de las estructuras con los pesos volumétricos indicados a continuación:

Tabla 5-24 Pesos volumétricos de materiales utilizados.

MATERIAL	PESO VOLUMÉTRICO (kN/m^3)
Hormigón	24.00
Acero	78.60
Agua	9.81

Fuente: Elaboración propia

5.5.1.2.2. Cargas Vivas

Se refiere a cargas de personas, materiales o equipos que pueden trasladarse de un lugar a otro de la estructura durante la vida útil del proyecto. Para el análisis y predimensionamiento se usan las cargas recomendadas por Normas Internacionales según el tipo y uso del componente a diseñar. Para cálculos relacionados con análisis de estabilidad no se consideran las cargas vivas.

5.5.1.2.3. Empujes Hidrostáticos

La presión de agua a una profundidad h se determina como:

$$P_w = \gamma_w * h$$

Ecuación 1.

Fuente: Braja M. Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. (2001)

Dónde:

Pw = Presión de agua a una profundidad h (kN/m²).

γ_w = Peso específico del agua.
h = Profundidad del punto considerado medida desde la superficie del agua (m).

La resultante total de empuje de agua se determinó como:

$$F_w = \frac{1}{2}\gamma_w * h^2$$

Ecuación 2.

Fuente: Braja M. Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. (2001)

Dónde:

F_w = Resultante total de empuje de agua por metro de ancho (kN/m).

5.5.1.2.4. Empujes Laterales de Tierra

Se determina por metro de ancho mediante la siguiente expresión:

$$E_h = \frac{1}{2} * K * \gamma_t * H^2$$

Ecuación 3.

Fuente: Braja M. Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. (2001)

Dónde:

E_H= Empuje lateral de tierras.
γ_t = Peso específico del material.
H_w= Altura del material.
K= Coeficiente de presión de tierras

5.5.1.2.5. Cargas Sísmicas

Se consideran las fuerzas de sismo que actúan tanto sobre la masa de la estructura de hormigón como sobre el agua y los rellenos que la circundan. Las expresiones matemáticas para determinar las fuerzas generadas sobre las estructuras debidas al sismo se presentan a continuación.

5.5.1.2.5.1. Sismo de la estructura

Para los análisis de estabilidad se toma una fuerza horizontal (Pe) equivalente a la relación de la aceleración sostenida a la gravedad, multiplicada por el peso de la estructura (W) en cualquier dirección y aplicada en el centro de gravedad de la misma; Manual U.S.A.C.E EM-1110-2-2200 Ecuación 3-2.

$$Pe = \frac{W}{g} \cdot \alpha \cdot g = \alpha \cdot W$$

Ecuación 4.

Fuente: USACE. EM 1110-2-2200.

Dónde:

Pe = Fuerza Horizontal.
α = Coeficiente sísmico.
W = Peso de la estructura.

Según lo establecido en el numeral 4.7 del Manual EM-1110-2-2100 para los análisis de estabilidad, se permite utilizar un coeficiente sísmico igual a 2/3 del valor de aceleración máxima (PGA). El coeficiente sísmico vertical se considera como 1/2 del anterior.

5.5.1.2.5.2. Sismo en el agua

La variación de la presión hidrodinámica con la profundidad se calcula a través de la siguiente expresión, tomada del libro Design of Small Dams del US Bureau of Reclamation:

$$\Delta P = CG_h \gamma_{agua} H$$

Ecuación 5.

Fuente: USBR. Design of Small Dams. (1987)

Dónde:

ΔP = Variación de la componente normal de la carga de agua debido al sismo.
Gh = Aceleración máxima horizontal con relación a la aceleración de la gravedad.
C = Coeficiente de distribución y magnitud de presión.
γ_{agua}= Peso específico del agua.
H = Profundidad máxima del embalse.

El valor de C se determina de acuerdo con la Figura 5-28. De dicha Figura se leen las siguientes variables:

h = Profundidad total del embalse en la sección estudiada.
y = Distancia vertical de la superficie de embalse a la elevación en cuestión.
C_m= Máximo valor de C para una pendiente constante.
C = Coeficiente de distribución y magnitud de presión.

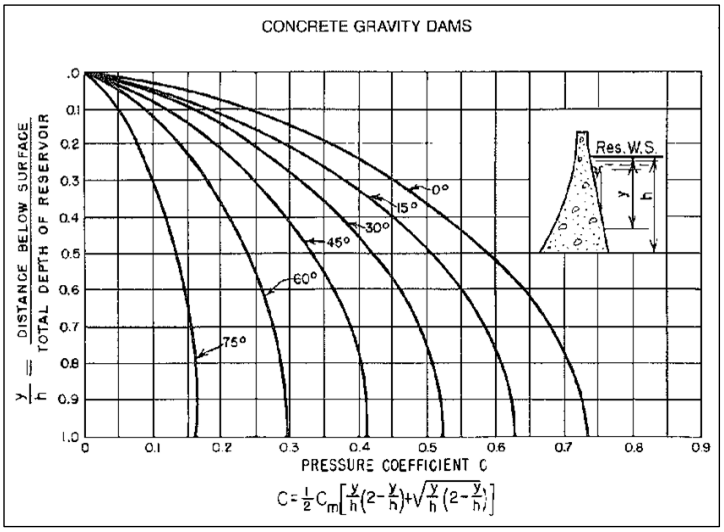


Figura 5-28 Coeficiente de Presión C

Fuente: USBR. Design of Small Dams. (1987)

5.5.1.2.5.3. Sismo en los rellenos

La variación de presión dinámica causada en los empujes de los rellenos por la acción de un sismo se calcula mediante el método de Mononobe – Okabe, según el cual se utilizan las siguientes expresiones:

$$P_{AE}=\frac{1}{2}K_{AE}*\gamma*(1-K_v)*h^2$$

Ecuación 6.

Fuente: Manual U.S.A.C.E EM-1110-2-2100 Ecuación G-1.

$$K_{AE}=\frac{Cos^2(\emptyset-\varphi-\theta)}{Cos\varphi*Cos^2\theta*Cos(\varphi+\theta+\delta)*\left\{1+\sqrt{\frac{Sen(\emptyset+\delta*Sen(\emptyset-\varphi-\beta}{Cos(\beta-\theta)*Cos(\varphi+\theta+\delta)}}\right\}^2}$$

Ecuación 7.

Fuente: Manual U.S.A.C.E EM-1110-2-2100 Ecuación G-2.

Expresiones en las cuales:

$$\varphi=tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$$

Ecuación 8.

Fuente: Manual U.S.A.C.E EM-1110-2-2100.

k_{AE} = Coeficiente activo de empuje de tierras que incluye factor dinámico y estático.
P_{AE} = Empuje combinado de fuerzas estáticas y dinámicas.

γ = Peso unitario del relleno.
Φ = Ángulo interno de fricción del relleno.
δ = Ángulo de fricción suelo estructura.
K_v = Aceleración vertical en g.
K_h = Aceleración horizontal en g.
β y θ = Según se indica en la Figura 5-29.

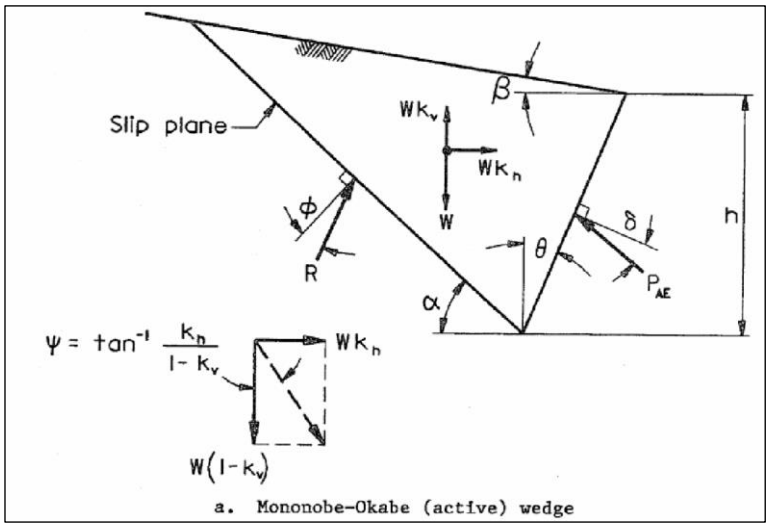


Figura 5-29 Método Mononobe - Okabe.

Fuente: Manual U.S.A.C.E EM-1110-2-2100.

5.5.1.2.6. Fuerza Hidrodinámica

Fuerza producida por el cambio de la cantidad de movimiento al darse un cambio en la dirección de la velocidad. Se calcula con la siguiente expresión:

$$Fd = \gamma w * Q * V/g$$

Ecuación 9.

Fuente: USBR. Design of Small Dams. (1987)

Dónde:

γ_w = Peso específico del agua.
Q = Caudal de diseño.
V = Velocidad de la masa de agua en la sección del tubo.
g = Gravedad.

5.5.1.2.7. Fuerzas Mecánicas

Fuerzas de expansión o contracción en la tubería generadas por cambios de temperatura son evaluadas por el área mecánica.

5.5.1.3. Análisis de Estabilidad y Factores de Seguridad Admisibles

El análisis de estabilidad se hace siguiendo las recomendaciones establecidas en la norma U.S.A.C.E EM-1110-2-2100 y se consideraron como admisibles, los respectivos factores de seguridad allí establecidos. A continuación se incluyen las recomendaciones.

5.5.1.3.1. Estabilidad a Flotación:

La estabilidad de las estructuras ante la flotación se revisó utilizando el criterio establecido en el Manual U.S.A.C.E EM-1110-2-2100 mediante la siguiente ecuación:

$$F.S.F = \frac{W_S + W_C + S}{U - W_G}$$

Ecuación 10.

Fuente: USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2100

Dónde:

W_s= Peso de la estructura incluido el peso de equipos fijos y rellenos puesto por encima de la superficie de la estructura.
W_c = Peso del agua contenida dentro de la estructura.
S = Sobrecarga.
U = Fuerzas de levantamiento actuando en la base de la estructura.
W_g = Peso del agua sobre la estructura.

Los factores de seguridad a flotación utilizados como criterio de aceptación para las condiciones estudiadas se muestran en la Tabla 5-25.

Tabla 5-25 Factores de seguridad a flotación.

Caso Usual	**Caso Inusual**	**Caso Extremo**
1.30	1.20	1.10

Fuente: USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2100

5.5.1.3.2. Estabilidad al deslizamiento:

Los factores de seguridad al deslizamiento, adoptados como criterios de aceptación para el

presente estudio, corresponden a los recomendados por el manual de ingeniería U.S.A.C.E EM 1110-2-2100 de conformidad con la siguiente ecuación: Manual U.S.A.C.E EM-1110-2-2100 Ecuación 3-1.

$$FSD = \frac{(Ntan\emptyset + cL)}{T}$$

Ecuación 11.

Fuente: USACE - EM-1110-2-2100 - Stability Analysis of Concrete Structures

Dónde:

N = Resultante de fuerzas normales al plano de deslizamiento.
Φ = Ángulo interno de fricción de la roca de fundación.
c = Cohesión de la roca de fundación.
L = Longitud de la base en compresión.
T= Sumatoria de cargas aplicadas, paralelas al plano de deslizamiento.

El análisis de estabilidad al deslizamiento se efectúa para las diferentes estructuras consideradas, teniendo en cuenta las fuerzas actuantes totales y la cohesión en la base en donde fuese aplicable. Los factores de seguridad al deslizamiento utilizados como criterio de aceptación para estructuras críticas y normales en condiciones básicas de parámetros geotécnicos suministrados se muestran en la Tabla 5-26. La diferencia entre estructuras críticas y normales yace en si su falla implica la pérdida de vida o no.

Tabla 5-26 Factores de seguridad al deslizamiento.

Tipo de Estructura	Caso Usual	Caso Inusual	Caso Extremo
Crítica	2.0	1.7*	1.3*
Normal	1.5	1.3	1.1

*para condiciones geotécnicas poco detalladas

Fuente: USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2100

5.5.1.3.3. Estabilidad al Volcamiento:

La seguridad al volcamiento quedará garantizada si se cumplen las siguientes condiciones:

- **Caso Usual**

  σ suelo $< \sigma$ admisible normal.
  e $\leq$ L/6 suelo, esto significa que toda la base está a compresión.

  Dónde:

e = Excentricidad basal de la resultante de las solicitaciones.
L= Ancho basal de la fundación.

- **Caso Inusual**

σ suelo $< \sigma$ admisible eventual.
e $\leq$ L/4 suelo, lo que implica que se acepta que el 75% a compresión.

- **Caso Extremo**

σ suelo $< \sigma$ admisible eventual.
e $\leq$ L/2 Resultante dentro de la base de apoyo.

Los resúmenes de los porcentajes requeridos a compresión en los diferentes casos se muestran en la Tabla 5-27.

Tabla 5-27 Seguridad al volcamiento.

Caso de carga	Factor requerido de seguridad a volcamiento
Usual	100% de la base en compresión
Inusual	75% de la base en compresión
Extremo	Resultante dentro de la Base.

Fuente: USACE - Gravity Dam design EM-1110-2-2100

Se calculan los esfuerzos actuantes en el material de fundación, causados para los diferentes casos de carga aplicados por cada estructura para garantizar que estos sean menores o iguales a la capacidad portante admisible para los casos usual e inusual. Para condiciones extremas de carga el esfuerzo actuante permitido es de 1.33 veces la capacidad portante del material donde se encuentra cimentada la estructura.

5.5.1.4. Criterios de Diseño para Bloques de Anclaje

Para el desarrollo del diseño estructural de los bloques de anclaje, se tomaron en consideración una serie de criterios que permiten evaluar en detalle la estabilidad de la estructura.

Las fuerzas principales que actúan en el macizo son la hidrostática e hidrodinámica, que se generan por el choque del agua en la pared de la tubería donde se presenta el cambio de dirección. En adición están las fuerzas sísmicas y los pesos del macizo, la tubería y el relleno.

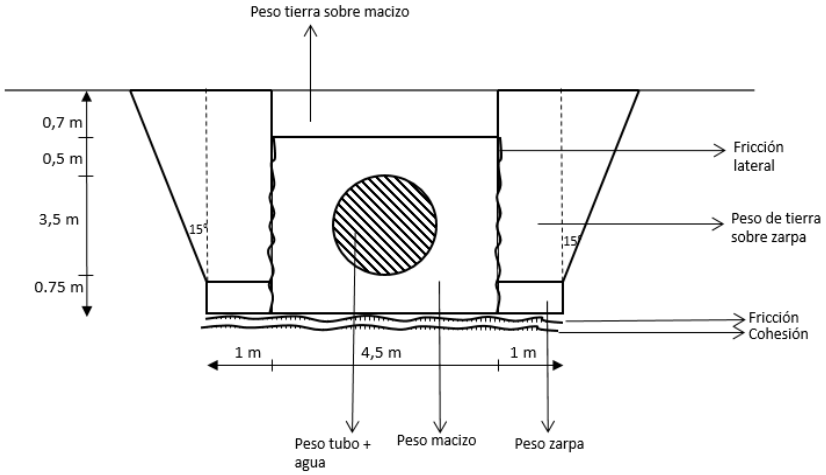


Figura 5-30 Diagrama de fuerzas para bloque de anclaje.

Fuente: Elaboración propia

Entre los criterios para evaluar la estabilidad de los macizos se encuentran, además del peso propio del macizo con el peso de las zarpas que se han incorporado, el peso del relleno localizado por encima del macizo y de las zarpas proyectado 15° a partir del extremo de la zarpa. Se ha incorporado en la evaluación a la estabilidad el aporte de la fricción lateral del contacto del material de relleno con el anclaje, definido con la fuerza que resulta del empuje activo del relleno.

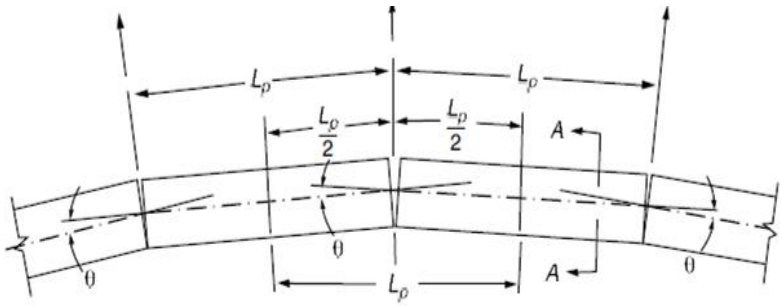


Figura 5-31 Esquema de longitudes de tramos de tubería.

Fuente: Elaboración propia

Con base en el AWWA MANUAL M45, Capítulo 7, la estabilidad del macizo incorpora el peso de agua, tubería y relleno asociado con la mitad del tramo de tubería aguas arriba y aguas abajo, que está por fuera del bloque de concreto. Se definió un tramo de tubería estándar de 9 metros de largo, por lo tanto, se toman 4.5 metros a lado y lado del bloque de anclaje.

5.5.1.5. Parámetros Sísmicos para Edificaciones y otras Estructuras

Bajo la premisa que los elementos cuya falla pueden causar consecuencias catastróficas (como por ejemplo la barrera móvil) deben ser diseñados bajo criterios sísmicos más estrictos que las otras obras que conforman el proyecto, se definen dos tipos de obras para análisis sísmico.

El primer grupo (Grupo A) corresponde a las obras principales del proyecto cuya falla pudiese generar una liberación no controlada de grandes volúmenes de agua con capacidad de afectar a la población y la infraestructura, para el proyecto Bayano en este grupo se ubica la barrera móvil. En el documento Volumen Geología y Geotecnia se analiza este grupo sísmico y se estimó que el valor de aceleración del terreno P.G.A es de 0.38 g.

La evaluación de las fuerzas sísmicas para las estructuras diferentes a la barrera móvil para el segundo grupo (Grupo B) se realiza según lo descrito en el Reglamento Estructural de Panamá 2014 el cual en el capítulo 5 especifica que "los criterios de diseño sísmicos se determinarán según el Capítulo 11 de Cargas de Diseño Mínimas para Edificio y otras Estructuras ASCE 7-05" y según la localización de la estructura en los mapas de aceleración de la República de Panamá.

El proyecto se localiza en las siguientes zonas: Jesús María, Malambo, Tocumen, la Joya, y en Ciudad de Panamá, para lo cual se obtienen los siguientes parámetros:

- Ss = 0.94 Parámetro de aceleración espectral en periodos cortos.
- S1 = 0.37 Parámetro de aceleración espectral en un periodo de 1 segundo.
- Coeficiente de importancia I = 1.25

Con los parámetros anteriores se construye el espectro de aceleraciones el cual se muestra en la Figura 5-32.

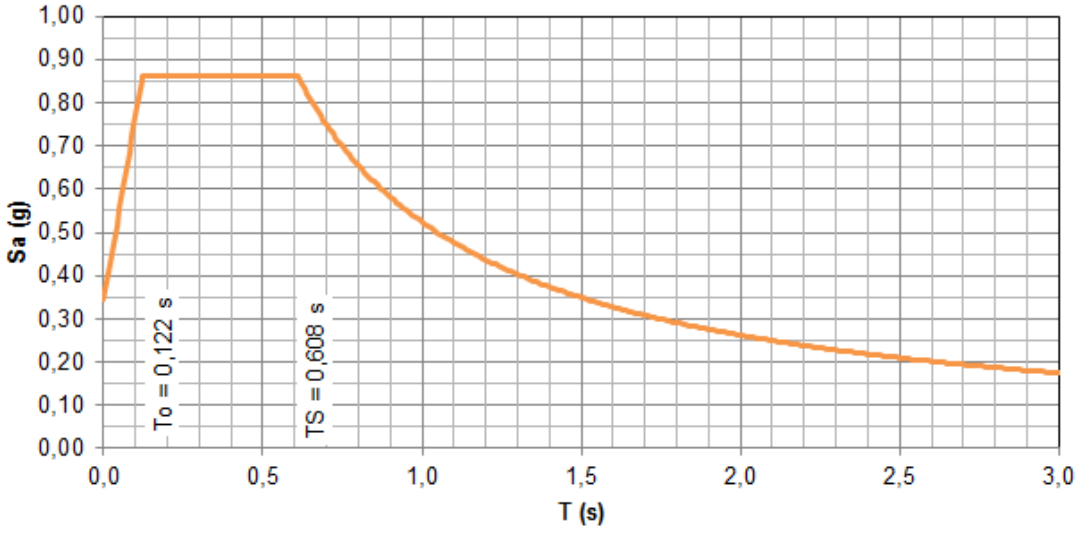


Figura 5-32 Espectro de Aceleraciones.

Fuente: Elaboración propia

Del espectro de aceleraciones presentado en la Figura 5-32 se infiere:

- Aceleración pico del terreno (P.G.A) : 0.345 g
- Aceleración espectral Sa : 0.862 g

5.5.2. Conducción

Para este componente aplican los criterios expuestos en el numeral 5.5.1.

5.5.3. PTAP La Joya

Para este componente aplican los criterios expuestos en el numeral 5.5.1.

5.5.4. Red de Distribución

Para este componente aplican los criterios expuestos en el numeral 5.5.1.

5.6. MECÁNICA

5.6.1. Metodología

5.6.1.1. General

En primer lugar se recopiló la información relevante de los términos de referencia del proceso de contratación; la propuesta de INGETEC; normas y códigos aplicables para el diseño, fabricación, montaje, pruebas y materiales; artículos y ponencias publicadas en revistas técnicas, aplicables para la fabricación, montaje, pruebas y materiales; e información relacionada con los equipos mecánicos en proyectos similares elaborados por INGETEC y por la ACP.

5.6.1.2. Compuertas y tablones

Para la estimación del peso de las diferentes compuertas y tablones de cierre se utilizaron las correlaciones estadísticas formuladas en el Design of Hydraulic Gates (Erbiste, 2014), las cuales permiten estimar el peso de las partes móviles de las compuertas en función del ancho “B”, la altura “h” y la altura hidrostática en la solera “H”. El peso de las partes fijas se estimó como un porcentaje del peso de las partes móviles.

5.6.1.3. Tuberías

Los diámetros nominales de la tubería de las conducciones, redes de distribución y bombeos se definieron según los análisis hidráulicos, verificando que cada sección de tubería se pueda fabricar con el menor desperdicio de lámina para tuberías de acero y menor espesor según la presión de operación para tubería GRP.

5.6.1.4. Sistemas de bombeo

En relación con la selección de las bombas, en primera instancia y definidos los niveles e de agua en la succión y en la descarga y conocidas las cabeza estática y total dinámica establecidas por la División de Recursos Hídricos de Ingetec, se calculó la ecuación de la curva del sistema considerando 4 bombas en paralelo para la alternativa 12.

Con base en la curva del sistema y el número de bombas previamente determinado se estableció la necesidad que las bombas operen con velocidad variable.

Las bombas fueron seleccionadas considerando la máxima velocidad posible acorde con el caudal unitario y la cabeza total dinámica y la sumergencia necesaria NPSH. Se escogieron bombas de eje horizontal y doble succión que garantizan el caudal nominal y son de fácil mantenimiento. Además se eliminan los empujes axiales dados pues el impulsor está balanceado por ser de doble succión y esto redunda en una operación más uniforme y menos mantenimiento.

Para cada unidad de bombeo se incluyó una válvula de guarda del tipo mariposa en la succión, más una válvula de retención del tipo de paso anular y una válvula mariposa en la descarga, para poder aislar cada unidad de bombeo para efectos de mantenimiento.

5.6.2. Criterios de diseño Captaciones y obras anexas

Como se indica en los numerales de Hidrología e Hidraúlica, la captación del proyecto consideró una barrera móvil, controlada por 14 compuertas de tipo radial y una bocatoma lateral adyacente, ubicada sobre la margen derecha del río Bayano.

Se contará con un canal de limpia, obturado mediante una compuerta radial, que permitirá evacuar sedimentos frente a las rejas de la captación. La bocatoma estará conectada a un desarenador que se enlazará mediante un tanque de carga con las bombas de captación.

Entre los equipos mecánicos previstos para el desarrollo del proyecto se encuentran los siguientes:

5.6.2.1. Compuertas radiales barrera móvil

La principal función de las compuertas radiales es elevar el nivel para captar el caudal de diseño. Las compuertas radiales estarán provistas de ruedas, guías laterales montadas sobre un sistema de rodadura flexible con la posibilidad de evitar un atascamiento.

El sistema de operación de las compuertas será oleo-hidráulico, compuesto por servo cilindros y una unidad oleo-hidráulica por cada dos compuertas. Las casetas estarán ubicadas sobre las pilas intermedias. Cada unidad oleohidráulica contará con 2 motobombas eléctricas de C.A (Corriente Alterna), una de las cuales será de operación y la otra de respaldo. Igualmente, se consideró un sistema de redundancia eléctrica mediante un grupo electrógeno, para la operación de las compuertas en caso de falla eléctrica.

5.6.2.2. Compuertas de Mantenimiento barrera móvil

Las compuertas radiales contarán con tablones de cierre para mantenimiento, los cuales serán ubicados aguas arriba y aguas abajo de las compuertas. Para su posicionamiento se preverán grúas pórtico.

Las operaciones de cierre y de apertura se realizarán con presiones equilibradas por medio de las grúas pórtico respectivo y haciendo uso de una viga de alce que cumplirá la función de enganchar y desenganchar cada uno de los tablones de mantenimiento. Los tablones estarán provistos de patines y zapatas laterales, que guiarán los mismos dentro del marco de sellado.

5.6.2.3. Rejas de toma

En la entrada de la captación se dispondrán rejas para evitar la entrada de objetos extraños de tamaño superior a 50 mm al desarenador. Las rejas se predimensionarán de acuerdo con las velocidades de aproximación y demás criterios descritos en el ASME – The Guide to Hydropower Mechanical Design – Chapter 6 (ASME Hydro Power Technical Committee, 1996).

El material de las rejas a ser considerado será acero estructural ASTM A-36 y las uniones entre barrotes y los demás elementos estructurales se realizarán mediante soldadura, y la estructura de cada reja estará conformada por un arreglo de paneles cuyas dimensiones se definieron teniendo en cuenta la facilidad de construcción y montaje de los mismos.

Se realizó un predimensionamiento de las rejas, asumiendo un taponamiento parcial de las mismas y utilizando una presión diferencial de 6 mca para el cálculo estructural de los barrotes.

5.6.2.4. Compuertas Planas bocatoma

Se preverán compuertas planas de ruedas del lado de aguas abajo de la reja de la bocatoma. La compuerta de bocatoma tendrá el tablero y los sellos en el lado aguas abajo de la misma. Cada compuerta plana de la bocatoma será accionada mediante cilindros oleo-hidráulicos, ubicados sobre la plataforma de operación. Los cilindros serán operados mediante unidad oleohidráulica, la cual contará con su respectivo sistema de respaldo.

La operación de las compuertas se hará desde una caseta donde estarán alojados los tableros de control y las unidades óleo hidráulicas para accionamiento de las compuertas.

5.6.2.5. Compuertas de Mantenimiento bocatoma

Las compuertas de mantenimiento serán de tipo tablones de cierre y se ubicarán aguas arriba y aguas abajo de las compuertas planas de la bocatoma. Para su posicionamiento se preverá una grúa pórtico.

Las operaciones de cierre y de apertura se realizarán con presiones equilibradas por medio de la grúa pórtico respectivo y haciendo uso de una viga de alce que cumplirá la función de enganchar y desenganchar cada uno de los tablones de mantenimiento.

Las compuertas estarán provistas de patines y zapatas laterales, que guiarán la misma dentro del marco de sellado.

5.6.2.6. Compuertas planas entrada desarenador

Se preverán compuertas planas de ruedas a la entrada del desarenador, cada compuerta será accionada mediante un cilindro oleo-hidráulico ubicado sobre la plataforma de operación. Todas las compuertas tendrán una unidad oleo-hidráulica para la apertura y cierre.

5.6.2.7. Compuertas guillotina

Para la apertura y cierre de los canales de purga de sedimentos en el desarenador y para la toma del caudal ecológico se preverán compuertas tipo guillotina. Estas compuertas serán seleccionadas a partir de catálogos de fabricantes. Para su selección se tendrá en cuenta la presión máxima de operación y las dimensiones disponibles para su instalación.

Las compuertas guillotina del desarenador serán operadas manualmente mediante actuadores eléctricos de tornillo. La compuerta guillotina, para el canal del caudal ecológico, se operará mediante un actuador eléctrico de tornillo, y tendrá un enclavamiento de control para apertura automática en caso de cierre total de las compuertas de la barrera móvil.

5.6.2.8. Bombas de drenaje desarenador

Para la evacuación de los sedimentos del desarenador se preverán bombas para agua con alto contenido de sólidos, las cuales serán del tipo sumergible. Se seleccionarán 3 bombas, de las cuales 2 operarán de servicio y 1 de respaldo, cada una con una capacidad del 50% del caudal total requerido.

De igual manera se ha previsto la instalación de un agitador mecánico para evitar el asentamiento de los sedimentos.

5.6.3. Criterios de diseño Estación de bombeo

La estación de bombeo considera bombas principales de eje horizontal y bombas verticales (booster). Las bombas principales serán las encargadas de suministrar el caudal requerido, mientras que las bombas verticales (booster) serán las encargadas de garantizar el NPSH requerido por las bombas principales.

5.6.3.1. Bombas principales

- Las bombas principales serán de tipo centrífuga, horizontal de succión doble.
- El NPSH disponible tendrá un margen de al menos 0,5 m con respecto al NSPH requerido por las bombas para el máximo caudal.
- Las bombas garantizarán una eficiencia mínima de 89%, en el punto nominal de operación.
- En cada estación se tendrá por lo menos una bomba en stand-by, por cada tipo de bomba.
- La tubería de succión y descarga será horizontal con uniones bridadas según norma ANSI.
- Se preverán válvulas de cheque en la descarga de las bombas.
- Se preverán válvulas de guarda tipo mariposa aguas abajo de las válvulas de paso anular.
- Se preverán juntas rígidas de desmontaje aguas arriba de las válvulas mariposa.
- Se preverán válvulas de aireación en los tramos que unen las bombas verticales (*booster)* de captación y las bombas principales.
- Se tendrá medición de caudal en la tubería principal, a la salida del colector de impulsión.
- Se tendrá una regla de operación que apague o encienda bombas y varíe la velocidad de una de las bombas para alcanzar los nominales de operación en función del caudal.

En el punto de diseño y operación, las bombas garantizarán el siguiente caudal:

- Jesús María: un caudal total de 6,0 m^3/s con el nivel de operación del tanque de succión y una altura dinámica de aproximadamente 220 m.

5.6.3.2. Bombas verticales (booster) de captación

La sumergencia mínima de las bombas de captación será establecida evitando la generación de vórtices que permitan el ingreso de burbujas de aire a la bomba, para tal efecto se establecerá la sumergencia mínima calculandola con la ecuación de Hecker:

$$S/D = 1{,}0 + 2{,}3Fr$$

Donde:
S = Sumergencia.
D = Diámetro de la campana de succión.
Fr = Número de Froude.

$$Fr = V/\sqrt{g\,D}$$

Donde:
V = velocidad de succión.
g = 9.8 m/s^2.

- Se preverán sensores de nivel en el tanque de succión y se tendrá una consigna de control sobre el caudal total de la estación de manera que se varíe la velocidad, o se apaguen bombas para evitar que el nivel del tanque disminuya por debajo del nivel mínimo de operación.

- La distancia mínima entre la base de la succión de bomba y el fondo del tanque de succión será de 0.5 D.
- Las bombas garantizarán en las condiciones normales más desfavorables una presión en la succión de las bombas principales de 0.5 m por encima del NPSH requerido por éstas.
- Las bombas garantizarán una eficiencia mínima de 87 % en el punto nominal de operación.
- La tubería y accesorios, entre la descarga de la bomba de captación y la bomba horizontal, serán dimensionados según norma ANSI y garantizarán el correcto funcionamiento del sistema.
- Se preverá una línea de recirculación por cada bomba para el arranque de las mismas, la cual contará con una válvula de corte y con una válvula o dispositivo de reducción de presión.

5.6.3.3. Tubería

- Para efectos de los cálculos de la tubería hidráulica principal se considerará inicialmente un acero tipo ASTM A537 CL1 y para las tuberías menores auxiliares el acero ASTM A53.
- La tubería será pre-dimensionada de acuerdo con los criterios de diseño establecidos en el numeral 6.5.2 Conducciones y Red de distribución.
- La tubería de descarga de cada bomba contará con una válvula de protección para sobrepresiones por transientes[1] y una válvula de guarda.
- El colector de impulsión aguas abajo de las bombas principales, tendrá una válvula de corte para mantenimiento del mismo.
- Las bridas y demás accesorios serán dimensionados según norma ANSI y seleccionados para las presiones y caudales de operación.

5.6.3.4. Equipos de izaje

5.6.3.4.1. Grúa Pórtico

- La grúa pórtico será pre-dimensionado/seleccionado de acuerdo con lo especificado en la norma CMAA 70.
- La capacidad del pórtico-grúa será seleccionada para que sea capaz de levantar todas las partes de las bombas de captación en la etapa de construcción e instalación, al igual que durante el mantenimiento.
- El gancho del pórtico-grúa será capaz de alcanzar los lugares donde se requiera su uso.

5.6.3.4.2. Puente grúa

- El puente grúa será pre-dimensionado/seleccionado de acuerdo con lo especificado en las normas CMAA 70.
- La capacidad del puente-grúa será seleccionada para que sea capaz de levantar todos los equipos y accesorios en la etapa de construcción e instalación, al igual que en la etapa de

[1] A definir con el análisis de transitorios hidráulicos

operación.
- El gancho del puente-grúa será capaz de alcanzar los lugares donde se requiera su uso.

5.6.4. Criterios de diseño Conducciones y Red de distribución

Según se describe en detalle en los numerales de Hidrología e Hidráulica, la conducción del proyecto se compone de los tramos 2, 4, 5, 10 y 11. La red de distribución se compone de los tramos 13A, 13B, 13C, 14, 15, 16 y 17.

De los anteriores, los tramos 2 y 17 corresponden a impulsiones.

Los materiales considerados para las conducciones son los siguientes:

- Las tuberías al interior de las estaciones de bombeo y el colector de impulsión serán en acero.
- La tubería del tramo 2, correspondiente a la impulsión entre Jesús María y el tanque en el cerro Malambo, será en acero.
- Las tuberías de las demás conducciones será en Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (GRP - Glass Reinforced Plastic Pipe, por sus siglas en inglés).

5.6.4.1. Tubería de impulsión - Tramo 2

Para la conducción correspondiente al tramo 2 comprendido entre la Estación de Bombeo Jesús María y el tanque ubicado en el cerro Malambo, se considerará el uso de tubería aérea metálica soportada en silletas metálicas con cimentación en concreto.

Dependiendo de los resultados de los análisis de las condiciones del terreno, de los alineamientos más adecuados y de los accesos a los sitios de montaje, se pueden hacer ajustes en el tipo de instalación y disponer la tubería enterrada.

5.6.4.1.1. Material

Para efectos de los cálculos se considerará inicialmente un acero tipo ASTM A537 CL1, aunque en caso de requerirse, se estudiará la posibilidad de utilizar otros aceros que estén contemplados bajo las normas AWWA, ASME y las recomendaciones del documento *Steel Penstock and Tunnel Liners del American Iron and Steel Institute*.

5.6.4.1.2. Espesor del material

Para el cálculo del espesor del material se tendrá en cuenta el espesor requerido para soportar la presión interna de la tubería se tendrán en cuenta los siguientes factores:

- Plano topográfico general, con la localización del punto inicial de acople de la tubería a las estaciones de bombeo y punto de entrega a cada tanque.
- Esfuerzo admisible S_{adm}, donde FS es el factor de seguridad y S_y es el esfuerzo de fluencia

del material:

$$S_{adm} = FS * S_y = 0{,}5 * S_y$$

- Se considerará un espesor adicional de 1 mm por corrosión de la tubería.
- Espesor mínimo (t_{tr}) en pulgadas para transporte para tubos con diámetro (D) superior a 51":

$$t_{tr} = \frac{D + 20}{400}$$

- Esfuerzos por el espesor de manejo, donde S es el esfuerzo máximo, R es el radio medio de la tubería (in), t_{mj} el espesor (in) y W el peso unitario del material (lb/in^3); se tomará el mayor espesor obtenido entre el espesor de manejo y el espesor de transporte.

$$S = \frac{9R^2W^{\square}}{t_{mj}}$$

- Verificación por presión externa suponiendo vacío total, utilizando un factor de carga de 1,5 en caso de desocuparse la tubería.

5.6.4.1.3. Esfuerzos en el material

Se calcularán los siguientes esfuerzos:

5.6.4.1.3.1. Esfuerzo circunferencial por presión interna (SH):

$$S_H = \frac{(\frac{P * D_i}{2 * t} + 0{,}6P) * 1}{E}$$

Donde D_i el diámetro interno de la tubería, t el espesor seleccionado y E la eficiencia de la junta. P debe ser igual a la presión estática máxima que incluye la sobrepresión por golpe de ariete, el cual será tomado de los resultados de los análisis hidráulicos.

5.6.4.1.3.2. Esfuerzo axial SA:

$$S_A = \frac{F_A}{\pi * t * (Di + t)}$$

Donde $F_A = F_m + F_{fj} + W_a + F_{fs}$.

- F_m es la fuerza sobre el macho de la junta, donde Di es el diámetro interno, t el espesor de la tubería y H es la Presión interna

$$F_m = \pi * ((Di + t) * t) * H$$

- F_{fj} es la fuerza de fricción en la junta, donde H es la presión interna, L es la longitud de la junta y μes el coeficiente de fricción en la junta.

$$F_{fj} = \pi * (Di + 2t) * H * L * \mu$$

- W_a es la componente axial del peso de la tubería y el agua y F_{fs} es la fuerza de fricción entre la tubería y la silleta.
- El esfuerzo por efecto de Poisson y los esfuerzos por expansión/contracción por cambios de temperatura se mitigarán con la colocación de juntas de dilatación

5.6.4.1.3.3. Esfuerzo de flexión (SFL),

$$S_{FL} = \frac{M_B}{S_{xx}} \quad \text{donde } S_{xx} = \frac{\pi * t * (D_i + t) * (D_i^2 + 2D_i * t + 2t^2)}{4 * (D_i + 2t)}$$

Donde M_B es el momento ocasionado por el peso de la tubería, agua contenida y cargas externas. viento y S_{xx}. es el momento resistente.

5.6.4.1.3.4. Esfuerzo equivalente

- Se calculará sobre la base de los esfuerzos circunferenciales y longitudinales críticos mediante el criterio de Hencky - Von Mises, donde S_L es la suma de S_{FL}+S_A

$$S_{vm} = \sqrt{S_H^2 + S_L^2 - S_H * S_L}$$

- Se verificará que $S_{vm}/S_{adm} < 1$

5.6.4.1.4. Diámetro

Los diámetros nominales de la tubería serán definidos según los análisis hidráulicos y verificando que cada sección de tubería se pueda fabricar con el menor desperdicio de lámina.

5.6.4.1.5. Condiciones de operación

- Se utilizará un caudal de diseño para la tubería del tramo 2 de 6 m^3/s.
- La presión de diseño será de 200 m [(2)], correspondiente con las bombas de la estación de Jesús María.

[2] A ser revisado de acuerdo con el resultado del estudio de diámetro económico y cálculo de pérdidas hidráulicas

- Se considerarán los análisis de transientes hidráulicos para el diseño de la tubería.

5.6.4.1.6. Silletas y anclajes

Para la separación entre silletas se considerarán las deflexiones máximas de 1/360 de esta separación según las recomendaciones del Manual M11 de la AWWA y del ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No.79.

En los sitios donde se presenten cambios de dirección en la tubería se calcularán las cargas que se generen. En estos puntos, la tubería será soportada con anclajes de concreto que tomen las fuerzas ocasionadas por estos cambios. Dependiendo de la magnitud de estas fuerzas se considerará el uso de anillos de anclaje para soportar las cargas axiales sobre la tubería.

Para los apoyos deslizantes de las silletas se usará el coeficiente de fricción entre PTFE y acero inoxidable, tomando el valor de 0.15.

5.6.4.1.7. Válvulas y accesorios

- Se preverán válvulas de ventosas de triple acción para permitir la evacuación del aire durante el llenado, permitir la entrada de aire en caso de que se requiere desocupar algún tramo de la tubería y para evacuar el aire que se acumule dentro de la tubería durante su funcionamiento.
- Estas válvulas se ubicarán en los puntos altos y aledañas a las válvulas de corte. Su cantidad será acorde con la cantidad de puntos altos que se encuentren en el trazado y con los requerimientos de evacuación del aire acumulado durante la operación.
- Para desocupar la tubería se colocarán válvulas de purga en los puntos más bajos. Se considerará que estas válvulas sean disipadoras de energía.
- Se considerará el uso de dispositivos atenuadores de la sobrepresión ocasionada por golpes de ariete [3].
- Se preverán juntas de expansión para evitar esfuerzos de Poisson y los ocasionados por expansión/contracción de la tubería por cambios de temperatura. La separación de estas juntas se realizará de acuerdo a la ubicación de los bloques de anclaje y a las longitudes máximas de tubería recomendadas.
- Se considerará el uso de válvulas de corte y/o sobrevelocidad que aislen y/o eviten que se desocupe la tubería en caso de que se presenten rupturas en algún punto de esta. También se utilizarán para sectorizar la conducción en varios tramos en caso de requerirse mantenimiento.
- Las válvulas que por su peso transmitan cargas excesivas a la tubería, estarán soportadas independientemente para no generar esfuerzos adicionales sobre la tubería.
- Se preverán manholes para permitir el acceso a la tubería para inspecciones y reparación y su separación se realizará de acuerdo a las distancias recomendadas y a la ubicación de las

[3]Se definirán en función del análisis de transitorios hidráulicos

válvulas de corte.

5.6.4.2. Tuberías de las conducciones por gravedad

5.6.4.2.1. Material

Para los tramos de tubería de las conducciones por gravedad se considerará el uso de tubería de GRP (Poliéster reforzado con fibra de vidrio). Para esta selección se consideraron las recomendaciones y/o especificaciones de los siguientes estándares:

- ASTM D3262, ASTM D3754, ASTM D3517
- ISO 10639, ISO 10467, ISO 25780
- Manual M45 de la AWWA.

Estas tuberías se instalarán enterradas y se considerará la opción de instalación aérea en pasos elevados, por ejemplo para cruces de ríos, drenajes o vías.

Para los pasos aéreos, se considerará el uso de tuberías metálicas soportadas sobre una estructura metálica tipo puente.

Se considerará la deflexión vertical de la tubería de acuerdo a las deformaciones verticales admisibles en la tubería según los requerimientos del fabricante.

5.6.4.2.2. Diámetro

Los diámetros nominales de la tubería serán seleccionados según los resultados de análisis hidráulicos.

5.6.4.2.3. Condiciones de operación

- Se utilizará un caudal de diseño para la tubería de la conducción de 6 m^3/s.
- Se utilizará un caudal de diseño para la tubería de la red de distribución de 6 m^3/s.
- La presión de diseño será definida según los resultados de los análisis hidráulicos.

5.6.4.2.4. Bloques de empuje

En los sitios donde se presenten cambios de dirección en la tubería y la magnitud de las cargas ocasionadas por este cambio lo requiera, se preverán bloques de empuje que tomen las fuerzas ocasionadas por estos cambios.

5.6.4.2.5. Silletas

Para la separación entre silletas se considerarán la deflexión máxima recomendada en el Manual M45 de la American Water Works Association - AWWA, teniendo en cuenta que no se generen sobre esfuerzos en el material. Adicionalmente se considerarán las condiciones de trabajo

relacionadas con expansiones/contracciones por temperatura y transientes hidráulicos. La deflexión (y) de las silletas se calculó así:

$$y = \frac{\frac{5 * 10^6}{384} * W * L^3}{E * I}$$

donde W es la carga, L el vano, E el módulo de elasticidad del acero e I el momento de inercia de la tubería.

5.6.4.2.6. Válvulas y accesorios

- Se utilizaron los mismos criterios que para la tubería metálica.
- Se usarán juntas de transición entre los tramos de tubería GRP y las válvulas y accesorios.

5.6.5. Criterios de Diseño PTAP La Joya

Según se describe en detalle en los numerales de hidrología e hidráulica, para la planta de agua potable, se plantea un sistema de tratamiento convencional, compuesto por unidades y procesos de tratamiento de coagulación o mezcla rápida, floculación, sedimentación de alta tasa, filtración en lecho mixto de arena - antracita, proceso de desinfección y unidades de tratamiento para manejo de subproductos.

El tren de tratamiento de la planta contará con diversos equipos electromecánicos y accesorios, dentro de los que se cuentan principalmente:

- Compuertas
- Válvulas
- Mezcladores
- Rejillas
- Tuberías y accesorios

En general, se identificarán los equipos requeridos en cada una de las etapas del tren de tratamiento y se realizará una pre-selección de los mismos para determinar sus características y estimar su potencia.

5.6.5.1. Compuertas

- Se seleccionarán compuertas tipo guillotina, en los canales y conductos donde sea requerido, de acuerdo con las dimensiones y alturas hidrostáticas que se definirán en el esquema de la PTAP.
- Se verificará que los materiales de las compuertas resistan la corrosión que las sustancias químicas utilizadas durante el proceso puedan originar.
- Se estimará la potencia requerida para la apertura y cierre de las compuertas.

5.6.5.2. Mezcladores

En función del tamaño de los floculadores y la velocidad de rotación se estimará la potencia requerida para cada equipo.

5.6.5.3. Válvulas

- De acuerdo con la aplicación requerida, se seleccionará el tipo de válvula más adecuado.
- Se seleccionará el material de las válvulas teniendo en cuenta las sustancias químicas utilizadas en cada una de las etapas del proceso.
- Se verificará la potencia requerida para las válvulas motorizadas que se seleccionen.

5.6.5.4. Tuberías

- Se seleccionará el material de las tuberías para que resistan la corrosión que el contacto con las sustancias químicas utilizadas durante el proceso puedan originar.
- Se seleccionarán las tuberías de acuerdo con los requerimientos de presión, caudal y temperatura de la PTAP.

5.6.6. Normas de referencia

- Manuales M11 y M45 AWWA.
- Normas ASTM D3262, ASTM D3754, ASTM D3517, ASTM A537
- Normas ISO 10639, ISO 10467, ISO 25780
- Steel Penstock and Tunnel Liners del American Iron and Steel Institute.
- ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 79
- ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Sección VIII, División 1
- EPA. Folleto informativo de tecnologías de aguas residuales. Desinfección con luz ultravioleta,1999. Disponible en: https://www.epa.gov/sites/production/files/2015-06/documents/cs-99-064.pdf
- Chevrefils G, Caron E. Fluence (UV Dose). Required to Achieve Incremental Log Inactivation of Bacteria, Protozoa, Viruses and Algae, 2006. Canadá.
- VIQUA, Manual del propietario- modelos SHF-140, SHFM-140, SHF-180, SHFM-180, SHF-290, SHFM-290. Canadá.

5.7. SISTEMAS ELÉCTRICOS

Los criterios de diseño eléctrico y metodología a seguir tienen como objeto definir las bases y los parámetros que regirán los diseños de factibilidad, relacionados con los sistemas eléctricos de las diferentes obras que conforman el proyecto: Captación Jesús María, estación de bombeo Jesús María, estación de bombeo red de distribución y PTAP La Joya, el tanque Malambo y el tanque

cota 120 msnm en Tocumen.

5.7.1. Criterios de diseño eléctrico

5.7.1.1. Seguridad

La preservación de la integridad física del personal y de los equipos e instalaciones son los dos factores más importantes en el diseño de cada instalación. De acuerdo con lo anterior, se consideran los siguientes aspectos para el diseño a nivel de factibilidad:

- Coordinar con el área mecánica y estructural, para que se disponga de espacios suficientes entre los equipos, que permitan una operación y mantenimiento segura.
- Confiabilidad en el suministro de energía eléctrica. Teniendo en cuenta que la continuidad en la operación de los equipos de las obras captación, estaciones de bombeo y PTAP, está ligada a la continuidad en la alimentación de energía eléctrica, para el suministro de energía se considerará en los diseños: Redundancia en las acometidas principales, suplencia mediante plantas Diesel, y sistemas de regulados de acuerdo a los requerimientos de cada una de las obras.

5.7.1.2. Regulación de voltaje

Se seleccionarán niveles de tensión conforme a las tensiones de uso en Panamá, y tales que los voltajes en los sitios de utilización sean adecuados para las cargas por alimentar, conforme a la Reglamentación de Panamá. Se verificará en la selección de los conductores principales el cumplimiento con los límites de caídas de tensión máximas permitidas.

A nivel de baja tensión se verificará que la caída de tensión de la acometida desde el punto de alimentación hasta el tablero de distribución de servicios auxiliares, cumpla con lo indicado dentro de la nota 1 de la sección 215-2 y 210-19 nota 4 de la norma NFPA 70, cuya versión en español es adoptada por el RIE como documento base. Esto es, la caída de tensión global desde el medio de desconexión principal hasta la salida más alejada de la instalación, considerando alimentadores y circuitos derivados, no excede del 5%.

A nivel de media y alta tensión se seguirán recomendaciones presentadas en el Bulletin 1724E-200 (U.S. Department of Agriculture Rural Utilities Service Electric Staff Division, 2012) capítulo 9 “Conductors and overhead ground wires”, limitando la caída de tensión al 5% para las líneas eléctricas.

5.7.1.3. Simplicidad en la operación

El diseño del sistema será tal que la operación del sistema eléctrico sea lo más simple posible.

5.7.1.4. Flexibilidad para cambios en el sistema

En los diseños se tendrá en cuenta si las obras se prevén para construcción por etapas (conforme al crecimiento de demanda de suministro de agua) para lo que se dejarán las previsiones en cuanto a la capacidad de los equipos, conductores eléctricos principales y espacios para las ampliaciones, de manera que se pueda efectuar los cambios para adaptar las instalaciones a las futuras cargas.

5.7.1.5. Tropicalización

En la selección de equipos principales para efectos de presupuesto se considerará que los equipos sean aptos para trabajar en condiciones industriales con ambientes corrosivos y húmedos.

5.7.1.6. Grado de protección

En la selección de los equipos principales, se considerará el grado de protección conforme al sitio de instalación de los mismos, de acuerdo con la norma IEC 60529 -Degrees of protection provided by enclosures.

5.7.1.7. Costo

Se considerará en el desarrollo de los diseños, que los mismos resulten técnica y económicamente viables, en cuanto a la adquisición e instalación, así como para operación y mantenimiento.

5.7.1.8. Normas de referencia

Los diseños se realizarán teniendo en cuenta lo dispuesto en la reglamentación de Panamá:

- Reglamento de Instalaciones Eléctricas de la República de Panamá (RIE).
- Reglamento de Transmisión - 2018. ASEP. Autoridad Nacional de los servicios públicos de Panamá.
- National Electrical Code, USA (NEC) - NFPA 70.
- 2017 National Electrical Safety Code (NESC). C2-2017.
- IEEE Std 141-1993. IEEE Recommended Practice for Electric Power Distribution for Industrial Plants.
- Guide for safety in ac Substation grounding.
- IESNA Lighting Handbook (Illuminating Engineering Society of North America.
- NFPA 780 Standard for the installation of lightning protection systems.
- Reglamento de Transmisión - 2018. ASEP. Autoridad Nacional de los servicios públicos de Panamá.
- IEC/IEEE 62271-01. High-Voltage Switchgear and Controlgear. Part 1 Common Specifications.
- IEEE Std 141. Recommended Practice for Electric Power Distribution for Industrial Plants.
- IEEE C57.12.00. Standard for general requirements for liquid immersed distribution, power, and regulating transformer.
- IEEE C57.12.01. Standard general requirements for dry-type distribution and power transformers including those with solid cast and/or resin encapsulated windings.
- IEEE C37.20.1. Standard for metal-enclosed low-voltage power

- IEEE C37.20.2. Standard for Metal-Clad Switchgear.
- NFPA 850-2015. Recommended practice for fire protection for electric generating plants and high voltage direct current converter stations.
- IEEE 80. Guide for safety in ac Substation grounding.
- ENSA. Manual de Normas y Condiciones para la Prestación del Servicio Pùblico de Distribución de Energía Eléctrica.
- NATURGY. Norma técnica para el Suministro eléctrico.

5.7.2. Metodología Captación Jesús María

De acuerdo con los requerimientos de los equipos hidromecánicos a instalar en la captación Jesús María y los requerimientos para los servicios de las casetas donde se instalarán estos equipos se presentará la configuración general de conexión eléctrica de los equipos y de los servicios de las casetas.

5.7.2.1. Sistema eléctrico

Los equipos y servicios para la captación Jesús María se alimentarán desde el barraje de media tensión de la estación de bombeo Jesús María, teniendo en cuenta la cercanía de las obras.

A partir del estudio de carga se determinará:

- La magnitud y características de las cargas eléctricas para la operación de los equipos de la captación, servicios de las casetas e iluminación exterior.
- La topología para el suministro de energía eléctrica a dichas cargas.

Para la topología se considera que la continuidad en la operación de los equipos de la captación está ligada a la continuidad en la alimentación de energía eléctrica, por lo que el sistema de potencia eléctrica se diseñará de tal manera que sea capaz de despejar fallas y se cuente con suplencia de energía, misma que se logrará mediante la instalación de una planta Diésel a ubicarse cerca de estas obras.

5.7.2.2. Niveles de tensión

Los niveles de tensión en baja tensión para las obras de la captación serán seleccionados conforme al RIE- Reglamento para las Instalaciones eléctricas de la República de Panamá, véase Tabla 5-28.

Tabla 5-28 Voltajes nominales estándares para bajo voltaje - RIE.

Clases de voltajes	**Voltajes nominales Estándares (Volts)**		
	2 Hilos	**3 Hilos**	**4 Hilos**
Bajo Voltaje	Sistemas monofásicos		
	120		
		120/240	

	Sistemas trifásicos		
			208Y/120
			240/120
		240	
			480Y/277
		480	
		600	

Se plantean los siguientes niveles de tensión dependiendo del tipo de carga:

- Motores: 480 Vca.
- Iluminación interior/exterior y tomacorrientes: 208Y/120

5.7.2.3. Instalaciones eléctricas

Las instalaciones eléctricas comprenden los sistemas de iluminación y tomacorrientes, sistemas de puesta a tierra y apantallamiento de las obras: captación Jesús María, estaciones de bombeo y PTAP.

Para los sistemas de iluminación, puesta a tierra y apantallamiento, a nivel de factibilidad se realizará un estimativo para el presupuesto de acuerdo al área de cada obra.

5.7.3. Estaciones de bombeo Jesús María

El diseño eléctrico a nivel de factibilidad de las estaciones de bombeo comprende el suministro de energía a los grupos de bombeo, sistemas electromecánicos auxiliares y servicios para la estación (iluminación y tomas).

5.7.3.1. Sistema eléctrico en alta tensión

Estación de bombeo Jesús María: Teniendo en cuenta que no se dispone de redes cercanas en media tensión al sitio de implantación de las obras, el suministro de energía se realizará desde el Sistema de Transmisión de Panamá a nivel de 230 kV, desde redes de alta tensión cercanas al sitio de implantación de la estación de bombeo de acuerdo al diagrama unifilar de Panamá suministrado por la Empresa de Transmisión Eléctrica, S.A. (ETESA) y al Plan de expansión de Panamá.

Estación Red de distribución. Teniendo en cuenta la demanda de potencia de la estación de bombeo, el suministro de energía se realizará desde las redes de media tensión cercanas al sitio de implantación de la estación de bombeo de acuerdo al diagrama unifilar de Panamá.

Los sistemas asociados al sistema de alta tensión para el caso de Jesús María o media tensión para

el caso de la Red de distribución para el suministro de energía comprenden:

- Líneas eléctricas de conexión. Una vez definido el punto de conexión con el Sistema de Transmisión se realizará un estimativo de cantidades para presupuesto.

- Subestación eléctrica. En cada estación de bombeo se dispondrá una subestación. Para la elaboración de presupuesto se tendrá en cuenta los costos asociados a las líneas de conexión.

  En la definición de la configuración de las subestaciones se tendrá en cuenta:
  - Para la estación de Santa María, la configuración de la subestación de 230 kV será en interruptor y medio conforme a lo recomendado por ETESA para subestaciones de alta tensión.
  - En Jesús María la subestación estará alimentada por dos circuitos de alta tensión. En la Red de distribución la subestación estará alimentada por dos circuitos de media tensión.
  - Cada subestación contará con dos bahías para transformación.
  - La subestación debe poder alimentarse desde cualquiera de los dos circuitos de suministro.
  - Se evaluará el tipo de subestación a instalar (convencional o encapsulada) de acuerdo con la implantación general de las obras.

- Transformadores de potencia: Los criterios para seleccionar la potencia de los transformadores son:

  - Los transformadores deben ser capaces de mantener una caída de voltaje aceptable durante el arranque y la operación normal de los motores.
  - Los transformadores deben tener la capacidad suficiente para satisfacer la demanda que le imponen las cargas eléctricas del sistema en condiciones de estado estable y de arranque de motores.
  - En caso de falla, o en general, de indisponibilidad de un transformador en una estación de bombeo, los transformadores restantes disponibles (instalados o contando con uno de repuesto listo con todos sus accesorios de forma que en caso de falla, pueda reemplazarse el transformador en falla de forma inmediata) tendrán capacidad de suplir la carga total de la estación. Teniendo en cuenta esta condición se plantea la posibilidad de utilizar transformadores de potencia con dos etapas de enfriamiento: ONAN/ONAF, de manera que sólo en caso de pérdida de uno de los transformadores se tendría el funcionamiento los restantes en la segunda etapa con enfriamiento forzado.
  - Las características principales de los transformadores serán seleccionadas siguiendo las recomendaciones de las normas IEEE Std C57.12.90. Standard Test Code for Liquid-Immersed Distribution, Power, and Regulating Transformers e IEEE C57.12.00. Standard for general requirements for liquid immersed distribution, power, and regulating transformer.

- La disposición de los transformadores se realizará siguiendo las recomendaciones presentadas en la norma NFPA 850-2015. Recommended practice for fire protection for electric generating plants and high voltage direct current converter stations, en cuando previsiones en caso de incendio, distancias de seguridad, diseño de muros cortafuego y foso colector de aceite.
- Se considerará la posibilidad de utilizar transformadores con aceite biodegradable de alto punto de inflamación para reducir riesgos ambientales y de incendio.
- En la selección de los transformadores de potencia se tendrá en cuenta posibles limitaciones de transporte.

5.7.3.2. Sistema eléctrico en media tensión

De acuerdo a lo establecido en el RIE, los niveles en media tensión corresponden a los indicados en la Tabla 5-29.

Tabla 5-29 Voltajes nominales estándares para medio voltaje - RIE.

Clases de voltajes	Voltajes nominales Estándares (Volts)		
	2 Hilos	3 Hilos	4 Hilos
Medio voltaje	Sistemas trifásicos		
		2400	
			4160Y/2400
		4800	
		6900	
			8320YI4800
			12000Y/6930
			12470Y/7200
			13200Y/7620
			13800Y/7970
		13800	
			20780Y/12000
			22860Y/1320
		23000	
			24940Y/14400
			34500Y/19920
		34500	
		46000	
		69000	

El suministro de energía a los motores asociados a los grupos de bombeo principales será a nivel de 6,9 kV trifásico, valor estándar en Panamá, conforme al RIE (véase Tabla 5-29) y en concordancia con los niveles de tensión recomendados para motores de inducción de potencias

mayores a 450 HP en la IEEE Std 141-1993 Recommended Practice for Electric Power Distribution for Industrial Plants, tabla 3-11 Standard voltages and preferred horsepower limits for polyphase induction motors.

Los sistemas asociados al sistema de media tensión comprenden:

- Celdas de media tensión. Se configurará un sistema en media tensión para:
    - La conexión de los transformadores de potencia desde el lado de media tensión con las estaciones de bombeo.
    - El suministro de energía a cada motor de los grupos de bombeo.
      Estación red de distribución. En dos grupos de bombeo se plantea el arranque de los motores con variadores de frecuencia-VFD, los demás grupos de bombeo contarán con arrancador suave. Esta configuración permite realizar regulación de caudal mediante el último motor arrancado con VFD.
      Para la estación Jesús María. En dos grupos de bombeo se plantea el arranque de los motores horizontales con variadores de frecuencia-VFD. El resto de los grupos contarán con arrancador suave. Los motores verticales tendrán arranque directo.
    - El suministro de energía para los transformadores de sistemas auxiliares de las estaciones de bombeo.
    - El suministro de energía a otras obras del proyecto en caso de requerirse.

- Características de las celdas:
    - Las celdas de media tensión serán para instalación interior.
    - Las celdas estarán dotadas de interruptores automáticos trifásicos extraíbles de corte en vacío con seccionadores de puesta a tierra, para protección del transformador de potencia (lado de media tensión), motores y transformadores de servicios auxiliares.
    - En las celdas se dispondría de relés de protección para los equipos asociados: transformador de potencia, motores del tren de bombeo y transformadores de servicios auxiliares.
    - Las características principales de las celdas y sus equipos se seleccionarán siguiendo la normas IEEE Std C37.20.2 Metal-clad (MC) Standard for Metal-Clad Switchgear.

- Medios de conexión en media tensión.

  La conexión de los transformadores de potencia con las celdas de media tensión se realizará mediante barras, basado en los siguientes criterios:
    - El tipo de barras a usar entre barras de fase segregada o barras de fase no segregada será seleccionado siguiendo las recomendaciones de la norma IEEE Std C37.23. Metal-enclosed bus.
    - Capacidad Nominal. Para las barras principales se definirá bajo el criterio de

operación con la potencia nominal del transformador de potencia.
- Capacidad de soporte de corto circuito. Se definirá bajo el criterio de la máxima corriente simétrica que pueda fluir a través de las barras bajo condiciones extremas de corto circuito.
- Configuración constructiva. Se optimizará su disposición espacial para lograr un enfriamiento natural por confiabilidad.

Para la conexión desde las celdas con los motores y transformadores de servicios auxiliares se usará cables de media tensión XLPE, cuyas características principales se determinarán siguiendo las recomendaciones de la norma IEEE Std 141-1993 Recommended Practice for Electric Power Distribution or Industrial Plants.

5.7.3.3. Sistema eléctrico en baja tensión

La función del sistema de servicios auxiliares de corriente alterna será la alimentación de las siguientes cargas misceláneas:

- Cargadores de las baterías de Corriente Continua.
- Cargas esenciales. Se dispondrá de un esquema para alimentación de cargas esenciales con previsión para falla/reposición de baterías y cargadores de baterías sin suspender el servicio a las cargas esenciales.
- Sistema de auxiliares (calefacción, iluminación y tomas) para los equipos de patio, celdas de media tensión y tableros eléctricos.
- Ventilación edificio.
- Sistema de aire acondicionado.
- Alimentación para el sistema de puente grúa.
- Salidas de fuerza para equipos de mantenimiento.
- Sistemas de lubricación y refrigeración motores bombas.
- Válvulas mariposa.
- Alimentación a las instalaciones de la captación, para el caso de la estación Jesús María.
- Iluminación y tomacorrientes.
- Alimentación de los controladores lógicos programables (PLC) y equipos de comunicación y control.
- Variadores de velocidad/arrancadores suaves.

Para el diseño de los sistemas auxiliares, de cada estación de bombeo se contempla:

- Disponer de dos transformadores auxiliares principales con refrigeración en aceite, para instalación exterior.
- Cada transformador debe ser capaz de satisfacer la totalidad de la demanda de los servicios auxiliares de la subestación, de la estación de bombeo y de la captación u otras obras del propio proyecto cercanas a las estaciones de bombeo.
- Se recomienda disponer de un barraje de cargas esenciales alimentado desde Planta Diesel, para lo cual se contaría con transferencia automática entre los transformadores auxiliares y

la Planta Diesel.

Los niveles de tensión a nivel de baja tensión para las obras serán seleccionados conforme al RIE (véase Tabla 5-28). Los niveles de tensión dependiendo del tipo de carga serán:

- Motores: 480 Vca.
- Iluminación interior/exterior y tomacorrientes: 208Y/120

5.7.3.4. Calidad del servicio

Puesto que el suministro de energía a la estación de bombeo Jesús María será a través del Sistema de Transmisión de Panamá, se verificará el cumplimiento del Reglamento de Transmisión -2018 en particular lo estipulado en el Capítulo VII.2: Obligaciones de los usuarios del servicio de transmisión en relación a la calidad de servicio:

"Artículo 119 Las empresas de distribución eléctrica y los grandes clientes conectados al Sistema Principal de Transmisión, deberán mantener en sus puntos de interconexión con el Sistema Principal de Transmisión y el lado de 34.5 kV de los transformadores en los casos que correspondiere, con el fin de minimizar el transporte de potencia reactiva por el Sistema de Transmisión, los siguientes "valores tolerados" del factor de potencia promedio en intervalos de 15 minutos, en los estados estables de operación normal y de contingencia simple:"

HORARIO	**Vigencia de la norma:**		
	Período 2 **A partir del 1 de enero de 2003 hasta el 30 de abril de 2005**	**Período 3** **A partir del 1 de mayo de 2005 hasta el 31 de diciembre de 2006**	**Período 4** **A partir del 1 de enero de 2007**
Horas de Valle Nocturno de: 10:00 p.m. a 5:00 a.m.	en 0.90(-)	Dentro del rango de 0.90(-) a 0.97(-)	Dentro del rango de 0.90(-) a 0.98(-)
Resto del día	Dentro del rango de 0.97(-) a 0.90(+)	Dentro del rango de 0.97(-) a 1,00(-)	Dentro del rango de 0.97(-) a 1,00(-)

Para dar cumplimiento a requisito se considerará en los diseños el predimensionamiento de bancos de condensadores para los motores de los grupos de bombeo y los barrajes principales de suministro de energía al interior de las estaciones.

"SECCIÓN VII.2.2 : PERTURBACIONES ELÉCTRICAS
Artículo 122 El equipamiento de las empresas de distribución eléctrica y de los grandes clientes conectados al Sistema Principal de Transmisión, deberán tener un adecuado comportamiento ante las distorsiones en la forma de onda de tensión en condiciones de estado estable de operación, hasta los límites indicados en la presente norma.

Artículo 123 Efecto de Parpadeo: El efecto de parpadeo en el Sistema Principal de Transmisión, deberá ser medido por el índice de Severidad del Efecto de Parpadeo de Corto Plazo (Pst). El indicador a controlar para el efecto de parpadeo, es el Índice de Severidad de Efecto de parpadeo de Corto Plazo (Pst), tal como se define en la norma IEC 868. La siguiente tabla establece los límites de Pst para diferentes tamaños de cargas conectadas a distintos niveles de tensión. Este nivel de referencia no deberá ser superado más del 5% del período de la medición.

Razón (S_L / S_{CC})	Nivel de Media y Alta Tensión	Pst
$S_L / S_{CC} \leq 0.005$	1 kV < U ≤ 230 kV	0.37
$0.005 < S_L / S_{CC} \leq 0.02$	1 kV < U ≤ 230 kV	0.58
$0.02 < S_L / S_{CC} \leq 0.04$	1 kV < U ≤ 230 kV	0.74
$S_L / S_{CC} > 0.04$	1 kV < U ≤ 230 kV	0.80

Donde:

SCC = Capacidad de cortocircuito del sistema en kVA en el punto de medición del Efecto de parpadeo,
SL = Potencia contratada por el cliente expresada en kVA para los niveles de Media y Alta Tensión.

Artículo 124 La medición del efecto de parpadeo deberá ser hecha usando un medidor de efecto de parpadeo adecuado, y según los procedimientos que se especifican en la norma IEC 868, para intervalos de 10 minutos.

Artículo 125 Los que prestan el Servicio Público de Transmisión, podrán medir cuando así lo consideren necesario a las empresas de distribución eléctrica y a los grandes clientes conectados al Sistema Principal de Transmisión en su punto de interconexión, por un período mínimo de dos semanas, para llevar un control de la posible inyección y presencia del efecto de parpadeo en el Sistema Principal de Transmisión."

Preliminarmente, dado el orden de magnitud de capacidad para de los motores de las unidades principales de bombeo estimadas, se plantea que los motores de las bombas grandes deben ser adecuados para arranque con variador y los de las bombas pequeñas para arranque directo o con arrancador suave.

5.7.4. Metodología - Tanque Cerro Malambo y Tanque cota 120 msnm en Tocumen

5.7.4.1. Sistema eléctrico

Se realizará el estimativo de cargas de estas obras para definir los requerimientos de potencia y la posibilidad de suministro desde la estación de bombeo Jesús María para el caso del tanque Malambo y desde la estación de bombeo de la red de distribución para el tanque cota 120 msnm en Tocumen. Por lo que, para el presupuesto de estimará el valor de la conexión desde las estaciones de bombeo mediante líneas de 6.9 kV.

Se presentará la topología para el suministro de energía eléctrica al interior de las obras para los equipos hidromecánicos, sistemas de control e instrumentación y servicios de las casetas en los cuales se encuentran instalados.

5.7.4.2. Niveles de tensión

El suministro principal será a 4,16 kV. En baja tensión, los niveles serán seleccionados conforme al RIE, véase Tabla 5-28.

Se plantean los siguientes niveles de tensión dependiendo del tipo de carga:

- Motores: 480 Vca.
- Iluminación interior/exterior y tomacorrientes: 208Y/120

5.7.5. Metodología PTAP La Joya

5.7.5.1. Sistema eléctrico

Se realizará el estimativo de cargas de la PTAP para definir los requerimientos de potencia para la conexión de esta obra al Sistema Interconectado de Panamá.

Se presentará la topología para el suministro de energía eléctrica a la PTAP. El suministro de energía para la PTAP La Joya se realizará desde redes públicas cercanas al sitio de implantación de las obras. Por lo que, para el presupuesto de estimará el valor de la conexión desde redes cercanas en media tensión, de acuerdo al Diagrama Unifilar del Sistema Interconectado de Panamá.

A partir de la conexión desde redes locales a un transformador de distribución de la PTAP se presentará la configuración para conexión para los sistemas eléctricos auxiliares de la PTAP, previendo que los sistemas eléctricos se pueden realizar en dos etapas conforme a la construcción de la obra en dos etapas.

5.7.5.2. Niveles de tensión

El nivel en media tensión será seleccionada de acuerdo a la carga estimada y niveles de tensión disponibles en el área de influencia del proyecto, conforme a los niveles de tensión estándares para media tensión presentados en el RIE-Reglamento para las Instalaciones eléctricas de la República de Panamá, véase Tabla 5-29.

Los niveles de tensión a nivel de baja tensión para las obras de la planta de tratamiento serán seleccionados conforme al RIE, véase Tabla 5-28.

Se plantean los siguientes niveles de tensión dependiendo del tipo de carga:

- Motores: 480 Vca.
- Iluminación interior/exterior y tomacorrientes: 208Y/120

5.7.6. Estación de bombeo red de distribución

5.7.6.1. Criterios específicos de bombeo de la red de distribución

El diseño eléctrico a nivel de factibilidad de la estación de bombeo para la red de distribución comprende el suministro de energía a los grupos de bombeo, sistemas electromecánicos auxiliares y servicios para la estación (iluminación y tomas). El diseño se realizará bajo los siguientes criterios.

5.7.6.1.1. Sistema eléctrico en media tensión para suministro de energía

Teniendo en cuenta la demanda de potencia de la estación de bombeo, el suministro de energía se realizará desde las redes de media tensión cercanas al sitio de implantación de la estación de bombeo.

Los sistemas asociados al sistema de media tensión para conexión del proyecto comprenden:

- Líneas eléctricas de conexión. Se consultará con la empresa que cuenta con la concesión para el suministro de energía (ENSA) en la zona de bombeo las oportunidades de conexión para la carga de la estación. En caso de no obtener respuesta se realizará la conexión de las subestaciones asociadas a las estaciones de bombeo mediante líneas de 230 kV.

- Subestación eléctrica de media tensión. Anexo a la estación de bombeo se dispondrá una subestación de media tensión.

- En la definición de la configuración de la subestación se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

  - La subestación estará alimentada por dos circuitos de media tensión.
  - La subestación contará con dos bahías para transformación.
  - La subestación a instalar será del tipo convencional y configuración barra simple.

- Transformadores de potencia. Los criterios para seleccionar la potencia de los transformadores son:

  - Los transformadores deben ser capaces de mantener una caída de voltaje aceptable durante el arranque y la operación normal de los motores.
  - Los transformadores deben tener la capacidad suficiente para satisfacer la demanda que le imponen las cargas eléctricas del sistema en condiciones de estado estable y de

arranque de motores.

- En caso de indisponibilidad de un transformador en la estación de bombeo, el otro transformador, tendrá capacidad de suplir la carga total de la estación.
- Las características principales de los transformadores serán seleccionadas siguiendo las recomendaciones de las normas IEEE Std C57.12.90. Standard Test Code for Liquid-Immersed Distribution, Power, and Regulating Transformers e IEEE C57.12.00. Standard for general requirements for liquid immersed distribution, power, and regulating transformer.
- La disposición de los transformadores se realizará siguiendo las recomendaciones presentadas en la norma NFPA 850-2015. Recommended practice for fire protection for electric generating plants and high voltage direct current converter stations, en cuando previsiones en caso de incendio, distancias de seguridad, diseño de muros cortafuego y foso colector de aceite.

5.7.6.1.2. Sistema eléctrico en media tensión

Los sistemas asociados al sistema de media tensión comprenden:

Celdas de media tensión. Se configurará un sistema en media tensión para:

- La conexión de los transformadores de potencia desde el lado de media tensión con la estación de bombeo.
- El suministro de energía a cada motor de los grupos de bombeo.
- El suministro de energía para el transformador de sistemas auxiliares de la estación de bombeo.
- El suministro de energía a otras obras del proyecto en caso de requerirse.

Los criterios para seleccionar el tipo de celda son:

- Las celdas de media tensión serán para instalación interior.
- Las celdas estarán dotadas de interruptores automáticos trifásicos extraíbles de corte en vacío con seccionadores de puesta a tierra, para protección del transformador de potencia (lado de media tensión), motores y transformadores de servicios auxiliares.
- En las celdas se dispondría de relés de protección para los equipos asociados: transformador elevador, motores del tren de bombeo y transformadores de servicios auxiliares.
- Las características principales de las celdas y sus equipos se seleccionarían siguiendo la normas IEEE Std C37.20.2 Metal-clad (MC) Standard for Metal-Clad Switchgear.

5.7.6.1.3. Medios de conexión en media tensión

Se verificará la conveniencia de utilizar como medio de conexión entre el transformador de potencia y las celdas de media tensión barras o cables, basado en los siguientes criterios:

- El tipo de barras a usar entre barras de fase aislada, barras de fase segregada o barras de fase

no segregada será seleccionado siguiendo las recomendaciones de la norma IEEE Std C37.23. Metal-enclosed bus.
- Capacidad Nominal. Para las barras principales se definirá bajo el criterio de operación a la máxima potencia del transformador.
- Capacidad de soporte de corto circuito. Se definirá bajo el criterio de la máxima corriente simétrica que pueda fluir a través de las barras bajo condiciones extremas de corto circuito.
- Configuración constructiva. Se optimizará su disposición espacial para lograr un enfriamiento natural por confiabilidad.
- Para la conexión desde las celdas con los motores y transformadores de servicios auxiliares se prevé el uso de cables de media tensión XLPE, cuyas características principales se determinarán para realizar el presupuesto de los mismos.

5.7.6.1.4. Sistema eléctrico en baja tensión

Se realizará un estimativo para presupuesto considerando los sistemas de servicios auxiliares de corriente alterna y continua de las siguientes cargas misceláneas usuales para este tipo de proyecto:

- Cargadores de las baterías de corriente continua.
- Cargas esenciales. Controladores lógicos programables (PLC) y equipos de comunicación y control.
- Sistema de auxiliares (calefacción, iluminación y tomas) para los equipos de patio, celdas de media tensión, tableros eléctricos, variadores de velocidad/arrancadores suaves.
- Ventilación edificio planta.
- Sistema de aire acondicionado.
- Alimentación para el sistema de puente grúa.
- Salidas de fuerza para equipos de mantenimiento.
- Sistemas de lubricación y refrigeración motores bombas.
- Válvulas mariposa.
- Iluminación y tomacorrientes de las edificaciones.

Para la estimación del presupuesto de los sistemas auxiliares, de la estación de bombeo se contempla:

- Disponer de un transformador auxiliar con refrigeración en aceite, para instalación exterior, con capacidad para la totalidad de la demanda de los servicios auxiliares de la subestación y de la estación de bombeo.
- Se dispondría de un barraje de cargas esenciales alimentado desde la planta diesel, para lo cual se contaría con transferencia automática entre el transformador auxiliar y la planta diesel.

5.7.6.1.5. Niveles de tensión de c.a. (corriente alterna) en media y baja tensión

De acuerdo a lo establecido en el RIE, los niveles en media tensión corresponden a los indicados en la Tabla 5-29.

Por lo tanto, de acuerdo al punto de conexión se fijará el nivel de tensión en media tensión.

- Media tensión. El suministro de energía a los motores asociados a los grupos de bombeo principales será a nivel de 6.9 kV trifásico, valor estándar en Panamá, conforme al RIE y en concordancia con los niveles de tensión recomendados para motores de inducción de potencias mayores a 450 HP en la IEEE Std 141-1993 Recommended Practice for Electric Power Distribution for Industrial Plants, tabla 3-11 Standard voltages and preferred horsepower limits for polyphase induction motors.
- La alimentación para dos de los seis motores será mediante variadores de frecuencia-VDF, y los otros cuatro mediante arrancador suave, con lo cual se tendrá la posibilidad de regulación de caudal mediante la última unidad en ser arrancada con VDF y se limitará la corriente de arranque para los otros motores con el arrancador suave.
- Baja tensión. De acuerdo a los voltajes nominales en baja tensión, se plantean los siguientes niveles de tensión dependiendo del tipo de carga:

  - Motores: 480 Vca.
  - Iluminación interior/exterior y tomacorrientes: 208Y/120.

5.7.6.1.6. Regulación de tensión

A nivel de baja y media tensión se dará cumplimiento a lo establecido en el RIE.

5.7.6.1.7. Normas de referencia

Los diseños se realizarán teniendo en cuenta lo dispuesto en la reglamentación de Panamá:

- Reglamento de Instalaciones Eléctricas de la República de Panamá (RIE).
- IEEE Std 141. Recommended Practice for Electric Power Distribution for Industrial Plants.
- IEEE C57.12.00. Standard for general requirements for liquid immersed distribution, power, and regulating transformer.
- IEEE C57.12.01. Standard general requirements for dry-type distribution and power transformers including those with solid cast and/or resin encapsulated windings.
- IEEE C37.20.1. Standard for metal-enclosed low-voltage power
- IEEE C37.20.2. Standard for Metal-Clad Switchgear.
- NFPA 850-2015. Recommended practice for fire protection for electric generating plants and high voltage direct current converter stations.

5.8. METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO SISTEMA DE CONTROL

Con base en trabajos realizados para proyectos similares, y acorde a la normativa internacional aplicable, se realizarán los diseños a nivel de factibilidad para el componente de instrumentación control y comunicaciones del proyecto. Los diseños serán realizados con base en las definiciones de las obras y condiciones de operación que se realicen desde el componente hídrico, y estarán acordes a las definiciones de equipos electromecánicos que se realicen desde el diseño mecánico.

Los diseños serán realizados por personal con experiencia en diseños de proyectos hidroeléctricos y de transporte y tratamiento de agua, los cuales serán liderados por ingenieros especialistas en diseños de automatización y control.

5.9. CRITERIOS DE DISEÑO SISTEMA DE CONTROL

5.9.1. Metodología para el diseño sistema de control

Con base en trabajos realizados para proyectos similares, y acorde a la normativa internacional aplicable, se realizarán los diseños a nivel de factibilidad para el componente de instrumentación control y comunicaciones del proyecto. Los diseños serán realizados con base en las definiciones de las obras y condiciones de operación que se realicen desde el componente hídrico, y estarán acordes a las definiciones de equipos electromecánicos que se realicen desde el diseño mecánico.

Los diseños serán realizados por personal con experiencia en diseños de proyectos hidroeléctricos y de transporte y tratamiento de agua, los cuales serán liderados por ingenieros especialistas en diseños de automatización y control.

5.9.2. Criterios de diseño sistema de control

Esta sección contiene los criterios y parámetros de diseño que se utilizarán para realizar el diseño de factibilidad de control, instrumentación y comunicaciones de las obras principales del proyecto, referentes a la captación y estación de bombeo Jesús María, el tanque de Malambo, la PTAP la Joya, las obras conexas y la red de distribución.

5.9.2.1. Alcance

Los criterios de diseño incluidos en esta sección definen las guías, sistemas, equipos y alcances específicos que serán considerados para el diseño de factibilidad del sistema de control, instrumentación y comunicaciones del proyecto.

5.9.2.2. Estándares

Los diseños se realizarán con base en la experiencia de proyectos similares y acorde a las recomendaciones de los siguientes estándares:

- Sistemas de supervisión y control

  - IEC 61000: Electromagnetic compatibility
  - IEC 61131: Standard for programmable controllers
  - ANSI/ISA S5.1: Instrumentation symbols and identification

- IEC 60529: Degrees of protection provided by enclosures (IP Code)

- Redes

  - EIA/TIA-568B.1: Standard Commercial Building Telecommunications Wiring Standard
  - ANSI/TIA 568C.3: Optical Fiber Telecommunications Cabling Systems Standard.
  - IEC 62443: Industrial network and system security.
  - IEEE 802.3 “Ethernet Working Group”

5.9.2.3. Criterios Generales

Los diseños se realizarán según los siguientes criterios:

- Se considerará que los equipos sean aptos para trabajar en condiciones industriales con ambientes corrosivos y húmedos.
- Se considerará que los equipos sean de la última tecnología vigente en el mercado, con capacidad de actualización tecnológica.
- Se considerará redundancia en los componentes críticos de los controladores tales como Central Processing Units – CPUs por sus siglas en inglés, fuentes de alimentación, módulos de comunicaciones y canales de comunicaciones. Para las mediciones de variables críticas se considerará redundancia en instrumentación.
- El diseño de la red de control y comunicaciones se basará en sistemas y protocolos de comunicación no propietarios y abiertos.

El diseño considerará la definición de un sistema SCADA (Supervisory Control And Data Acquisition) para el control y supervisión del proyecto. Se definirá un punto central de gestión, en la PTAP La Joya, en donde se pueda monitorear en tiempo real la operación del equipamiento electromecánico, distribuido en las diferentes áreas de intervención del proyecto, y los parámetros requeridos para su funcionamiento.

El sistema será jerárquico y distribuido, contando cada sistema y cada sitio con su sistema de control propio, autónomo e independiente del control de otros sistemas. Desde cada sitio será posible realizar el control local de los sistemas correspondientes.

El Sistema SCADA considerará la supervisión y control de los siguientes subsistemas:

- Captación Jesús María.
- Estación de bombeo Jesús María.
- Subestación eléctrica
- PTAP la Joya.
- Tanque Malambo
- Red de distribución, incluyendo bombeo y tanque de almacenamiento.

Los diseños incluirán la definición del enlace de comunicación entre los subsistemas indicados

anteriormente. Para este fin, se evaluará la infraestructura existente de redes de distribución o transmisión de energía para determinar si se considerará cable de fibra (ADSS, OPGW), un enlace inalámbrico (radio, satélite) o fibra óptica tendida por ductos enterrados. Esta definición será común para todo el proyecto.

Para el diseño del sistema SCADA, se contemplará la utilización de protocolos normalizados sobre TCP/IP para aplicaciones industriales, considerando la aplicabilidad de redes LAN/WAN.

De manera particular, para los sistemas de protección y medida, se contemplará el uso de equipos electrónicos que dispongan de puertos de comunicación Ethernet para su conexión al sistema SCADA. Se considerará el uso de los siguientes equipos:

- Relés de protección de línea, para las subestaciones a 230 kV de las estaciones de bombeo.
- Relés de protección de barrajes en las subestaciones de 230 kV.
- Relés de protección para transformadores de potencia en las estaciones de bombeo.
- Paneles de medición de línea, para las líneas a 230 kV de las estaciones de bombeo.
- Controladores de bahía para los interruptores y seccionadores de las subestaciones a 230 kV de las estaciones de bombeo (configuración interruptor y medio).

5.9.2.4. Criterios particulares del Sistema SCADA

El sistema de control será distribuido y jerárquico con los siguientes niveles de control:

- Nivel 0: Incluirá todos los instrumentos y equipos electromecánicos que no tengan un controlador para adquirir sus medidas o para controlar su actuación.
- Nivel 1: Se refiere a los Paneles Locales que deberán ubicarse junto a los equipos que serán controlados o monitoreados. Los Paneles Locales incluirán controladores para el accionamiento y supervisión de los equipos.
- Nivel 2: Se refiere a la operación centralizada de las zonas en donde se tengan varios subsistemas y equipos electromecánicos distribuidos, que tengan sistema de control propio, así como a los equipos activos requeridos para la conformación de la red troncal de comunicaciones.
- Nivel 3: Se refiere a la operación desde el punto central de gestión, el cual estará ubicado en la PTAP La Joya. Éste integrará los Paneles Locales distribuidos de los niveles 1 y 2.
- Nivel 4: Consiste, en caso de ser requerido, en la integración con la oficina o Centro de Control del gestor o administrador del proyecto.

Los siguientes criterios también serán considerados:

- La jerarquía del sistema se trabajará a través de la red de control, la cual enlazará los niveles 1, 2, 3 y 4.
- El diseño considerará que en caso de presentarse falla en un subsistema se aisle la misma para que los otros subsistemas no se vean afectados en su operación.
- Se preverá la conexión con el servicio de telefonía, mediante la red troncal que sea definida para el proyecto.

El diseño del sistema considerará la evaluación de los protocolos de comunicación, de acuerdo al tipo de datos transmitidos y las funcionalidades requeridas en cada nivel de control. El criterio será el uso de protocolos que sean ampliamente difundidos y probados para comunicaciones de campo y para redes de control, considerando la utilización de la menor cantidad de protocolos distintos.

5.9.2.4.1. Captación Jesús María

La función principal de este subsistema será el control del nivel de agua de la captación y el control de flujo de agua hacia la estación de bombeo Jesús María.

El subsistema consistirá principalmente del equipo electrónico y la instrumentación necesaria para la operación de las compuertas radiales, la compuerta del canal de limpia, la compuerta del caudal ecológico, las compuertas planas de aducción, los desarenadores y el tanque de carga.

Los siguientes criterios de operación serán considerados:

- El diseño evaluará y establecerá las condiciones y enclavamientos mínimos para la operación segura de acuerdo a las reglas de operación definidas:

  - Regulación del caudal ecológico.
  - Regulación del agua para bombeo.
  - Operación del canal de limpia.
  - Operación de las compuertas radiales.

- Las operaciones automáticas usarán las medidas y señales de los instrumentos especializados para validar los estados de las compuertas (abiertas, cerradas), la posición de las compuertas, mediciones del agua y los enclavamientos de los equipos electromecánicos, en particular se considerarán los siguientes enclavamientos:

  - Enclavamiento para la operación del sistema de bombeo de acuerdo al nivel disponible en el tanque de carga, aguas abajo de los desarenadores.
  - Operación automática de la compuerta plana del caudal ecológico en caso de cierre total de las compuertas radiales.
  - Enclavamientos y definición de las secuencias de operación de acuerdo a las reglas de operación definidas.

Para los diseños se considerarán los siguientes equipos:

- Instrumentos para la medición del nivel de agua de la captación, aguas arriba y aguas abajo de las compuertas radiales.
- Supervisión del estado y operación de las unidades hidráulicas y actuadores para la apertura y cierre de las compuertas.
- Instrumentos para la posición abierta/cerrada de las compuertas.
- No se prevé operación automática de los desarenadores. Sin embargo, se considerará la

medición de sedimentos para indicación de alarma e instrumentación de nivel para la operación de las bombas de sedimentos.
- Instrumentación para la medición del nivel de agua en el tanque de carga, aguas abajo de los desarenadores.
- Controladores para la definición de las lógicas de control y enclavamientos.

5.9.2.4.2. Estaciones de bombeo Jesús María y Red de distribución

La función principal de este subsistema será el control del sistema de bombeo para cada una de las dos estaciones que conforman el proyecto.

El subsistema consistirá en el equipo electrónico y la instrumentación necesaria para la operación de las bombas, válvulas y arrancadores de los motores de las bombas.

Los siguientes criterios de operación serán considerados:

- El diseño evaluará y establecerá las condiciones y enclavamientos mínimos para la operación del equipamiento mecánico y eléctrico.
- El diseño contemplará las secuencias de arranque de las bombas de acuerdo a las etapas de instalación de las mismas.
- El diseño contemplará las lógicas de transferencia de operación de las bombas en caso de fallas y según el tiempo de operación.

Para los diseños, se considerarán los siguientes equipos

- Instrumentos para la medición de caudal y presión en las tuberías.
- Instrumentos para la posición abierta/cerrada de las válvulas principales.
- Supervisión y/o control de los arrancadores de motores de las bombas.
- Controlador para la definición de las lógicas de control y enclavamientos.

5.9.2.4.3. Tanque Malambo y Tanque cota 120 msnm en Tocumen

La función principal de estos subsistemas será la supervisión del nivel de agua de los tanques de almacenamiento.

El subsistema consistirá principalmente de la instrumentación necesaria para garantizar la correcta operación del equipo electromecánico del tanque, en particular las válvulas de entrada desde la conducción de las estaciones de bombeo y las válvulas de salida.

Los siguientes criterios de operación serán considerados:

- El diseño evaluará y establecerá las condiciones y enclavamientos mínimos para la operación del equipamiento electromecánico.
- El diseño contemplará la supervisión y señalización de los niveles mínimos, nominales y

máximos de agua en el tanque.

Para los diseños, se considerarán los siguientes equipos:

- Instrumentos para la medición de nivel de agua en el tanque.
- Instrumentos para la posición abierta/cerrada de las válvulas principales.
- Supervisión del estado y operación de las unidades hidráulicas y actuadores para la apertura y cierre de las válvulas.
- Controlador para la definición de las lógicas de control y enclavamientos.

5.9.2.4.4. PTAP La Joya

La función principal de este subsistema será el control y supervisión del equipamiento electromecánico de la planta de tratamiento de agua potable.

El subsistema consistirá principalmente del equipo electrónico y la instrumentación que sea necesaria instalar en las diferentes etapas del proceso de tratamiento de agua.

Los siguientes criterios de operación serán considerados:

- El diseño evaluará y establecerá las condiciones y enclavamientos mínimos para la operación del equipamiento electromecánico de la planta.
- El diseño contemplará el monitoreo de los parámetros de calidad del agua, según los requerimientos del proceso de tratamiento de agua.

Para los diseños, se considerarán los siguientes equipos:

- Instrumentación para la supervisión del estado del equipamiento electromecánico.
- Instrumentación para el monitoreo de los parámetros de calidad de agua en las etapas donde sea requerido.
- La instrumentación que esté sujeta a presencia de cloro será de material plástico.
- Controladores para la definición y ejecución de las lógicas de control y enclavamientos.

Para los edificios anexos a la PTAP se definirá el equipamiento de detección y alarma de incendio de acuerdo a las recomendaciones de la NFPA 72. Los equipos que serán considerados son los siguientes:

- Panel controlador direccionable independiente de cualquier otro controlador sistema de seguridad o proceso.
- Detectores puntuales de humo, detectores humo-térmico o detectores de llama en las áreas donde aplique.
- Estaciones manuales de alarma.
- Equipos de notificación (Sonora y Audiovisual).
- Equipos para supervisión del sistema de extinción (Módulos de monitoreo).

Para la PTAP se considerará un sistema de vigilancia por circuito cerrado de televisión CCTV. Este sistema se diseñará teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Se ubicaran cámaras con vista a cada etapa del proceso apuntando hacia los equipos mecánicos y con vista a los tanques de agua.
- Se ubicaran por lo menos dos cámaras por etapa del proceso, desde direcciones opuestas, para cubrir la totalidad de rango visual.
- Se ubicaran cámaras en el acceso de las instalaciones, en el acceso de los edificios principales y en el perímetro de las instalaciones
- Se ubicaran cámaras al interior de los cuartos de los edificios donde haya circulación de personal, o donde se ubiquen equipos electromecánicos y/o electrónicos
- Se utilizarán cámaras fijas con comunicación IP por protocolo Ethernet, y con alimentación por medio del cable Ethernet utilizando Extended Power over Ethernet (ePoE).
- Se utilizarán postes para montar las cámaras y los gabinetes que albergarán los equipos del ePoE.
- Se utilizará tubería PVC en los tramos donde pueda ir enterrada, y tubería metálica donde deba ir a la vista.
- Se incluirá la grabación de los videos de las cámaras en un sistema NVR con capacidad de almacenamiento suficiente para 15 días.
- Se incluirá la visualización de las cámaras por medio de pantallas dedicadas a este servicio.
- Se incluirá la grabación de los videos de las cámaras en un sistema NVR con capacidad de almacenamiento suficiente para 15 días.
- Se incluirá la visualización de las cámaras por medio de pantallas dedicadas a este servicio.

5.9.2.4.5. Obras Conexas

La función principal de este subsistema será la supervisión de la conducción desde Jesús María hasta la red de distribución.

El subsistema consistirá principalmente de la instrumentación que sea necesaria instalar en la conducción y los equipos mecánicos de corte y seguridad a ser instalados en la misma.

Los siguientes criterios de operación serán considerados:

- El diseño evaluará y establecerá las condiciones mínimas para la supervisión del estado de la conducción.

Para los diseños, se considerarán los siguientes equipos

- Instrumentación para la supervisión del caudal y presión de la conducción en las proximidades de las válvulas de corte y sobrevelocidad.
- Instrumentación para el monitoreo del estado de las válvulas de corte y sobrevelocidad, incluyendo la derivación hacia la PTAP la Joya.
- Integración del estado de las válvulas de seguridad e instrumentación con el SCADA.

5.10. VÍAS

5.10.1. Metodología de trabajo

Los parámetros de diseño fueron seleccionados de acuerdo con las condiciones de operación requeridas y en cumplimiento con lo establecido en los términos de referencia y la normatividad aplicable.

En el planteamiento de los parámetros de diseño geométrico de las vías, se consideró el aprovechamiento de las carreteras existentes y se evaluó el trazado que presente la menor afectación ambiental, con el objetivo de disminuir los costos de las alternativas evaluadas y optimizar los tiempos de diseño.

Una vez establecidos los parámetros de diseño geométrico e identificados los puntos de empalme obligados, con la ayuda del software de diseño Civil 3D se procedió a ejecutar el diseño de los ejes de las carreteras de acceso, verificando el perfil de acuerdo con los parámetros de la normativa relacionados a las pendientes mínimas, máximas y curvas verticales.

El diseño se realizó tomando como base un Modelo Digital de Terreno (DTM) a partir de información ALOS para el acceso a la PTAP La Joya, e información Lidar ACP para el acceso a la captación Jesús María y vía sustitutiva Tanque Malambo.

El trazado se definió teniendo en cuenta la cota de salida y llegada de la carretera, pasos obligados como conexión con las demás carreteras existentes y condiciones geotécnicas apropiadas entre otros.

Finalmente, a partir de los alineamientos horizontales y verticales seleccionados, se elaboraron planos de alineamiento horizontal y vertical y el análisis de movimiento de tierra por medio del DTM.

5.10.2. Criterios de diseño

A continuación se presentan los parámetros y criterios de diseño geométrico que se implementaron para desarrollar el diseño de las vías del proyecto Bayano, utilizando como base los requerimientos y recomendaciones de la norma AASHTO 2011 y del Manual de Especificaciones Técnicas para aprobación de planos en la República de Panamá MOP 2004.

Los criterios y parámetros de diseño geométrico seleccionados son la base para definir los elementos que componen los alineamientos vertical y horizontal de manera que las carreteras diseñadas sean funcionales, cómodas y seguras para el usuario.

Para la definición y selección de los criterios de diseño que se presentan en este numeral se tuvieron en cuenta las siguientes condiciones:

- Facilitar el acceso a las obras del proyecto.

- Definir las características geométricas y de operación con base en el tipo de terreno identificado.

- Definir los trazados viales y las pendientes que generen la menor cantidad de movimiento de tierras.

- Definir el trazado vial que facilite la inspección y el mantenimiento de las carreteras para garantizar la funcionalidad y seguridad de las mismas.

5.10.2.1. Vehículo de diseño

Con base en las características funcionales de las carreteras, se utilizó como vehículo de diseño un camión de tipo WB-19, cuyas dimensiones se pueden observar en la Figura 5-33. Para la selección del vehículo se tuvo en cuenta el tipo de vehículo que presentará las mayores exigencias sobre las carreteras

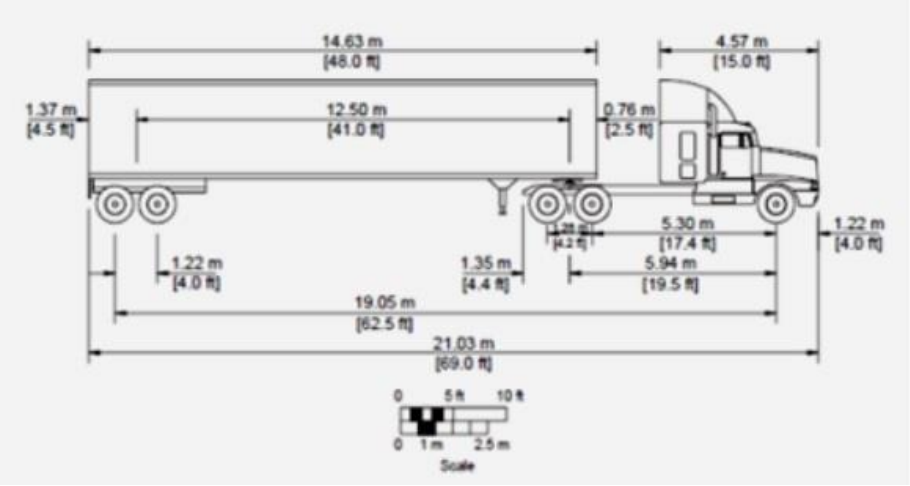


Figura 5-33 Vehículo de diseño

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011.

5.10.2.2. Velocidad de diseño

Teniendo en cuenta el tipo de terreno y las características operacionales y funcionales de las carreteras requeridas, se adoptó una velocidad de diseño de 30 km/h. Esto último, con el fin de asegurar que los vehículos puedan transitar sobre las carreteras en condiciones seguras. Así mismo, a partir de la velocidad de diseño seleccionada, se dimensionaron los elementos geométricos de planta y perfil, verificando que estos cumplan con las dimensiones mínimas especificadas en la normativa aplicable.

5.10.2.3. Radio mínimo de giro

El radio mínimo de giro corresponde al valor límite de curvatura que requiere el vehículo de diseño para girar a la velocidad de diseño seleccionada. Por ende, con base en las recomendaciones de la norma AASHTO de 2011 se adoptó un radio de 21 m, para una carretera con peralte máximo del 6% y un coeficiente de fricción transversal de 0.28 (ver Tabla 5-30). Cabe resaltar que el radio mínimo de curvatura únicamente se debe utilizar en situaciones extremas donde sea inevitable la aplicación de radios mayores.

Tabla 5-30 Radios mínimos de giro de los vehículos de diseño

Metric					
Design Speed (km/h)	**Maximum *e* (%)**	**Maximum *f***	**Total (*e*/100 + *f*)**	**Calculated Radius (m)**	**Rounded Radius (m)**
15	4.0	0.40	0.44	4.0	4
20	4.0	0.35	0.39	8.1	8
30	4.0	0.28	0.32	22.1	22
40	4.0	0.23	0.27	46.7	47
50	4.0	0.19	0.23	85.6	86
60	4.0	0.17	0.21	135.0	135
70	4.0	0.15	0.19	203.1	203
80	4.0	0.14	0.18	280.0	280
90	4.0	0.13	0.17	375.2	375
100	4.0	0.12	0.16	492.1	492
15	6.0	0.40	0.46	3.9	4
20	6.0	0.35	0.41	7.7	8
30	6.0	0.28	0.34	20.8	21
40	6.0	0.23	0.29	43.4	43
50	6.0	0.19	0.25	78.7	79
60	6.0	0.17	0.23	123.2	123
70	6.0	0.15	0.21	183.7	184
80	6.0	0.14	0.2	252.0	252
90	6.0	0.13	0.19	335.7	336
100	6.0	0.12	0.18	437.4	437

Metric					
Design Speed (km/h)	**Maximum *e* (%)**	**Maximum *f***	**Total (*e*/100 + *f*)**	**Calculated Radius (m)**	**Rounded Radius (m)**
110	6.0	0.11	0.17	560.4	560
120	6.0	0.09	0.15	755.9	756
130	6.0	0.08	0.14	950.5	951

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011

5.10.2.4. Pendientes longitudinales

De acuerdo con la norma AASHTO 2011, para garantizar el control del drenaje superficial de las carreteras la pendiente longitudinal mínima no deberá ser inferior al 0.3% en casos donde la superficie sea pavimentada y 0.5% en superficies sin pavimentar.

Por otro lado, se recomienda que para velocidades de 30 km/h y terreno lomerío se utilice una pendiente longitudinal máxima del 12% con el fin de que el diseño sea flexible y se acomode a la topografía y a las condiciones del terreno existentes.

5.10.2.5. Longitud mínima de las curvas verticales

La longitud mínima de las curvas verticales se determina en función del criterio de operación descrito en la norma AASHTO de 2011. Con el fin de evitar al usuario la sensación de cambios súbitos debido a un cambio de pendiente longitudinal, se definirá un parámetro K mediante el cual se podrá hacer un control sobre la distancia de visibilidad de parada y obtener la longitud mínima de la curva vertical de acuerdo con la Tabla 5-31 y la Tabla 5-32.

Tabla 5-31 Criterios de diseño para curvas verticales convexas con base en la distancia de visibilidad de parada

Metric			
Design Speed (km/h)	**Stopping Sight Distance (m)**	**Rate of Vertical Curvature, K[a]**	
		Calculated	**Design**
20	20	0.6	1
30	35	1.9	2
40	50	3.8	4
50	65	6.4	7
60	85	11.0	11
70	105	16.8	17

Metric			
Design Speed (km/h)	**Stopping Sight Distance (m)**	**Rate of Vertical Curvature, K[a]**	
		Calculated	**Design**
80	130	25.7	16
90	160	38.9	39
100	185	52.0	52
110	220	73.6	74
120	250	95.0	95
130	285	123.4	124

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011

Tabla 5-32 Criterios de diseño para curvas verticales cóncavas con base en la distancia de visibilidad de parada

Metric			
Design Speed (km/h)	**Stopping Sight Distance (m)**	**Rate of Vertical Curvature, K[a]**	
		Calculated	**Design**
20	20	2.1	3
30	35	5.1	6
40	50	8.5	9
50	65	12.2	13
60	85	17.3	18
70	105	22.6	23
80	130	29.4	30
90	160	37.6	38
100	185	44.6	45
110	220	54.4	55
120	250	62.8	63
130	285	72.7	73

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011

5.10.2.6. Bombeo normal

La selección del esquema del bombeo se definió con el fin de facilitar el escurrimiento del agua sobre la carretera y de esta manera garantizar el drenaje superficial. Por ende, teniendo en cuenta

que se requiere tanto carreteras permanentes como carreteras temporales, se seleccionó un bombeo normal del 2% para las carreteras pavimentadas y 3% para las calles en tosca (ver Tabla 5-33).

Tabla 5-33 Bombeo normal para carreteras pavimentadas y sin pavimentar.

Surface Type	Range in Cross Slope Rate for a Single lane (%)
Paved	1.5 - 2
Unpaved	2 - 6

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011

5.10.2.7. Secciones transversales

De acuerdo a lo recomendado por el Manual de Especificaciones Técnicas para aprobación de planos en la República de Panamá MOP 2004, para vías colectoras o secundarias a las que se asemejan las vías del proyecto, el ancho de carril debe tener un valor entre 3 m y el hombro un ancho de 0.60 m. No obstante, teniendo en cuenta que las vías del proyecto Bayano se desprenden de carreteables de bajas especificaciones, se propone un ancho de carril de 3,0 m sin hombro.

5.10.2.8. Intersecciones

Para el manejo de las intersecciones el diseñador deberá adecuar los diseños de las carreteras permanentes y empalmar las cotas de diseño con las cotas de eje y borde de carretera de las carreteras existentes en la zona de influencia del estudio. Asi mismo, se deberán verificar los radios de las esquinas en las bocacalles para garantizar que los vehículos puedan circular sin dificultad.

5.10.2.9. Conectividad

Con el fin de mantener la conectividad vial, los diseños presentados se desprenden o llegan a las vías existentes, verificando los empalmes en planta y perfil.

5.10.2.10. Resumen parámetros de diseño

Con base en la normatividad vigente adoptada, se definieron los parámetros de diseño tanto en planta como en perfil y sección transversal de los corredores teniendo en cuenta las características físicas y topográficas de la zona de influencia. La Tabla 5-34 resume los parámetros adoptados para el diseño.

Tabla 5-34 Parámetros mínimos de diseño geométrico

Criterio de diseño	Parámetro	Fuente
Vehículo de diseño	WB 19 Dimensiones del vehículo de diseño	Norma AASHTO de 2011, pg. 2-23
Velocidad de diseño	30 km/h	
Radio mínimo de giro	21 m	Norma AASHTO de 2011, pg. 3-32
Pendientes longitudinales	Pendiente longitudinal mínima: 0,3 % Pendiente longitudinal máxima: 12 %	Norma AASHTO de 2011, pg. 3-119
Longitud mínima de las curvas verticales Parámetro K	Tasa de curvatura vertical curva en cresta K: 2 Tasa de curvatura vertical curva cóncava K: 6	Norma AASHTO de 2011, pg. 3-155, 3-161
Bombeo normal	Carreteras pavimentadas: 2 % Calle en tosca: 3 %	Norma AASHTO de 2011, pg. 4-6
Secciones transversales	Ancho de carril: 3.0 m	Especificaciones MOP 2004, pg. 29-34

5.11. ANÁLISIS FINANCIEROS Y ECONÓMICOS

La evaluación financiera y socioeconómica del proyecto Bayano en su alternativa 12, que consiste en la utilización de los caudales proyectados para potabilización exclusivamente. Con este caudal se dispondría de agua para surtir una planta potabilizadora, en sitio La Joya, para brindar agua potable a los usuarios de la ciudad de Panamá Metopolitana y Sector Este de la ciudad. Desde el punto de vista del operador del proyecto este componente originaría ingresos por la venta de agua potable en bloque.

La evaluación financiera del proyecto tiene como propósito estudiar su viabilidad económica desde el punto de vista del inversionista/operador, es decir considerando los ingresos y los costos causados al inversionista en particular tal como se esperan obtener bajo las condiciones del mercado futuras (precios, impuestos, etc.).

Para llevar a cabo la evaluación financiera del proyecto se proyectan los costos de inversión y de

operación del proyecto a sus precios de mercado, incluidos los impuestos y aranceles, y los ingresos ocasionados de acuerdo con las tarifas que más adelante se precisan y se elabora un flujo anual del proyecto a lo largo de un horizonte de evaluación de cincuenta años para obtener los indicadores típicos de viabilidad, como el valor presente neto y la tasa de retorno.

Por su parte la evaluación económica tiene por fin determinar la viabilidad del proyecto desde el punto de vista de la sociedad panameña en su conjunto, no solo del inversionista. Para ello se consideran los costos del proyecto introduciendo ajustes a las distorsiones de los precios de mercado tales como los impuestos, el nivel de desempleo de la mano de obra y otros factores.

Para llevar a cabo la evaluación socioeconómica del proyecto se proyectan los costos de inversión y de operación de cada componente a sus precios sociales (también denominados precios sombra, precios eficientes o precios económicos), excluyendo los impuestos y aranceles (que desde el punto de vista de la sociedad panameña en su conjunto no son más que transferencias de unos agentes económicos a otros pero no un verdadero costo económico) , y se proyectan los beneficios ocasionados por mayor disposición de agua potable adicional. Con la información así preparada se elabora un flujo anual del proyecto a lo largo de un horizonte de evaluación de cincuenta años para obtener los indicadores típicos de viabilidad, como el valor presente neto y la tasa de retorno, pero esta vez ya no desde el punto de vista particular del inversionista/operador del proyecto sino desde el punto de vista de todo el país.

6. ESTUDIOS BÁSICOS

6.1. GEODESIA, CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

Los objetivos de los estudios planificados:

- Presentar la información técnica, generalidades y metodología implementada en los levantamientos topográficos LIDAR ejecutados por INGETEC.
- Exponer las conclusiones y recomendaciones derivadas del análisis de la información topográfica LIDAR levantada por INGETEC.
- Determinar la validez y congruencia de la información topográfica disponible, para su implementación en los diseños a nivel de Factibilidad.

El alcance de los estudios topográficos requeridos para el desarrollo de los diseños a nivel de factibilidad, incluye al levantamiento de la totalidad del área del proyecto (alineamiento de conducción y obras principales).

Con información topográfica LIDAR disponible por la ACP, sobre una superficie de 9007.5 hectáreas obre la cuenca del río Bayano, permitió implementarla en el diseño de la conducción del tramo 2 y las obras de captación en Jesús María. Para el diseño de la conducción y obras restantes, INGETEC determinó adelantar levantamientos topográficos aerotransportados LIDAR.

El área del proyecto se encuentra localizada en la República de Panamá, provincia de Panamá entre los distritos de Panamá y Chepo. La conducción está conformada por los tramos 2, 4, 5 y 10, además de una red de distribución compuesta por los tramos 11, 13, 14, 15, 16 y 17. Las obras principales incluyen las indicadas a continuación:

- Captación Jesús María
- Bombeo Jesús María
- Tanque Malambo
- PTAP La Joya
- Rebombeo red distribución
- Tanque cota 120 msnm en Tocumen

En la Figura 6-1 se presenta la localización general de las obras.

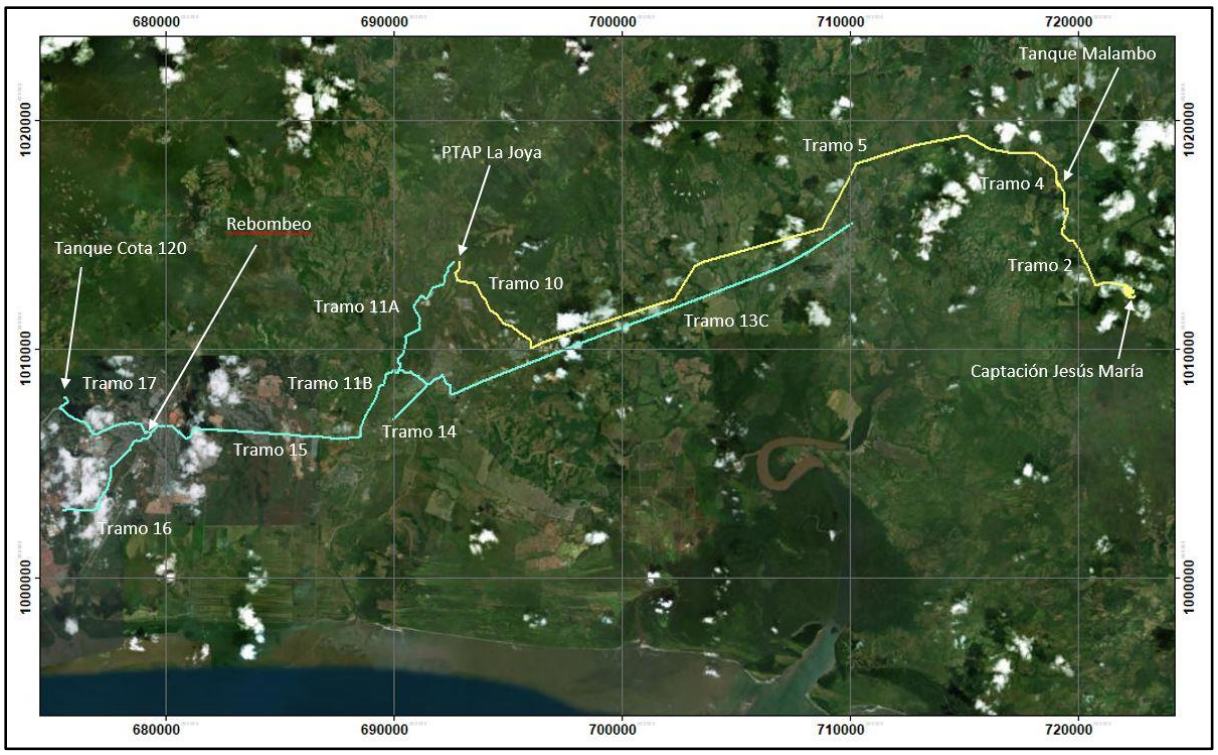


Figura 6-1 Localización General.

En desarrollo de los levantamientos topográficos LIDAR, se siguió la metodología indicada a continuación:

- Materialización de puntos de control GPS (Global Positioning System) con placas metálicas ancladas en zonas duras o blandas del terreno existente, y marcadas e iluminadas debidamente de acuerdo con las especificaciones técnicas apropiadas. Estos puntos conforman la red geodésica del proyecto junto con los vértices del Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia (IGNTG), utilizados en el proyecto para el amarre, verificación y chequeo.
- Posicionamiento mediante sistemas GNSS y receptores doble frecuencia de todos los puntos de control materializados (GPS) y vértices (IGNTG) utilizados para el amarre, verificación y chequeo de la red geodésica del proyecto.
- Cálculo y procesamiento de los datos recopilados del posicionamiento GNSS para la red geodésica establecida en el sistema de Coordenadas planas establecido para el proyecto, correspondiente a WGS84 UTM Zone 17N.
- Generación de fichas de localización para cada punto de control de la red geodésica, con sus respectivos datos de coordenadas en el sistema de proyección establecido para el proyecto.
- Captura de datos de fotogramas crudos, nubes de puntos, datos de posicionamiento GNSS y datos de altitud mediante sobrevuelos tripulados sobre el área de interés. Se implementará una unidad de medida inercial (IMU) y sensores remotos aerotransportados (LIDAR y Fotogramétricos).

- Cálculo y procesamiento de fotogramas crudos capturados, con el objetivo de generar ortofotos del área de interés.
- Sobre la ortofoto producida se realiza la planimetría del proyecto, mediante la vectorización de los elementos foto-interpretables presentes en la ortofoto.
- Cálculo, procesamiento y filtrado de la información LIDAR para generar el modelo digital de superficie (MDS) y el modelo digital de terreno (MDT) del área.
- Generación de las respectivas curvas de nivel con separación cada 1 m, a partir del modelo digital de terreno producido.
- El resultado final de los levantamientos es la representación gráfica del terreno en planimetría, altimetría y datos del levantamiento del área de interés.

6.1.1. Vértices geodésicos certificados

Se consultó en el Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia (IGNTG) la información correspondiente a los vértices geodésicos presentes en el área del levantamiento, los cuales se presentan a continuación:

6.1.1.1. Vértice Chepo

Instituto Geográfico Nacional "Tommy Guardia"

FICHA TÉCNICA DE SEÑAL GEODÉSICA

Nombre de la Estación: Chepo		Características de la Marca: Placa de Bronce de 8 cm.	
Número/Código: CHEP		Establecida por: IGNTG/Contratista	
Localidad: Chepo		Ubicación: Frente a Instalaciones del MOP	
Datum: WGS-84 / ITRF-97		Elipsoide: WGS-84	
Latitud: 09 ° 11 ' 11,330438 "	Longitud: 79 ° 05 ' 01,390540 "		Altura Elipsoidal: 32,3777 m.
X Geocentrica: 1192472,002 m.	Y Geocentrica: -6182957,190 m.		Z Geocentrica: 1011533,344 m.
Norte: 1016031,351 m.	Este: 710554,551 m.		Zona: 17
Modelo Geoidal: EGM-96	Altura Geoidal: 18,80 m.	Fecha: ABRIL - 2001	Orden: RED BASICA

Figura 6-2 Certificado vértice Chepo.

6.1.1.2. Vértice Pacora B.N.

Nombre de la Estación: Pacora B.N.		Características de la Marca: Placa de Bronce de 8 cm.	
Número/Código:		Establecida por: IGNTG/Contratista	
Localidad: Pacora		Ubicación: Frente a Finca El Machetazo	
Datum: WGS-84 / ITRF-97		Elipsoide: WGS-84	
Latitud: 09 ° 06 ' 04,753617 "	Longitud: 79 ° 16 ' 15,921435 "		Altura Elipsoidal: 55,0290 m.
X Geocéntrico: 1172528,857 m.	Y Geocéntrica: -6188316,386 m.		Z Geocéntrica: 1002237,654 m.
Norte: 1006507,480 m.	Este: 690005,876 m.		Zona: 17
Modelo Geoidal: EGM-96	Altura Geoidal: 41,20 m.	Fecha: ABRIL - 2001	Orden: RED PRIMARIA

Figura 6-3 Certificado vértice Pacora B. N.

6.1.1.3. Vértice Pedro Miguel

Nombre de la Estación: Pedro Miguel		Características de la Marca: Placa de Cobre de 4 cm.	
Número/Código:		Establecida por: IGNTG/Contratista	
Localidad: Pedro Miguel		Ubicación: Costao de Esclusa	
Datum: WGS-84 / ITRF-97		Elipsoide: WGS-84	
Latitud: 09 ° 01 ' 13,631995 "	Longitud: 79 ° 36 ' 52,909670 "		Altura Elipsoidal: 43,3730 m.
X Geocéntrica: 1135647,956 m.	Y Geocéntrica: -6196610,979 m.		Z Geocéntrica: 993403,308 m.
Norte: 997402,097 m.	Este: 652269,801 m.		Zona: 17
Modelo Geoidal: EGM-96	Altura Geoidal: 30,23 m.	Fecha: ABRIL - 2001	Orden: RED PRIMARIA

Figura 6-4 Certificado vértice Pedro Miguel.

6.1.1.4. San Miguelito

Nombre de la Estación: San Miguelito			Características de la Marca: Placa de Cobre de 4 cm.	
Número/Código:			Establecida por: IGNTG/Contratista	
Localidad: Panamá			Ubicación: Paso elevado San Miguelito	
Datum: WGS-84 / ITRF-97			Elipsoide: WGS-84	
Latitud: 09 ° 01 ' 51,994906 "		Longitud: 79 ° 29 ' 24,562543 "		Altura Elipsoidal: 60,2966 m.
X Geocéntrico: 1149083,837 m.		Y Geocéntrico: -6193962,478 m.		Z Geocéntrico: 994569,990 m.
Norte: 998634,878 m.		Este: 665957,127 m.		Zona: 17
Modelo Geoidal: EGM-96	Altura Geoidal: 46,84 m.	Fecha: ABRIL - 2001		Orden: RED PRIMARIA

Figura 6-5 Certificado vértice San Miguelito.

6.1.1.5. Vértice IGNTG CR104P

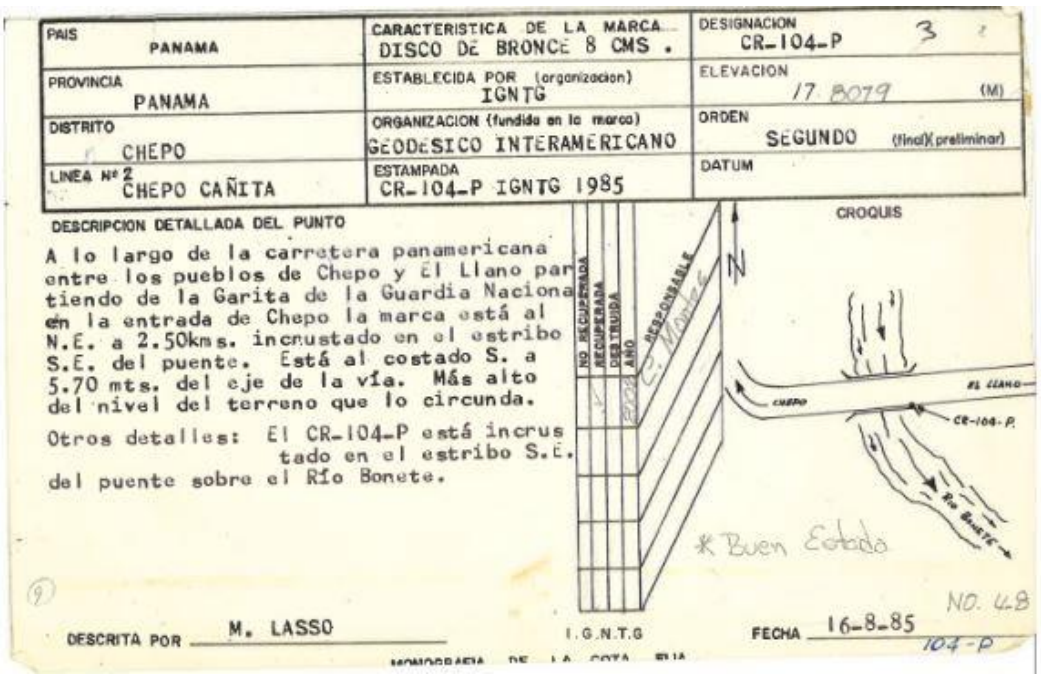


Figura 6-6 Certificado Placa vértice CR104P.

6.1.1.6. Vértice IGNTG CR104P



Figura 6-7 Placa vértice CR104P.

6.1.2. Red geodésica

La red geodésica se estableció mediante la materialización y el posicionamiento de puntos GNSS sobre el alineamiento del proyecto, equidistantes cada 7 Km. Los puntos GNSS fueron establecidos a partir del traslado de las coordenadas y cotas (x, y, z) de los vértices certificados del IGNTG, a los puntos GPS a materializar dentro del corredor del levantamiento.

En desarrollo de los levantamientos, se realizó el posicionamiento de 13 GNSS, dos (2) vértices, un (1) BM, distribuidos a lo largo del corredor de la conducción, los cuales se presentan en la Figura 6-8.

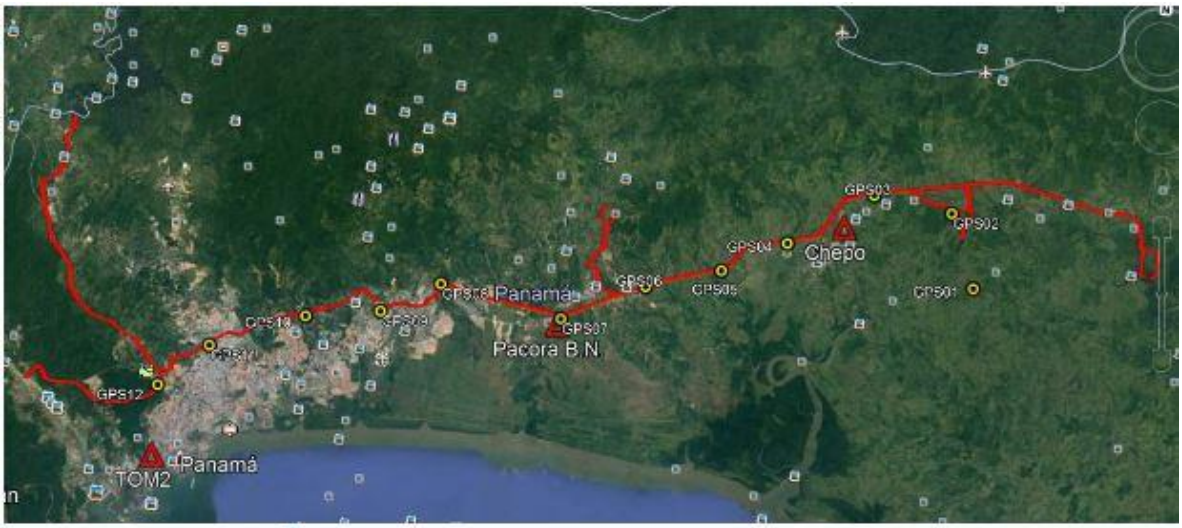


Figura 6-8 Puntos GNSS - Red geodésica.

6.1.2.1. Materialización

Para la materialización de los puntos GPS en zonas blandas se realizaron excavaciones de 40 cm x 30 cm x 30 cm, en las cuales se fundió concreto y se reforzó con cuatro (4) varillas No. 3 y flejes cada 30 cm. En la Figura 6-9 se ilustra un punto GPS tipo materializado.

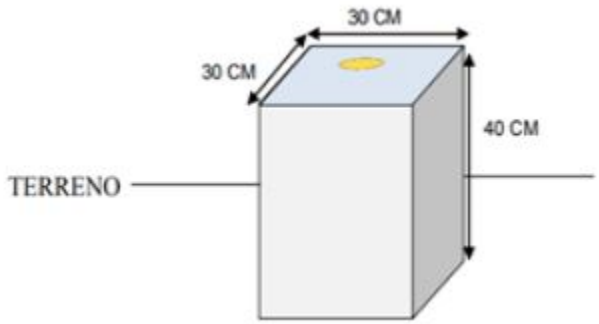


Figura 6-9 Materialización Punto GPS

Se utilizaron placas metálicas marcadas con la inscripción indicada en la Figura 6-10. En la inscripción se especifica:

- Nombre de la entidad contratante
- Número del contrato
- Centro punto guía para el centrado y armado instrumental
- Identificación del punto
- Nombre del Proyecto
- Nombre de la empresa consultora
- Año de levantamiento



Figura 6-10 Marcación placa de Mojón.

El proceso de materialización fue ejecutado de acuerdo con el procedimiento indicado a continuación:

- Localización. Se define la localización exacta del punto GNSS a materializar.
- Cubrimiento con lona. Una vez definida la localización se posiciona una lona sobre el punto de materialización, con el objetivo de minimizar el impacto ambiental de los trabajos sobre la capa de cobertura vegetal.
- Excavación. Se excava manualmente el área del punto a materializar, de acuerdo con las dimensiones indicadas en la Figura 6-9.
- Materialización. Se funde y nivela una mezcla de arena, piedra y cemento sobre el volumen excavado. Luego se emplaza una placa de bronce o aluminio, marcada como se indica en la Figura 6-10.
- Limpieza. Se despeja el área de trabajo y se limpian los escombros generados.
- Nivelación. Finalmente, se trasladan los puntos x,y,z al punto demacrado en la placa de aluminio o bronce. En la Figura 6-7 se ilustran mojones materializados y en proceso de nivelación.

6.1.2.2. Amarre vértices IGNTG

Los puntos GPS indicados, fueron referenciados y amarrados a los vértices IGNTG Chepo, Pacora B.N. y Pedro Miguel.

6.1.2.3. Control geodésico

La red geodésica fue referida al sistema de referencia geocéntrico adoptado desde el año 2001, el cual implementa el datum WGS84 como marco de referencia geocéntrico nacional. Los parámetros geodésicos correspondientes se indican a continuación:

Origen de coordenadas:	UTM ZONA 17N
Sistema de referencia:	WGS-84
Origen de Datum:	WGS84
Elipsoide:	GRS80 (equivalente en la práctica al WGS84)
Semi eje mayor:	6378137.00
Hemisferio:	NW
Achatamiento:	1/298. 257222101000
Tipo de proyección:	Transversal de Mercator.
Fórmula:	Gauss-Krüger
Longitud de origen:	81° 00’ 00” W
Latitud de Origen:	00° 00’ 00” N
Falso este:	500000.00
Falso norte:	000000.00
Factor de escala:	0.9996
Unidad de medición:	Metro Internacional

El modelo geoidal utilizado fue el EGM96, por medio del cual se calcularon las alturas referidas

al nivel Medio del mar de toda la red geodésica del proyecto.

Tabla 6-1 Cronología control campo secciones GNSS

CONTROL DE CAMPO SESIONES GNSS RIO BAYANO											
PUNTO GPS	RECEPTOR	SERIAL RECEPTOR	SESION	ARCHIVO	FECHA	DIA JULIANO	HORA INICIO	HORA FINAL	TIPO ANTENA	ALTURA ANTENA	OBSERVACIONES
GPS12	TRIMBLE5700	2055	1		20/03/2018	79	8:22:00	15:00:00	ZEPHYR GEODETIC	1.366	CENTRO DE FASE
CR104P	TRIMBLE5700	2824	1		20/03/2018	79	8:06:00	15:00:00	ZEPHYR MODEL2	1.380	CENTRO DE FASE
CHEPO	GOMAX35PRO	3027	1		20/03/2018	79	8:25:00	15:00:00	INTERNA GSM/GPRS	1.570	SOPORTE AL PLATO
GPS01	GOMAX35PRO	2022	1		20/03/2018	79	10:44:00	12:44:00	INTERNA GSM/GPRS	1.360	SOPORTE AL PLATO
GPS02	GOMAX35PRO	2022	2		20/03/2018	79	13.26:00	15:30:00	INTERNA GSM/GPRS	1.490	SOPORTE AL PLATO
GPS12	TRIMBLE5700	2055	1		21/03/2018	80	7:26:00	15:00:00	ZEPHYR GEODETIC	1.360	CENTRO DE FASE
GPS09	GOMAX35PRO	3027	1		21/03/2018	80	8:21:00	10:26:00	INTERNA GSM/GPRS	1.470	SOPORTE AL PLATO
GPS08	GOMAX35PRO	2022	2		21/03/2018	80	8:53:00	11:25:00	INTERNA GSM/GPRS	1.366	SOPORTE AL PLATO
GPS07	GOMAX35PRO	3027	3		21/03/2018	80	11:00:00	13:00:00	INTERNA GSM/GPRS	1.440	SOPORTE AL PLATO
GPS06	GOMAX35PRO	3027	4		21/03/2018	80	12:08:00	14:30:00	INTERNA GSM/GPRS	1.409	SOPORTE AL PLATO
GPS05	TRIMBLE5700	2824	2		21/03/2018	80	12:30:00	14:30:00	ZEPHYR GEODETIC	1.505	CENTRO DE FASE
GPS13	TRIMBLE5700	2824	1		21/03/2018	80	8:30:00	11:00:00	ZEPHYR GEODETIC	1.576	CENTRO DE FASE
GPS03	GOMAX35PRO	2022	1		22/03/2018	81	9:42:00	11:42:00	INTERNA GSM/GPRS	1.445	SOPORTE AL PLATO
GPS04	GOMAX35PRO	3027	1		22/03/2018	81	9:05:00	11:30:00	INTERNA GSM/GPRS	1.480	SOPORTE AL PLATO
GPS05	TRIMBLE5700		1		22/03/2018	81	8:40:00	12:22:00	ZEPHYR GEODETIC	1.421	CENTRO DE FASE
GPS06	TRIMBLE5700		1		22/03/2018	81	8:16:00	14:00:00	ZEPHYR GEODETIC	1.495	CENTRO DE FASE
GPS12	TRIMBLE5700		1		27/03/2018	86	8:40:00	12:16:00	ZEPHYR GEODETIC	1.273	CENTRO DE FASE
GPS11	GOMAX35PRO	2027	1		27/03/2018	86	9:10:00	12:10:00	INTERNA GSM/GPRS	1.417	SOPORTE AL PLATO
GPS10	GOMAX35PRO	2022	1		27/03/2018	86	9:15:00	12:15:00	INTERNA GSM/GPRS	1.350	SOPORTE AL PLATO

6.1.3. Medición y ajuste de la red geodésica

A partir de la definición de los puntos de la red geodésica se planificaron sesiones de medición con duraciones mayores o iguales a 2 horas en sitios libres de obstrucciones (árboles, líneas eléctricas y otros). Las sesiones se llevaron a cabo entre el 3 y el 27 de marzo de 2018.

La ventana de medición de PDOP (Dilución de la Precisión en la Posición 3D; indicativo de la calidad de la configuración geométrica de los Satélites) fue menor a cinco (5), y se contó con un número mínimo de cinco (5) satélites simultáneos, con el objetivo de asegurar el posicionamiento 3D de los puntos observados. Los datos fueron colectados con una inclinación de la máscara de elevación mínima de 10º grados (Desde el horizonte aumentando hacia el Zenit) y un intervalo de grabación de 5” con un mínimo de cuatro (4) satélites comunes.

Para el ajuste horizontal se fijó el vértice CHEPO y la estación IGN1, los cuales se encuentran certificados en latitud, longitud y altura elipsoidal. Respecto al cálculo de la elevación geométrica, se fijó el NP CR104P perteneciente a la red de nivelación nacional. La cota para todos los puntos de la red se asignó por medio de posicionamiento GPS.

6.1.3.1. Procesamiento datos

A partir del módulo planing del software Trimble Bussines Center (TBC) VERSIÓN 2.2, se presenta el registro del PDOP o cobertura satelital entre las fechas en las cuales se realizaron las

observaciones GNSS (03 al 27 de marzo de 2018).

Tabla 6-2 Procesamiento línea base.

Observación	De	A	Tipo de solución	Prec. H. (Metro)	Prec. V. (Metro)	Aci. geod.	Dist. elip (Metro)	ΔAltura (Metro)
CR104P --- CHEPO (B2)	CR104P	CHEPO	Fijo	0.001	0.003	35°31'07"	419.468	1.293
GPS12 --- GPS08 (B31)	GPS12	GPS08	Fijo	0.009	0.036	65°13'25"	23296.765	-23.061
GPS12 --- GPS09 (B24)	GPS12	GPS09	Fijo	0.010	0.037	65°39'35"	17486.725	-18.116
GPS12 --- GPS13 (B35)	GPS12	GPS13	Fijo	0.007	0.027	261°01'45"	8722.082	-44.425
IGN1 --- GPS12 (B46)	IGN1	GPS12	Fijo	0.004	0.016	359°19'16"	5295.702	40.020
GPS11 --- GP10 (B9)	GPS11	GP10	Fijo	0.004	0.019	70°56'42"	6560.578	-60.245
IGN1 --- GPS11 (B10)	IGN1	GPS11	Fijo	0.005	0.023	23°51'03"	10058.913	60.025
CHEPO --- GPS02 (B14)	CHEPO	GPS02	Fijo	0.006	0.008	51°33'07"	3587.048	8.866
IGN1 --- GP10 (B5)	IGN1	GP10	Fijo	0.006	0.027	42°09'16"	15299.913	-0.219
CHEPO --- GPS01 (B11)	CHEPO	GPS01	Fijo	0.007	0.014	109°59'03"	11063.566	-8.041
CR104P --- GPS02 (B15)	CR104P	GPS02	Fijo	0.006	0.009	49°53'18"	3991.880	10.173
GPS12 --- GPS13 (B29)	GPS12	GPS13	Fijo	0.007	0.027	261°01'45"	8722.082	-44.425
CR104P --- GPS01 (B12)	CR104P	GPS01	Fijo	0.007	0.014	107°54'46"	11183.215	-6.748
GPS12 --- GPS09 (B30)	GPS12	GPS09	Fijo	0.010	0.037	65°39'35"	17486.725	-18.113
GPS12 --- GPS08 (B25)	GPS12	GPS08	Fijo	0.009	0.036	65°13'25"	23296.765	-23.061
CR104P --- GPS12 (B43)	GPS12	CR104P	Fijo	0.008	0.026	71°21'58"	52237.181	-56.349
CR104P --- GPS12 (B39)	GPS12	CR104P	Fijo	0.008	0.025	71°21'58"	52237.181	-56.350
GPS12 --- GPS07 (B32)	GPS12	GPS07	Fijo	0.008	0.043	74°26'50"	31388.264	-12.615
GPS12 --- GPS07 (B26)	GPS12	GPS07	Fijo	0.008	0.043	74°26'50"	31388.264	-12.615
GPS12 --- GPS06 (B33)	GPS12	GPS06	Fijo	0.008	0.046	72°57'40"	36763.806	-51.221
GPS12 --- GPS06 (B27)	GPS12	GPS06	Fijo	0.008	0.046	72°57'40"	36763.806	-51.221
GPS06 --- GPS04 (B59)	GPS06	GPS04	Fijo	0.006	0.026	65°07'21"	10004.721	-7.547
GPS06 --- GPS04 (B55)	GPS06	GPS04	Fijo	0.006	0.026	65°07'21"	10004.721	-7.547
GPS06 --- GPS03 (B58)	GPS06	GPS03	Fijo	0.007	0.012	59°42'01"	15984.529	9.075
GPS06 --- GPS03 (B54)	GPS06	GPS03	Fijo	0.007	0.012	59°42'01"	15984.530	9.078
GPS12 --- GPS05 (B34)	GPS12	GPS05	Fijo	0.009	0.048	72°01'51"	42945.510	-34.443
GPS12 --- GPS05 (B28)	GPS12	GPS05	Fijo	0.009	0.048	72°01'51"	42945.510	-34.443
GPS12 --- GPS01 (B41)	GPS12	GPS01	Fijo	0.008	0.016	77°33'46"	61589.588	-63.116
GPS12 --- GPS01 (B37)	GPS12	GPS01	Fijo	0.008	0.015	77°33'46"	61589.589	-63.119
GPS05 --- GPS04 (B49)	GPS05	GPS04	Fijo	0.003	0.015	62°45'24"	3794.727	-24.369
GPS05 --- GPS04 (B51)	GPS05	GPS04	Fijo	0.003	0.015	62°45'24"	3794.727	-24.369
GPS12 --- GPS11 (B44)	GPS12	GPS11	Fijo	0.004	0.019	46°36'29"	5683.634	19.986
GPS06 --- GPS05 (B57)	GPS06	GPS05	Fijo	0.004	0.017	66°34'18"	6215.234	16.821
GPS06 --- GPS05 (B56)	GPS06	GPS05	Fijo	0.004	0.017	66°34'18"	6215.234	16.821
GPS06 --- GPS05 (B53)	GPS06	GPS05	Fijo	0.004	0.017	66°34'18"	6215.234	16.821
GPS06 --- GPS05 (B52)	GPS06	GPS05	Fijo	0.004	0.017	66°34'18"	6215.234	16.821
GPS06 --- GPS05 (B17)	GPS06	GPS05	Fijo	0.006	0.028	66°34'18"	6215.260	16.827
GPS04 --- GPS03 (B47)	GPS04	GPS03	Fijo	0.005	0.008	50°47'43"	6098.285	16.615
GPS12 --- GP10 (B45)	GPS12	GP10	Fijo	0.006	0.028	59°39'29"	11970.675	-40.259
GPS08 --- GPS09 (B22)	GPS08	GPS09	Fijo	0.007	0.011	243°56'31"	5812.068	4.953
GPS05 --- GPS03 (B48)	GPS05	GPS03	Fijo	0.006	0.010	55°22'32"	9842.054	-7.737
GPS05 --- GPS03 (B50)	GPS05	GPS03	Fijo	0.006	0.010	55°22'32"	9842.054	-7.737
GPS06 --- GPS07 (B18)	GPS06	GPS07	Fijo	0.006	0.015	244°24'58"	5447.273	38.551
GPS08 --- GPS07 (B20)	GPS08	GPS07	Fijo	0.012	0.021	98°27'48"	9185.946	10.372
GPS05 --- GPS07 (B19)	GPS05	GPS07	Fijo	0.011	0.027	245°34'24"	11660.483	21.740
GPS13 --- GPS09 (B23)	GPS13	GPS09	Fijo	0.011	0.041	70°44'54"	25999.854	26.302
GPS12 --- CHEPO (B42)	GPS12	CHEPO	Fijo	0.008	0.028	71°05'52"	52577.472	-55.027
GPS12 --- CHEPO (B38)	GPS12	CHEPO	Fijo	0.008	0.027	71°05'52"	52577.472	-55.027
GPS08 --- GPS13 (B21)	GPS08	GPS13	Fijo	0.011	0.019	249°32'29"	31778.009	-21.361
GPS12 --- GPS02 (B40)	GPS12	GPS02	Fijo	0.013	0.018	69°51'54"	55969.271	-46.229
GPS12 --- GPS02 (B36)	GPS12	GPS02	Fijo	0.013	0.018	69°51'54"	55969.271	-46.229

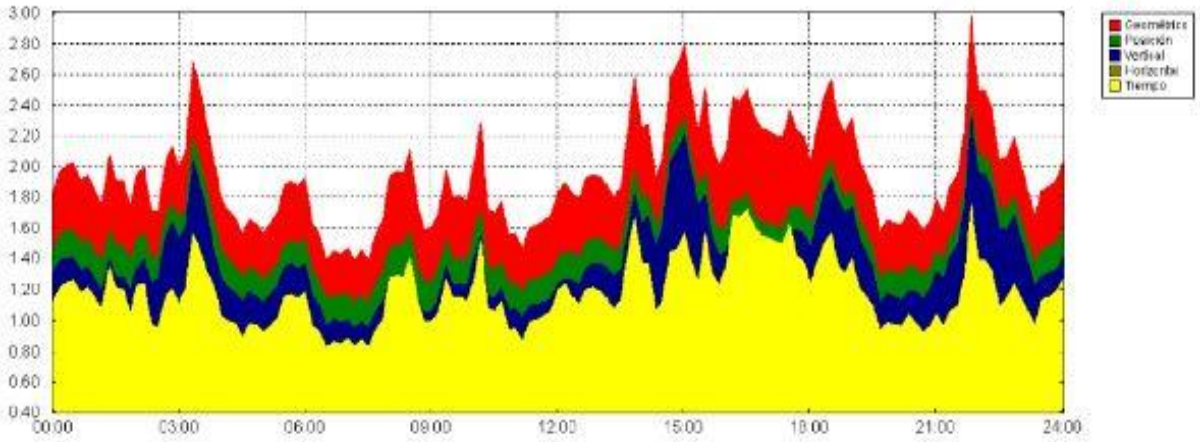


Figura 6-11 Cronología de la medición PDOP

6.1.3.2. Configuración y ajuste de la Red Geodésica

Se realizó la configuración y ajuste de la red geodésica, la cual se presenta en la Tabla 6-3.

Tabla 6-3 Configuración y ajuste de la Red Geodésica.

Nivel de confianza de la precisión: 95%

ID vector	ID del punto de origen	Al ID punto	Tipo de solución	Hora de inicio	Duración	Precisión h (Metro)	Precisión v (Metro)	Dist. elip. (Metro)
PV46	IGN1	GPS12	Fija	27/03/2018 08:40:41 a.m.	03:35:36	0.004	0.016	5295.702
PV35	GPS12	GPS13	Fija	21/03/2018 08:23:40 a.m.	02:25:06	0.007	0.027	8722.082
PV29	GPS12	GPS13	Fija	21/03/2018 08:23:40 a.m.	02:25:06	0.007	0.027	8722.082
PV30	GPS12	GPS09	Fija	21/03/2018 08:21:30 a.m.	02:05:10	0.010	0.037	17486.724
PV24	GPS12	GPS09	Fija	21/03/2018 08:21:30 a.m.	02:05:10	0.010	0.037	17486.724
PV31	GPS12	GPS08	Fija	21/03/2018 08:53:45 a.m.	02:31:25	0.009	0.036	23296.764

PV25	GPS12	GPS08	Fija	21/03/2018 08:53:45 a.m.	02:31:25	0.009	0.036	23296.764
PV43	GPS12	CR104P	Fija	20/03/2018 08:22:34 a.m.	06:38:00	0.008	0.026	52237.180
PV39	GPS12	CR104P	Fija	20/03/2018 08:22:34 a.m.	06:38:00	0.008	0.025	52237.180
PV2	CR104P	CHEPO	Fija	20/03/2018 08:26:55 a.m.	06:37:25	0.001	0.003	419.468
PV14	CHEPO	GPS02	Fija	20/03/2018 01:27:25 p.m.	01:29:55	0.006	0.008	3587.048
PV32	GPS12	GPS07	Fija	21/03/2018 11:00:40 a.m.	02:00:55	0.008	0.043	31388.263
PV26	GPS12	GPS07	Fija	21/03/2018 11:00:40 a.m.	02:00:55	0.008	0.043	31388.263
PV33	GPS12	GPS06	Fija	21/03/2018 12:08:15 p.m.	02:22:25	0.008	0.046	36763.805
PV27	GPS12	GPS06	Fija	21/03/2018 12:08:15 p.m.	02:22:25	0.008	0.046	36763.805
PV59	GPS06	GPS04	Fija	22/03/2018 09:07:25 a.m.	02:56:40	0.006	0.026	10004.721
PV55	GPS06	GPS04	Fija	22/03/2018 09:07:25 a.m.	02:56:40	0.006	0.026	10004.721
PV58	GPS06	GPS03	Fija	22/03/2018 09:42:40 a.m.	01:59:50	0.007	0.012	15984.528
PV54	GPS06	GPS03	Fija	22/03/2018 09:42:40 a.m.	01:59:50	0.007	0.012	15984.529
PV34	GPS12	GPS05	Fija	21/03/2018 12:22:12 p.m.	02:02:34	0.009	0.048	42945.509
PV28	GPS12	GPS05	Fija	21/03/2018 12:22:12 p.m.	02:02:34	0.009	0.048	42945.509
PV41	GPS12	GPS01	Fija	20/03/2018 10:44:25 a.m.	01:59:55	0.008	0.016	61589.587
PV37	GPS12	GPS01	Fija	20/03/2018 10:44:25 a.m.	01:59:55	0.008	0.015	61589.588
PV10	IGN1	GPS11	Fija	27/03/2018 09:00:10 a.m.	03:16:35	0.005	0.023	10058.913
PV5	IGN1	GP10	Fija	27/03/2018 09:15:55 a.m.	02:59:55	0.006	0.027	15299.913
PV49	GPS05	GPS04	Fija	22/03/2018 09:07:25 a.m.	02:56:40	0.003	0.015	3794.727
PV51	GPS05	GPS04	Fija	22/03/2018 09:07:25 a.m.	02:56:40	0.003	0.015	3794.727
PV44	GPS12	GPS11	Fija	27/03/2018 09:00:10 a.m.	03:16:07	0.004	0.019	5683.634
PV9	GPS11	GP10	Fija	27/03/2018 09:15:55 a.m.	02:59:55	0.004	0.019	6560.578
PV57	GPS06	GPS05	Fija	22/03/2018 08:40:40 a.m.	03:41:47	0.004	0.017	6215.234
PV56	GPS06	GPS05	Fija	22/03/2018 08:40:40 a.m.	03:41:47	0.004	0.017	6215.234
PV53	GPS06	GPS05	Fija	22/03/2018 08:40:40 a.m.	03:41:47	0.004	0.017	6215.234
PV52	GPS06	GPS05	Fija	22/03/2018 08:40:40 a.m.	03:41:47	0.004	0.017	6215.234
PV17	GPS06	GPS05	Fija	21/03/2018 12:22:12 p.m.	02:02:34	0.006	0.028	6215.260
PV47	GPS04	GPS03	Fija	22/03/2018 09:42:40 a.m.	01:59:50	0.005	0.008	6098.285
PV15	CR104P	GPS02	Fija	20/03/2018 01:27:25 p.m.	01:29:55	0.006	0.009	3991.880
PV45	GPS12	GP10	Fija	27/03/2018 09:15:55 a.m.	02:59:55	0.006	0.028	11970.675
PV22	GPS08	GPS09	Fija	21/03/2018 08:53:45 a.m.	01:32:55	0.007	0.011	5812.068
PV48	GPS05	GPS03	Fija	22/03/2018 09:42:40 a.m.	01:59:50	0.006	0.010	9842.054
PV50	GPS05	GPS03	Fija	22/03/2018 09:42:40 a.m.	01:59:50	0.006	0.010	9842.054
PV18	GPS06	GPS07	Fija	21/03/2018 12:08:15 p.m.	00:53:20	0.006	0.015	5447.273
PV11	CHEPO	GPS01	Fija	20/03/2018 10:44:25 a.m.	01:59:55	0.007	0.014	11063.566
PV12	CR104P	GPS01	Fija	20/03/2018 10:44:25 a.m.	01:59:55	0.007	0.014	11183.215
PV20	GPS08	GPS07	Fija	21/03/2018 11:00:40 a.m.	00:24:30	0.012	0.021	9185.946
PV19	GPS05	GPS07	Fija	21/03/2018 12:22:12 p.m.	00:39:23	0.011	0.027	11660.483
PV23	GPS13	GPS09	Fija	21/03/2018 08:23:40 a.m.	02:03:00	0.011	0.041	25999.853
PV42	GPS12	CHEPO	Fija	20/03/2018 08:26:55 a.m.	06:33:39	0.008	0.028	52577.471
PV38	GPS12	CHEPO	Fija	20/03/2018 08:26:55 a.m.	06:33:39	0.008	0.027	52577.471
PV21	GPS08	GPS13	Fija	21/03/2018 08:53:45 a.m.	01:55:01	0.011	0.019	31778.009
PV40	GPS12	GPS02	Fija	20/03/2018 01:27:25 p.m.	01:29:55	0.013	0.018	55969.270
PV36	GPS12	GPS02	Fija	20/03/2018 01:27:25 p.m.	01:29:55	0.013	0.018	55969.270

Lista de vectores

Errores de configuración GNSS

Error en la altura de antena: 0.000 m
Error de centrado: 0.000 m
Visualización de la covarianza Horizontal:
Error lineal propagado [E]: EE.UU.
Término constante [C]: 0.000 m
Escalar en error lineal [S]: 1.960
Tridimensional

Error lineal propagado [E]:	EE.UU.
Término constante [C]:	0.000 m
Escalar en error lineal [S]:	1.960

Estadísticas del ajuste

Número de iteraciones para un ajuste exitoso:		3
Factor de referencia de red:		1.00
Prueba de chi al cuadrado (95%):		Pasado
Nivel de confianza de la precisión:		95%
Grados de libertad:		28
Estadísticas de vectores con posprocesamiento		
Factor de referencia:		1.00
Número de redundancias:	28.00	
Escalar a priori:		34.94

6.1.3.3. Diferencias coordenadas calculada vs coordenadas IGNTG

Al realizar el ajuste a partir de los datos de la estación permanente IGN1, se notó una diferencia promedio de 30 cm en la llegada al vértice CHEPO, Sin embargo, al determinar las velocidades a la fecha de la certificación para el vértice CHEPO (Abril 2001) y el recálculo a partir de la coordenada del IGN1 obtenida en la página del SIRGAS para la semana 1991, se determinó que la coordenada asumida seria de la estación SIRGAS IGN1.

Tabla 6-4 Diferencias obtenidas vértices IGNTG.

COORDENADAS SIN AJUSTE IGNTG SISTEMA UTM ZONA 17N DATUM WGS84					COORDENADAS CERTIFICADAS IGNTG SISTEMA UTM ZONA 17N DATUM WGS84					DIFERENCIAS			
GPS	ESTE	NORTE	ELEVACION	ALTURA	GPS	ESTE	NORTE	ELEVACION	ALTURA	ESTE	NORTE	ELEVACION	ALTURA
CHEPO	710554.860	1016031.597	19.124	32.3777	CHEPO	710554.551	1016031.351	18.80	32.3777	0.31	0.25	0.32	0.00
CR104P	710312.952	1015688.835	17.808		CR104P	710312.650	1015688.610	17.808		0.30	0.22	0.00	0.00
IGN1	660964.593	993502.559	34.387	47.808	IGN1	660964.593	993502.559	34.190	47.588	0.00	0.00	0.20	0.22

6.1.3.4. Sistema Vertical

Se utilizó la técnica de medición GPS estático para establecer la red geodésica de control y su densificación. Las alturas están referidas a un elipsoide de revolución. Para calcular las alturas elipsoidales a alturas ortométricas (nivel medio del mar), se utilizó el modelo geoidal EGM96.

El modelo matemático para las respectivas conversiones se define a continuación

$$H = h - N$$

Donde,
H = altura ortométrica
h = altura elipsoidal
N = ondulación geoidal

Para calcular las alturas elipsoidales, se fijó la altura de un punto de origen del proyecto (CHEPO) perteneciente a la red geodésica del IGNTG, obtenida mediante el proceso en el TBC de alturas elipsoidales para cada uno de los puntos que conforman la red GPS. Lo anterior, teniendo en cuenta el valor de la corrección vertical local que se determina por la diferencia entre la altura y la elevación de los puntos conocidos del IGNTG. Las coordenadas finales se encuentran en el sistema de referencia WGS84 UTM Z17N.

Tabla 6-5 Coordenadas red geodésica (ESTE, NORTE).

SISTEMAS DE COORDENADAS UTM ZONA 17N				
DATUM WGS84				
GPS	ESTE	NORTE	ELEVACION	FIJO
CHEPO	710554.860	1016031.597	19.124	
CR104P	710312.952	1015688.835	17.808	e
GP10	671186.642	1004885.420	34.039	
GPS01	720974.100	1012305.321	10.888	
GPS02	713352.601	1018277.387	28.155	
GPS03	709749.146	1017845.310	32.175	
GPS04	705043.125	1013965.575	15.323	
GPS05	701677.873	1012211.078	39.618	
GPS06	695986.812	1009711.492	22.746	
GPS07	691084.966	1007334.818	61.297	
GPS08	681992.664	1008645.184	51.091	
GPS09	676783.142	1006068.188	56.086	
GPS11	664994.767	1002718.034	94.395	
GPS12	660880.650	998797.175	74.452	
GPS13	652271.608	997402.745	30.225	
IGN1	660964.593	993502.559	34.387	LL

Tabla 6-6 Coordenadas geográficas red geodésica (LATITUD, LONGITUD)

COORDENADAS GEOGRAFICAS DATUM WGS84				
GPS	LATITUD	LONGITUD	ALTURA	Fijo
CHEPO	N9°11'11.33044"	O79°05'01.39054"	32.378	LLh
CR104P	N9°11'00.21840"	O79°05'09.37302"	31.469	e
GP10	N9°05'14.73228"	O79°26'32.45344"	47.384	
GPS01	N9°09'08.21532"	O78°59'20.84109"	24.526	
GPS02	N9°12'23.92551"	O79°03'29.36329"	41.406	
GPS03	N9°12'10.49528"	O79°05'27.46218"	45.498	
GPS04	N9°10'05.03917"	O79°08'02.26070"	28.880	
GPS05	N9°09'08.50309"	O79°09'52.76836"	53.242	
GPS06	N9°07'48.08268"	O79°12'59.55598"	36.416	
GPS07	N9°06'31.50819"	O79°15'40.46050"	74.972	
GPS08	N9°07'15.54709"	O79°20'38.01900"	64.581	
GPS09	N9°05'52.43478"	O79°23'29.00750"	69.533	
GPS11	N9°04'05.03261"	O79°29'55.52365"	107.628	
GPS12	N9°01'57.95000"	O79°32'10.76814"	87.637	
GPS13	N9°01'13.65242"	O79°36'52.84826"	43.218	
IGN1	N8°59'05.59194"	O79°32'08.71366"	47.611	LL

En la Figura 6-12 a continuación, se presenta la red geodésica materializada en campo:



Figura 6-12 Red geodésica.

6.1.4. Levantamiento LIDAR

6.1.4.1. Equipos

6.1.4.1.1. Sensor LIDAR y cámara fotogramétrica

Los datos fueron capturados con un sistema LiDAR Riegl VUX-1 Long Range y una cámara fotogramétrica de medio formato Phase One iXA-R 180 de 100 MP con lentes de 5.0mm, ambos de última generación.

El sistema LiDAR RIEGL VUX-1 Long Range corresponde a un escáner compacto que permite capturar información con alta precisión, calidad e integración con otros sensores y sistemas. El sensor RIEGL VUX implementado fue calibrado el 10 de noviembre de 2016 directamente por el fabricante, lo cual garantiza la calidad en la captura de la información.

SENSOR	SERIAL NUMBER
VUX SYS CU with AP 20	VUX1-LR: **S2222542** APPLANIX AIMU-M2 AP20: **2703** VUX-SYS CU: **2222335**
Camera PhaseOne and 50mm Lens	Camera: **YD030014** Lens: **12335347**
Mounting system	N/A

Figura 6-13 Configuración Equipos.

6.1.4.1.2. Aeronave

En función de la topografía y condiciones de relieve presentes en el área de estudio, la aeronave seleccionada para la captura de información fue el Helicóptero Robinson R44, el cual cuenta con las condiciones requeridas para el montaje de Sensores Remotos.



Figura 6-14 Montaje sistema LIDAR.



Figura 6-15 Aeronave y Montaje sistema LIDAR.

6.1.4.2. Desplazamientos IMU - Antena GNSS

Durante el montaje del sensor LIDAR, se midieron las coordenadas de la antena GNSS y se compararon respecto a los ejes coordenados de la unidad de medida inercial (IMU). Para ello implementó una estación total con medición de distancias por láser sin prisma. El resultado de los desplazamientos medidos fue: X= 0.0570; Y= -0.6010; z= 2.0830.

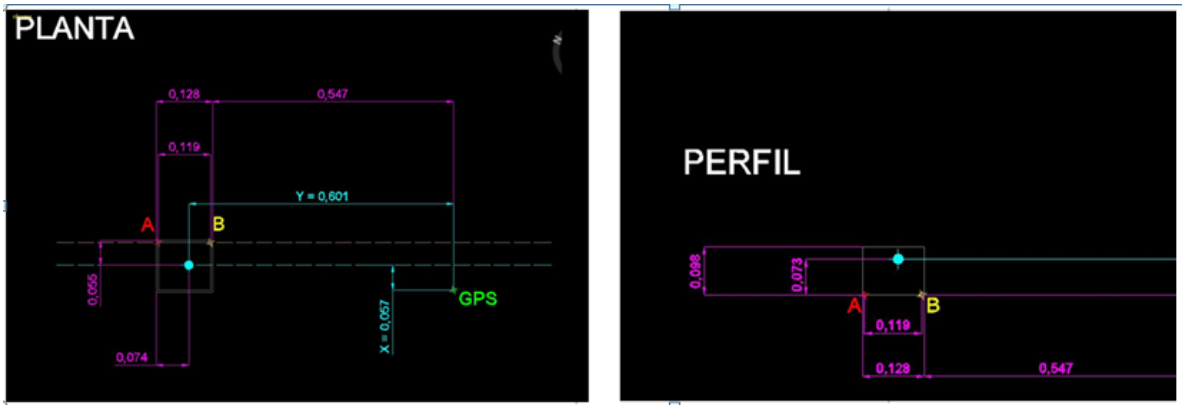


Figura 6-16 Desplazamientos IMU - Antena GNSS.

6.1.4.3. Resumen de descentradas

Los vectores Antena GPS - IMU e IMU - Sensores obtenidos en el montaje realizado sobre el helicóptero Robinson R44 son los siguientes:

MONTAJE SIGLA HUGUES - Agua de dios					
	VECTORES MONTAJE 20170713	X	Y	Z	Observaciones
GPS -- IMU	IMU to GNSS Antenna Lever Arms	0.0570	-0.6010	2.0830	Medidos 20170517 (x-left, y-fwd, z-down)
IMU -- LASER	IMU->Secondary Sensor Lever Arms:	-0.0035	0.0890	-0.1020	NUNCA CAMBIAN
IMU -- CAMARA PHASEONE	IMU->Secondary Sensor Lever Arms	0.1815	0.2610	0.5610	

Figura 6-17 Vectores Montaje.

6.1.4.4. Calibración del sistema Inercial - Cámara / Lidar

Mediante el vuelo de calibración realizado en la ciudad de Panamá, se calculó la desalineación entre el sistema de coordenadas de la IMU y los ejes de cada sistema. De forma general, se realiza la calibración del sistema inercial para cada combinación LiDAR/cámara/Helicóptero en las siguientes fases del levantamiento:

- Previo al inicio de los trabajos.
- Después de la manipulación de la Cámara/LiDAR (cambio de Helicóptero, cambio de lentes de la cámara, etc.)
- En el caso de que entre campañas de vuelo haya transcurrido un intervalo de tiempo considerable.
- Al final del trabajo en caso de que se estime oportuno.

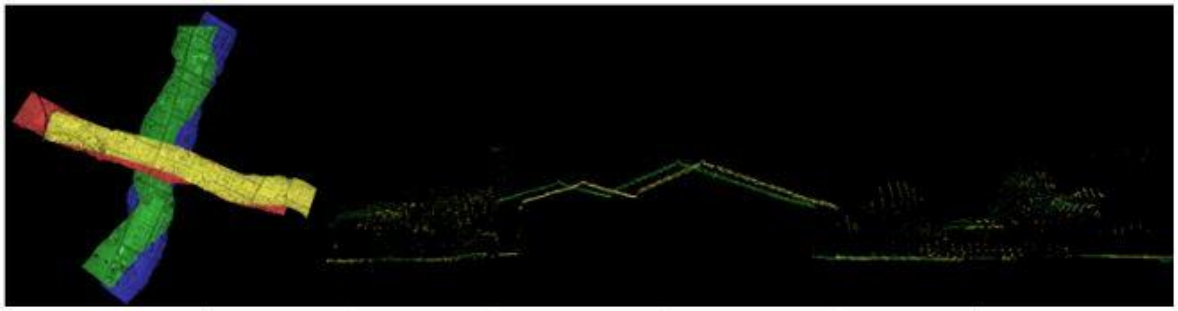
Para ejecución del vuelo de calibración, se realizaron cuatro ejes de vuelo. Para cada eje se planificó un eje volado en sentido contrario y un eje perpendicular.



Figura 6-18 Vuelo de calibración.

6.1.4.4.1. Cálculo de corrección Roll, Pitch y Heading

Se buscó realizar las pasadas coincidentes (1 y 2) en una zona plana extendida entre ambos extremos de las pasadas. Se realizó un perfil transversal en todo el ancho midiendo las diferencias en cada eje coordenado.



	FORMULA	VALOR
Roll	arctg ((Separacion/2)/(Ancho pasada /2))	-0.65
Pitch	arctg ((Diferencia/2)/(Altura de Vuelo))	-0.055
Heading	arctg ((Separacion/2)/(Ancho pasada /2))	-0.959

Figura 6-19 Correción Roll, Pitch and Heading.

6.1.4.5. Información Meteorológica

Teniendo en cuenta que los factores meteorológicos constituyeron un factor condicionante para le ejecución de los vuelos el clima fue monitoreado constantemente, con el fin de realizar las

operaciones de vuelo en condiciones meteorológicas óptimas (cielo limpio, ausencia de vientos fuertes, ausencia de nubes, brumas, sombras y humo). Las incidencias detectadas durante el vuelo fueron reportadas al jefe de proyectos, quien se encargó de tomar las medidas pertinentes.

6.1.4.6. Parámetros del vuelo Lidar

La parametrización del sensor LiDAR se realizó por medio del Software RIEGL Flight Plan. Los parámetros generales del vuelo fotogramétrico y LiDAR planificado se resumen en la siguiente tabla.



Figura 6-20 Parámetros Vuelos LIDAR.

6.1.4.7. Control de calidad

Luego de estructurar la parametrización del vuelo, se realizó un control de calidad para garantizar que se cumplan las características requeridas por el proyecto. En este proceso las líneas de vuelo planificadas son proyectados sobre un Modelo Digital de Elevaciones Global (SRTM), obteniendo una base de datos con información alfanumérica y un gráfico CAD, lo cual permite realizar un análisis visual de la planificación.

Igualmente, se proyectaron las pasadas LIDAR para garantizar los recubrimientos y los límites de variación de cota, el registro continuo de pulsos y la densidad media. A partir del análisis conjunto de la base de datos y del gráfico de huellas se determinó el grado de aptitud de la planificación y se realizaron las modificaciones pertinentes.

6.1.4.8. Toma de datos LIDAR y fotografías aéreas

Una vez realizado el control de calidad a la parametrización del vuelo, se ejecutó el vuelo

combinado (LiDAR-Cámara fotogramétrica) sobre el área de estudio. El helicóptero implementado cuenta con dos antenas GPS bifrecuencia sobre el fuselaje, conectados al sistema inercial de la cámara digital y al sistema inercial del sensor LiDAR. Ambos receptores captan información sobre la trayectoria desde el momento en que se conectan los motores del helicóptero hasta que se apagan en el aeropuerto de llegada.
Para garantizar la estabilidad del sistema inercial, el helicóptero permaneció parado cinco minutos antes de despegar y después de aterrizar, tiempo durante el cual el sistema GPS/IMU almacenó datos.

Los giros registrados fueron compensados en vuelo reduciendo al máximo sus efectos sobre la trayectoria seguida por el centro de proyección de la cámara y el sensor LiDAR. El producto final de la ejecución de la misión de vuelo es el conjunto de imágenes digitales, datos brutos LiDAR, fichero de observaciones GPS e IMU y fichero final de la trayectoria seguida por el helicóptero.

Finalizada la sesión de vuelo se realizó el control de calidad mediante la generación de imágenes de intensidad, con las cuales se verificó que los datos levantados cubren la zona objetivo. Una vez finalizados los vuelos se obtuvo la información requerida para el post-proceso, la cual se indica a continuación:

- Rawdatas. Datos brutos formato 3FR captados por la cámara digital.
- RawLaser. Datos brutos captados con el sistema LiDAR en sistema UTM.
- Base de datos de vuelo (Incluye información sobre el momento de captura de cada imagen, coordenadas de navegación, etc.).
- Datos inerciales GPS/IMU de la cámara digital y del sistema LiDAR.
- Informe de incidencias detectadas por el operador durante el vuelo.
- Thumbnails (Imágenes miniatura de baja resolución).

6.1.4.9. Parámetros orientación directa

La obtención de los parámetros de orientación externa se realizó en cuatro fases, las cuales se indican a continuación:

- FASE 1: Obtención de la trayectoria DGPS por técnicas diferenciales, a partir de los datos del GPS y las observaciones simultáneas de la estación de referencia GNSS y posicionamientos en tierra.
- FASE 2: Conocidos de forma previa los parámetros de calibración de los sensores, se calculó una trayectoria integrada que incluye información sobre la actitud del Helicóptero incorporando los datos de la IMU.
- FASE 3: Con la trayectoria integrada DGPS/IMU y el registro de eventos, se extrajeron los parámetros de orientación externa para cada una de las tomas de imagen. A estos parámetros de orientación externa se les aplicaron las correcciones locales derivadas de la proyección UTM: convergencia de meridianos en kappa y factor de escala en altura.
- FASE 4: Finalmente se llevó a cabo una fase de interpolación de la trayectoria antes obtenida con los parámetros de orientación externa en el momento exacto de la toma.

Como resultado de estos cálculos se obtuvieron:

- Trayectorias de vuelo para cada día misión de vuelo (Fichero solución procedente del cálculo de trayectoria DGPS/IMU (Archivo *.trj y .txt “).
- Coordenadas de los centros de proyección con altitudes elipsoidales.
- Ángulos de orientación Omega, Phi y Kappa de cada fotografía.

El procesamiento de la información se realizó en el software INERTIAL, programa en el cual se define, calcula y procesa la trayectoria del avión y los fotocentros de las imágenes asociados a la información obtenida por medio del receptor GNSS del avión.

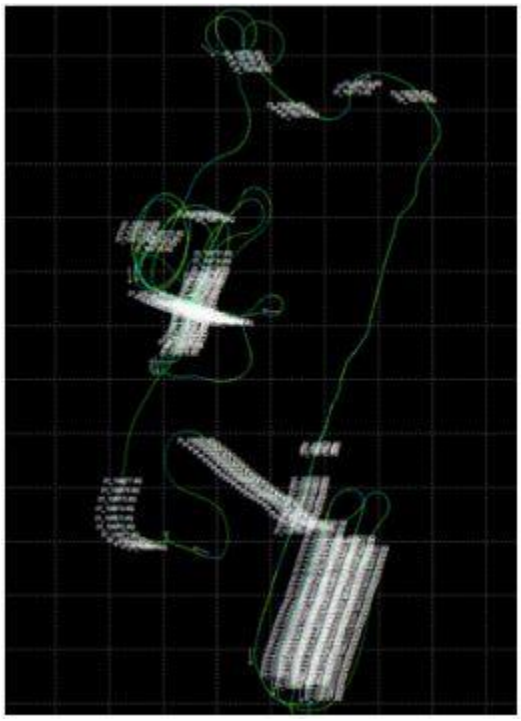


Figura 6-21 Procesamiento información en el Software INERTIAL.

6.1.4.10. Procesamiento información fase 1

El procesamiento geodésico de la información Fase 1 se realizó empleando el método “PPP” (Precise Point Positioning). El uso de esta metodología permite obtener una adecuada precisión posicional de los datos sin contar con información geodésica de estaciones GNSS o puntos de control en terreno preliminares.

Los resultados del cálculo GPS/INS fueron sometidos a un control de calidad directo mediante la evaluación de las precisiones resultantes, garantizando precisiones inferiores a 10 cm (X, Y, Z)

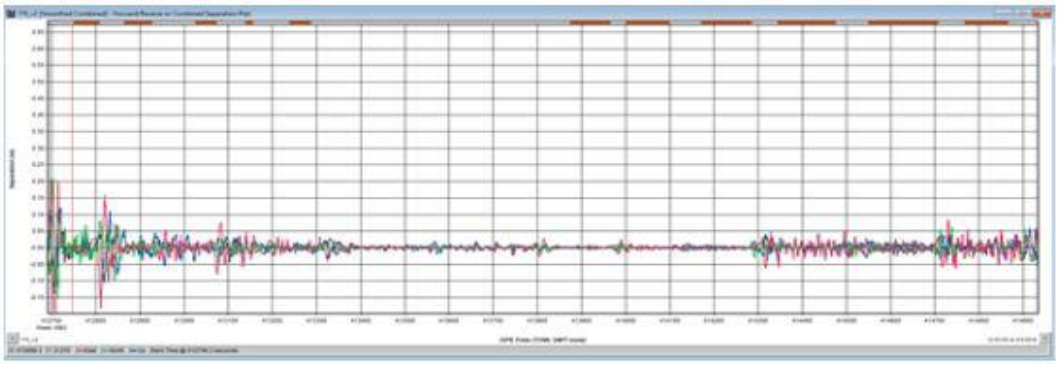


Figura 6-22 Errores en coordenadas Norte, Este y Altura (Combined RMS).

6.1.4.11. Cálculo modelo de local de ondulación

Posterior al control de cotas de la nube de puntos en cota elipsoidal, se realizó el cálculo de la Ondulación (diferencias entre la altura Elipsoidal y Ortométricas) para cada uno de los puntos de la red de geodésica levantada. A partir de estas diferencias, se realizó un modelo de ajuste local a cota Geométrica local. Este modelo se basa en mínimos cuadrados, y cuenta con un paso de malla de 20 m x 20 m.

La metodología de ajuste a cota Ortométricas local se basa en aplicar el modelo de ajuste a cota Ortométrica Local, a la nube de puntos Elipsoidal, obteniendo de esta manera una nube de puntos LiDAR Ortométrica consistente con la red Geodésica levantada.

6.1.4.12. Postproceso datos Lidar

La información LiDAR registrada para misión de vuelo en el área del proyecto Bayano, se compone de:

- Raw Laser: datos brutos procedentes del sensor en sistema WGS84.
- Datos inerciales (GPS-IMU), procedentes del sistema inercial.

El postproceso de los datos brutos de sensor procedentes de vuelo se realizó a partir del software RI Process de la casa RIEGL. Los ficheros que forman parte del cálculo son:

- Configuración del ajuste del sensor. Este fichero proviene de la calibración previa al inicio del proyecto y contiene toda la información referente a los giros (Roll, Pitch, Heading), constante de Torsión, corrección de rango, compensación en altura, ángulo de corrección del escáner y parámetros de temperatura y presión.
- Fichero solución. Procedente del cálculo de trayectoria DGPS/IMU.
- SDCLaser. datos brutos procedentes del sensor en formato *.sdc (scanning), estos datos vienen almacenados de forma secuencial y organizados en carpetas. Cada una de estas carpetas contienen todos los ficheros correspondientes a cada línea de vuelo escaneada.

Para procesar los datos brutos a partir de la solución obtenida de la trayectoria, se definió previamente el sistema de proyección sobre el que queremos obtener los datos proyectados, en este caso sistema WGS84 UTM Zone 17N.

Del procesado de datos, se obtienen ficheros binarios en formato *.LAS (Laser Airborne Scanner), los cuales contienen información referente a coordenadas planimétricas y altimétricas, intensidad, número e información de retorno, ángulo de escaneo y marca de tiempo de cada uno de los puntos.

El proceso realizado para este ajuste entre pasadas fue el siguiente:

- Procesado de los datos LiDAR tanto de las pasadas E-O longitudinales como de las transversales.
- Clasificación de los datos LiDAR de la pasada transversal. En las zonas de los campos de control (Grillas), se revisa la clasificación de la nube de puntos LiDAR, y se ejecuta una edición rigurosa de la clase terreno para la obtención del MDT (Modelo Digital del Terreno) preciso en dichas zonas.
- Determinación de la corrección a realizar a la pasada transversal a partir del contraste del MDT y MDS (Modelo Digitales de Superficie) derivados de los datos LiDAR clasificados con los puntos pertenecientes a los campos de control.
- Ajuste de la pasada transversal al terreno a partir de las correcciones derivadas de los campos de control.
- Clasificación de los datos LiDAR de las pasadas longitudinales en las zonas de solape con la pasada transversal para determinar el MDT en estas zonas. Al realizar un contraste entre las dos nubes de puntos en la zona de solape, en el que se emplean gran número de puntos, no es necesario realizar una clasificación rigurosa de los datos LiDAR.
- Determinación de la corrección a aplicar a cada una de las pasadas longitudinales a partir de la comparación de estas con las pasadas transversales ajustadas al terreno previamente mediante los campos de control.
- Ajuste al terreno de cada una de las pasadas longitudinales mediante la aplicación del desplazamiento en Z determinado en el paso anterior.
-

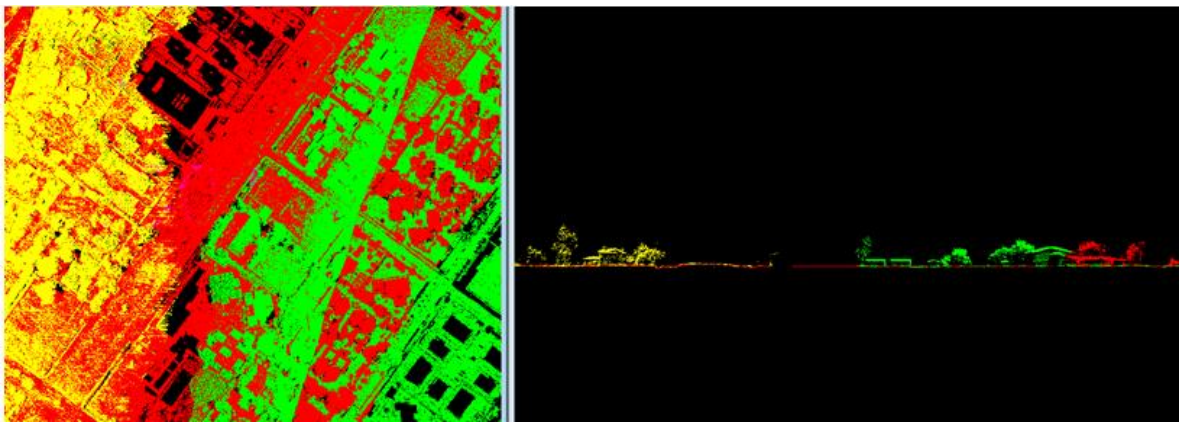


Figura 6-23 Perfiles transversales tomados en zonas de solape entre pasadas.

6.1.4.13. Aerotriangulación

La aerotriangulación es el proceso por el que se obtiene la orientación externa precisa de fotogramas aéreos en el sistema de referencia establecido para el proyecto, materializado por los puntos de apoyo.

El proceso de aerotriangulación automática se realizó mediante la utilización del software Agisoft Photoscan. La planificación en la elaboración del aerotriangulación, contempló los siguientes aspectos:

- Definición del bloque. Configuración de los parámetros generales del bloque de trabajo.
- Localización y tamaño del bloque.
- Datos de vuelo: escala o resolución, cámara, GPS, IMU, etc.
- Número de pasadas y longitud de las mismas.
- Situación de pasadas trasversales (en caso de que existan).
- Indicación del sistema de referencia.
- Establecimiento de las tolerancias de precisión.
- Localización y características de las imágenes.

Precisiones de la aerotriangulación:

- Error estándar para la orientación interior 0,6 píxel.
- Error estándar para el ajuste relativo, 1 pixel.
- Error estándar para el ajuste absoluto, 3 pixel.

6.1.4.14. Resultados finales

Para la generación de las ortofotos se usó el método correlación automática de imágenes en Inpho, el cual incluye para Fase 1 un total de 3,658 fotografías del proyecto. Como resultado de esta fase 1 se obtuvieron los siguientes productos:

- 388 imágenes RGB, a resolución 5 cm Formato ECW.
- Fichero AUX de georreferenciación.

6.1.5. Control de calidad

El control de calidad se realizó sobre los datos LiDAR y ortofoto se diseñó y ejecutó un plan de apoyo de campo con dispositivos GPS, con el objetivo de lograr precisión de centímetro. El plan mencionado consistió en buscar puntos de referencia únicos y particulares, ejemplo: vértices, marcas viales y naturales, infraestructura de fácil identificación, etc. para luego estimar y corregir cualquier error.

Respecto a la calidad de las ortofotos, se tuvieron en cuenta los siguientes lineamientos:

- La definición de la imagen, medida en cm / píxel, debe cumplir con las especificaciones del proyecto.
- La foto debe contar con cobertura de la zona de interés.
- El balance de color debe ser lo más homogéneo posible y coherente con las especificaciones. La verificación se realizó de forma manual por operadores calificados
- Verificación de la integridad en las imágenes.
- La ausencia de distorsiones de las imágenes de cualquier error en el DTM.

Respecto a la calidad de la topografía LIDAR, se tuvieron en cuenta los siguientes lineamientos:

- Verificación de la cobertura de la zona de estudio.
- Comparación con puntos rtk detectados en el suelo, los cuales deben ser en el mismo sistema elipsoidal.
- La comparación entre las bandas y el láser en formato xyz.
- La comparación de los datos con el láser versus orto.
- Prueba manual en cualquier terreno dado, filtrado efectivo de edificios y vegetación mediante la observación de las curvas de nivel y la comparación de los datos con el láser orto o la creación de un DTM.

6.1.6. Resultados

En la Tabla 6-7 se presentan los resultados obtenidos de los levantamientos topográficos.

Tabla 6-7 Resultados

Producto	Valor
Densidad Lidar Promedio	>16 pt / mq
Precisión en Z	+0.01> dZ <0.04
Precisión promedio en Z	0.02 m
Precisión en X,Y	0.25
Tamaño pixel	0.05 m

6.1.6.1. Modelo digital del terreno (DTM)

El procesamiento del Modelo Digital de Terreno (DTM) se realizó a partir del último Eco de la información LIDAR y mediante la interpolación exclusivamente de los puntos clasificados como terreno, generando una superficie. Este proceso es de interpolación, el cual se basa en la generación de un modelo de triangulación con interpolación lineal. Este método de interpolación se basa en la generación de una red de triángulos irregulares (TIN), en donde el interpolador se comporta como

exacto, en él se utilizan todos los puntos del modelo de terreno para crear la superficie del terreno. En este procesamiento no se incluye ningún objeto como árboles, edificaciones, líneas eléctricas, entre otros.

6.1.6.2. Modelo digital de superficie (DSM)

Se elaboró el Modelo Digital de Superficie a partir del primer Eco de la información de la nube de puntos del sensor LIDAR, interpolando los puntos clasificados como vegetación, árboles, edificaciones, líneas eléctricas, entre otros.

6.1.6.3. Ortofoto

La ortorrectificación es un procedimiento que elimina las distorsiones geométricas y de escalas inherentes en las fotografías aéreas producto de imperfecciones del sensor, variaciones topográficas y la curvatura de tierra. El resultado de este proceso es una imagen con la precisión cartográfica y escala en un mapa o plano, pero con el nivel de detalle alto y se referenció en el sistema de referencia de coordenadas de planas WGS 84 UTM Zone 17N. La Ortofoto obtenida cuenta con una resolución de tamaño de pixel de 5 cm.

6.1.6.4. Planimetría

La planimetría, se obtuvo a partir de la identificación y la fotointerpretación de los elementos presentes en la ortofoto, se realizó la vectorización de los elementos que se localizan a lo largo del corredor de la conducción, como las vías, ríos, líneas de energía y construcciones; la información de la planimetría se valida con la información obtenida del Modelo Digital de Superficie (DSM).

6.1.7. Batimetrías

A continuación se presenta la descripción de las secciones de batimetrías levantadas en las campañas ejecutadas los meses de diciembre del 2017 y enero, julio y agosto de 2018.

6.1.7.1. Primera campaña

En la primera campaña de levantamientos topobatimétricos, se caracterizaron 16 secciones en un tramo del cauce del río Bayano en una longitud de 10 km, por medio de una ecosonda monohaz y receptores GNSS de doble frecuencia.



Figura 6-24 Localización de 15 Secciones topo batimétricas río Bayano.

6.1.7.1.1. Amarre vértices IGNTG

Para el amarre del levantamiento se consultaron los puntos de referencia que se encuentran en el área del levantamiento de las secciones topo batimétricas, los cuales corresponden a los vértices CHEPO y el BM-CR-105F del IGNTG. Estos puntos fueron utilizados para el amarre de secciones topográficas de la primera y segunda campaña.

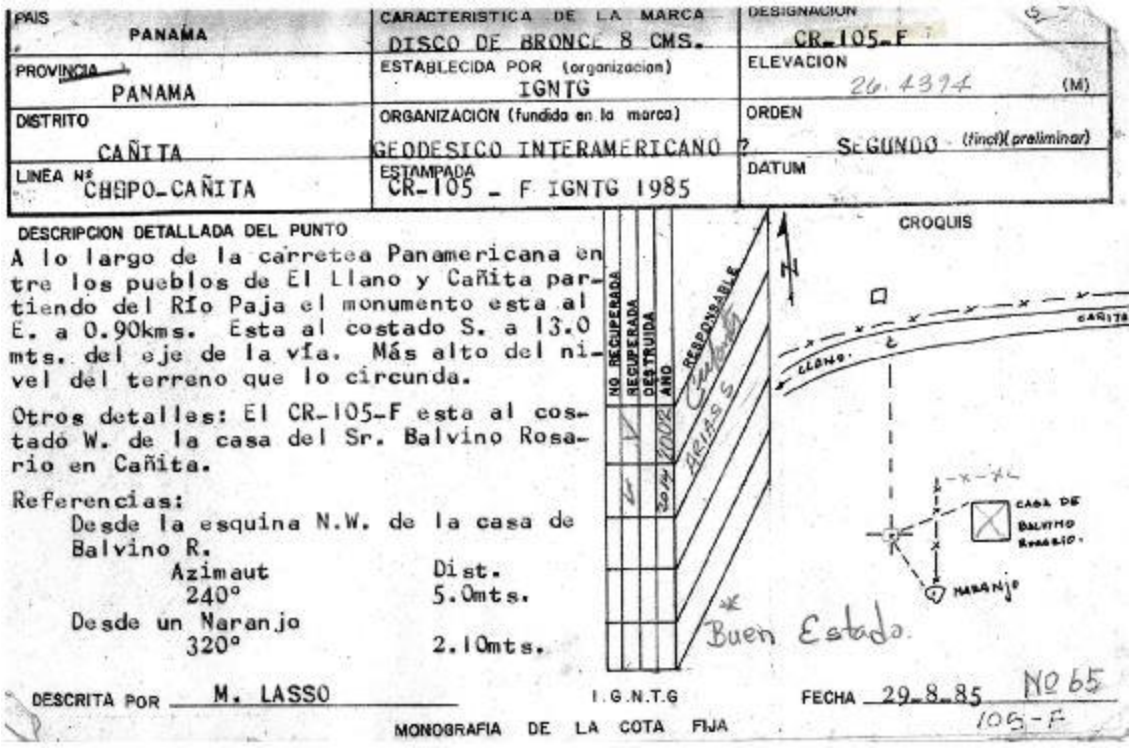


Figura 6-25 Ficha vértice CR-105-F IGNTG.

6.1.7.1.2. Materialización GNSS

Con el fin de referenciar los levantamientos de las secciones topo-batimétricas, se materializó en campo dos vértices de GNSS los cuales se indican a continuación (GPS 01 y GPS 02):

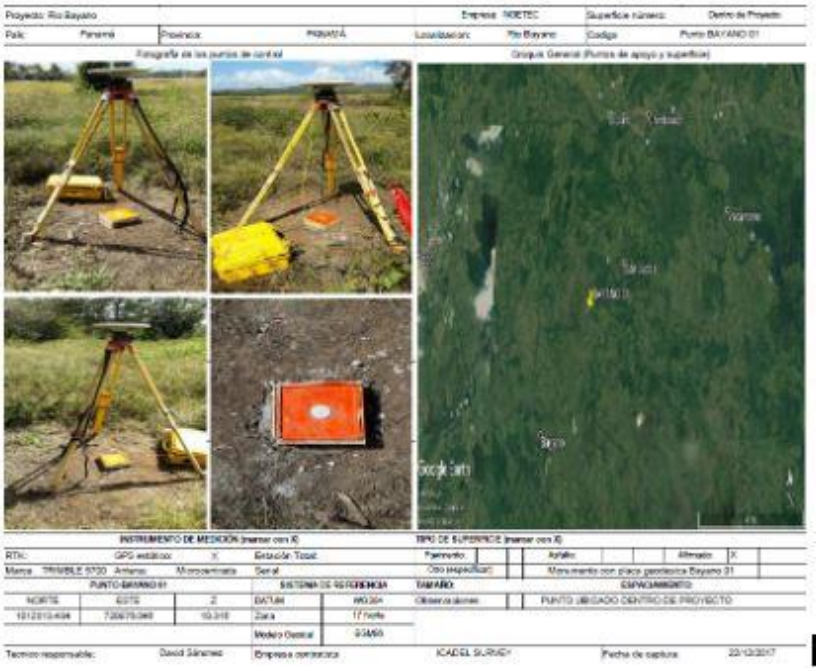


Figura 6-26 Ficha vértice Bayano GPS 01.

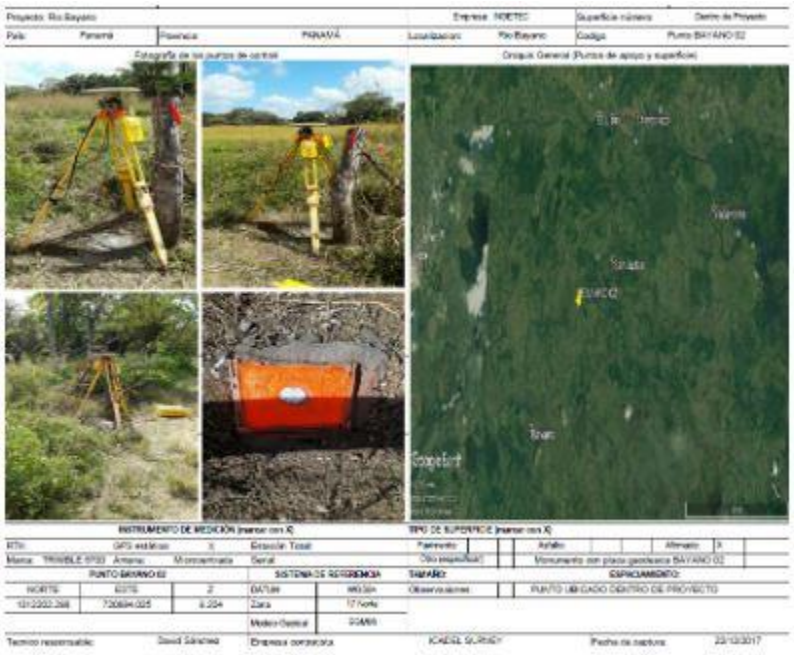


Figura 6-27 Ficha vértice Bayano GPS 02.

6.1.7.1.3. Planeación de los levantamientos

La planeación de los levantamientos partió de la proyección espacial de los recorridos, el alistamiento del equipo de la ecosonda, el GPS y su respectivo apareamiento con el computador. Luego de este proceso, se realizó la instalación de los equipos al bote y la calibración inicial de los

equipos. Posterior a la instalación se procedió con el patronaje de la ecosonda, proceso en el cual se precisa la posición del transductor con una medida patrón de profundidad identificable en campo, en por lo menos en dos lugares de diferente profundidad. Este proceso permite calcular la diferencia o error entre la profundidad real y la registrada por la ecosonda, y regular la velocidad de transmisión del sonido por la ecosonda antes de realizar el estudio batimétrico.



Figura 6-28 Calibración ecosonda con GNSS.

Se realizó la toma de los datos con la utilización del sistema RTK (adquisición de datos cinemáticos en tiempo real), el cual permite la corrección de datos GNSS en tiempo real y conocer de forma inmediata las coordenadas de los puntos adquiridos, mediante la instalación de una antena de radio, dos bases permanentes, un equipo rover y el bote. Siguiendo el procedimiento descrito, se garantiza la adquisición correcta de datos batimétricos y de terreno en el área.

Con el fin de complementar la información de la sección batimétrica levantada, se realizaron los levantamientos de detalles en terreno, siguiendo la dirección de cada sección, en una franja de 250 m a cada margen del río Bayano.

6.1.7.2. Segunda campaña

Los trabajos de la segunda campaña de batimetrías fueron ejecutados en julio y agosto del 2018. Los levantamientos localizaron sobre 11 secciones topo batimétricas en el cauce del río Bayano, sobre un tramo de aproximadamente 18.7 km, utilizando una una ecosonda monohaz y receptores GNSS de doble frecuencia.

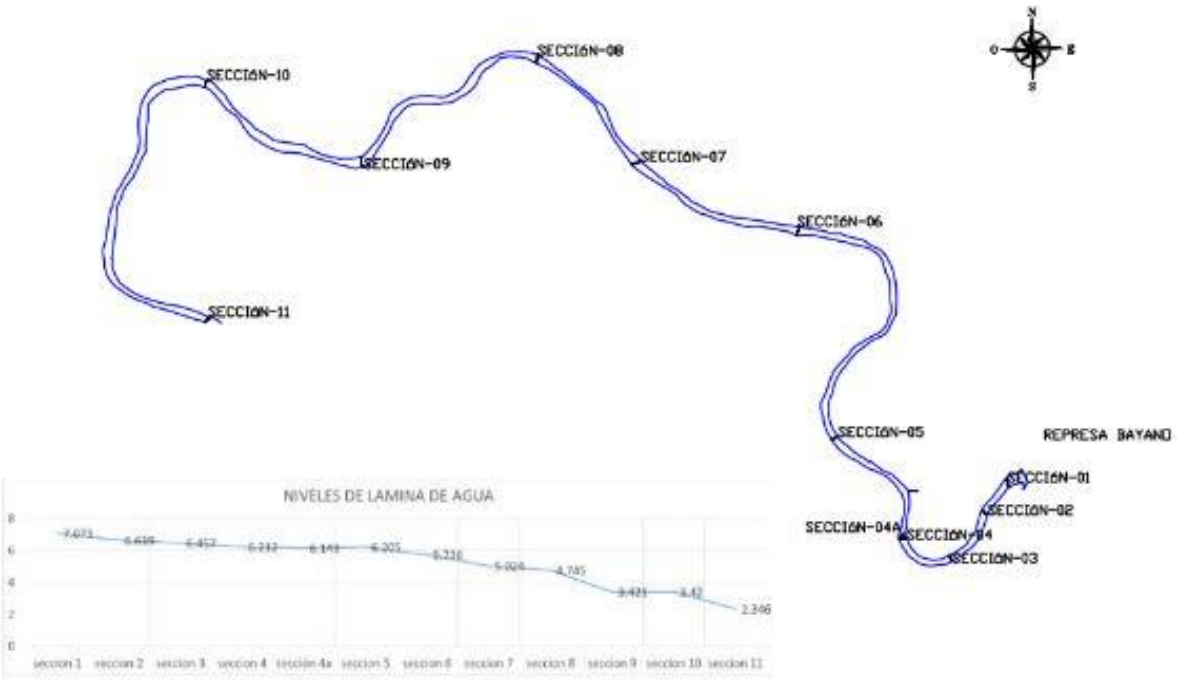


Figura 6-29 Localización de 11 Secciones topo batimétricas río Bayano.

6.1.7.2.1. Amarre vértices IGNTG

Para el amarre del levantamiento se llevó a cabo el mismo procedimiento descrito anteriormente en el numeral 6.1.7.1.1.

6.1.7.2.2. Materialización GNSS

Con el fin de referenciar los levantamientos de las secciones topo-batimétricas, se materializó en campo dos vértices de GNSS los cuales se indican a continuación (GPS 01 y GPS 02):

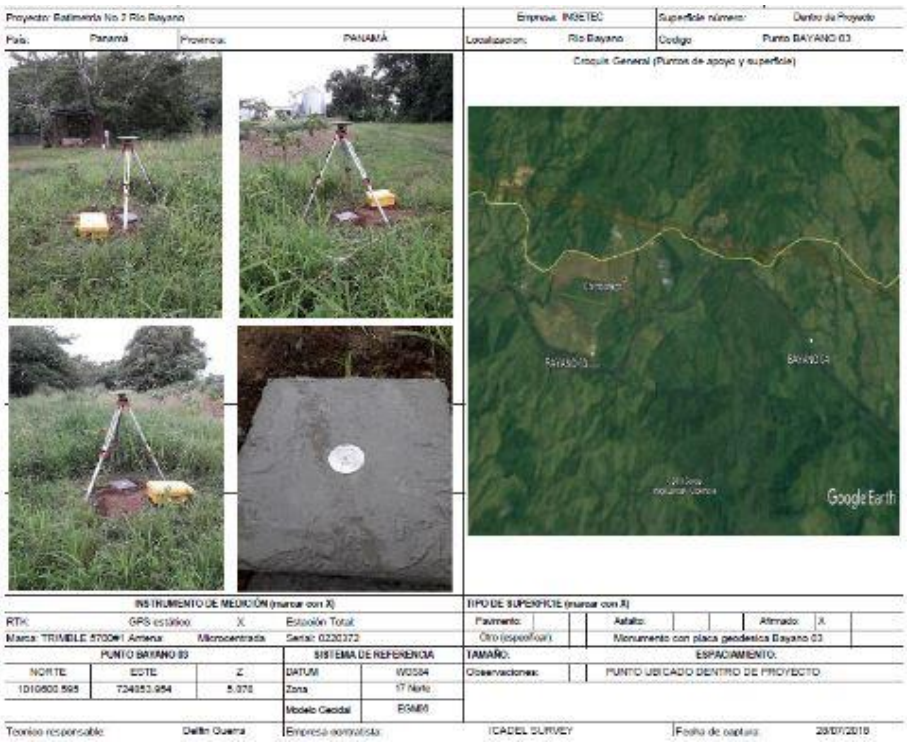


Figura 6-30 Localización vértice GPS 03.

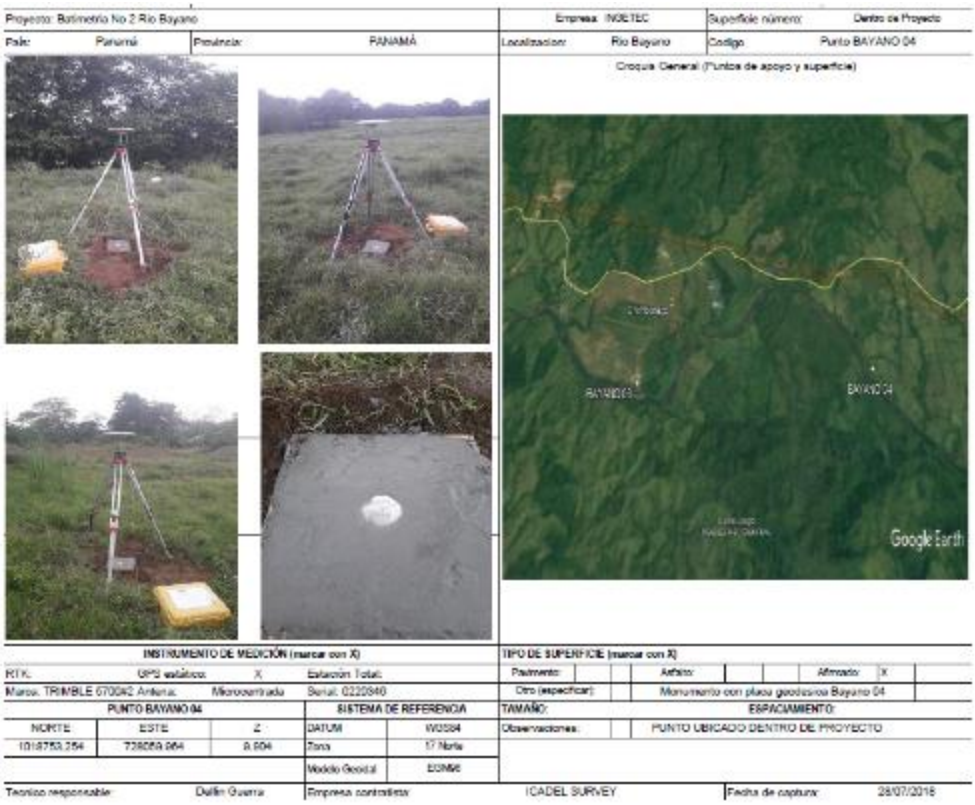


Figura 6-31 Localización vértice GPS 04.

La planeación de las secciones topo batimétricas de acuerdo a la descripción indicada en el numeral 6.1.7.1.3.

6.1.7.3. Análisis datos procesados

Mediante la metodología del RTK instalada en el mismo bastón del transductor se obtiene la coordenada, valor que se compara y relaciona con la profundidad obtenida por la ecosonda.

La profundidad obtenida de las mediciones con ecosonda, se realiza con una integración de la información de los tiempos en común de cada uno de los puntos (RTK), teniendo en cuenta que el equipo GPS mide de forma constante el nivel de agua, al cual se le debe de restar la profundidad que arroja la ecosonda. En la siguiente figura se presenta los niveles de la lámina de agua para cada una de las secciones topo batimétricas.



Figura 6-32 Secciones topo batimétricas río Bayano niveles lámina agua.

En el anexo 3.1.1 Topografía se encuentra el modelo de la superficie de las betimetrias en formato ASCII, el modelo de superficie se presenta en formato CADD, y en el anexo 1.1 se presenta la planta y secciones del levantamiento topobatimetrico de la primera y segunda campaña en formato CADD y PDF.

6.1.7.3.1. Equipos

Los equipos utilizados en los levantamientos de las secciones topo batimétricas de las dos campañas corresponde a:

- Equipo de GPS de doble frecuencia RTK marca GEOMAX
- Ecosonda SonarMite MILSpec ™.
- Trasducer
- Bote

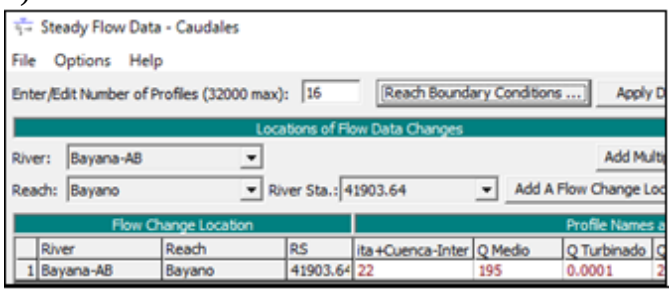
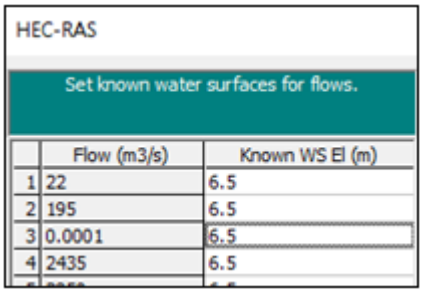
6.1.7.4. Volumen aguas arriba de la barrera móvil

Debido a la implementación de la barrera móvil, 27.4 Km aguas abajo de la presa Ascanio Villalaz (Central HIdroléctrica Bayano), se generará un almacenamiento que tendrá un valor máximo al alcanzar el nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO) en la cota 6.5 msnm. Para calcular este almacenamiento se utilizó la superficie definida con las batimetrías levantadas en el marco del presente estudio y se realizó una modelación unidimensional en el software HEC-RAS versión 5.0.3, considerando un caudal turbinado proveniente de la Central HIdroléctrica Bayano igual a 0.

Tomando en cuenta que el NAMO generado por la barrera móvil como se indicó anteriormente se ubica en la cota 6.5 msnm y que el nivel mínimo para que los caudales captados lleguen al tanque de bombeo corresponde a la cota 5.93 msnm, se estimó el volumen en el cauce para cada una de éstas cotas.

Para el caso del nivel en el NAMO (6.5 msnm) se obtuvo un volumen entre la barrera móvil y la presa Ascanio Villalaz, de 19,439,030 m³ en la Tabla 6-8 y en la Figura 6-33 se presentan los parámetros utilizado y el resultado obtenido.

Tabla 6-8 Modelación para caudal turbinado = 0 y NAMO como condición de frontera

Ingreso de caudales al modelo (Caudal turbinado = 0)	Condición de frontera para caudal turbinado = 0
	

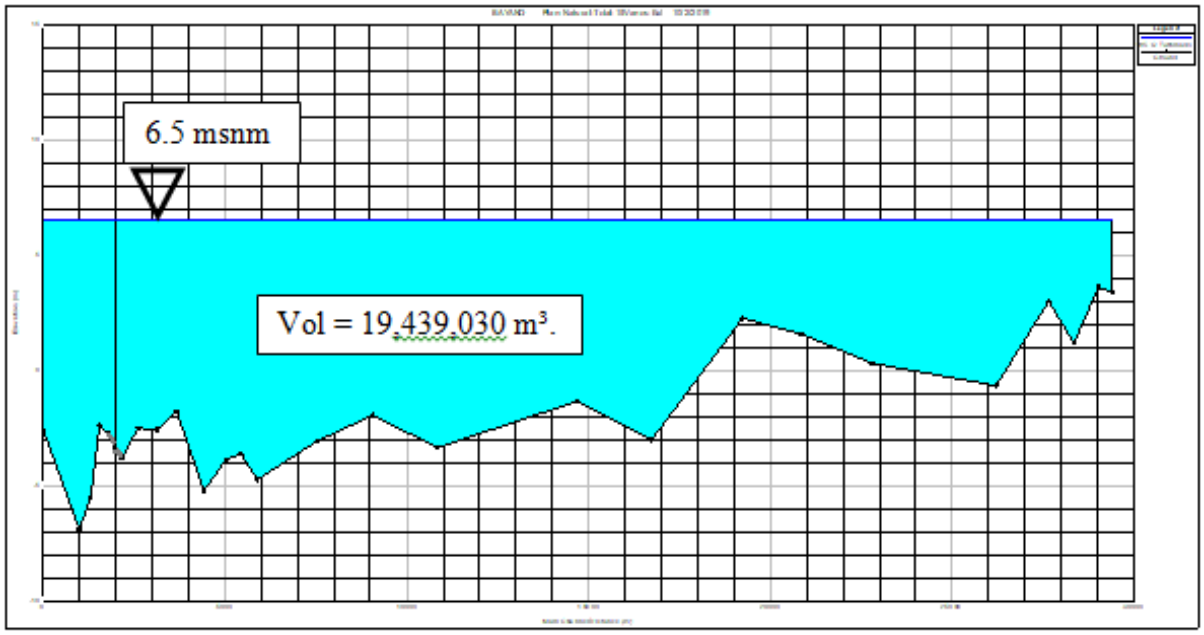
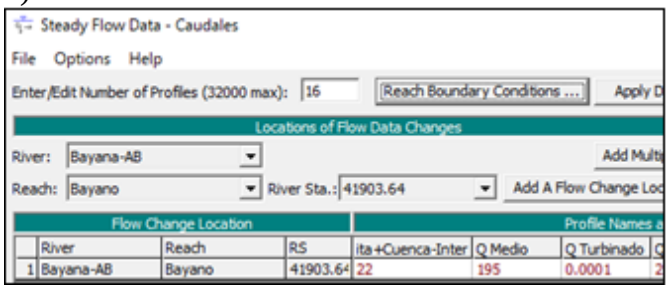
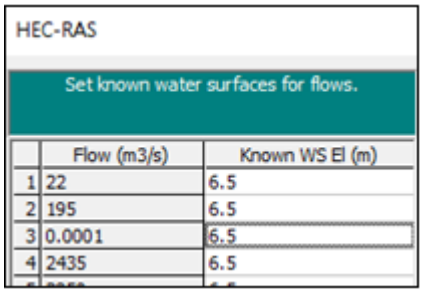


Figura 6-33 Perfil Para Q Turbinado = 0 y NAMO

Para el caso del nivel en la cota 5.93 msnm obtuvo un volumen entre la barrera móvil y la presa Ascanio Villalaz, de 17,307,650 m³ en la Tabla 6-9 y en la Figura 6-34 se presentan los parámetros utilizado y el resultado obtenido.

El volumen inicial empieza a disminuir, desde el NAMO hasta la cota del vertedero del desarenador (5.93 msnm), simulando dicho escenario con el software HEC-RAS, se obtuvo un volumen de almacenamiento, controlado por la cota 5.93 msnm, de 17,307,650 m³.

Tabla 6-9 Modelación para caudal turbinado = 0 y 5.93 msnm como condición de frontera

Ingreso de caudales al modelo (Caudal turbinado = 0)	Condición de frontera para caudal turbinado = 0
	

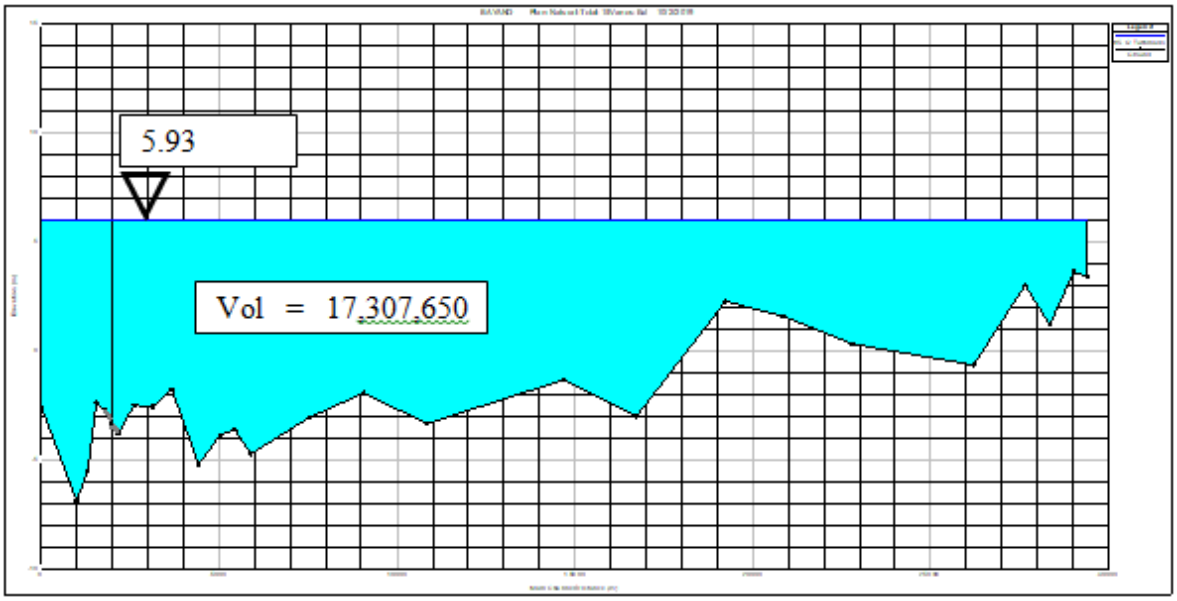


Figura 6-34 Perfil Para Q Turbinado = 0 y 5.93 msnm

Entre los dos niveles analizados se tiene una capacidad de almacenamiento de 2,131,380 m³.

6.1.8. Conclusiones y recomendaciones

6.1.8.1. Topografía

- Las diferencias encontradas con las coordenadas certificadas en X, Y por el instituto geográfico Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia (IGNTG), no superan los -0.100 y 0.070 m.
- Se materializaron un total de 13 puntos GPS, los cuales fueron ubicados en campo están en sitios libres de obstáculos o elementos que afecten la recepción satelital.
- La información topográfica levantada cuenta con la precisión requerida para los diseños a

nivel de factibilidad de las obras.

6.1.8.2. Batimetrías

- En la primera campaña, se realizó el levantamiento 16 secciones del tramo de 10 km en el río Bayano. La navegabilidad y tipo de flujo del cuerpo de agua permitió un levantamiento confiable de datos.
- En la segunda campaña, se realizó el levantamiento batimétrico de 11 secciones del tramo de 18.7 km en el río Bayano. La navegabilidad y tipo de flujo del cuerpo de agua permitió un levantamiento confiable de datos.

6.2. HIDROLOGÍA

Los análisis hidrológicos presentados en este informe corresponden al resultado de la caracterización hidrológica del lago Bayano y el sitio de toma Jesús María que fue realizada en la fase de prefactibilidad. Lo anterior con el objetivo de presentar un informe autocontenido que cumpla con los alcances definidos para la actual fase del estudio.

La recopilación de información se centró en la cuenca del Río Bayano identificada como la cuenca número 148, de acuerdo con la información presentada por ETESA (www.hidromet.com.pa/cuencas.php). La localización espacial de dichas cuencas se presenta en la Figura 6-35.



Figura 6-35 Cuencas hidrográficas de Panamá.

Fuente: www.hidromet.com.pa/cuencas.php

6.2.1. Caudales medios

6.2.1.1. Afluencias a la Central Bayano

Se contó con registros de caudales descargados de la central Bayano (turbinados y vertidos), niveles a nivel diario en el sitio de presa y curva de capacidad del embalse. En la Figura 6-36 se presenta la localización de las estaciones empleadas y las cuencas en estudio.

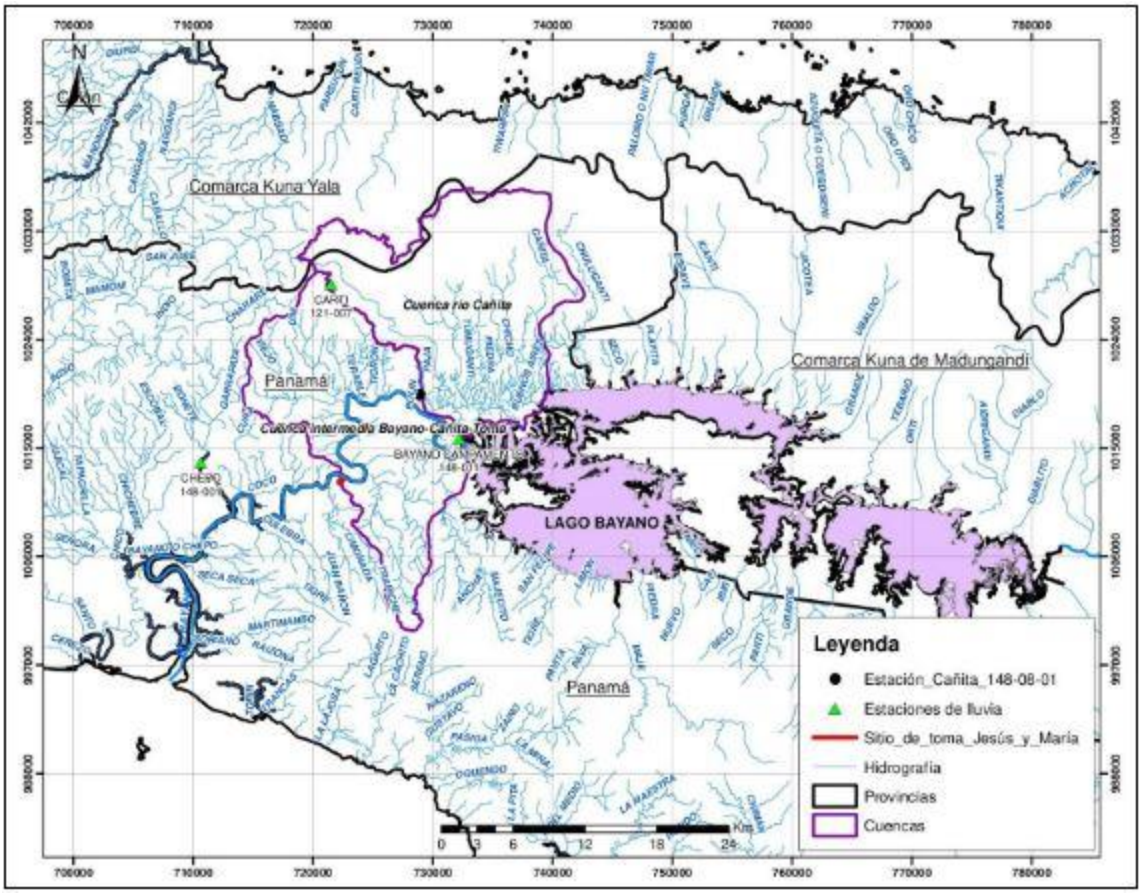


Figura 6-36 Localización de estaciones y cuencas en estudio.

6.2.1.2. Caudales turbinados

6.2.1.2.1. Cuadales

Los registros de caudales turbinados comprenden el periodo entre octubre de 1976 a julio de 2017. En la Figura 6-37 se presenta la serie de caudales medios turbinados en el periodo histórico mencionado anteriormente donde el caudal máximo turbinado hasta el año 2006 fue de 648 m³/s y de 2008 hasta 2017 fue de 677 m³/s. Estos caudales máximos corresponden a los caudales de diseño de la central que junto con las características de salto bruto (53 m) y neto y la eficiencia de las turbinas generarán una potencia instalada de 260 MW.

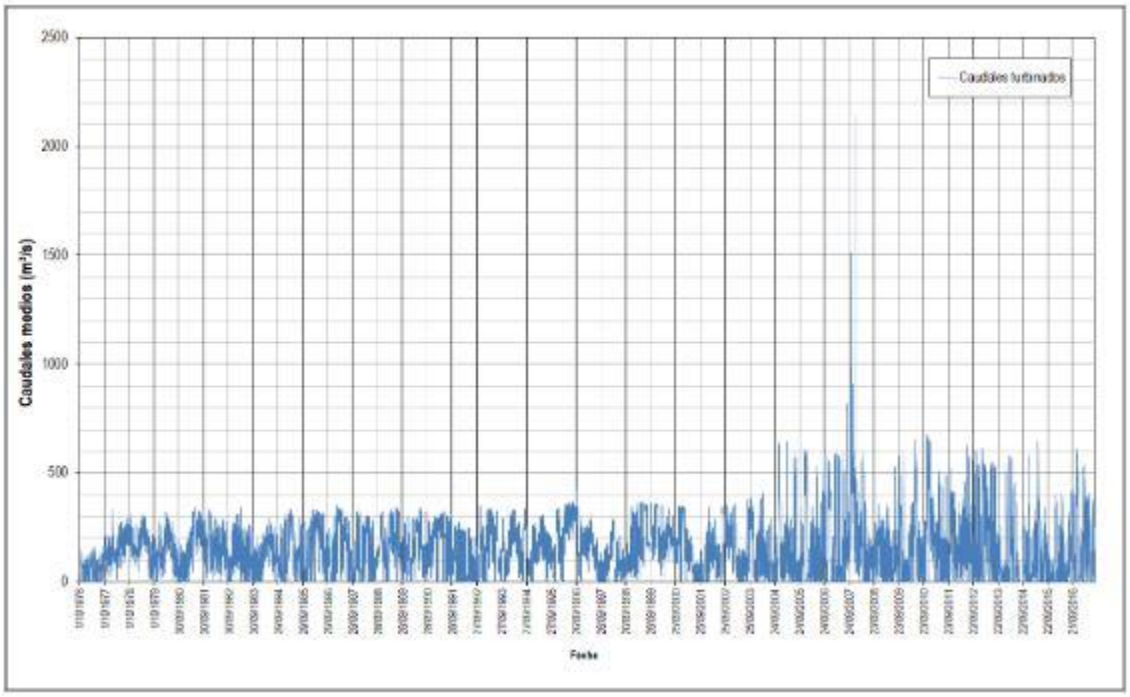


Figura 6-37 Caudales medios diarios turbinados por la central Bayano.

Por lo anterior, los caudales turbinados en el año 2007 son dudosos porque presentan valores superiores al caudal de diseño de la central hasta llegar a valores cercanos a 2,100 m³/s. Estos representan el 0.11% de la serie total de registros empleados en el balance. Se sustituyeron 15 valores por encima del máximo histórico (677 m^3/s) con el promedio mensual multianual de los caudales máximos históricos registrados del mes correspondiente.

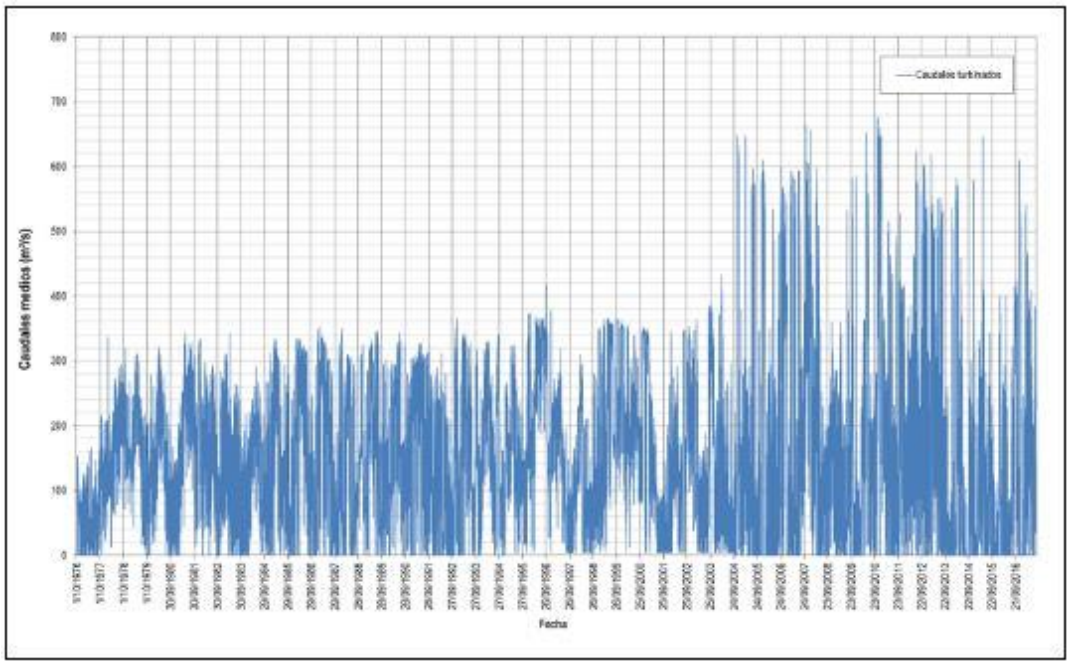


Figura 6-38 Caudales medios diarios turbinados por la central Bayano ajustados.

Con la serie de caudales turbinados diarios se construyó la curva de duración de caudales medios diarios que es presentada en la Figura 6-39, de donde se concluye que el 6% del tiempo la central no turbina y el 10% del tiempo los caudales turbinados son inferiores a 13 m³/s.

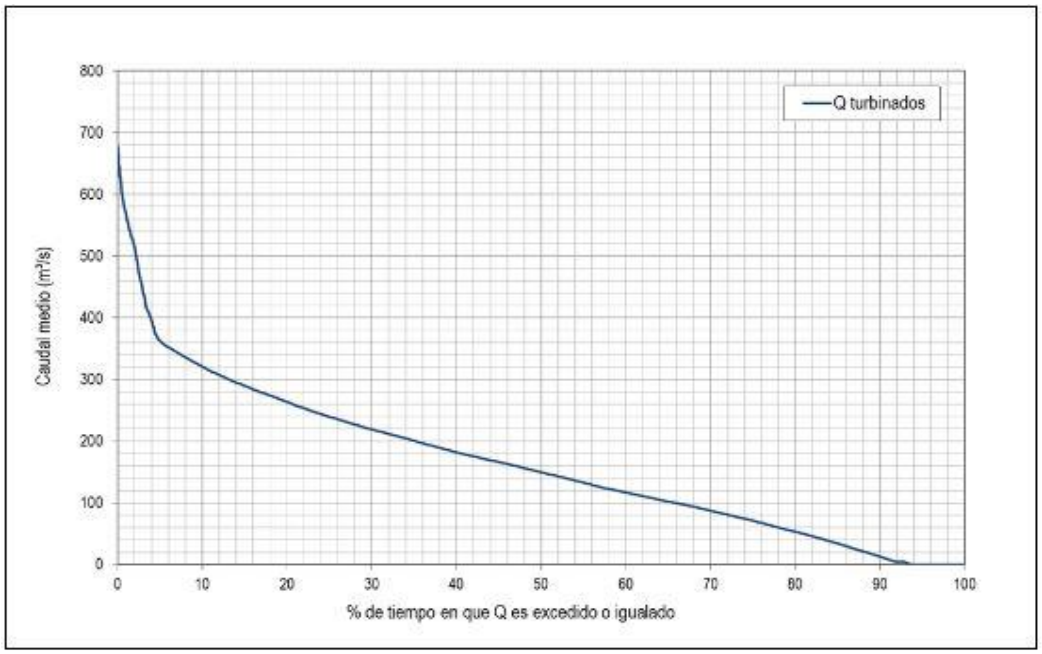


Figura 6-39 Curva de duración de caudales turbinados por la central Bayano.

6.2.1.2.2. Horas de turbinamiento

El caudal medio diario turbinado se estima como el promedio de los caudales horarios turbinados durante un día. De esta forma la central puede turbinar solo en un bloque de horas punta. Este escenario tiene repercusión en la confiabilidad del sistema de captación propuesto en el sitio Jesús y María porque en algunas horas el río va a transportar hasta este sitio solo los caudales producidos por la subcuenca comprendida entre la central y el sitio de toma.

Para estimar el número de horas que turbina la central se utilizó la relación entre el volumen total diario turbinado sobre el volumen máximo turbinado en una hora.

Para determinar el caudal máximo que puede generar la central en una hora se utilizó como referencia el nivel del embalse para el día de interés mediante la siguiente ecuación.

$$\frac{Q❑_1}{Q❑_2} = (\frac{h_1}{h_2})^{0.5}$$

Donde:

Q2 = Caudal máximo de diseño de la central (Se adopta un valor de 677 m³/s).
Q1 = Caudal máximo a turbinar en el nivel del embalse requerido.
h1 = Salto bruto entre el nivel del embalse requerido – Nivel de la descarga (9,5 msnm).
h2 = Salto bruto máximo (53 m) estimado entre el nivel máximo de operación de la central (62,5 msnm) y nivel de la descarga (9,5 msnm).

Con la anterior metodología se determinó el número de horas que la central Bayano turbina, lo cual se representa en la Figura 6-40.

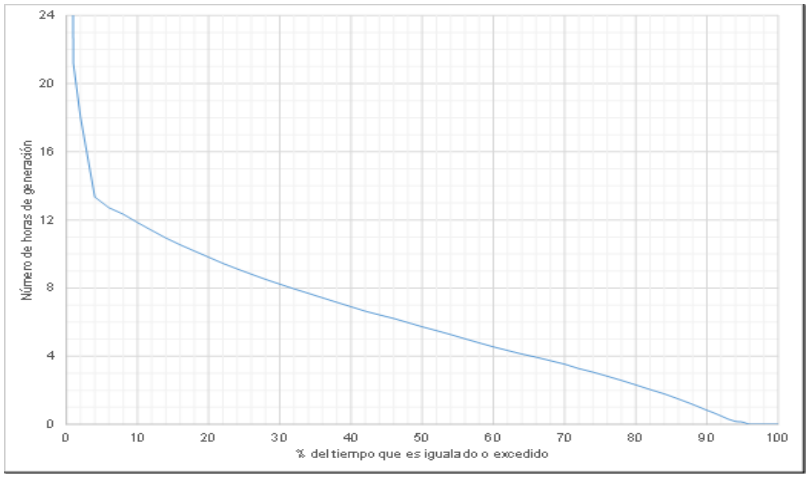


Figura 6-40 Horas de operación de la Central Bayano

En los resultados obtenidos se observa que solamente el 2% del tiempo la Central Bayano turbina durante las 24 horas del día, se observa también que el 50% del tiempo serían 6 las horas de turbamiento, por lo que las 18 horas restantes no se presentaría turbinamiento en la central y no se tendrían aportes desde la central hacia el sitio de toma Jesús María, recibiendo solo los caudales producidos por la cuenca comprendida entre la central Bayano y el sitio de toma. Por lo anterior se concluye que se requiere un almacenamiento en aquellas horas en que la Central Bayano no turbina o en su defecto solicitar descargas desde el reservorio de Bayano en dichas horas.

6.2.1.3. Caudales vertidos

El caudal máximo vertido se presentó en el año 2010 con un valor de 3,588 m³/s (véase Figura 6-41) y de donde se concluye que el embalse tiene muy buena regulación porque los vertimientos son inferiores al 1% del tiempo como se observa en la curva de duración de caudales mostrada en la Figura 6-42.

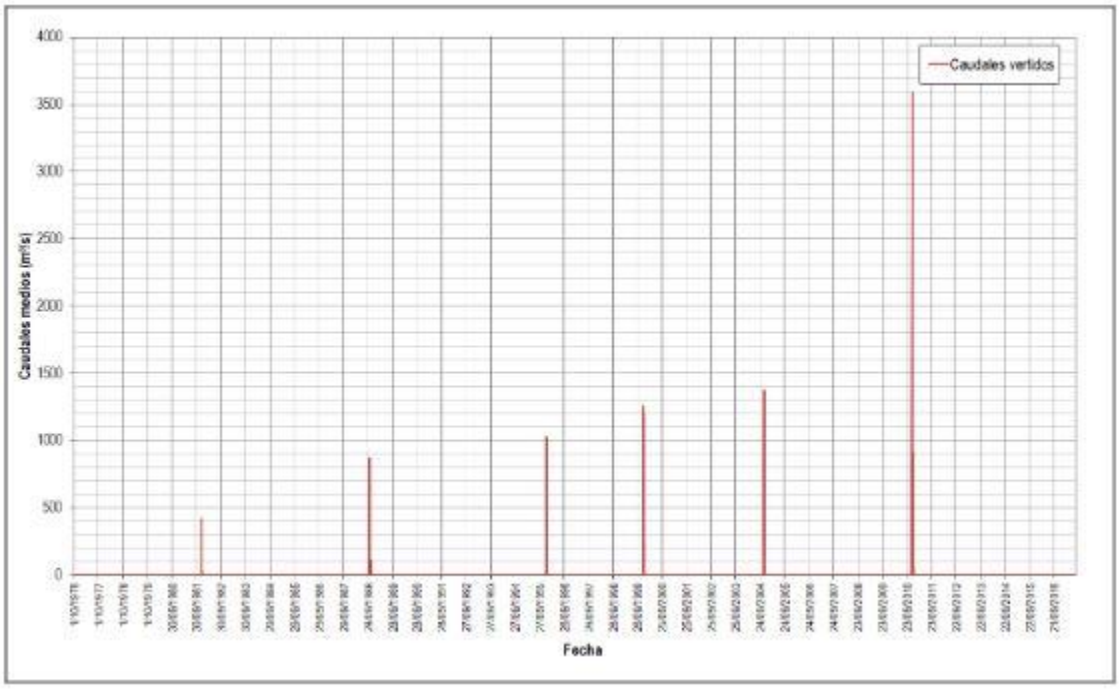


Figura 6-41 Caudales medios diarios vertidos por la central Bayano

Del anterior análisis se concluye que si la captación se realiza en el embalse Bayano no se afectaría la generación de la central el 1% del tiempo, que corresponde al tiempo que se están descargando los caudales excedentes por el vertedero, mientras que en el 99% se está realizando regulación de los caudales, en los cuales el 93% son aprovechados para generación de energía y el 6% restante corresponde a almacenamiento, lo que podría influir en la generación de la Central.

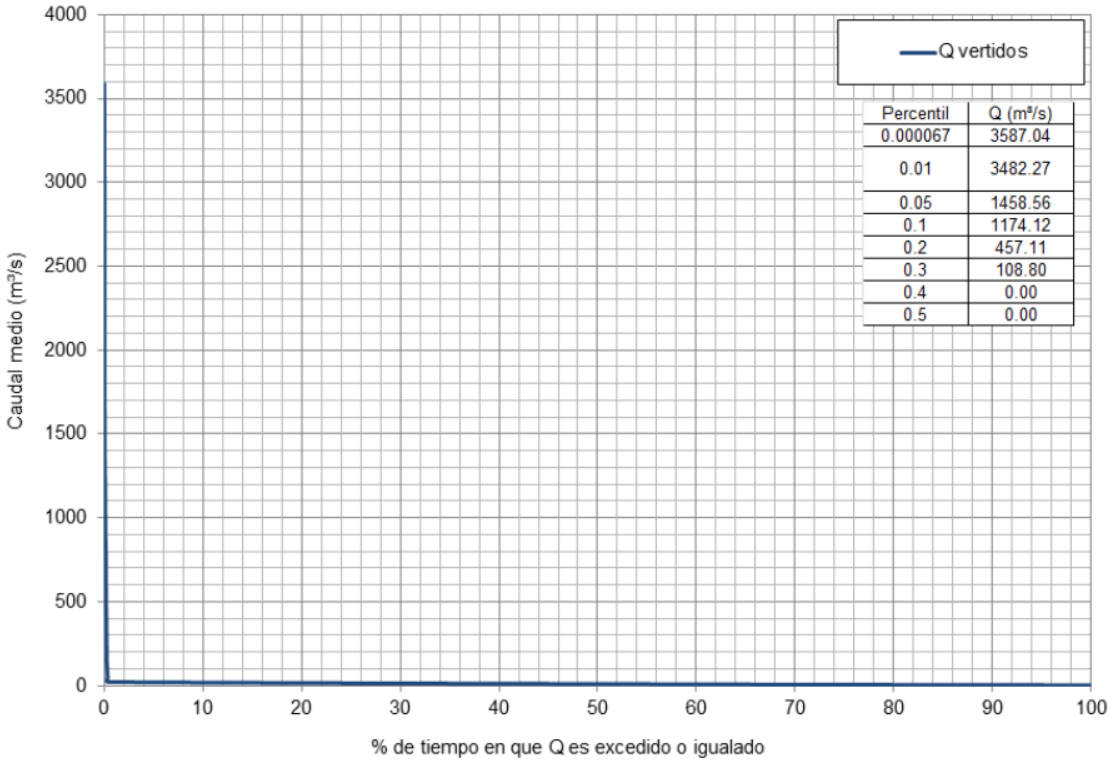


Figura 6-42 Curva de duración de caudales vertidos por la Central Bayano.

6.2.1.4. Niveles del embalse

Se cuenta con niveles del embalse registrados en el periodo octubre de 1976 a julio de 2017. En la Figura 6-43 se presentan los niveles diarios registrados en el sitio de presa, teniendo un nivel promedio de 56.77 msnm.

En algunas ocasiones se presentaron cambios abruptos de niveles registrados en el lago de un día para otro, de los cuales se desconoce su causa exacta. Lo que se puede observar en estas fechas de cambios abruptos son valores muy altos de volúmenes descargados, y por ende, de caudales afluentes al lago negativos al momento de realizar el balance hídrico.

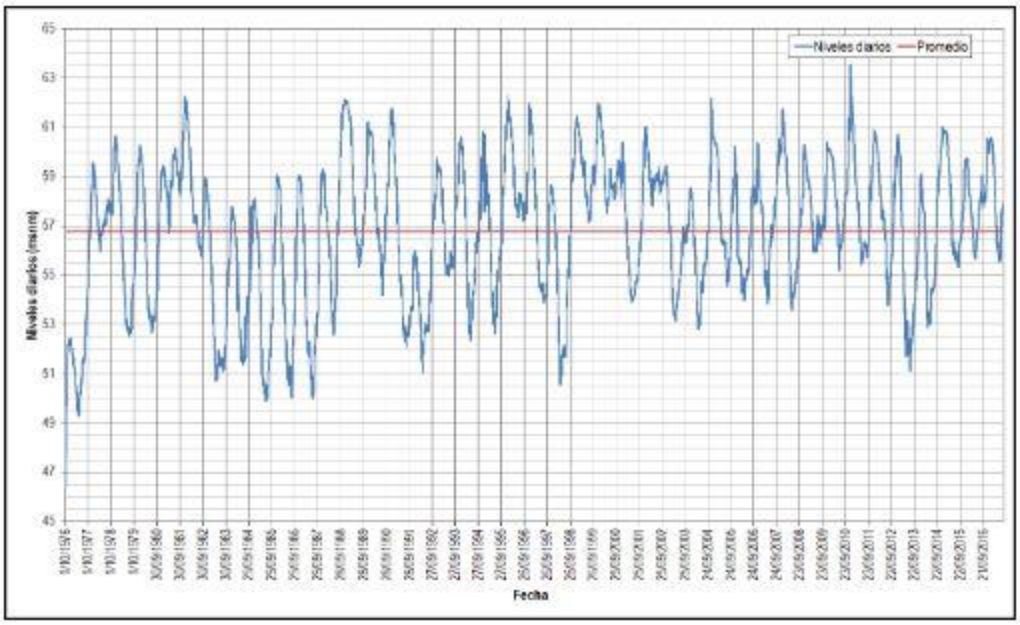


Figura 6-43 Niveles diarios registrados en el sitio de presa Bayano.

6.2.2. Caudales afluentes

Para el cálculo de las afluencias al lago Bayano se realiza un balance hídrico en el embalse hasta el sitio de presa de la central, con los registros de caudales de operación y niveles registrados en el embalse presentados anteriormente. El intercambio entre precipitación y evaporación sobre el espejo de agua se encuentra considerado dentro del balance, pues este se realiza en el punto de salida del embalse. El balance hídrico es el siguiente:

$$Q_{af} = Q_{vert} + Q_{turb} + \frac{V_f - V_i}{\Delta t}$$

Q_{af} = Caudal afluente diario al sitio de presa de la central lago Bayano (m^3/s).
Q_{vert} = Caudal vertido diario (m^3/s).
Q_{turb} = Caudal turbinado diario (m^3/s).
V_f = Volumen del embalse al final del día (m^3).
V_i = Volumen del embalse al inicio del día (m^3).
Δt = Periodo de almacenamiento (1 día = 86,400 s).

De acuerdo con lo anterior, se calcularon las afluencias al lago Bayano y se graficaron los resultados en la Figura 6-44, teniendo un caudal afluente promedio al lago Bayano de 173.37 m³/s.

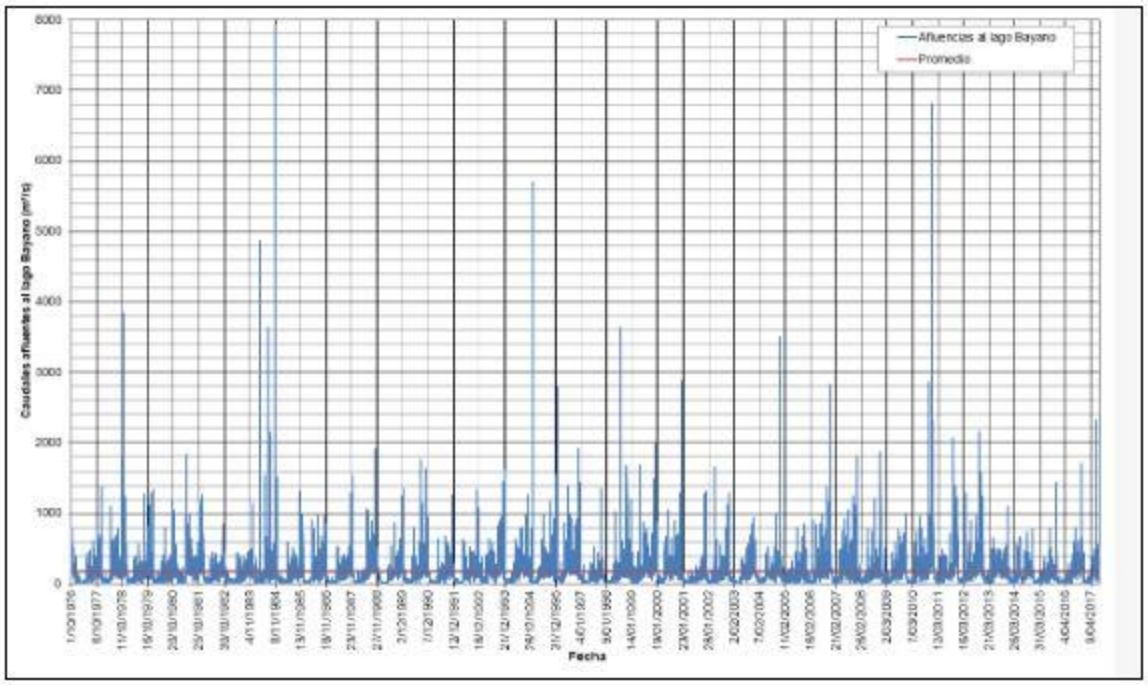


Figura 6-44 Caudales afluentes diarios al lago Bayano.

El caudal medio afluente al lago Bayano estimado es del orden de 172 m³/s, con algunos picos diarios con un máximo de 7,931 m³/s. En algunos casos se obtuvo un caudal afluente al lago Bayano negativo, debido a un cambio considerable en el nivel registrado de un día para otro, por ejemplo, entre el 31 de diciembre de 1994 y el 1 de enero de 1995 hubo un descenso en el nivel del embalse de 3 m, equivalentes a 915 hm³ (915 millones de m^3). En estos casos se decidió reemplazar los valores negativos por cero. Este caso se replicó para el 1.18% de los registros de niveles.

Con estos caudales se realizó la curva de duración de caudales, que expresa la probabilidad de que un caudal sea igualado o excedido en el periodo de estudio del cuerpo de agua. En la Figura 6-45 se presenta la curva de duración de caudales afluentes al lago Bayano.

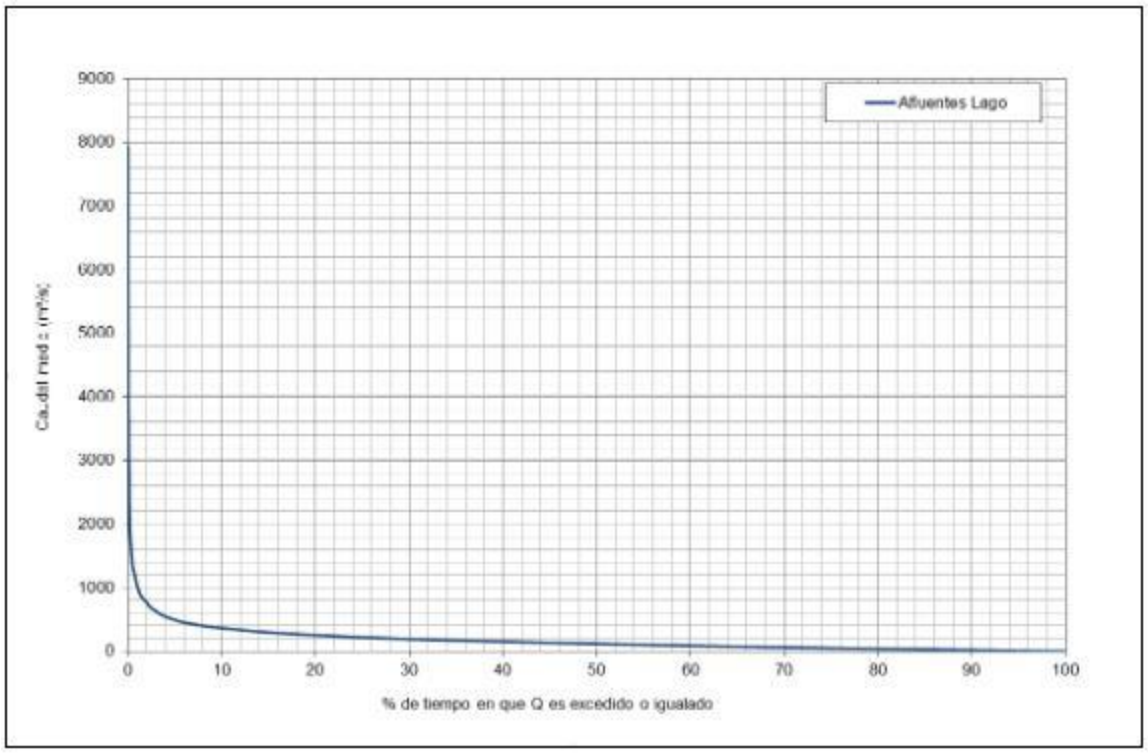


Figura 6-45 Curva de duración de caudales afluentes al lago Bayano.

La pendiente pronunciada en el tramo inicial de la curva indica que los caudales altos se presentan durante períodos cortos. Los caudales característicos obtenidos de la curva de duración de caudales se presentan en la Tabla 6-10.

Tabla 6-10 Caudales característicos afluentes al Lago Bayano.

Percentil	**Q (m^3/s)**
10	363.07
20	252.22
30	190.09
40	150.95
50	116.77
60	86.02
70	58.91
80	36.75
90	18.11
95	8.60

También se pudo identificar el régimen de caudales afluentes al lago Bayano mediante el histograma de caudales medios mensuales multianuales (véase Figura 6-46), donde se observa que

el régimen es monomodal y que el periodo húmedo o de caudales altos se presenta entre los meses de junio a diciembre y el promedio multianual es de 172 m³/s.

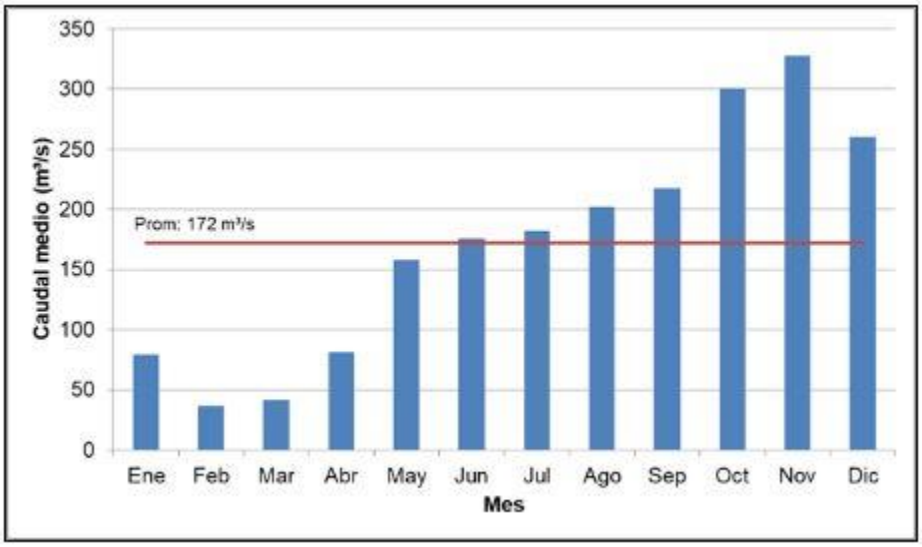


Figura 6-46 Histograma de caudales medios mensuales afluentes al lago Bayano.

De la Figura 6-47 se observa que los caudales afluentes al lago Bayano presentan una leve tendencia creciente, que se debe principalmente a los dos picos de caudales anuales más altos registrados en los años 2007 y 2010 y el periodo de caudales altos entre los años 2010 y 2012.

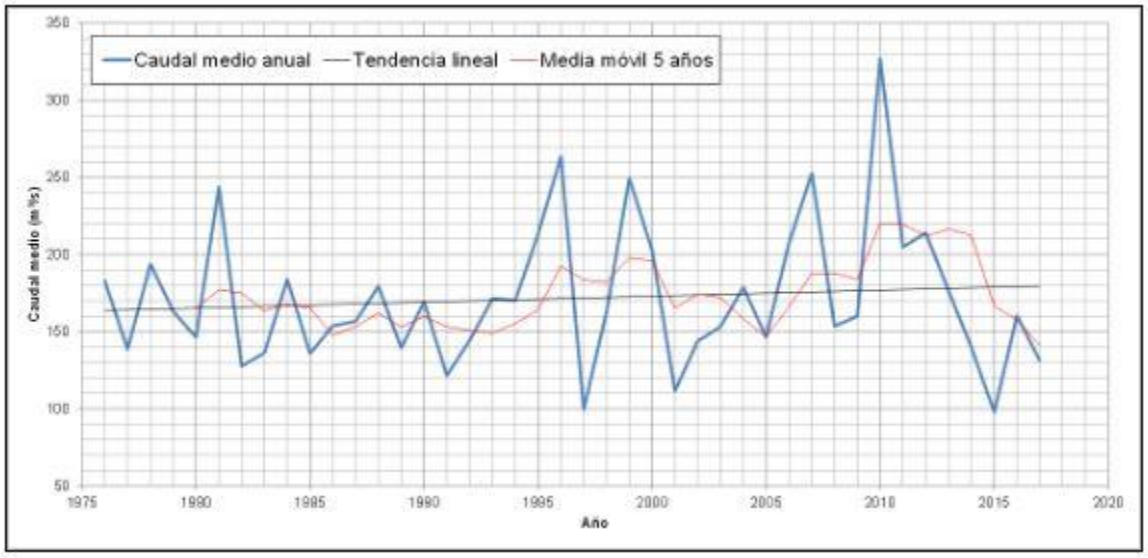


Figura 6-47 Variación anual caudales afluentes al lago Bayano.

6.2.3. Afluencias al sitio de captación Jesús María

Las afluencias en el sitio de captación Jesús María se determinaron como la suma de los caudales

turbinados por la central Bayano más los caudales de la estación río Cañita extrapolados a la subcuenca comprendida entre la central Bayano y el sitio de captación. Para la extrapolación se tuvieron en cuenta la precipitación promedio y el área de la cuenca hasta la estación y del área de la subcuenca aportante.

6.2.3.1. Caudales río Cañita

En la Figura 6-48 se presenta la serie de caudales medios diarios en el río Cañita en el periodo histórico mencionado anteriormente donde el caudal máximo registrado se presentó en el año 2013 con un valor de 819 m³/s y el segundo valor más alto se presentó en el año 2012. El año 2010 no presentó los valores más altos históricos de caudales por lo tanto no existió influencia directa del fenómeno de la niña. El caudal medio del río Cañita hasta la estación Cañita (148-08-01) es de 13 m³/s.

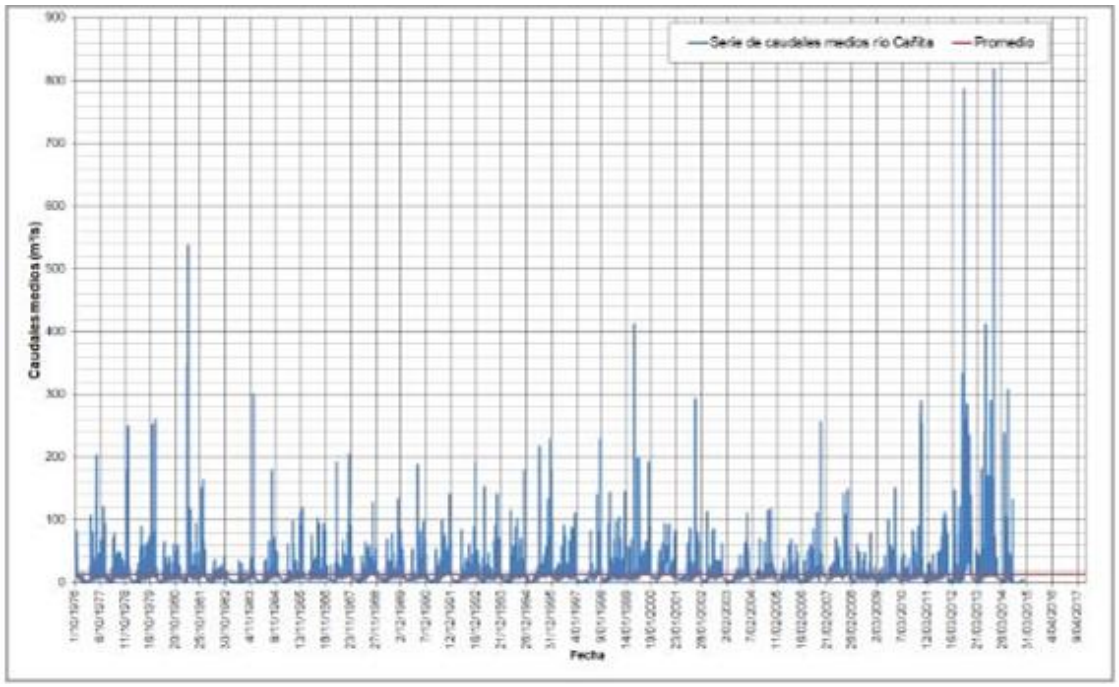


Figura 6-48 Serie de caudales medios diarios del río Cañita (estación Cañita 148-08-01).

Con los registros de caudales medios diarios se determinó la curva de duración de caudales del río Cañita que es presentada en la Figura 6-49.

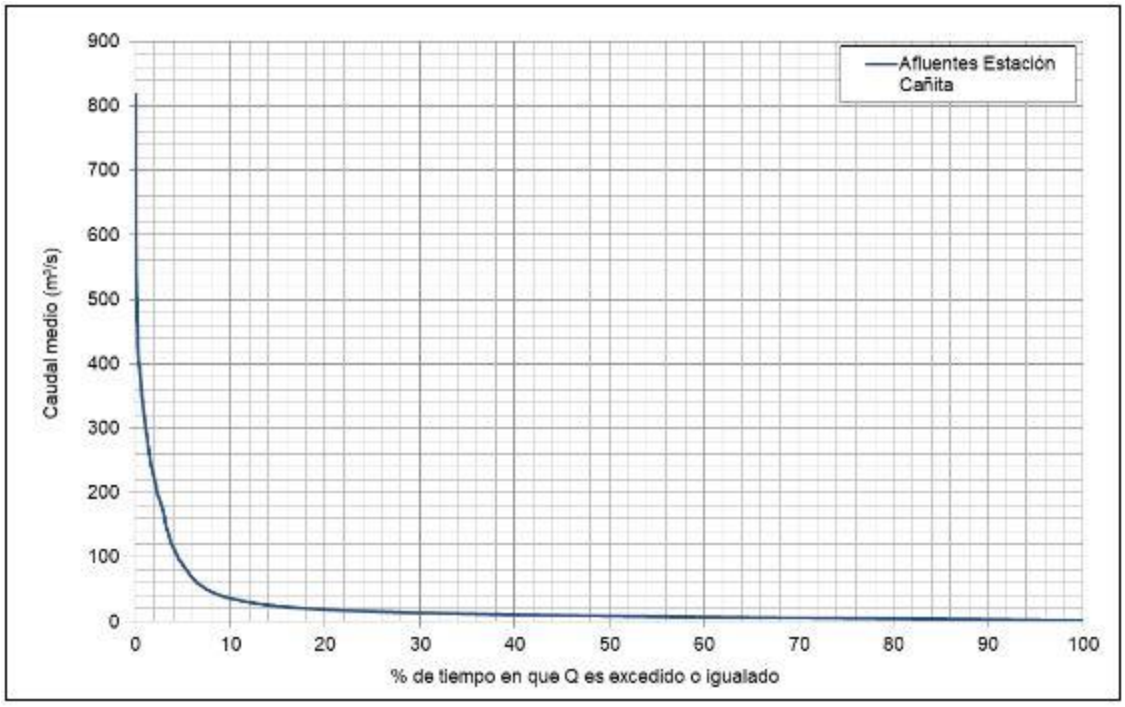


Figura 6-49 Curva de duración de caudales estación Cañita (148-08-01).

6.2.3.2. Caudales entre la central Bayano y la captación Jesús María

En el caso de los aportes de la subcuenca entre el sitio de presa Bayano, la confluencia con el río Cañita y el sitio de captación Jesús María se estimaron de manera indirecta mediante relación área-precipitación-caudal, a partir de los registros en la estación Cañita (148-08-01), como se presenta a continuación:

$$\frac{A_E}{Q_E} \times P_E = \frac{A_i}{Q_i} \times P_i$$

$$Q_i = \frac{A_i}{A_E} \times \frac{P_i}{P_E} \times Q_E$$

Donde,

$Q_i =$ Caudal medio diario de la cuenca de interés i (m^3/s)
$A_i =$ Área de cuenca aferente de interés i (subcuenca Bayano-Cañita-Sitio de captación 243.8 km^2)
$P_i =$ Precipitación media anual en cuenca aferente de interés i (mm)
$Q_E =$ Caudal medio diario en la estación Cañita (148-08-01) (m^3/s)
$A_E =$ Área de cuenca aferente hasta la estación Cañita (148-08-01) (269.6 km^2)
$P_E =$ Precipitación media anual en cuenca aferente a la estación de referencia (mm)

De acuerdo con esta metodología, se obtuvo la serie de caudales medios diarios de la subcuenca

aportante entre el sitio de presa Bayano, la confluencia con el río Cañita y el sitio de captación Jesús María en el periodo 1976-2014, presentados gráficamente en la Figura 6-50.

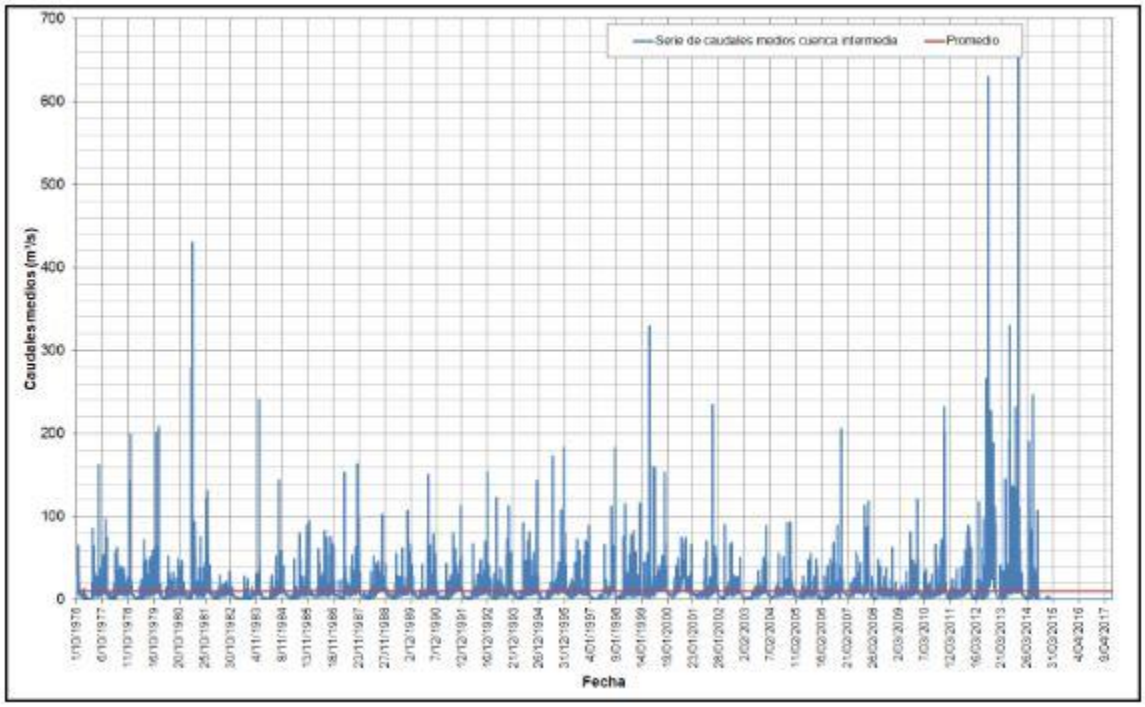


Figura 6-50 Serie de caudales medios diarios cuenca intermedia Bayano-Cañita-Sitio de captación.

A partir de esta serie de caudales diarios en la cuenca intermedia se elabora el histograma de caudales medios mensuales multianuales (véase Figura 6-51).

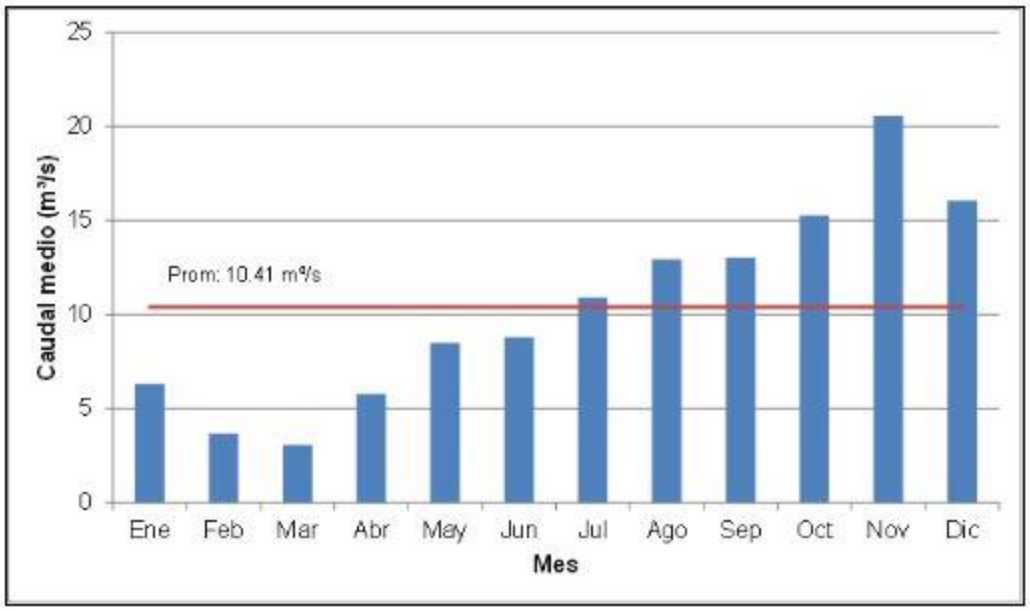


Figura 6-51 Histograma de caudales medios mensuales cuenca intermedia Bayano-Cañita-Sitio de captación.

De acuerdo con la Figura 6-51, los caudales medios en la cuenca intermedia presenta una régimen monomodal con período húmedo entre julio y diciembre; y un caudal medio multianual es de 10.41 m³/s.

6.2.4. Caudales totales

Teniendo en cuenta lo anterior, se calcularon los caudales medios diarios del río Bayano en el sitio de captación Jesús María, como la suma de los caudales medios descargados de la central Bayano más los caudales medios del río Cañita y los caudales de la cuenca intermedia entre el sitio de presa Bayano, la desembocadura del río Cañita en el río Bayano y el sitio de captación, como se expresa a continuación:

$$Q_{af} = Q_{vert} + Q_{turb} + Q_c + Q_{\int}$$

Donde,
Q_{af} = Caudal afluente diario a captación Jesús María (m^3/s)
Q_{vert} = Caudal vertido diario (m^3/s)
Q_{turb} = Caudal turbinado diario (m^3/s)
Q_c =Caudal medio diario del río Cañita (m^3/s)
$Q_{\int}$ =Caudal medio diario de la cuenca intermedia Bayano-Cañita Toma (m^3/s)

En la Figura 6-53 se presenta el histograma de caudales medios diarios del río Bayano en el sitio de captación Jesús María.

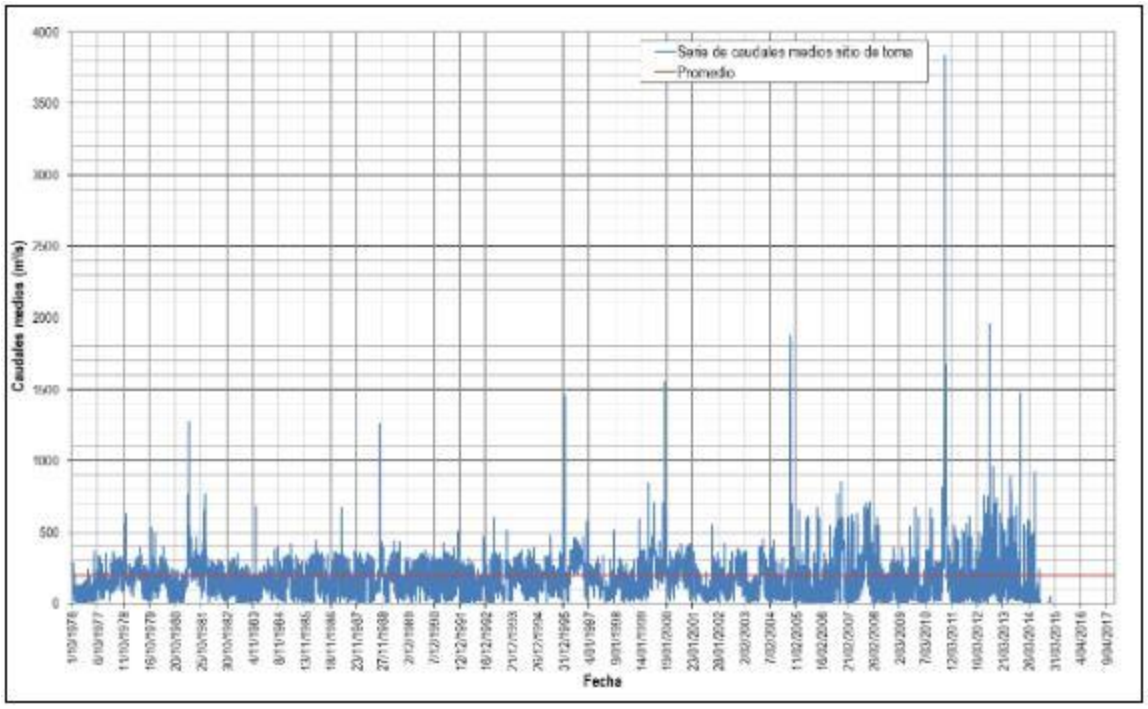


Figura 6-52 Serie de caudales medios diarios del río Bayano en el sitio de captación Jesús María.

A partir de esta serie de caudales diarios en el sitio de captación Jesús María se elabora el histograma de caudales medios mensuales multianuales (véase Figura 6-53).

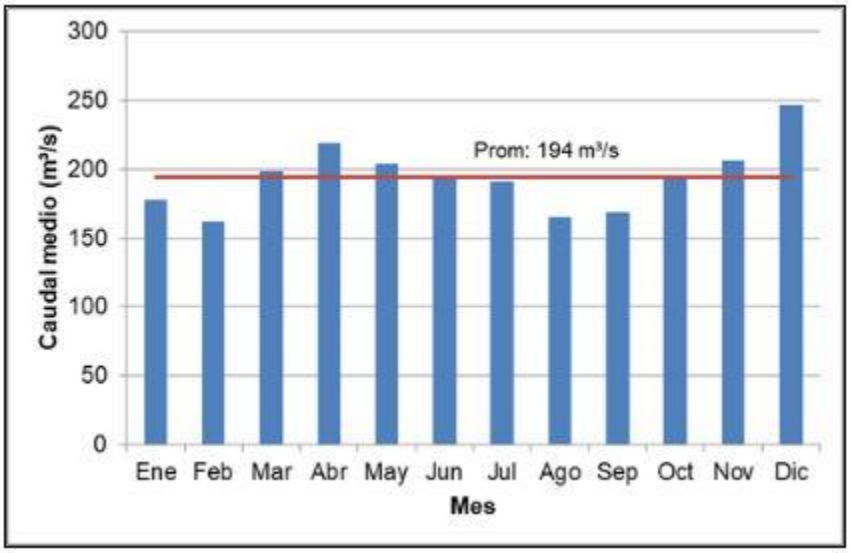


Figura 6-53 Histograma de caudales medios mensuales del río Bayano en el sitio de captación Jesús María.

De acuerdo con la Figura 6-53, los caudales medios del río Bayano en el sitio de captación

presentan un régimen bimodal, donde los periodos húmedos o de caudales altos corresponden a marzo-mayo y octubre-diciembre y el caudal medio multianual es de 194 m³/s. este régimen difiere del obtenido de los caudales afluentes al lago Bayano pues en el sitio de captación se reciben caudales regulados en el lago por la Central Bayano.

En la Figura 6-54 se presenta la curva de duración de caudales medios diarios afluentes al sitio de captación Jesús María.

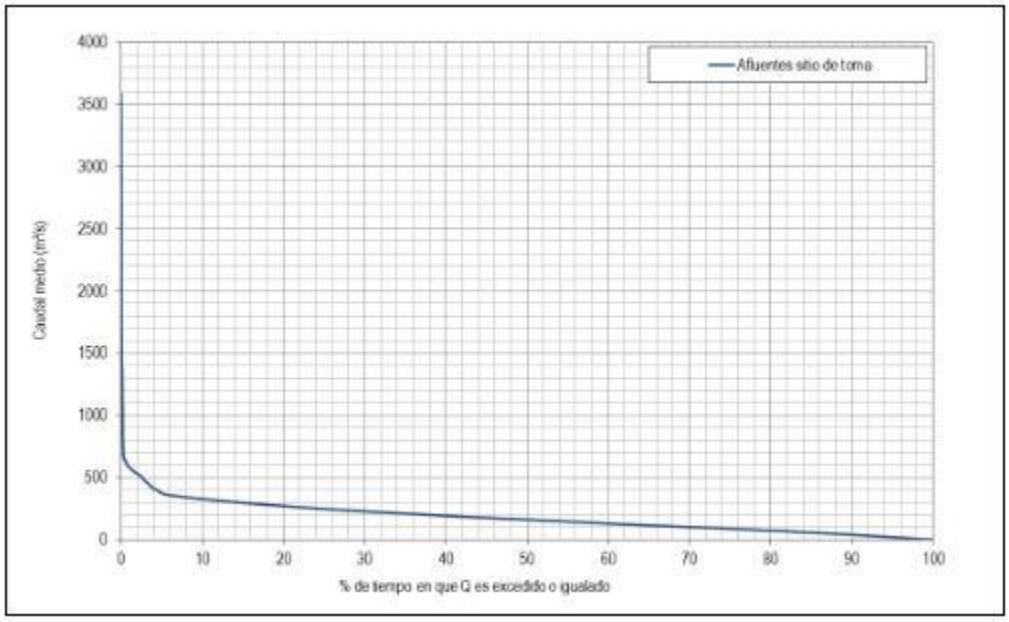


Figura 6-54 Curva de duración de caudales afluentes al sitio de captación.

De esta curva de duración de caudales se concluye que el caudal en el sitio de captación Jesús María que es excedido o superado el 99% del tiempo corresponde a un valor de 4.5 m³/s y el superado el 95% del tiempo corresponde a un valor de 20 m³/s.

De la misma manera se estimó la curva de duración de caudales para cada mes del año la cual se presenta en la Tabla 6-11.

Tabla 6-11 Curva de duración de caudales para cada mes del año

Probabilidad de ser igualado o excedido (%)	Ene	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene-Abr
86	35.16	39.93	75.38	77.61	65.29	63.22	51.75	43.61	56.33	68.17	51.9	54.42	53
88	27.18	28.22	65.03	66.29	56.43	56.0	44.5	34.38	48.77	59.2	45.35	47.69	44.22
90	20.35	21.55	55.27	52.7	45.97	48.29	35.89	30.51	42.43	50.98	37.96	40.71	32.92
91	18.56	17.12	46.38	48.22	40.73	43.8	32.98	28.27	38.77	45.53	32.88	38.61	28.03

Probabilidad de ser igualado o excedido (%)	Ene	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene-Abr
92	16.7	13.28	40.3	44.04	37.62	37.9	29.98	24.36	36.12	40.02	27.82	34.73	23.19
93	14.51	10.78	33.21	35.95	33.34	33.95	24.24	22.58	33.11	34.12	25.71	31.35	18.92
94	13.36	9.97	28.52	27.96	28.27	30.11	21.92	20.83	29.75	28.66	24.51	25.31	15.06
95	12.28	8.13	21.04	21.41	20.92	26.13	17.84	19.72	25.75	25.24	22.68	21.06	12.61
96	10.88	7.35	14.13	14.62	17.41	20.24	15.13	15.98	23.16	21.26	21.37	18.9	10.41
97	8.91	07.03	10.15	9.69	12.33	16.65	12.91	13.66	20.21	19.13	19.65	15.94	8.21
98	7.67	6.1	6.95	08.02	9.9	11.54	11.04	12.49	15.32	16.55	18.13	12.19	6.99
99	6.48	4.95	4.63	3.77	07.07	7.97	8.54	9.24	11.99	14.27	13.85	11.28	5.16
100	2.73	4.26	2.47	02.09	02.09	6.51	4.31	4.53	7.64	8.29	7.1	6.41	02.09

De los resultados obtenidos a nivel mensual se concluye que los meses de abril y mayo son los más críticos en cuanto a afluencias al sitio de captación Jesús María, encontrando que caudal en este sitio que es excedido o superado el 100% del tiempo corresponde a un valor de 2.09 m³/s, mientras que el caudal que es excedido el 95 % del tiempo corresponde a un valor de 8.13 m³/s para el mes de febrero. Se observa también que el periodo seco en la zona de estudio corresponde a los meses entre enero y abril en donde el caudal excedido el 100% del tiempo es 2.09 m³/s y el 95% del tiempo es 12.61 m³/s.

Con base en lo anterior se concluye que para asegurar los caudales del proyecto se requiere de un almacenamiento en Jesús María o el cambio en el régimen de operación de la Central Bayano. Este aspecto se trata en detalle en el numeral 8.1.10. Se aclara que con la instalación de la barrera móvil no se modificarán los caudales afluentes al sitio de captación Jesús María, motivo por el cual las curvas de duración de dichas afluencias serían las mismas presentadas en la Tabla 6-11.

Adicionalmente, se realizó la gráfica de variación anual en la que se puede observar la tendencia de los datos (Figura 6-55). En esta figura se observa una tendencia similar a la serie de afluencias al lago Bayano, con una pendiente creciente más pronunciada, lo cual puede explicarse porque entre 2010 y 2013 se presentaron caudales anuales altos (mayores al promedio) y no se cuenta con los años 2015 y 2016 que pueden representar caudales bajos.

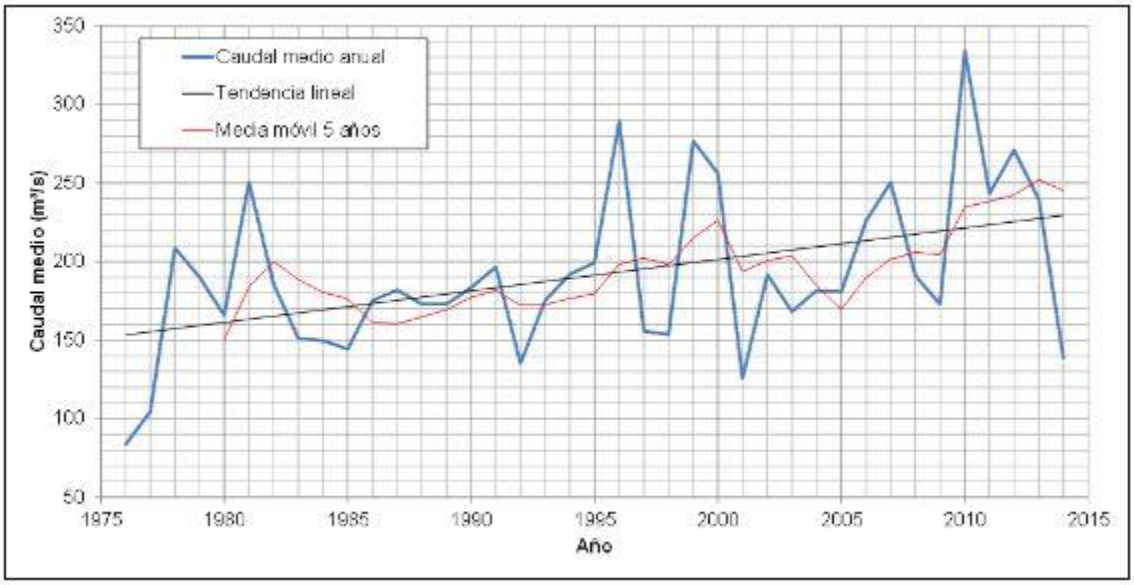


Figura 6-55 Variación anual de caudales medios afluentes al sitio de captación Jesús María.

6.2.5. Caudales máximos

Para determinar los caudales máximos hasta el sitio de captación se empleó la metodología de análisis regional de crecidas presentada en el estudio "Análisis regional de crecidas de Panamá" (ETESA, 2008). En este estudio se clasificaron las cuencas por zonas homogéneas y para cada zona se obtuvo una ecuación de caudal máximo promedio en función del área. De acuerdo con este estudio, la cuenca del río Bayano corresponde a la zona 1, cuya ecuación es la siguiente:

$$Q = 34 * A^{0.59}$$

Donde,

Q = Caudal máximo promedio de la cuenca en estudio (m^3/s)
A = Área drenada hasta el sitio de interés (Km^2)

Luego de obtener el caudal máximo promedio, este se multiplica por un factor que depende del periodo de retorno y de la zona. Estos factores se presentan en la Tabla 6-12.

Tabla 6-12 Factores para estimación de diferentes periodos de retorno.

Tr (años)	Factor (Zona 1)
2	0.92
5	1.36
10	1.66

20	1.96
50	2.37
100	2.68
500	3.46
1000	3.81
10000	5.05

De esta manera se generaron los caudales máximos instantáneos hasta el sitio de captación. Dado que se consideraron dos escenarios hidrológicos en los cuales el sitio donde se da la concentración de la tormenta es diferente, también se generaron los caudales máximos para el área intermedia entre la presa y el sitio de captación, empleando un área de 535 km^2.

6.2.5.1. Central Bayano

De acuerdo con el balance realizado, se registraron dos eventos de crecientes máximas en el sitio de presa: el primero corresponde a un caudal afluente de 7,932 m^3/s presentado el 30 de octubre de 1984 y un segundo evento, el 7 de diciembre del 2010, con un caudal máximo afluente promedio de 6,812 m^3/s que luego de ser amortiguado por el lago, se vierten 3,588 m^3/s. Este valor no supera el caudal de diseño presentado por INGETEC (3,860 m^3/s).

Los caudales máximos para diferentes periodos de retorno afluentes a la central Bayano fueron obtenidos a partir del informe "Planificación de las acciones durante emergencias (PADE) Central Hidroeléctrica Bayano" (AES, 2014) en donde se presentan los resultados del transito de crecientes para diferentes periodos de retorno. De allí se obtiene los caudales pico de la creciente de entrada al embalse y el caudal total efluente una vez es amortiguado por medio del sistema. En la Tabla 6-13 se presentan los caudales asociados a un evento con periodo de retorno de 500, 1000 y 10 000 años para la entrada y salida del embalse.

Tabla 6-13 Caudales máximos (en m^3/s) para periodo de retorno de 10,000 años en Bayano.

Periodo de retorno	**Q Entrante (m^3/s)**	**Q Saliente (m^3/s)**
Tr 500 años	13,860	3,964
Tr 1000 años	16,273	4,144
Tr 10 000 años	21,570	4,569

Fuente: AES, 2014

Los hidrogramas asociados a diferentes periodos de retorno se presentan en la Figura 6-56 a la Figura 6-58 continuación:

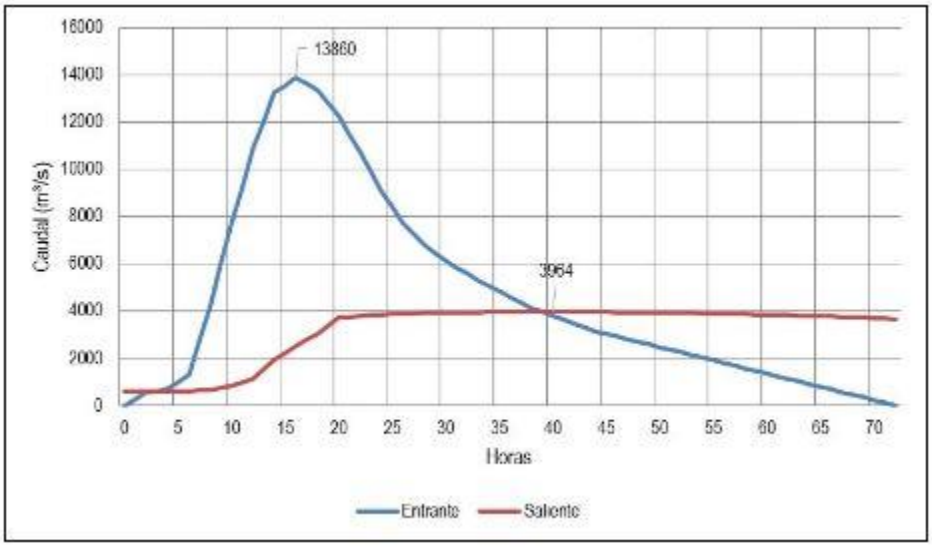


Figura 6-56 Hidrograma de creciente en Central Bayano para Tr 500 años.

Fuente: AES, 2014

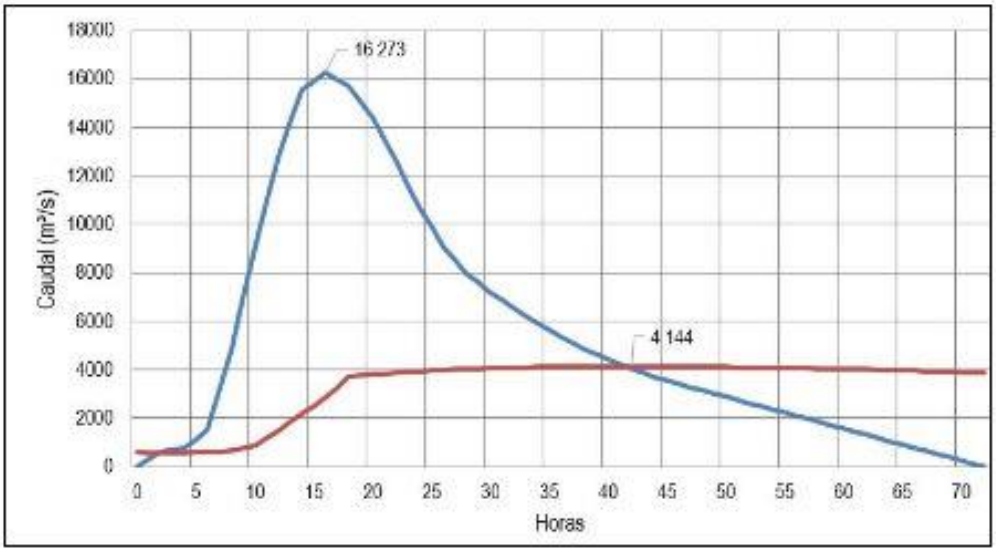


Figura 6-57 Hidrograma de creciente en Central Bayano para Tr 1000 años.

Fuente: AES, 2014

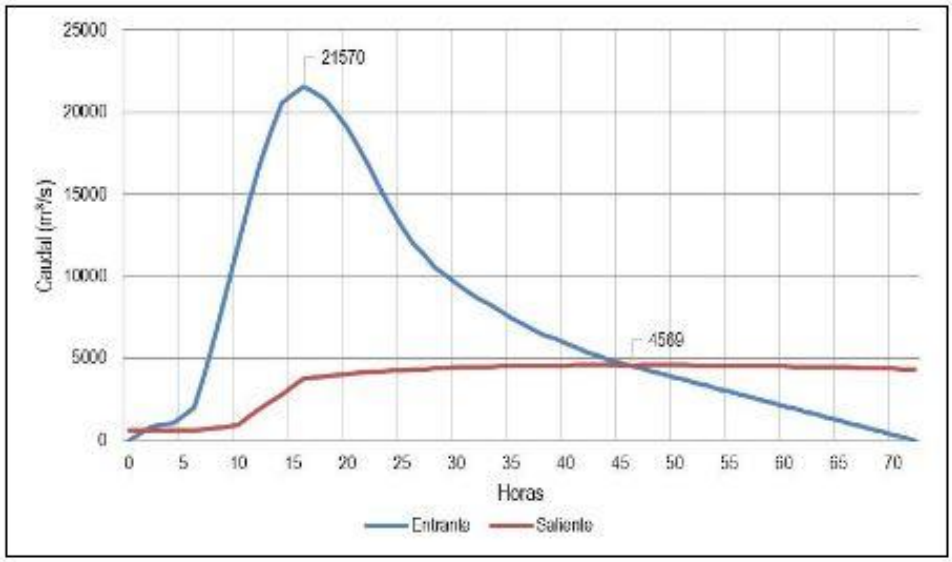


Figura 6-58 Hidrograma de creciente en Central Bayano para Tr 10.000 años.

Fuente: AES, 2014

6.2.5.2. Captación Jesús María

Los caudales máximos en el área intermedia fueron determinados de acuerdo a la metodología regional propuesta por ETESA en su informe "Análisis regional de crecidas de Panamá" (ETESA, 2008) descrita en el numeral 8.2.7, los caudales máximos en la descarga de Bayano fueron adoptados iguales al conjunto de hidrogramas presentado en el numeral anterior. Para estimar los caudales máximos del río Bayano en el sitio de captación Jesús María se tuvieron en cuenta dos posibles eventos: concentración de la tormenta aguas arriba del sitio de presa y concentración de la tormenta en el delta de cuenca entre el sitio de presa y el sitio de captación Jesús María. Entonces, los caudales máximos en el sitio de captación Jesús María es el resultado de la suma de los caudales descargados por Bayano y el caudal generado en el delta de cuenca entre sitio de presa Bayano y el sitio de captación Jesús María. En esta metodología se consideró un área intermedia de 535 Km².

Al considerar un evento de tormenta concentrado en la cuenca aguas arriba, los caudales máximos en el sitio de captación, corresponden a la máxima descarga de la central Bayano y el caudal generado en la cuenca intermedia siguiendo la metodología regional. Para el caso en el cual la tormenta se concentra en la parte baja de la cuenca, el caudal máximo corresponde a la descarga promedio de la central Bayano más el caudal máximo generado en la cuenca intermedia hasta la captación.

En la Tabla 6-15 y en la Tabla 6-17 se presenta el resumen de cálculo de caudales máximos en el sitio de captación Jesús María para los dos eventos considerados.

Los caudales máximos para la cuenca intermedia se determinaron siguiendo la metodología

descrita en el informe "Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá" en el cual se determina un caudal máximo promedio y los factores respectivos asociados a la Zona 1 que permiten determinar el valor máximos para diferentes periodos de retorno. La ecuación del caudal medio se presenta a continuación.

$$Q = 34 * A^{0.59}$$

En la Tabla 6-14 se presentan los caudales para el área hasta el sitio de presa (3,676 Km^2) y el área hasta el sitio de proyecto o captación (4,211 Km^2), los cuales permiten estimar el caudal máximo aportado por el delta de área entre ambos sitios.

Tabla 6-14 Caudal Cuenca Intermedia - Evento concentrado cuenca Alta (m^3/s).

Tr (años)	Caudal Bayano	Caudal Sitio de Proyecto	Caudal cuenca intermedia
100	11,566	12,531	965
500	14,917	16,162	1,245
1000	16,443	17,815	1,372
10000	21,794	23,613	1,819

Los caudales máximos turbinados por la central Bayano, presentados en la Tabla 6-13, corresponden a los caudales máximos aguas abajo de la central ante un evento concentrado en la cuenca alta; a estos se adicionaría el caudal máximo generado en la cuenca intermedia. De esta manera, el caudal total que llega al sitio de captación, corresponden a la sumatoria de los picos de ambos hidrogramas.

Tabla 6-15 Evento concentrado en la cuenca alta (m^3/s).

Tr (años)	Cuenca entre C.H. Bayano y captación	Descarga Bayano	Total
100	965	3,933	4,898
500	1,245	3,964	5,209
1000	1,372	4,144	5,516
10000	1,819	4,569	6,388

Para el evento localizado en la cuenca aguas abajo, el caudal máximo (ver Tabla 6-16) es estimado a partir de la metodología regional, empleando un área de 535 Km^2 y los factores que se relacionan en la tabla a continuación:

$$Q = 34 * A^{0.59}$$

$$Q = 34 * 535^{0.59} = 1{,}384$$

Tabla 6-16 Caudal máximo en cuenta intermedia (m³/s).

Tr (años)	Factor	Caudal delta
100	2.68	3,710
500	3.46	4,784
1000	3.81	5,274
10000	5.05	6,990

El caudal total corresponde a la sumatoria del caudal de descarga de la central Bayano y el caudal máximo en el área intermedia.

Tabla 6-17 Evento concentrado en la cuenca alta y baja (m³/s).

Tr (años)	Cuenca entre C.H Bayano y Captación	Descarga Bayano	Total
100	3,710	552	4,262
500	4,784	552	5,336
1000	5,274	552	5,826
10000	6,990	552	7,542

6.3. GEOLOGÍA REGIONAL

A continuación se presenta el análisis de las condiciones geológicas regionales, realizado a partir de la revisión de la información bibliográfica disponible y la suministrada por la ACP, además del Modelo Digital del Terreno (DTM), ALOS Palsar de 12.5 m de resolución espacial, fotointerpretación, trabajos de reconocimiento y levantamiento de información con la toma de datos en afloramientos que hacen parte del trazado de la conducción río Bayano Alternativa 12 que incluye la red de distribución, con un corredor lateral de 4 km aproximadamente.

Las condiciones geológicas regionales de Panamá se caracterizan por presentar un basamento pre-Terciario constituido por lavas basálticas, basaltos, vulcanitas básicas y rocas ultrabásicas, gabros y diabasas emplazadas hacia la parte suroccidental de las Penínsulas de Azuero y de Soná en la vecindad del Golfo de San Miguel y arriba de toda la línea de costa Caribe en el Este de Panamá. Las lavas presentan frecuentemente estructuras en "almohadilla", indicativas de un emplazamiento en ambiente submarino.

Sobre el basamento de edad pre-Terciaria se depositaron materiales volcanosedimentarios. El nivel más profundo consiste de una capa de sedimentos Eocénicos que afloran al Norte del Lago Alhajuela y del Río Bayano; suprayace a este estrato Tobas Oligocénicas que afloran al sur del Río Bayano y el estrato más superior se compone de sedimentos Miocénicos. Estos niveles sedimentarios y volcánicos se localizan hacia el centro del país.

Secuencias marinas y continentales de edad Terciaria son influenciadas por sedimentos volcánicos los cuales varían ampliamente en regiones individuales de Panamá. Estos sedimentos se encuentran cubiertos por flujos básicos, intermedios, ácidos e ignimbritas, variando ampliamente en algunas regiones de Panamá, por lo que no es posible hacer una correlación estratigráfica precisa y la clasificación varía de una región a otra. En la Figura 6-59, se presenta un esquema de las condiciones y ambiente de depositación de estos sedimentos del Mioceno hasta el Cuaternario presente en el área de estudio que hace parte de esta conducción río Bayano Alternativa 12.

El Cuaternario en Panamá tiene su origen principalmente en rocas volcánicas del Pleistoceno, depósitos litorales de pantanos, arcillas, cienos orgánicos intercalados que contienen fósiles marinos y conglomerados. Depósitos recientes incluyen formas de acumulación tanto fluvial como marina en adición a pantanos costeros y bajíos lodosos. Además del gran abanico vulcanofluvial que aparece al Sur del Volcán Barú y la llanura costera marina al Norte de Puerto Armuelles (Candanedo, & Fábrega, 1999).

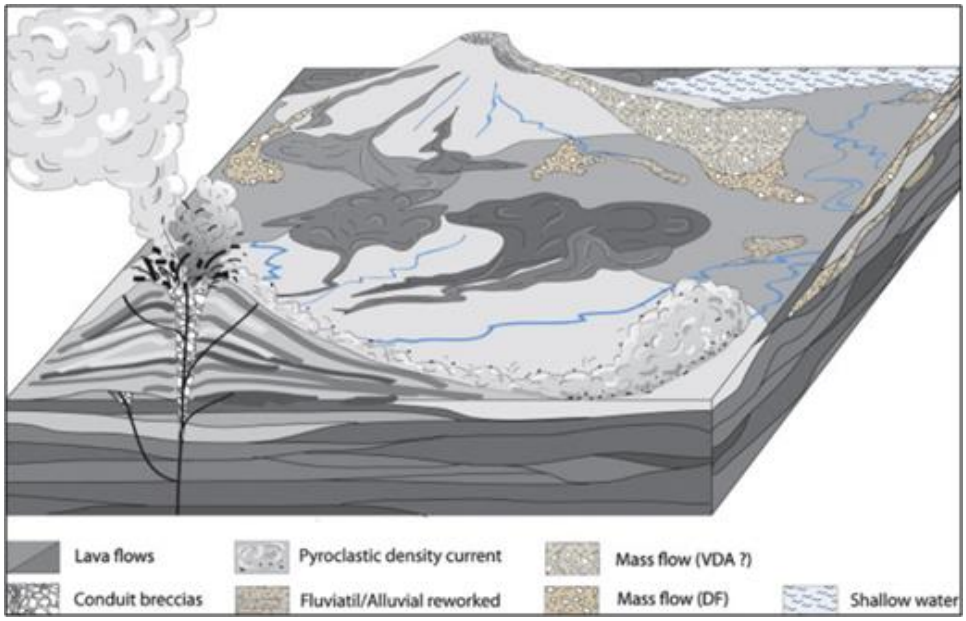


Figura 6-59 Esquema del ambiente de depositación de los sedimentos del Oligoceno al Cuaternario en el área de estudio de la cuenca del río Bayano. Tomado de Roverato, Mateo; Juliani, Caetano, Precambrian Research, vol. 289, 2016.

Dentro del contexto geológico mencionado, el proyecto de conducción y su red de distribución se caracteriza por localizarse en la zona central de Panamá, entre las cuencas del canal de Panamá y el río Bayano limitadas por la Serranía de San Blas y la Serranía de Majé, abarcando varias formaciones geológicas constituidas por rocas de edades Cretácicas, Terciarias y sedimentos Cuaternarios, sobresaliendo las Formaciones Playa Venado (K-VE), Paragüito (K-PAR), Mamoní (K-COma), Panamá (TO-PA), Topaliza (TOM-TZ), Cerro Viejo (PL/PS-Cv) y Las Lajas (QR-Ala). (Ver mapa VF-1614-118-02-02-100 en el Anexo 1.1 o Figura 6-60).

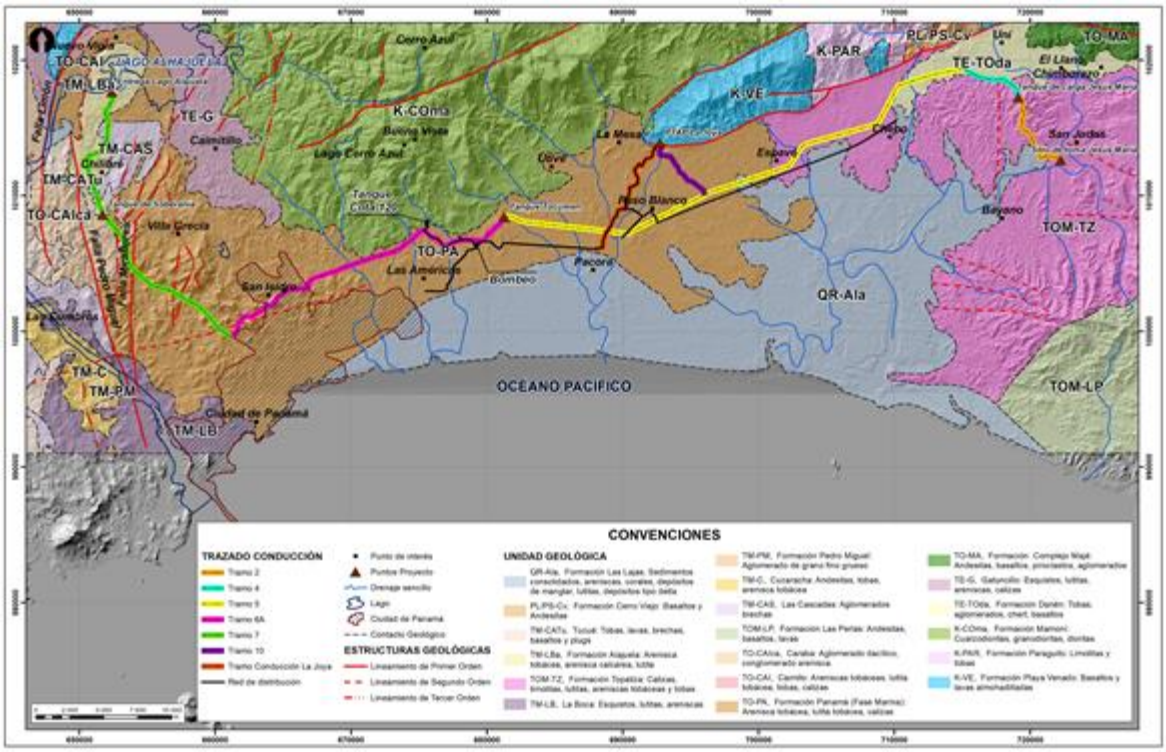


Figura 6-60 Mapa geológico regional a escala 1:250,000 del área que conforma la conducción río Bayano Alternativa 12. Las líneas de colores muestran los tramos del alineamiento de la conducción, el trazo en tono oscuro muestra la red de distribución del proyecto. (Adaptado a partir del Mapa Geológico Hoja 5 Región Oriental de Panamá, Ministerio de Comercio e Industrias, Dirección General de Recursos Minerales de Panamá, 1991).

6.3.1. Geomorfología

Morfológicamente la región por la cual se emplaza la conducción de esta Alternativa 12 desde la cuenca alta del río Bayano hasta el sitio de entrega conexión a tramo 15 sobre la Avenida Panamericana en Ciudad de Panamá, evidencia dos provincias geomorfológicas claramente diferenciables (Ver Figura 6-61).

La primera provincia geomorfológica presenta un relieve de carácter colinado conformando las sierras de San Blas y de Maje, al norte y sur del área de emplazamiento que incluye los tramos de conducción 2, 4 y parte del tramo 5 y de los tramos 10 y 11, donde se ubicará la PTAP La Joya y parte de la red de distribución (sector tanque cota 120 msnm en Tocumen); se observan superficies de laderas moderadamente largas, de forma cóncava a rectas y pendientes inclinadas a fuertemente inclinadas, de cimas agudas, valles cerrados a ligeramente abiertos y encañonados, desarrollan drenajes de tipo subdendrítico a dendrítico y en algunos casos subparalelo irregular de moderada densidad, generados por el contraste y la disección de morfologías duras y blandas, asociadas a rocas ígneas intrusivas y extrusivas de las formaciones Grupo Mamoní (K-COma), Playa Venado (K-VE), Cerro Viejo (PL\PS-Cv), Complejo Maje (TO-MA), Las Perlas (TOM-LP) y de rocas

sedimentarias mezcladas con rocas de origen volcánico de las formaciones Paragüito (K-PAR), Darién (TE-Toda) y Topaliza (TOM-TZ); ver plano VF-1614-118-02-02-103, Figura 6-61.

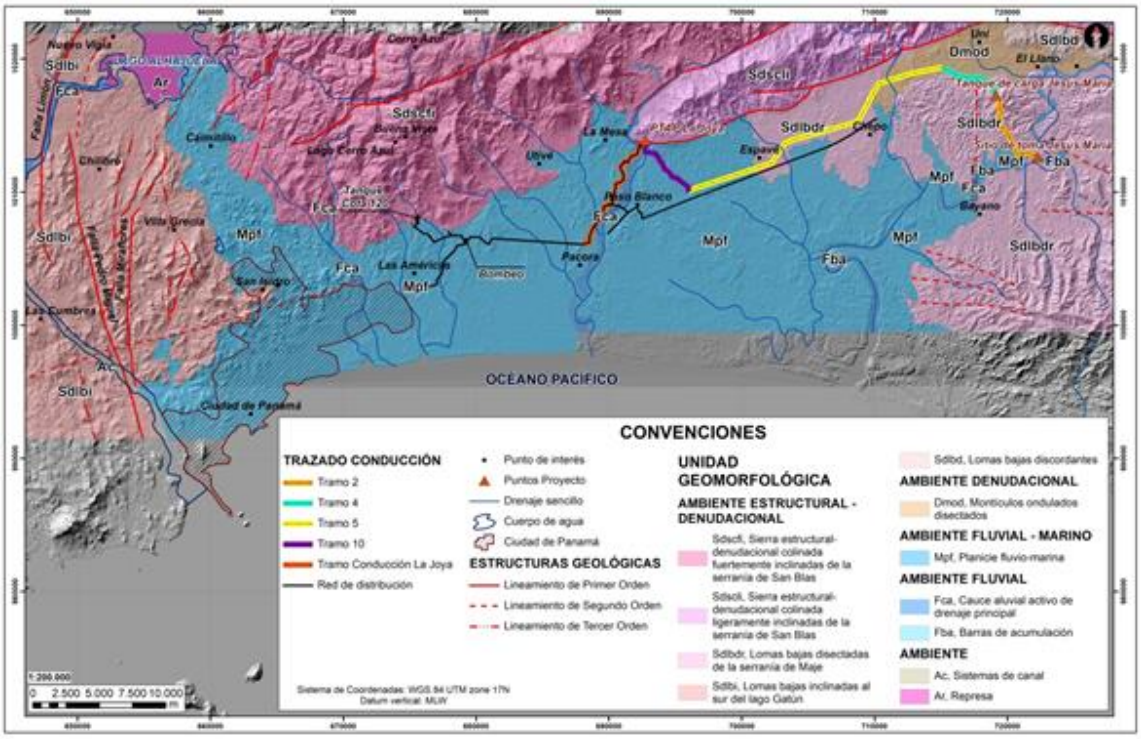


Figura 6-61 Mapa de unidades geomorfológicas en el área de influencia que conforma la conducción río Bayano Alternativa 12. Las líneas de colores muestran los tramos del alineamiento de la conducción, el trazo en tono oscuro muestra la ubicación de la red de distribución.

Finalmente, la provincia geomorfológica al sur del área de estudio que hace parte de los tramos 5, 10 y 11 de la conducción río Bayano Alternativa 12 y buena parte de la red de distribución está representado por un relieve plano a levemente ondulado, que incluye morfologías de litoral costero. Morfologías onduladas que interactúan con morfologías fluviales, lagunares y de ciénagas, conforman en general, una planicie fluvial-marina influenciada por el mar Pacífico, abarcando las cuencas bajas de los ríos Bayano, Chichebre, Pacora, Tatare, Tocumen, Juan Díaz, Naranjal y el canal de Panamá controlado por las aguas del lago Gatún. Las geoformas de origen costero están representadas por playas, playones, llanuras costeras y zonas de inundación; estas unidades tienen una disposición horizontal a ligeramente inclinada hacia el sur, cuyo origen está relacionado a procesos litorales de sedimentación y erosión, producto de la interacción de factores marinos, terrestres y atmosféricos que varían espacial y temporalmente en intensidad y que por lo tanto son responsables de los patrones erosionales y deposicionales dominantes a lo largo de toda la zona costera del Pacífico Panameño.

Las morfologías fluviales están asociadas a la disección de los principales sistemas de drenajes que atraviesan esta provincia fluvialmarina, entre ellos, los ríos Aguacates, Chichebre, Mamoní, Pacora, Tatare y Tocumen. Está representada por sedimentos cuaternarios aluviales donde su

composición variada está ligada al arrastre de materiales desde la serranía de San Blas hasta su desembocadura en el mar Pacífico.

En general, esta provincia geomorfológica está representada por unidades sedimentarias con influencia de sedimentos volcánicos de la formación Panamá fase marina (TO-PA), asociados a areniscas tobáceas, lutitas tobáceas, calizas orgánicas y fosilíferas, presencia de cenizas volcánicas y, de los depósitos cuaternarios de la formación Las Lajas (QR-Ala), entre ellos, aluviones, sedimentos consolidados, areniscas, corales, sedimentos de manglares, conglomerados y sedimentos deltaicos.

6.3.2. Estratigrafía

Dada la configuración tectónica que ha moldeado el Istmo de Panamá, las diferentes formaciones que son atravesadas por el proyecto consisten de una diversidad litológica abarcando tobas, areniscas, cuarzodioritas, dioritas, granodioritas, basaltos, lavas, lutitas silíceas y carbonosas, sedimentos finos de manglares, sedimentos volcanoclásticos, limolitas, lodolitas, areniscas tobáceas, calizas, areniscas calcáreas, cuarzoarenitas y aglomerados. A partir del análisis de información geológica del área involucrada, las formaciones según su edad de lo más antiguo a lo más reciente, son: Playa Venado (K-VE), Paragüito (K-PAR), Mamoní (K-COma), Panamá (TO-PA), Topaliza (TOM-TZ), Cerro Viejo (PL/PS-Cv) y Las Lajas (QR-Ala). Ver Tabla 6-18 - Unidades litológicas aflorantes en el área del alineamiento de la conducción río Bayano Alternativa 12 y red de distribución, Figura 6-62 - Mapa de la geología regional del área de estudio, plano VF-1614-118-02-02-100 en el Anexo 1.1.

6.3.2.1. Formación Playa Venado (K-VE)

Rocas volcánicas de edad Cretácico representadas en el área de estudio sobre el piedemonte de la serranía de San Blas en la región centro oriente del Istmo de Panamá, al noreste de Chepo y limitada por la cuenca del río Pacora, conformando colinas bajas, mostrando un relieve de cimas semiagudas, con laderas alargadas rectas, valles moderadamente profundos, caracterizados por la presencia de basaltos y lavas con estructura de almohadilla. Los espesores de suelo de tipo residual que se esperan sobre la unidad litológica Playa Venado (K-VE) pueden variar entre los 12 m y 15 m aproximadamente, de acuerdo con las condiciones de alteración de estas rocas, entre ellas, condiciones litológicas, morfométricas, morfológicas, morfoclimáticas y su perfil de meteorización característico de rocas volcánicas.

Estas rocas en general desarrollan suelos residuales arcillosos oscuros debido a la presencia de minerales ferromagnesianos en basaltos y andesitas principalmente.

Esta unidad litológica hace parte del contexto geológico regional del proyecto sin afectación directa sobre el trazado de la conducción río Bayano Alternativa 12 o de la red de distribución, ver Anexo 2 (Anexo 2.3.1) (Tomado del Mapa Geológico Hoja 5 Región Oriental de Panamá, Ministerio de Comercio e Industrias, Dirección General de Recursos Minerales de Panamá, 1991).

6.3.2.2. Formación Paragüito (K-PAR)

Rocas volcanosedimentarias de edad Cretácico al noreste de Chepo sobre el cerro Paragüito haciendo parte de un segmento menor del piedemonte de la Serranía de San Blas, conformando colinas bajas, con cotas que alcanzan los 400 msnm; mostrando un paisaje de laderas abruptas y valles moderadamente profundos, caracterizados por la presencia de limolitas y tobas. Estas rocas en general desarrollan suelos residuales arcillolimosos, con espesores que varían entre los 0.5 m y 2 m. Esta unidad litológica hace parte del contexto geológico regional en el área de estudio sin afectación directa sobre el trazado de la conducción río Bayano Alternativa 12 o de la red de distribución, ver Figura 6-62. Tomado del Mapa Geológico Hoja 5 Región Oriental de Panamá, Ministerio de Comercio e Industrias, Dirección General de Recursos Minerales de Panamá, 1991.

6.3.2.3. Formación Mamoní (K-COma)

Constituida por rocas plutónicas asociadas a cuarzodioritas, granodioritas, dioritas y sienitas. Esta formación hace parte de un segmento de 630 m de longitud de la red de distribución al norte del sector de Tocumen donde se emplazará el tanque a la cota 120 msnm, sin afectación directa sobre el trazado de la conducción río Bayano Alternativa 12 (Figura 6-62). (Tomado del Mapa Geológico Hoja 5 Región Oriental de Panamá, Ministerio de Comercio e Industrias, Dirección General de Recursos Minerales de Panamá, 1991).

Tabla 6-18 Unidades litológicas aflorantes en el área del alineamiento de la conducción río Bayano y su red de distribución.

UNIDAD LITOLÓGICA		DESCRIPCIÓN	TRAMOS	ZONAS HOMOGÉNEAS
Qal	Depósitos aluviales	Constituidos por sedimentos arenosos, arcillosos y limosos con gravas de variada composición, de formas redondeadas, mal seleccionados y de tamaños que van desde gránulos hasta bloques.	Todos los tramos y la red de distribución	Todas las zonas homogéneas
QR-Ala	Formación Las Lajas	Aluviones, sedimentos consolidados, areniscas, corales, depósitos de manglar, conglomerados, lutitas carbonosas, depósitos tipo delta.	5 y red de distribución	3
PL/PS-Cv	Formación Cerro Viejo	Constituida por basaltos, andesitas, amigdaloides vidriosos, basaltos post-ignimbríticos.	Unidad dentro del contexto Regional	1 y 2

TOM-TZ	Formación Topaliza	TOM-TZ1	Constituida por areniscas tobáceas con tonalidades amarillentas de grano fino que tienden a medio, vidrio volcánico y líticos oscuros con presencia de carbonatos, un nivel IIA de rocas meteorizadas (Deere & Patton, 1971), (rocas altamente a moderadamente meteorizadas), dentro del tramo 2 de la conducción.	2	1, 2 y 3
		TOM-TZ2	Constituida por areniscas tobáceas con estructuras en convoluta y niveles de tobas amarillentas fracturadas, duras, con baja presencia de carbonatos, presentes en el área del tanque de carga Jesús María entre el tramo 2 y parte del tramo 4.	2 y 4	
		TOM-TZ3	Constituida por areniscas tobáceas en capas medias interestratificadas con capas delgadas de lodolitas tobáceas de tonalidades violáceas, fracturadas, presencia de carbonatos, duras, presentes entre las cuencas de los ríos Aguacates y Chichebre tramos 4 y parte del tramo 5.	4, 5 y red de distribución	
TO-PA	Formación Panamá Fase Marina		Alternancia de aglomerados volcánicos, areniscas tobáceas calcáreas de grano medio a grueso, alternancia de lodolitas tobáceas de tonalidades violeta oscuras, calizas biomicríticas, lodolitas calcáreas presencia de venas de carbonatos, dispuestos de manera subhorizontal.	5, 10 y 11 y red de distribución	3
K-COma	Formación Mamoní		Rocas plutónicas asociadas a cuarzodioritas, granodioritas, dioritas y sienitas.	Unidad dentro del contexto Regional y un segmento de la red de distribución (tanque cota 120 msnm en Tocumen)	3
K-PAR	Formación Paragüito		Constituida por limolitas y tobas.	Unidad dentro del contexto Regional	2
K-VE	Formación Playa Venado		Rocas volcánicas compuestas de basaltos y lavas con estructura de almohadillas.	Unidad dentro del contexto Regional	3

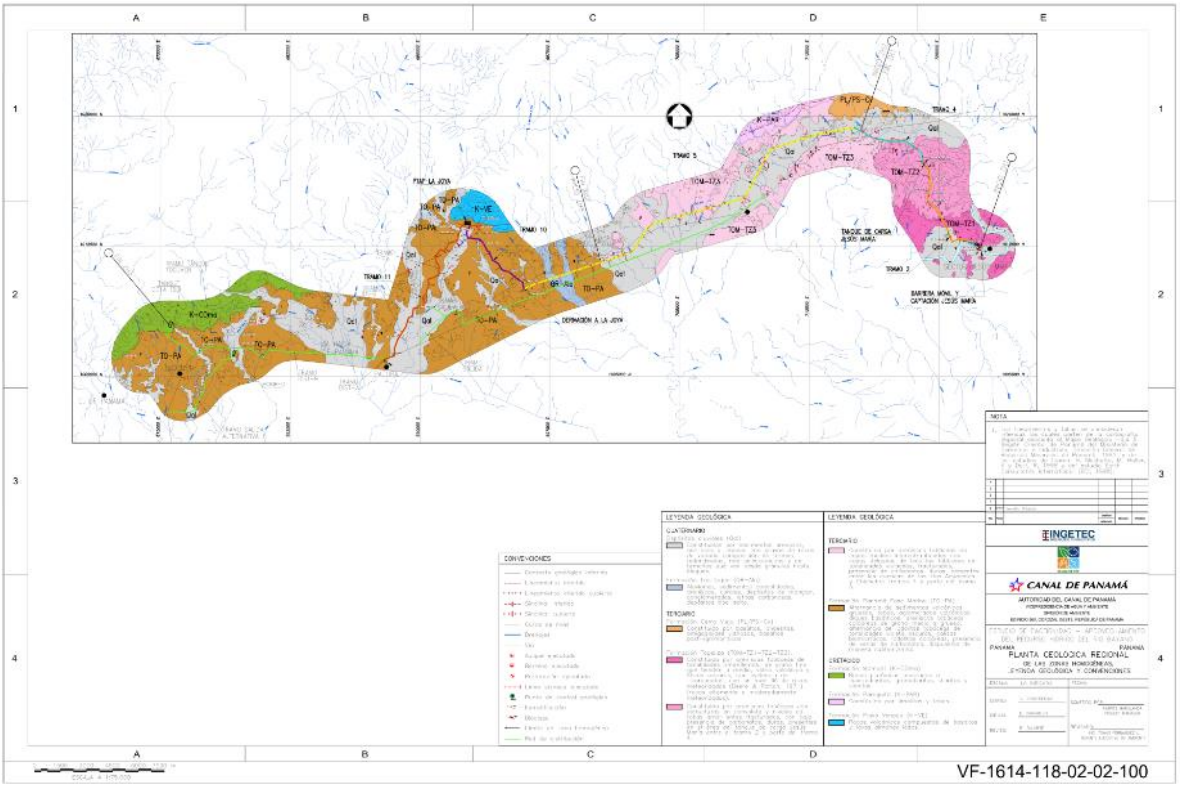


Figura 6-62 Mapa de unidades litológicas aflorantes a lo largo del alineamiento conducción río Bayano Alternativa 12 y su red de distribución, en el corredor lateral a escala 1:200,000.

6.3.2.4. Formación Panamá (TO-PA) Fase Marina

La formación Panamá presenta dos fases: una fase marina y otra volcánica. En el área de estudio aflora la fase marina de edad Oligoceno inferior a superior, constituida por arenisca tobácea, lutita tobácea, caliza bioesparítica y sedimentos volcánicos. Hacia la parte inferior de la formación se reconocen lutitas arenosas (Ho, Mojica, Toral, & Bernal, 2009) (Figura 6-62).

Corresponde a la segunda unidad litológica de mayor emplazamiento del trazado de la conducción Alternativa 12 y de la red de distribución, abarcando los tramos 5, 10 y 11 de la conducción con una longitud total de 18 km, además presenta el mayor emplazamiento de la red de distribución con una longitud de 31.3 km aproximadamente.

6.3.2.5. Formación Topaliza (TOM-TZ)

Formación de edad Mioceno medio constituida por lodolitas fosilíferas con fracturamiento concoidal y limolitas conteniendo secciones con abundantes moluscos, en menor proporción por areniscas tobáceas formando estratos de 10 cm a 20 cm de espesor con presencia de concreciones calcáreas. Entre el río Topaliza y el río Chico se presentan delgadas capas de arenisca volcánica alternadas con lutitas negras. En la parte inferior de la secuencia, la arenisca es laminada, con estratificación cruzada, abundante material carbonoso y restos de hojas (Coates, Collins, Aubry,

& Berggren, 2004). Esta formación aflora en el sitio de toma (Barrera Móvil y Desarenador) en la cuenca del río Bayano, sector de Jesús María y en el lago Bayano aguas arriba del embalse de la presa Ascanio Villalaz, así como parte de la conducción del tramo 2, gran parte del tramo 4 que incluye el área de emplazamiento del tanque de carga Jesús María, en la abscisa K7+000, algunos segmentos del tramo 5, abscisas K13+400, K17+500, K18+400, K20+000, K22+000, K26+000, K28+000 y K28+600 a K29+300, ya que en esta parte se encuentra cubierta discordantemente por depósitos de la llanura aluvial de los principales sistemas de drenajes. (Figura 6-62).

6.3.2.6. Formación Cerro Viejo (PL/PS-Cv)

Unidad litológica ubicada al norte del tramo 4 haciendo parte del contexto geológico regional del área de estudio, sin afectación directa del trazado del alineamiento de la conducción Alternativa 12 o de la red de distribución. Corresponde a rocas de origen volcánico asociados a basaltos, andesitas amigdaloides, vidrio volcánico, basaltos postignimbríticos, ver Figura 6-62. Tomado del Mapa Geológico Hoja 5 Región Oriental de Panamá, Ministerio de Comercio e Industrias, Dirección General de Recursos Minerales de Panamá, 1991.

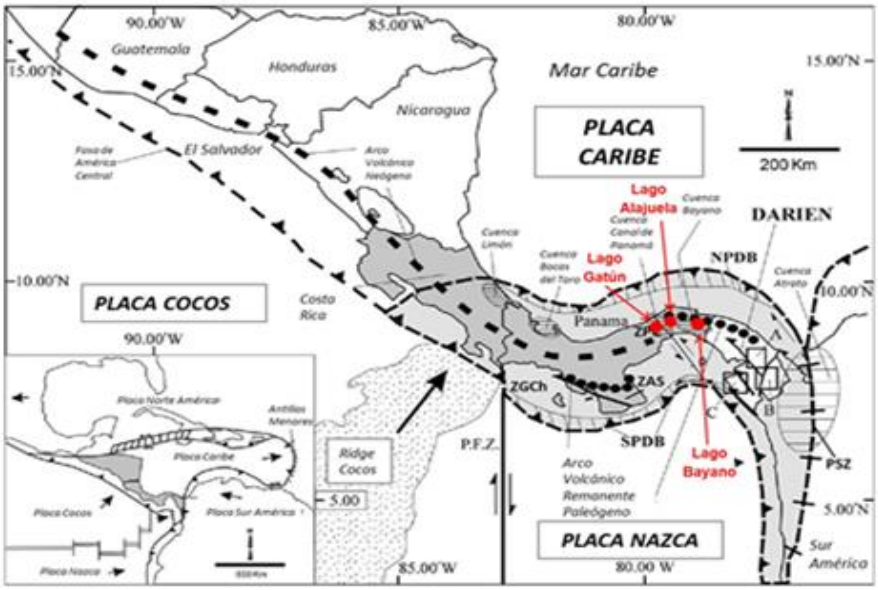
6.3.2.7. Formación Las Lajas (QR-Ala)

Se encuentra constituida por aluviones, sedimentos consolidados, areniscas, corales, depósitos de manglar, conglomerados, lutitas carbonosas, depósitos tipo delta. La formación aflora en un segmento del tramo 5 del alineamiento de la conducción, además en esta unidad litológica se incluyen los depósitos aluviales (Qal) que cubren buena parte de todos los tramos de la conducción, conformando una espacialización que alcanza los 35 km de longitud a lo largo de dicha conducción y parte de la red de distribución, ver (Figura 6-62). (Tomado del Mapa Geológico Hoja 5 Región Oriental de Panamá, Ministerio de Comercio e Industrias, Dirección General de Recursos Minerales de Panamá, 1991).

6.3.3. Geología estructural regional

Se realizó un análisis de los principales trazos y lineamientos con la ayuda del Modelo Digital del Terreno (DTM), ALOS Palsar de 12.5 m de resolución espacial y los estudios de la evolución tectónica en el istmo.

El Istmo está localizado en una microplaca tectónica la cual ha sido denominada Bloque de Panamá (Kellog & Neilan, R., 1989). Esta microplaca está rodeada por cuatro grandes placas tectónicas: la Placa Caribe, al norte; la Placa de Nazca, al sur; la Placa de Cocos, al sudoeste y la Placa Suramericana al Este; creando la configuración tectónica actual de la región. La Figura 6-63 presenta la localización del Bloque de Panamá en el marco tectónico continental.



Convenciones: *Líneas punteadas con dientes indican zonas de convergencia,*
Línea de cremallera indica la zona de sutura entre Colombia y Panamá (PSZ),
Líneas punteadas gruesas marcan el arco volcánico de edad Neógeno,
Círculos negros marcan el arco volcánico de edad Paleógeno-Eoceno,
NPDB – cinturón deformado del norte de Panamá,
SPDB – cinturón deformado del sur de Panamá,
PFZ – zona de fractura de Panamá.

Figura 6-63 Mapa de la región sur de América Central y la microplaca de Panamá. (Tomado de Coates et al., 2004).

El límite norte está conformado por una zona de cabalgamiento conocida como el Cinturón Deformado del Norte de Panamá (Silver, Reed, Tagudin, & Heil, 1990). En esta zona la Placa Caribe y el Bloque de Panamá convergen en dirección Norte – Sur (Kellogg & Vega, 1995).

El límite occidental del Bloque de Panamá lo conforma una zona de falla sinestral, que atraviesa el Valle Central de Costa Rica conectándose en el Caribe con el Cinturón Deformado del Norte de Panamá, y en el Pacífico con la zona de Fractura de Costa Rica (Kellogg & Vega, 1995). El límite sur lo conforman dos zonas de convergencia: el Cinturón Deformado del Sur de Panamá y la Fosa de Colombia, conectados entre sí, por una falla de transformación sinestral localizada al sur del Golfo de Panamá.

El límite oriental del Bloque de Panamá no está muy bien definido, ya que la zona del Darién y el Atrato denominada el Cinturón Deformado del Este de Panamá (Mann & Kolarsky, 1995), es una zona de deformación difusa.

Utilizando los registros de sismicidad y las determinaciones de mecanismos focales el Bloque ha sido subdividido en zonas sismotectónicas (Camacho, 2013):

- Zona de Fractura de Panamá (PFZ): constituida por el límite entre las placas del Coco y Nazca, ha sido caracterizada como una falla de transformación oceánica de tipo dextral. (Figura 6-63).

● Cinturón Deformado del Sur de Panamá (SPDB): esta zona se extiende al sur del Istmo de Panamá, bordeando su margen continental Pacífico. En esta zona la placa de Nazca se subduce de manera asísmica y oblicua (rumbo N71°W), con un ángulo muy bajo por debajo del bloque de Panamá (Figura 6-63) (Silver et al., 1990).

● Zona del golfo de Chiriquí (ZGCh): Esta zona está ubicada en la margen continental sudoeste del Istmo de Panamá, presentando una subducción oblicua y asísmica de ángulo bajo de parte de la Dorsal del Coco y del tramo septentrional de la Zona de Fractura de Panamá (Kellogg & Vega, 1995) (Figura 6-63).

● Zona de Azuero – Soná (ZAS): se localiza en la parte sur del Bloque de Panamá donde la sismicidad de esta zona está asociada a una serie de fallas paralelas de rumbo sinestral, como la falla de Tonosí y la de Torio – Gunico –Lobaina -San Rafael (Figura 6-63).

● Zona del Darién (PSZ): zona también conocida como el Cinturón Deformado del Este de Panamá (Mann & Kolarsky, 1995), comprende la región del Istmo de Panamá que se encuentra al este de los 79°W. Se caracteriza por ser muy compleja y por poseer una sismicidad muy difusa. Las principales fallas que se encuentran en esta zona son las fallas Chucunaque y el Atrato (fallas normales) y Saínbú y Jaqué (fallas sinestrales) y fallas Ungía y del Pirre y Utría (fallas inversas) (Figura 6-63).

● Zona de Panamá Central (ZPC): área que presenta un gran límite tectónico profundo cortando el Istmo de Panamá en dos, exponiendo un fallamiento normal discontinuo predominante que varía en rumbo entre N40E a N70E (Figura 6-63).

A partir de la configuración tectónica sobre la que se emplaza la República de Panamá, se generan varios lineamientos y fracturas en la zona central del istmo y por donde se encuentran las obras de toma y conducción de agua desde la cuenca del río Bayano hasta el que abarca la red de distribución de la Alternativa 12.

Estos sistemas pueden categorizarse según la tendencia analizada basado en modelos de elevación digital, siendo aquellos de primer orden los que presentan rumbo NE-SW asociados a los efectos compresivos del cinturón deformado del norte de Panamá y similar; segundo orden, dirección N-S asociados la zona de fractura de Panamá (P.F.Z) y tercer orden, NW-SE. Dentro de estos lineamientos y sistemas principales se generan algunos patrones de fracturas perpendiculares sobre las diferentes litologías que hacen parte de esta zona central de Panamá (Véase Figura 6-64).

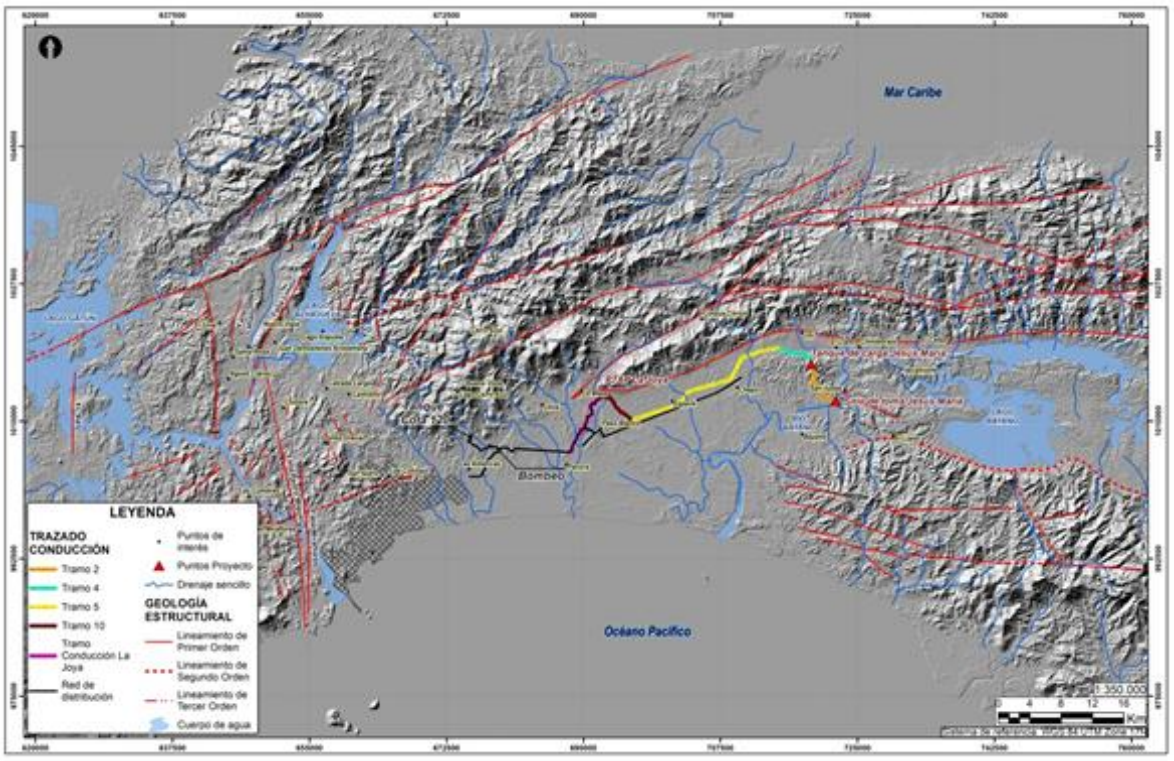


Figura 6-64 Imagen que muestra la fotointerpretación de los rasgos estructurales de la región central de Panamá con las principales fallas y lineamientos, donde se localiza el alineamiento de la conducción río Bayano Alternativa 12. El trazo en tono oscuro muestra la localización de la red de distribución.

Es de notar que el tramo 5 de la conducción se plantea corra paralelo al sistema de fallas de dirección NE-SW; mientras que los tramos 10 y 11 en el sector de La Joya es disectado por el trazo de un lineamiento de este sistema de fallas con dirección NE-SW que separa morfologías duras de edad cretácica asociada a rocas volcánicas de la Formación Playa Venado (K-VE) con unidades terciarias de la Formación Panamá (TO-PA) en su fase marina, cuyo principal exponente son las fallas de Gatún y Limón.

Se resalta la presencia de un lineamiento de dirección E-W que pone en contacto la región al N del piedemonte de la serranía de San Blas con la provincia fluvio-marina donde está la mayor parte del alineamiento de la conducción (tramos 2, 4, 5, 10, 11 y la red de distribución).

Los lineamientos y fallas se consideran inferidas las cuales parten de la cartografía regional asociada al Mapa Geológico Hoja 5 Región Oriental de Panamá del Ministerio de Comercio e Industrias, Dirección General de Recursos Minerales de Panamá, 1991, y de los estudios de Cowan, H, Machette, M, Haller, K y Dart, R, 1998 y del estudio Earth Consultants International (ECI, 1998).

6.4. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

A continuación, se describen las investigaciones geotécnicas disponibles para el desarrollo del presente estudio, incluyen las ejecutadas por otros en etapas anteriores, así como las ejecutados dentro del alcance de este estudio.

6.4.1. Exploraciones ejecutadas por otros

6.4.1.1. Sectores Jesús María y San Judas

Como parte de estudios previos, se contaba con información de exploraciones en dos sectores, Jesús María y San Judas, ubicados aguas abajo y aguas arriba del sitio de captación actual. La localización de las exploraciones realizadas anteriormente, respecto al sitio de toma actual en Jesús María se muestra en la Figura 6-65.

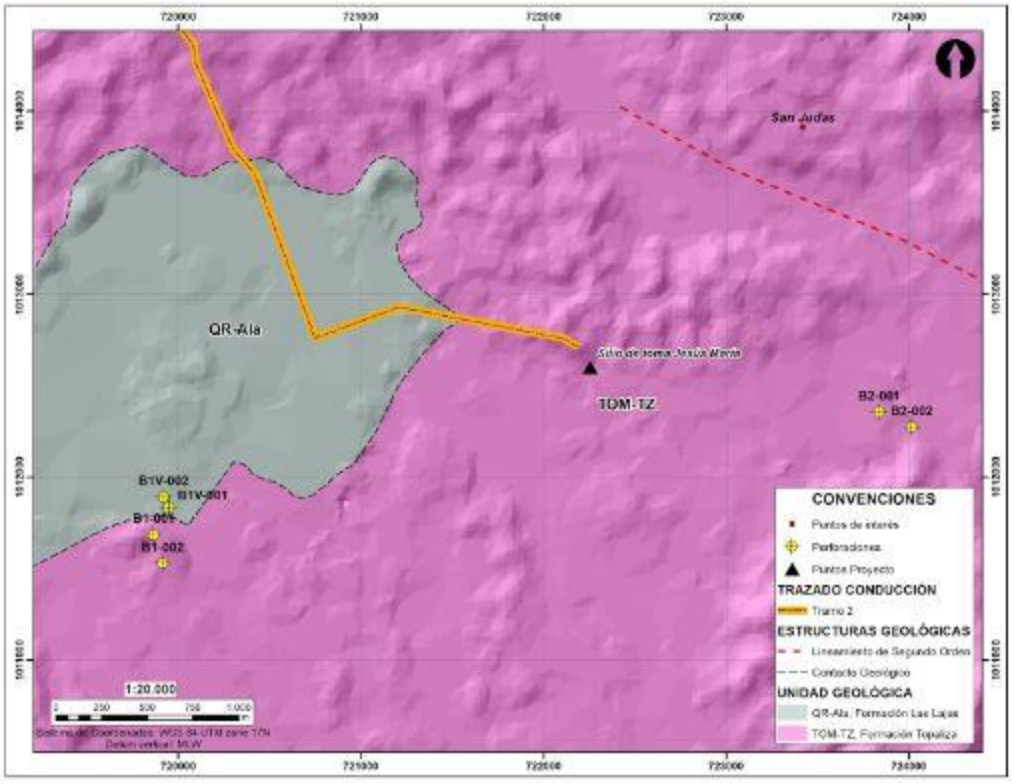


Figura 6-65 Localización de las perforaciones ejecutadas en los sectores de Jesús María y San Judas. ACP (2017).

El sector Jesús María aguas abajo del sitio de captación a unos 2.6 km donde se proyecta construir la estructura de toma, ha sido estudiada por ACP mediante cuatro perforaciones con recuperación y dos calicatas (Tabla 6-19). A partir de estas investigaciones se tiene que las condiciones geológicas de este sector corresponden a depósitos aluviales de los principales sistemas de drenajes

y depósitos de terrazas, conformados por arenas finas, limos y arcillas, de tonalidades gris a rojizo, de consistencia denso, que alcanzan una profundidad de 13.64 m, como los observados sobre la perforación ejecutada B1-002 (ver descripción litológica de la perforación Fotografía 2).

Estos depósitos cuaternarios cubren de manera discordante a rocas terciarias de la Formación Topaliza (TOM-TZ) que se presentan en la ribera norte y sur del área de estudio. En general, esta unidad litológica se encuentra constituida por areniscas de grano medio a fino, intercaladas con limolitas y tobas. En la perforación B1-001 (caja 1) se evidencia un desarrollo de suelo residual saprolito IC entre los 0 m y 0.7 m de profundidad con transición a nivel IIA de roca muy meteorizada hasta 2.1 m de profundidad; luego, un perfil IIB de roca parcialmente meteorizada se observa desde 2.1 m a 19.5 m de profundidad; dentro de este segmento (caja 3) se observa un cambio textural asociado a areniscas tobáceas con alteración entre 9.91 m y 14.5 m de profundidad; a partir de 19.5 m y al final de la perforación se presenta roca sana con un perfil III de meteorización de Deere & Patton (1971) con la presencia de areniscas tobáceas alternadas con limolitas (Ver Fotografía 1).

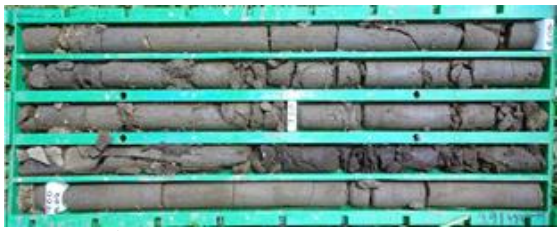
Las perforaciones B1V-001 y B1V-002 muestran desarrollo de perfiles de meteorización IC Saprolito hasta 1.5 m de profundidad, con transición a IIA de rocas meteorizadas hasta los 3.5 m, seguido un perfil IIB de roca parcialmente meteorizada hasta 7.25 m y finalmente se encuentra roca sana con nivel III de meteorización después de 7.25 m de profundidad y hasta el final de la perforación B1V-001 (Fotografía 3), asociadas a areniscas tobáceas intercaladas con limolitas grisáceas y presencia de carbonatos, como mineral accesorio se presenta pirita diseminada.

Tabla 6-19 Investigaciones del subsuelo ejecutadas en el sector de Jesús María (ACP, 2017).

Sector	Perforación	Profundidad (m)		Coordenadas WGS 84 UTM 17N		Descripción	Formación
		De	Hasta	E	N		
Jesús María	B1-001	0.0	14.9	719 865.95	1 011 685.71	Arenisca meteorizada	Topaliza
		14.9	23.0			Arenisca sana	
		23.0	29.9			Limolita	
	B1-002	0.0	13.6	719 915.150	1 011 529.73	Aluvión	Depósito aluvial
		13.6	20.1			Arenisca meteorizada	Topaliza
		20.1	25			Arenisca sana	
	B1V-001	0.0	7.2	719 948.83	1 011 834.98	Arenisca meteorizada	Topaliza
		7.2	9.8			Arenisca sana	
	B1V-002	0.0	5.0	719 920.15	1 011 892.47	Arenisca meteorizada	Topaliza
		5.0	15.3			Arenisca sana	
	Calicata No. 1	0.0	1.5	720 905.00	1 012 025.00	Suelo limo arenoso	Las Lajas: depósitos de llanura aluvial
	Calicata No. 2	0.0	1.5	720 820.00	1 011 875.00	Suelo limo arenoso	Las Lajas: depósitos de llanura aluvial



Caja 1. Profundidad 0.0 m – 5.12 m



Caja 2. Profundidad m 5.12 – 9.91 m



Caja 3. Profundidad 9.91 m – 15.73 m



Caja 4. Profundidad 15.73 m – 19.82 m



Caja 5. Profundidad 19.82 m – 24.60 m



Caja 6. Profundidad 24.60 m – 29.35 m



Caja 7. Profundidad 29.35 m – 29.90 m

Fotografía 1. Registro fotográfico perforación B1-001 (ACP, 2017)



Caja 1. Profundidad 0.0 m – 12.97 m



Caja 3. Profundidad 22.77 m - 25 m

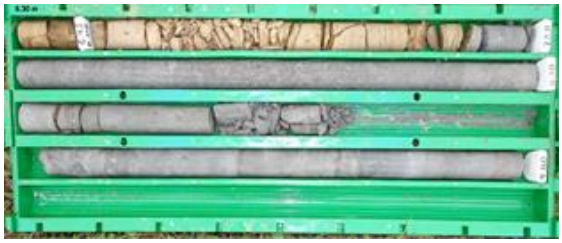


Caja 2. Profundidad 12.97 m – 22.77 m

Fotografía 2. Registro fotográfico perforación B1-002 (ACP, 2017)



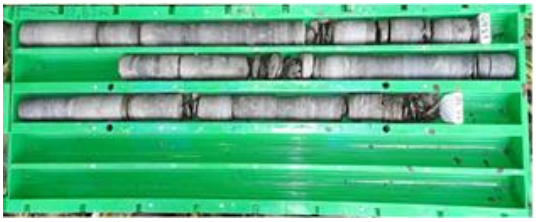
Caja 1. Profundidad 0.0 m – 6.30 m



Caja 2. Profundidad 6.30 m – 9.80 m

Fotografía 3. Registro fotográfico perforación B1V-001 (ACP, 2017)


Caja 1. Profundidad 0.0 m – 10.80 m


Caja 3. Profundidad 12.87 m – 15.30 m


Caja 2. Profundidad 10.80 m – 12.87 m

Fotografía 4. Registro fotográfico perforación B1V-002 (ACP, 2017)

Adyacente al sector de Jesús María y a unos 2 km de distancia de la toma se presenta el sector conocido como San Judas, donde se observan depósitos aluviales constituidos por arenas de grano fino a medio, con limos y contenidos bajos de arcilla, de tonalidades café oscuro a grisáceos, de consistencia baja y espesores que alcanzan los 17.9 metros de profundidad, como los observados sobre las perforaciones B2-001 y B2-002, ejecutadas por ACP (2017), ver Tabla 6-20. Estos sedimentos cubren de manera discordante las rocas de la formación Topaliza (TOM-TZ, la cual expone areniscas moderadamente meteorizadas, ligeramente calcárea, de dureza media en la ribera noreste y limolitas fracturadas, moderadamente meteorizadas con suelos residuales generados a partir de la meteorización en la ribera sureste (Ver Tabla 6-20 y Fotografía 5).

Tabla 6-20 Investigaciones del subsuelo ejecutadas en el sector de San Judas (ACP, 2017)

Sector	Perforación	Profundidad (m)		Coordenadas		Descripción	Formación
		De	Hasta	E	N		
San Judas	B2-001	0.0	17.9	723 838.8	1 012 356.76	Aluvión	Depósito aluvial
	B2-002	0.0	11.2	724 017.9	1 012 274.51	Aluvión	Depósito aluvial


Caja 1. Profundidad 0.0 m– 11.10 m


Caja 2. Profundidad 11.10 m – 17.90 m

Fotografía 5. Registro fotográfico perforación B2-001, sector San Judas (ACP, 2017)



Caja 1. Profundidad 0.0 m – 10.0 m



Caja 2. Profundidad 10.0 m – 11.20 m

Fotografía 6. Registro fotográfico perforación B2-002, sector San Judas (ACP, 2017)

Las características litológicas presentes en el área del sitio de toma son de rocas de moderada dureza y fracturamiento moderado a bajo de la unidad volcanosedimentaria de la formación Topaliza, con desarrollo del perfil de meteorización IIA a nivel superficial y en profundidad perfil IIB (ligeramente meteorizado) que alcanzan la roca sana de perfil III de meteorización a partir de los 19 metros. Las características morfológicas incluyen pendientes ligeramente inclinadas con presencia de coberturas cuaternarias asociadas a depósitos de la dinámica actual del río Bayano, y taludes naturales estables en el área del sitio de toma Jesús María. Dichas características litológicas y morfológicas constituyen condiciones geomecánicas favorables para el desarrollo e implantación de las obras geotécnicas previstas para la captación y su posterior conducción.

6.4.2. Plan de investigaciones geotécnicas para el estudio de Factibilidad

A continuación se resume el plan de investigaciones geotécnicas para la caracterización de los sitios de obras para el diseño de factibilidad, desarrollado con base en los criterios indicados arriba (véase numeral 6.3.1), cuya versión final fue presentada mediante Submittal 009E del 28 de mayo de 2019, dentro del alcance del contrato anterior.

En el mismo se incluyen las modificaciones a la versión original del plan, derivadas de ajustes al esquema general de obras que afectó los tanques, la PTAP y el tramo 10 de la conducción (derivación la PTAP), de la corrección del sistema de coordenadas del esquema de captación, problemas prediales y comentarios recibidos.

La distribución de las cantidades de exploración y ensayos ejecutados se detalla en el Anexo 2.1.4.1 y se resume en la Tabla 6-21 para las obras puntuales y Tabla 6-22 para la conducción. Además, en la última columna de la Tabla 6-22, se presenta el gran total por tipo de ensayo para todo el proyecto. Estas incluyen las exploraciones y ensayos planteados para todas las obras de la Alternativa 10, que sirvieron como referencia para la caracterización de la Alternativa 12 y que pueden ser de utilidad para estudios posteriores.

Tabla 6-21 Distribución de cantidades de exploración y ensayos ejecutados: obras puntuales.

Item	Description	Unit	Distribución (INGETEC)							
			Obras puntuales							
			Toma, Presa y desarenador	Tanque Jesús María	Tanque y Rebombeo La joya	PTAP	Tanque Tocumen	Tanque Soberanía	Descarga	Subtotal
2.00	**Subsurface Investigations**									
2.10	Installation for each Boring	each	4	1	0	3	3	2	1	**14**
2.20	Installation for each open pit	each	1	0	0	3	0	0	1	**5**
2.30	Drilling and Coring HQ3 Borings (Triple Tube)	m	77.5	50	0	70	50	21	10	**279**
2.40	Open pit excavation 1.50 m x 1.50 m, 2.50 m deep	each	1	0	0	3	0	0	1	**5**
2.50	Standard Penetration Tests (SPT)	each	24	2	0	15	23	2	0	**66**
2.60	Geophysical Profiles	m	500	300	200	550	250	200	0	**2,000**
2.70	Installation for each Manual Boring	each	0	0	0	0	0	0	0	**0**
2.80	Manual boring	m	0	0	0	0	0	0	0	**0**
2.90	In-situ permeability of soils	each	2	0	0	0	0	0	0	**2**
2.91	Lugeon	each	1	0	0	0	0	0	0	**1**
3.00	**Laboratory Testing**									
3.10	Specific Gravity of Soil	each	7	1	0	1	3	0	0	**12**
3.20	Specific Gravity of Rock	each	0	1	0	0	0	0	0	**1**
3.30	Water Content	each	16	1	0	4	6	0	0	**27**
3.40	Atterberg Limits for Soil	each	12	1	0	7	8	0	0	**28**
3.50	Particle Size Analysis / Sieve for Soil	each	20	2	0	8	5	0	0	**35**
3.60	Unconfined Compressive Strength of Rock	each	2	4	0	1	2	3	2	**14**

*Tanque Tocumen y Tanque soberanía corresponden a obras de la alternativa 10 estudiada paralalelamente con la Alternativa 12.

Tabla 6-22 Distribución de cantidades de exploración y ensayos propuestos: conducción y total del proyecto.

Item	Description	Unit	Distribución propuesta (INGETEC)								Total Proyecto
			Conducción								
			T2	T4	T10	T11	T5	T6A	T7	Subtotal	
2.00	**Subsurface Investigations**										
2.10	Installation for each Boring	each	1	1	0	0	4	1	6	**13**	27
2.20	Installation for each open pit	each	0	0	0	0	0	0	0	**0**	5

Item	Description	Unit	Distribución propuesta (INGETEC)								Total Proyecto
			Conducción								
			T2	T4	T10	T11	T5	T6A	T7	Subtotal	
2.30	Drilling and Coring HQ3 Borings (Triple Tube)	m	10.5	10	0	0	39.5	10	61.5	**132**	410
2.40	Open pit excavation 1.50 m x 1.50 m, 2.50 m deep	each	0	0	0	0	0	0	0	**0**	5
2.50	Standard Penetration Tests (SPT)	each	14	20	8	7	47	16	34	**146**	212
2.60	Geophysical Profiles	m	50	50	0	50	150	50	100	**450**	2,450
2.70	Installation for each Manual Boring	each	3	3	2	3	11	5	6	**33**	33
2.80	Manual boring	m	7.05	8.40	3.00	2.10	23.25	8.10	11.10	**63**	63
2.90	In-situ permeability of soils	each	0	0	0	0	0	0	0	**0**	2
2.91	Lugeon	each	0	0	0	0	0	0	0	**0**	1
3.00	**Laboratory Testing**										
3.10	Specific Gravity of Soil	each	2	4	2	2	13	5	9	**37**	49
3.20	Specific Gravity of Rock	each	1	1	0	0	1	0	2	**5**	6
3.30	Water Content	each	4	8	4	4	23	8	17	**68**	95
3.40	Atterberg Limits for Soil	each	4	8	4	4	23	8	16	**67**	95
3.50	Particle Size Analysis / Sieve for Soil	each	4	8	6	4	28	8	18	**76**	111
3.60	Unconfined Compressive Strength of Rock	each	2	1	0	0	1	1	2	**7**	21

La localización definitiva de las exploraciones ejecutadas se muestra en las figuras listadas en la Tabla 6-23, que se incluyen en el Anexo 2.1.4.2, y en los planos geológicos (Anexo 1.1).

Tabla 6-23 Listado de figuras de localización de perforaciones, calicatas y líneas sísmicas

No.	OBRA
FIGURA GE-01	PLANTA GENERAL
FIGURA GE-02	BARRERA MÓVIL Y CAPTACIÓN JESÚS MARÍA
FIGURA GE-03	CONDUCCIÓN TRAMO 2 Y 4
FIGURA GE-04	TANQUE JESÚS MARÍA
FIGURA GE-05	CONDUCCIÓN TRAMO 5, 10 Y 11
FIGURA GE-06	TANQUE SOBERANÍA*
FIGURA GE-07	PTAP LA JOYA
FIGURA GE-08	TANQUE Y CASA DE BOMBAS TOCUMEN PLANTA*
FIGURA GE-09	CONDUCCIÓN TRAMO 6A*
FIGURA GE-10	CONDUCCIÓN TRAMO 7*
FIGURA GE-11	DESCARGA ALHAJUELA*
Notas: * No aplica a la Alternativa 12	

Por tratarse de una campaña de investigaciones geotécnicas para un estudio de factibilidad, lo cual

es una etapa temprana de diseño, las exploraciones propuestas deberán ser complementadas en etapas posteriores de estudios, si el proyecto resultara viable y el dueño decidiera continuar con los mismos, para satisfacer los requerimientos exploración para el diseño final de las obras estipulados en el REP2014 (JTIA, 2015).

6.4.3. Modificaciones al Plan de Investigaciones Geotécnicas

Durante la ejecución de la campaña de exploraciones, y por problemas de diversa índole, fue necesario realizar algunas modificaciones al plan originalmente propuesto. Las modificaciones realizadas se describen a continuación.

6.4.3.1. Modificaciones a las exploraciones propuestas en el sitio de toma Jesús María

Durante la ejecución de la campaña geofísica en el sitio de toma Jesús María, se evidenció un problema de coordenadas que presentaba la topografía del sitio de captación y, por consiguiente, su esquema de obras y exploraciones, la cual se encontraba desfasada en sentido Norte-Sur y Este-Oeste. De allí que fue necesario reubicar las exploraciones y plantear una nueva línea sísmica sobre el estribo izquierdo.

6.4.3.2. Modificaciones a las exploraciones propuestas en el sitio del tanque Malambo

Por otra parte, durante la ejecución de la campaña de exploraciones en el sitio del tanque Malambo, fue necesario reubicar las exploraciones debido a dificultades de acceso del equipo perforación dadas las pendientes pronunciadas de la topografía.

6.4.3.3. Modificaciones a las exploraciones propuestas sobre el tramo 10 de la conducción

Las exploraciones originalmente propuestas sobre el tramo 10 de la conducción, que corresponde a la derivación hacia la PTAP La Joya, fueron reubicadas por cambios en el alineamiento de dicho tramo derivados de la revisión de los diseños hidráulicos de la conducción.

6.4.3.4. Reubicación de exploraciones para el sitio del tanque La Joya

El programa de exploraciones fue planteado originalmente para un esquema de obras que contemplaba un tanque en el sector de Cerro La Joya; sin embargo, en el proceso de revisión de los diseños hidráulicos, dicho tanque fue eliminado al reubicarse la PTAP La Joya.

6.4.3.5. Reubicación de exploraciones para el sitio de la PTAP La Joya

De manera similar, y derivado de revisiones a los diseños hidráulicos, la PTAP fue reubicada en fecha posterior al planteamiento del programa de investigaciones geotécnicas original. La misma fue reubicada en el sitio donde anteriormente se había planteado el tanque La Joya. De allí que se realizó una primera reubicación de las exploraciones al nuevo sitio de la PTAP.

Sin embargo, el dueño del predio donde se replantearon las exploraciones para la PTAP La Joya negó permiso de acceso a su predio. De allí que se realizó una segunda reubicación de la exploraciones en una zona cercana donde se anticipan condiciones geológico-geotécnicas similares.

No obstante, el sitio de la PTAP La Joya, corresponde al sitio del anterior tanque La Joya, donde se alcanzaron a ejecutar dos líneas de refracción sísmica que aportan información valiosa para los diseños de la PTAP.

6.4.4. Descripción de los métodos de investigación geotécnica utilizados

A continuación se presenta la descripción de las exploraciones geotécnicas ejecutadas para la etapa de factibilidad. De acuerdo con el programa de exploración del subsuelo se planeó determinar el tipo de suelo y/o roca presentes a lo largo de las obras del alineamiento y sitios de otras obras principales del proyecto. Para lo cual se plantearon las exploraciones geotécnicas a través de métodos directos (exploraciones mecánicas, apiques y barrenos manuales) e indirectos (líneas sísmicas MASW).

6.4.4.1. Perforaciones con muestreo

El plan de investigaciones contempló la realización de perforaciones con recobro, de allí que el desarrollo de las perforaciones mecánicas se extrajeron muestras alteradas e inalteradas tanto de suelo como de roca. La ejecución de estas actividades se realizó bajo los lineamientos establecidos en el procedimiento de calidad del Departamento de Investigaciones Geotécnicas de INGETEC. Mediante equipos mecánicos de triple tubo se realizaron 413.5 m de perforación, con el fin de definir la naturaleza de los materiales geológicos presentes en el sitio. La profundidad máxima alcanzada fue de 50 m de perforación con un taladro Acker Mark III Hillbilly, que por sus características es el que se acopla a las necesidades y el entorno en que debió adelantarse el proyecto.

En estas perforaciones se efectuaron ensayos de penetración estándar (SPT) cada vez que el material lo permitió, con la frecuencia propuesta en el programa de exploraciones. Para la ejecución de los trabajos, la comisión de trabajo por cada equipo estuvo conformada por tres trabajadores, el operador, un auxiliar primero y un auxiliar segundo. Las labores de traslados o movilizaciones del taladro más la ejecución de las perforaciones ha estado además, siempre supervisada por un inspector de campo bajo la coordinación del Ingeniero de campo.



Fotografía 7. Ejecución Perforación.

Durante el desarrollo de las actividades de perforación se realizan las siguientes actividades: (i) Avance y recuperación continua de muestras y (ii) Ensayos In Situ como el ensayo de penetración estándar (SPT). A continuación se presenta una breve descripción de los ensayos de SPT.

- **Ensayo de Penetración Estándar (SPT)**

Este método de ensayo consiste en hincar en el frente de avance de la perforación un muestreador de cuchara partida, contando los golpes requeridos para tres avances de 15 cm utilizando una masa de 70 kg desde una altura de 76 cm. Adicional al registro de los golpes, mediante este ensayo se pueden obtener muestras alteradas, las cuales son apropiadas para realizar ensayos de identificación y clasificación visual.

6.4.4.2. Barrenos manuales

Los barrenos son exploraciones realizadas mediante medios manuales, con elementos tipo espiral, helicoidal y/o cuchara que se rotan dentro del suelo y permiten la observación directa del terreno así como la toma de muestras alteradas e inalteradas. El barreno manual se inicia con una paladraga y barra hasta una profundidad máxima de 2.00 m o hasta pasar los estratos de capa vegetal o relleno, tomando una muestra a 1.50 m de profundidad, alterada o inalterada según el terreno encontrado. La ejecución de los barrenos se realizó bajo los lineamientos establecidos en los procedimientos de calidad del Departamento de Investigaciones Geotécnicas de INGETEC. Para este proyecto se ejecutaron 33 barrenos de hasta 6 m de profundidad dependiendo del sitio de ejecución y el material encontrado. En la Fotografía 8 se muestra la ejecución de un barreno.



Fotografía 8. Ejecución de barrenos

6.4.4.3. Calicatas o apiques manuales

Las calicatas o apiques son exploraciones realizadas mediante medios manuales, que permiten la observación directa del terreno, la toma de muestras en las excavaciones se realizó de forma manual para preservar la integridad de las mismas. La ejecución de los apiques se hace bajo los lineamientos establecidos en los procedimientos de calidad del Departamento de Investigaciones Geotécnicas de INGETEC.

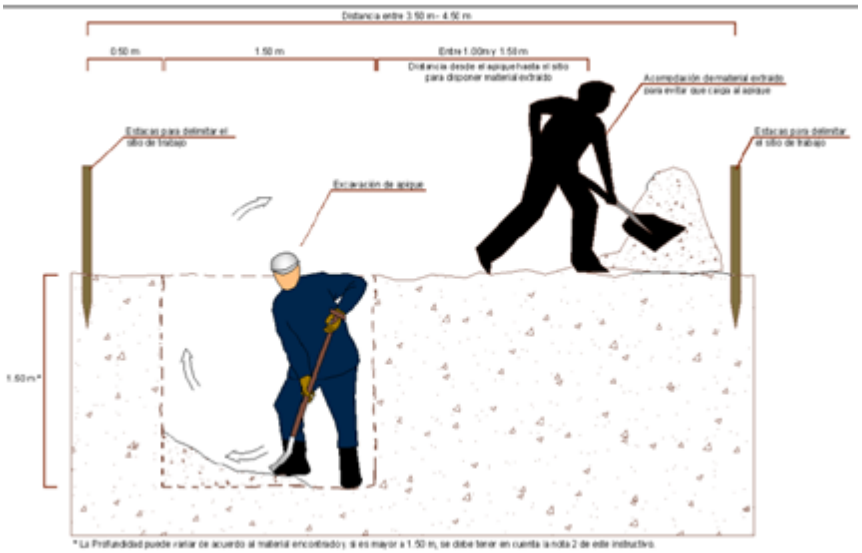


Figura 6-66 Esquema de ejecución apiques manuales

6.4.4.4. Geofísica

Se propuso realizar ensayos geofísicos por el método Multi-channel Analysis of Surface Waves (MASW). Este método evalúa la respuesta de la propagación de ondas superficiales tipo Rayleigh y las relaciona, para efectos geotécnicos, con las velocidades de corte vs de los diferentes materiales involucrados. En éste método se miden los tiempos de llegada de las ondas sísmicas superficiales al arreglo de geófonos, que pueden ser generadas por diferentes fuentes sísmicas por ejemplo, un impacto; posteriormente, se analiza la propagación de estas ondas y su cambio de velocidad de fase con la frecuencia, con el objetivo de obtener un modelo de propagación de velocidades probable bajo los geófonos. La velocidad de onda de corte (Vs) es una de las constantes elásticas de los geomateriales y está muy relacionada con los módulos de elasticidad de los mismos. El valor Vs es un indicador directo de la rigidez del suelo a bajas deformaciones y por lo tanto, es utilizado para diversos cálculos de índole geotécnico.

La metodología aplicada para los trabajos de MASW comprende básicamente la adquisición de los datos en campo, el procesamiento de la información obtenida y, finalmente, la interpretación de los datos.

La adquisición de los datos de las líneas ejecutadas, para este proyecto, se realizó con un sismógrafo marca Geometrics, modelo ES-3000, con sus respectivos geófonos para bajas frecuencias y cables de adquisición. El equipo cuenta con un software de recepción de datos. Inmediatamente después de adquiridos en campo, se realizó el control de la calidad de la información, para garantizar que esta pueda ser debidamente procesada en un etapa posterior de oficina.



Fotografía 9. Ejecución de líneas sísmicas

El proceso para obtener perfiles sísmicos se compone de las siguientes etapas:

6.4.4.4.1. Secuencia de interpretación

La interpretación sísmica se compone de cinco etapas y se realizó empleando el software Seisimager (Oyo Corporation, 2013).

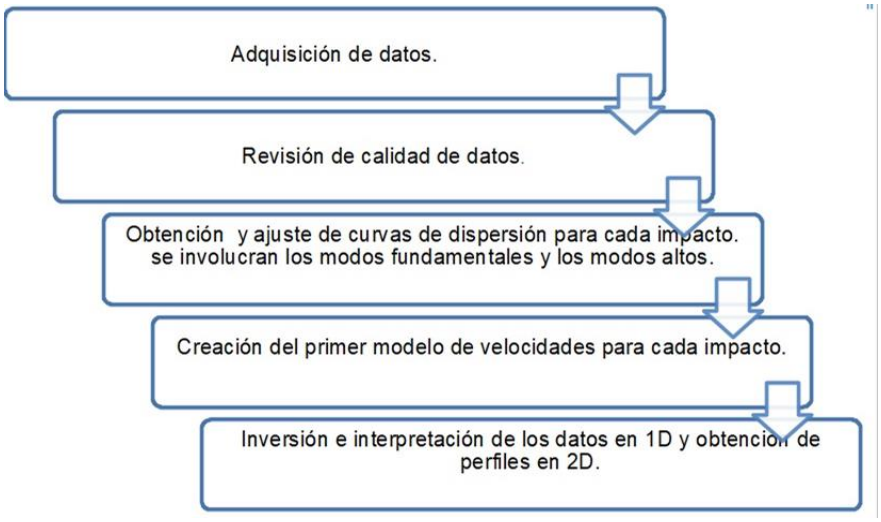


Figura 6-67 Proceso para ejecución e interpretación de ensayos MASW.

6.4.4.4.2. Captura de datos

La adquisición de los datos sísmicos de las líneas ejecutadas para este proyecto se realizó con el sismógrafo de marca GEODE con sus respectivos geófonos de baja frecuencia y cables de adquisición, se utilizó una configuración lineal de 24 geófonos con distancias variables hasta cumplir con la longitud solicitada, aplicando los impactos en el punto medio entre geófonos más un golpe lejano de 5 a 10 m de la línea.

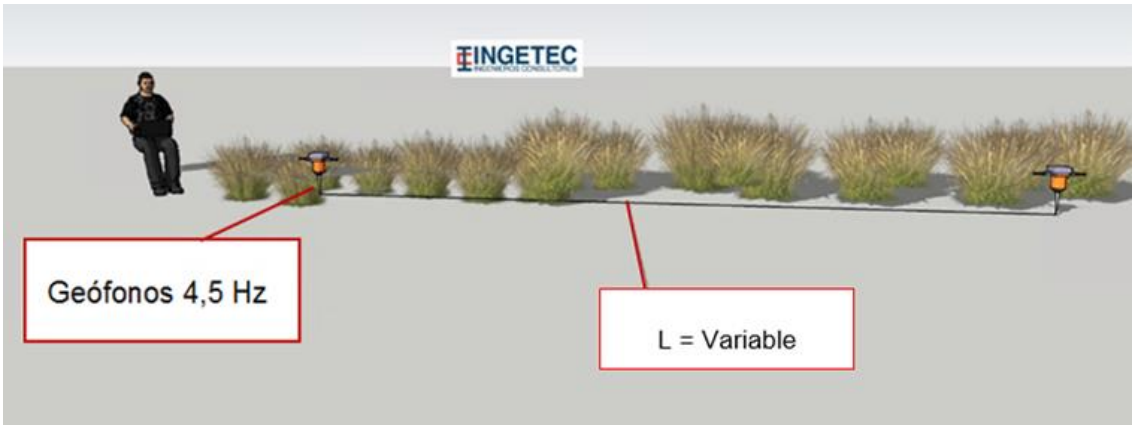


Figura 6-68 Configuración de las líneas MASW.

6.4.4.4.3. Revisión de datos de campo

Mediante el software PICWIN se realizó la revisión de calidad de datos de campo, asegurando la adquisición de registros significativos en los diferentes canales (geófonos) para cada uno de los impactos. Posteriormente esta información fue remitida a oficina para su debido procesamiento.

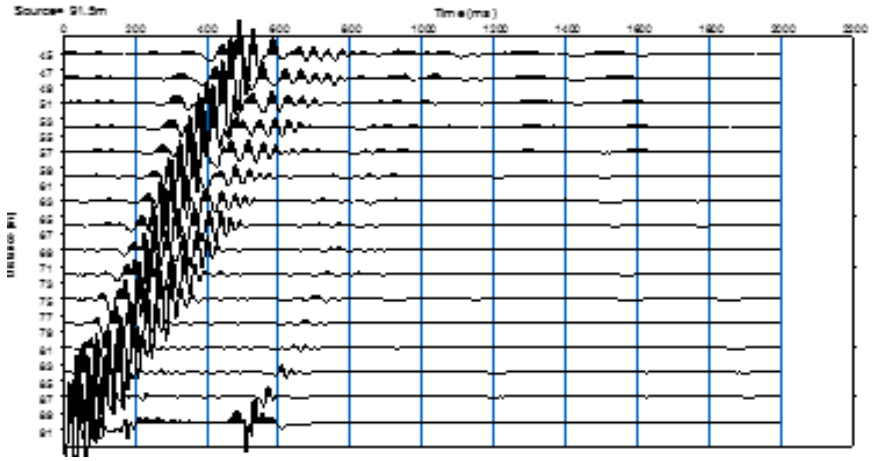


Figura 6-69 Revisión de calidad de datos.

6.4.4.4.4. Ajuste de curvas de dispersión para cada impacto

Una vez asegurada la calidad de los datos, el paso siguiente es el de transformar los arribos de ondas superficiales al dominio de la frecuencia y analizar su cambio con la velocidad de fase; es así cómo se conforma el espectro de velocidad de fase para cada uno de los impactos.

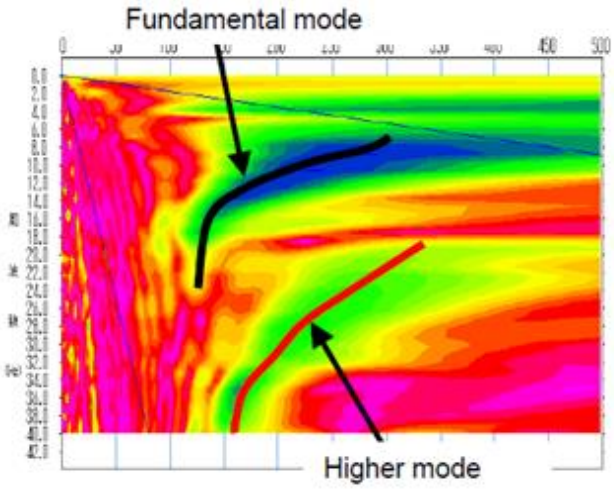


Figura 6-70 Espectro de velocidad de fase. Modo fundamental y altos para ondas Rayleigh.

6.4.4.4.5. Generación del modelo inicial

Después de obtener el modelo inicial de velocidades, el paso siguiente es la inversión de los datos, en el cual se calcula matemáticamente un posible modelo de velocidades (que corresponda al modelo inicial), hasta la profundidad a la cual se tienen datos representativos.

El número de iteraciones efectuadas por el software se controló y fue optimizado, de tal modo que el número de las mismas fuese suficiente para obtener inversiones confiables para los perfiles generados.

Las inversiones realizadas acercan el perfil calculado al perfil objetivo, obteniendo perfiles de velocidades con errores relativamente bajos con los cuales, se generaron perfiles geotécnicamente confiables para su posterior uso en etapas de diseño.

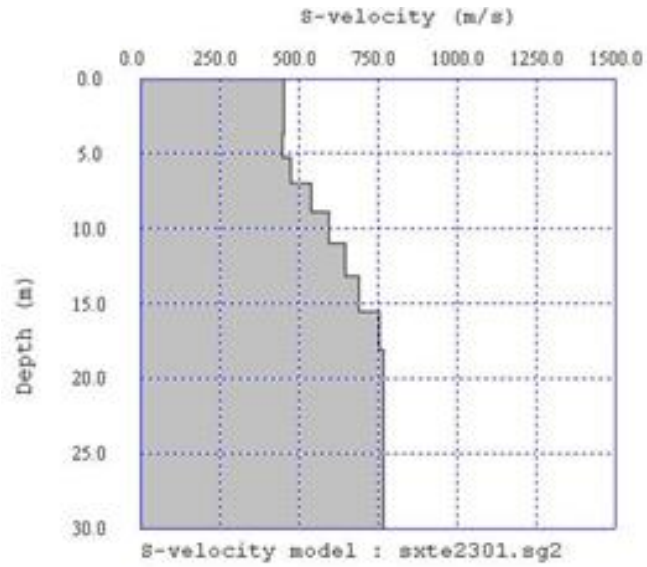


Figura 6-71. Modelo inicial de velocidades de corte

6.4.4.4.6. Inversión y proceso iterativo

Después de obtener el modelo inicial de velocidades, el paso siguiente es la inversión de los datos; en el cual se calcula matemáticamente un posible modelo de velocidades (que corresponda al modelo inicial), hasta la profundidad a la cual se tienen datos representativos. El número de iteraciones efectuadas por el software se controló y fue optimizado, de tal modo que el número de las mismas fuese suficiente para obtener inversiones confiables para los perfiles generados. Las inversiones realizadas acercan el perfil calculado al perfil objetivo, obteniendo perfiles de velocidades con errores relativamente bajos con los cuales, se generaron perfiles geotécnicamente confiables para su posterior uso en etapas de diseño. El proceso de análisis iterativo realizado sigue los pasos mostrados en la Figura 6-72 hasta que el resultado obtenido converge.

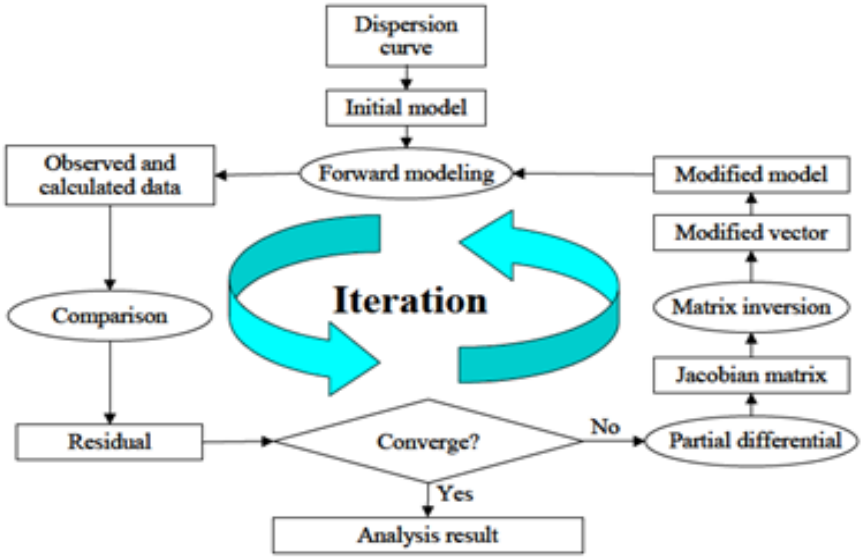


Figura 6-72 Flujograma de iteraciones para interpretación MASW

Cuando se finaliza la inversión de cada uno de los modelos en una dimensión, el software pondera las características de estos modelos unidimensionales y extrapola las velocidades en profundidad, para poder conformar el perfil de velocidades de onda de corte en 2D, representadas por colores mostrando el cambio de velocidad Vs, como se muestra en la Figura 6-73.

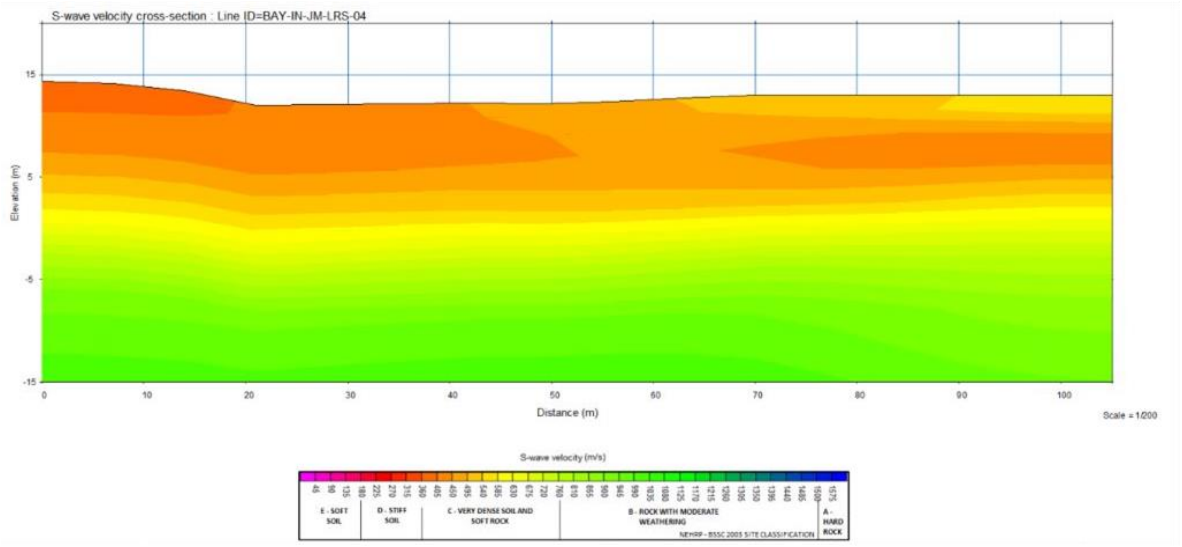


Figura 6-73 Resultado típico obtenido después de la interpretación MASW

A modo de referencia se presenta la clasificación del suelo según NEHRP soil classification (NEHRP, 1997) (Romero & Rix 2001).

Tabla 6-24 Rango de velocidades de onda de corte y clasificación del perfil.

(NEHRP, 1997) (Romero & Rix 2001)

Site class	**Soil type**	**VS30(** m/s)
Class A	Hard rock	1500
Class B	Rock	$760 \leq 1500$
Class C	Very dense soil, soft rock	$360 \leq 760$
Class D	Stiff soil	$180 \leq 360$
Class E	Soft soil	180
Class F	Soil requiring site specific evaluation	Non – applicable

6.4.5. Resultados de las investigaciones geotécnicas

Los resultados de las investigaciones geotécnicas ejecutadas dentro de marco del estudio de factibilidad se presentan el Anexo 2.1.4.3, y se resumen a continuación. Se incluyen las exploraciones y ensayos planteados para todas las obras de la Alternativa 10, que sirvieron como referencia para la caracterización de la Alternativa 12 y que pueden ser de utilidad para estudios posteriores.

6.4.5.1. Perforaciones mecánicas

A lo largo del corredor se ejecutaron 413.5 m de perforación, realizando muestreos continuos en profundidad, se han efectuado los ensayos de penetración estándar (SPT) propuestos toda vez que el material lo permitió. En el caso de encontrar materiales muy compactos que daban rechazo en el ensayo SPT, se continuó con perforación por el método de rotación con barrena HQ.

Las perforaciones ejecutadas, se presentan en la Tabla 6-25.

Tabla 6-25 Resumen de Perforaciones mecánicas ejecutadas.

Perforación	Solicitado			Ejecutado						
	Localización (1)		**Long (m)**	**Localización (1)**		**Long (m)**	**El (m.s.n.m)**	**SPT (un)**	**Fechas de ejecución perforación**	
	N	**E**		**N**	**E**				**Inicio**	**Final**
BAY-IN-JM-BH-01	1 012 300.70	722 260.77	15	1 012 300.70	722 260.77	15	12	1	18/12/18	19/12/18
BAY-IN-JM-BH-02	1 012 337.38	722 281.71	20	1 012 337.38	722 281.71	20	5	6	24/12/19	28/12/19
BAY-IN-JM-BH-03	1 012 485.15	722 366.06	20	1 012 485.15	722 366.06	23.5	7	10	15/11/18	27/11/18
BAY-IN-JM-BH-04	1 012 531.50	722 392.51	15	1 012 531.50	722 392.51	22.5	5	7	29/11/18	6/12/18

Perforación	Solicitado			Ejecutado						
	Localización (1)		Long (m)	Localización (1)		Long (m)	El (m.s. n.m)	SPT (un)	Fechas de ejecución perforación	
	N	E		N	E				Inicio	Final
BAY-TA-JM-BH-01	1 017 351.34	719 165.1	50	1 017 351.34	719 165.10	50	197	2	06/09/18	13/09/18
BAY-PTAP-BH-01	1 013 510.00	693 393.00	20	1 013 510.00	693 393.00	20	78	8	21/09/18	24/09/18
BAY-PTAP-BH-02	1 013 712.00	693 478.00	20	1 013 712.00	693 478.00	20	93	3	25/09/18	26/09/18
BAY-PTAP-BH-03	1 013 555.00	693 260.00	30	1 013 555.00	693 260.00	30	79	4	27/09/18	28/09/18
BAY-TA-TO-BH-01	1 008 123.00	680 856.00	15	1 008 123.00	680 856.00	15	74	6	17/10/18	18/10/18
BAY-TA-TO-BH-02	1 008 219.00	680 862.00	15	1 008 219.00	680 862.00	15	75	7	16/10/18	16/10/18
BAY-TA-TO-BH-03	1 008 315.00	680 920.00	20	1 008 315.00	680 920.00	20	76	9	18/10/18	19/10/18
BAY-DS-AL-BH-01	1 017 647.25	652 353.84	10	1 017 647.25	652 353.84	10	91	0	9/10/18	9/10/18
BAY-T2-BH-01	1 014 898.02	719 493.91	10	1 014 898.02	719 493.91	10.5	101	1	28/08/18	29/08/18
BAY-T4C-BH-001	1 018 134.45	718 713.53	10	1 018 134.45	718 713.53	10	47	5	04/09/18	05/09/18
BAY-T5-BH-01	1 014 396.40	705 549.70	10	1 014 396.40	705 549.70	10	12	3	9/11/18	9/11/18
BAY-T5-BH-02	1 011 712.45	700 793.99	10	1 011 712.45	700 793.99	10	21	0	5/12/18	6/12/18
BAY-T5-BH-03	1 007 381.65	690 691.21	10	1 007 381.65	690 691.21	10.5	35	2	04/09/18	04/09/18
BAY-T5C-BH-01	1 018 312.07	710 832.51	10	1 018 312.07	710 832.51	9	24	0	19/12/18	19/12/18
BAY-T6A-BH-01	1 005 276.99	671 151.56	10	1 005 276.99	671 151.56	10	28	1	18/09/18	18/09/18
BAY-T7-BH-001	1 002 201.75	658 092.35	10	1 002 201.75	658 092.35	10	84	0	21/09/18	21/09/18
BAY-T7-BH-002	1 007 411.55	652 807.24	10	1 007 411.55	652 807.24	10.5	135	4	12/10/18	12/10/18
BAY-T7-BH-003	1 013 530.27	651 677.50	10	1 013 530.27	651 677.50	10	47	6	27/09/18	27/09/18
BAY-T7-BH-004	1 017 189.29	652 425.39	10	1 017 189.29	652 425.39	10	84	0	27/09/18	27/09/18
BAY-T7C-BH-001	1 004 692.33	653 899.14	10	1 004 692.33	653 899.14	10.5	124	0	11/10/18	11/10/18
BAY-T7C-BH-003	1 004 959.76	653 740.64	10	1 004 959.76	653 740.64	10.5	147	3	11/10/18	11/10/18
BAY-TA-SO-BH-01	1 008 582.00	651 726.00	10	1 008 582.00	651 726.00	10.5	125	2		
BAY-TA-SO-BH-02	1 008 538.00	651 715.00	10	1 008 538.00	651 715 00	10.5	121	0	16/10/18	16/10/18

(1)Coordenadas en WGS84 Zona 17N

6.4.5.2. Barrenos manuales

Como parte del plan de exploraciones, se ejecutaron 33 barrenos, la localización y longitud de los

barrenos ejecutados en contraste con los solicitados se muestra en la Tabla 6-26.

Tabla 6-26 Resumen Barrenos manuales ejecutados

Perforación	Solicitado			Ejecutado						
	Localización (1)		Long (m)	Localización (1)		Longitud (m)	El(m.s.n.m)	SPT (un)	Fechas de ejecución perforación	
	N	E		N	E				Inicio	Final
BAY-T2-MBH-001	1,013,073.48	720,665.45	6	1,013,073.00	720,665.,00	1.8	7	3	12/09/18	12/09/18
BAY-T2-MBH-002	1,016,512.13	719,394.56	6	1,016,512.00	719,394.00	3	135	5	13/09/18	13/09/18
BAY-T2C-MBH-001	1,015,416.62	719,412.65	6	1,015,416.00	719,412.00	1.8	137	3	09/05/18	09/05/18
BAY-T4-MBH-01	1,018,576.59	717,294.54	6	1,018,708.17	717,294.54	0.6	29	1	12/09/18	12/09/18
BAY-T4-MBH-02	1,018,708.17	716,345.25	6	1,018,708.00	716,345.00	1.8	30	3	13/12/18	13/12/18
BAY-T4-MBH-03	1,019,117.66	715,591.86	6	1,019,117.00	715,591.00	0.6	27	1	29/08/18	29/08/18
BAY-T5-MBH-01	1,019,067.63	713,477.65	6	1,019,067.00	713,477.00	6	33	10	20/08/18	20/08/18
BAY-T5-MBH-02	1,015,285.15	708,759.29	6	1,015,285.00	708,759.00	1.2	38	2	18/09/18	18/09/18
BAY-T5-MBH-03	1,014,694.18	706,623.80	6	1,008,974.00	689,844.00	1.2	15	2	18/09/18	18/09/18
BAY-T5-MBH-04	1,012,025.83	701,735.43	6	1,012,025.00	701,735.00	3	29	5	07/09/18	07/09/18
BAY-T5-MBH-05	1,011,414.31	699,878.85	6	1,011,414.00	699,878.00	4.8	19	8	11/09/18	11/09/18
BAY-T5-MBH-06	1,010,393.89	696,777.29	6	1,010,393.00	696,777.00	4.8	17	8	30/08/18	30/08/18
BAY-T5-MBH-07	1,007,388.17	688,779.65	6	1,007,388.00	688,779.00	0.6	16	1	06/09/18	06/09/18
BAY-T5-MBH-08	1,007,643.07	686,545.78	6	1,007,619.00	686,743.00	4.8	16	8	10/09/18	10/09/18
BAY-T5-MBH-09	1,007,916.45	684,161.40	6	1,007,916.00	684,161.00	1.2	26	2	24/09/18	24/09/18
BAY-T5C-MBH-01	1,017,381.21	709,904.08	6	1,017,381.00	709,904.00	2.4	34	4	7/12/18	7/12/18
BAY-T5C-MBH-02	1,009,026.52	693,940.53	6	1,009,040.00	693,933.00	1.8	29	3	31/08/18	31/08/18
BAY-T6A-MBH-01	1,006,065.16	673,483.06	6	1,006,065.00	673,483.00	0.6	28	1	22/10/18	22/10/18
BAY-T6A-MBH-02	1,004,455.21	668,800.23	6	1,004,455.00	668,800.00	3.6	29	6	06/09/18	06/09/18
BAY-T6AC-MBH-01	1,007,335.68	680,282.09	6	1,007,312.00	680,283.00	1.2	48	2	05/09/18	05/09/18
BAY-T6AC-MBH-02	1,006,796.62	679,861.14	6	1,006,790.00	678,873.00	1.8	30	3	19/10/18	19/10/18
BAY-T6AC-MBH-03	1,003,140.40	665,684.88	6	1,003,140.00	656,840.00	2.4	69	4	03/09/18	03/09/18
BAY-T7-MBH-001	1,000,959.51	659,623.74	6	1,000,959.00	659,623.00	1.8	105	3	09/04/18	09/04/18
BAY-T7-MBH-002	1,002,954.11	656,798.30	6	1,002,954.00	656,796.00	0.6	85	1	09/04/18	09/04/18
BAY-T7-MBH-003	1,006,072.82	653,416.92	6	1,006,072.00	653,416.00	1.8	136	3	15/09/18	15/09/18
BAY-T7-MBH-004	1,008,866.90	651,677.37	6	1,008,866.00	651,677.00	2.4	100	4	03/09/18	03/09/18

Perforación	Solicitado			Ejecutado						
	Localización (1)		Long (m)	Localización (1)		Longitud (m)	El(m.s.n.m)	SPT (un)	Fechas de ejecución perforación	
	N	E		N	E				Inicio	Final
BAY-T7-MBH-005	1,012,895.81	650,588.04	6	1,012,895.00	650,588.00	2.4	40	4	09/08/18	09/08/18
BAY-T7-MBH-006	1,014,838.88	652,071.22	6	1,014,838.00	652,071.00	1.2	58	2	17/09/18	17/09/18
BAY-T10-MBH-01	1,011,061.21	695,075.84	6	1,009,838.00	692,794.00	1.2	61	2	17/09/18	17/09/18
BAY-T10-MBH-02	1,012,695.35	693,664.14	6	1,012,657.00	693,653.00	2.4	58	4	19/09/18	19/09/18
BAY-T11-MBH-01	1,013,569.88	691,785.89	6	1,013,569.00	691,785.00	1.8	50	3	19/09/18	19/09/18
BAY-T11-MBH-02	1,011,269.48	691,102.16	6	1,011,269.00	691,702.00	2.4	38	4	13/12/18	13/12/18
BAY-T11-MBH-03	1,008,974.06	689,844.23	6	1,008,974.00	689,844.00	3.6	27	6	21/09/18	21/09/18

(1)Coordenadas en WGS84 Zona 17N

6.4.5.3. Apiques manuales

Con el fin de definir las características de los suelos, se ejecutaron 5 apiques, a continuación, se relacionan los apiques realizados.

Tabla 6-27 Resumen apiques ejecutados.

Nombre de la exploración	Localización (1)		Profundidad / Dimensiones		
	N	E	l(m)	a(m)	h(m)
BAY-IN-JM-TP-01	1,012,528.00	722,354.00	1.5	1.5	1.50
BAY-PTAP-TP-01	1,013,588.00	693,356.00	1.5	1.5	2.50
BAY-PTAP-TP-02	1,013,485.00	693.324.0	1.5	1.5	2.50
BAY-PTAP-TP-03	1,013,478.00	693,155.00	1.5	1.5	2.50
BAY-DS-AL-TP-01	1,017,618.00	652,379.00	1.5	1.5	1.20
Total					**10.20**

- Coordenadas en WGS 84 Zona 17N

6.4.5.4. Geofísica

Los ensayos (MASW) realizados para este proyecto se desarrollaron con el propósito de complementar la información derivada de las observaciones de campo y las exploraciones directas del subsuelo (Perforaciones).

Los ensayos MASW ejecutados se presentan a continuación en la Tabla 6-28.

Tabla 6-28 Ensayos MASW ejecutados.

Exploración	Coordenadas Iniciales		Coordenadas Finales		Long Eject. (m)	Fecha de ejecución
	E	N	E	N		Inicial
BAY-IN-JM-LRS-01	722,340.00	1,012,481.00	722,375.00	1,012,597.00	100.0	22-08-18
BAY-IN-JM-LRS-02	722,400.00	1,012,472.00	722,299.00	1,012,511.00	100.0	21-08-18
BAY-IN-JM-LRS-03	722,426.00	1,012,471.00	722,460.00	1,012,572.00	100.0	21-08-18
BAY-IN-JM-LRS-04	722,213.00	1,012,225.00	722,299.00	1,012,176.00	100.0	19-08-18
BAY-TA-JM-LRS-01	719,104.00	1,017,330.00	719,249.00	1,017,380.00	150.0	23-08-18
BAY-TA-JM-LRS-02	719,130.00	1,017,423.00	719,190.00	1,017,311.00	150.0	03-10-18
BAY-IN-JM-LRS-05	722,307.00	1,012,292.00	722,227.00	1,012,357.00	100.0	20-10-18
BAY-TA-JO-LRS-01	692,878.00	1,013,816.00	692,875.00	1,013,916.00	100.0	05-10-18
BAY-TA-JO-LRS-02	692,826.00	1,013,865.00	692,926.00	1,013,867.00	100.0	05-10-18
BAY-PTAP-LRS-01	693,155.00	1,013,478.00	693,278.00	1,013,566.00	150.0	08-10-18
BAY-PTAP-LRS-02	693,332.00	1,013,545.00	693,469.00	1,013,703.00	100.0	06-10-18
BAY-PTAP-LRS-03	693,318.00	1,013,577.00	693,467.00	1,013,442.00	200.0	06-10-18
BAY-TA-TO-LRS-01	681,331.00	1,008,471.00	681,259.00	1,008,345.00	150.0	09-10-18
BAY-TA-TO-LRS-02	681,263.00	1,008,448.00	681,350.00	1,008,399.00	100.0	09-10-18
BAY-T2C-LRS-001	719,386.55	1,015,510.93	719,398.27	1,015,559.54	50.0	13-10-18
BAY-T5C-LRS-01	710,451.18	1,018,190.44	710,404.21	1,018,173.28	50.0	10-10-18
BAY-T5C-LRS-02	695,884.00	1,009,988.00	695,838.00	1,009,968.00	50.0	10-10-18
BAY-T5C-LRS-03	683,382.38	1,008,014.24	683,332.58	1,008,018.70	50.0	10-10-18
BAY-T11C-LRS-001	692,058.00	1,013,435.00	692,053.00	1,013,484.00	50.0	13-10-18
BAY-T7C-LRS-001	653,829.57	1,004,857.48	653,810.14	1,004,903.35	50.0	12-10-18
BAY-T7C-LRS-002	651,011.49	1,010,640.64	650,993.80	1,010,687.40	50.0	12-10-18
BAY-TA-SO-LRS-01	652,000.00	1,008,235.00	651,907.00	1,008,270.00	100.0	21-10-18
BAY-TA-SO-LRS-02	651,971.39	1,008,299.24	651,936.20	1,008,205.63	100.0	21-10-18
Total ejecutado (m)					**2250**	

(1)Coordenadas en WGS84 Zona 17N

6.4.5.5. Resultados de laboratorio

Sobre las muestras recuperadas en las exploraciones presentadas en los numerales 6.4.4.1, 6.4.4.2 y 6.4.4.3 se efectuaron ensayos de laboratorio de clasificación de suelo y compresión inconfinada en muestras de roca para las exploraciones mecánicas. Las cantidades de ensayos ejecutados en los sitios de obras puntuales y para tramos de conducción se resumen en la Tabla 6-29, Tabla 6-30 y Tabla 6-31. Los resultados de los ensayos de laboratorio realizados se presentan en el Anexo 2.1.4.4.

Tabla 6-29 Resumen de ensayos de laboratorio ejecutados en muestras de perforaciones

mecánicas

Ensayo	Obras puntuales					Conducción					Todo
	Captación Jesús María	PTAP La Joya	Tanque Tocumen	Tanque Soberanía	Descarga Alhajuela	Tramo 2	Tramo 4	Tramo 5	Tramo 6A	Tramo 7	
Límites de Atterberg	12	4	8				2	4		4	34
Granulometría	20	4	5				2	9		6	46
Contenido de Humedad	16	4	6				2	4		5	37
Gravedad Específica	7	1	3				1	2		3	17
Compresión Uniaxial con Medición de Elasticidad	6	1	2	3	2	2	1	1	1	2	21
Peso Específico	1					1	1	1		2	6
Total ensayos por sitio	62	14	24	3	2	3	9	21	1	22	161

Tabla 6-30 Ensayos de laboratorio ejecutados en muestras de barrenos.

Ensayo	Conducción							Todo
	Tramo 2	Tramo 4	Tramo 5	Tramo 6	Tramo 7	Tramo 10	Tramo 11	
Límites de Atterberg	4	6	19	8	12	4	4	57
Granulometría	4	6	19	8	12	4	4	57
Contenido de Humedad	4	6	19	8	12	4	4	57
Gravedad Específica	2	3	11	5	6	2	2	31
Total Ensayos Por Tramo	14	21	68	29	42	14	14	202

*Tanque Tocumen y Tanque soberanía y Descarga Alhajuela corresponden a obras de la alternativa 10 estudiada paralalelamente con la Alternativa 12.

Tabla 6-31 Ensayos de laboratorio ejecutados en muestras de apiques.

Ensayo	Obras puntuales		Todo
	Captación Jesús María	PTAP La Joya	
Límites de Atterberg	1	3	4
Granulometría	1		1
Contenido de Humedad	1	3	4
Total Ensayos Por sitio	3	6	9

En las siguientes tablas se resume los valores de las propiedades medidas en laboratorio, tanto de perforaciones como de barrenos y apiques.

Tabla 6-32. Resumen de resultados de ensayos de laboratorio en suelos ejecutados en muestras de perforaciones

Estructura	Perforación	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 854 Gravedad Específica	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			ASTM D-422 Análisis Granulométrico			Clasificación		Fracción Fina
				Gs	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre	Nombre
Tanque Jesús Maria	BAY-TA-JM-BH-01	SS-1	0.00 - 0.60	2.78	50	57.8	48	10	10.6	69.1	20.3				SM	Arena limosa	Limo, plasticidad alta
Toma, presa y desarenador	BAY-IN-JM-BH-01	SS-2	1.50 - 2.10	2.63	37	54.1	29	25.1	2.4	26.2	71.4				CL	Arcilla, plasticidad baja	Arcilla, plasticidad baja
		SS-4	4.50 - 6.00						91.5	5.6	2.9						
	BAY-IN-JM-BH-02	SS-2	1.50 - 2.10		44	65.2	36	29.2	0	3.9	96.1				CH	Arcilla, plasticidad alta	Arcilla, plasticidad alta
		SS-4	4.50 - 5.10	2.57	64	65.4	33	32.4	0	12.5	87.5				CH	Arcilla, plasticidad alta	Arcilla, plasticidad alta
		SS-6	6.00 - 6.60		11	NL-NP	NP	NP	54.3	36.2	9.5				GW-GM	Grava bien graduada con limo y arena	
		SS-6	9.00-9.60		4	NP	NP	NP	70.9	27.1	2				GW	Grava bien graduada	
		RC-4	12.00-13.50	3.1					59.1	33.1	7.8						

Estructura	Perforación	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 854 Gravedad Específica	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			ASTM D-422 Análisis Granulométrico			Clasificación		Fracción Fina
				Gs	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre	Nombre
		SS-10	15.00 - 16.60		3	NL-NP	NP	NP	92.8	7.2	0				GP	Grava pobremente graduada	
		RC-9	19.50-20.00						98.6	1.1	0						
	BAY-IN-JM-BH-03	SS-6	6.00 - 6.60	2.63	49	66.5	37	29.5	0	48.9	51.1				CH	Arcilla, plasticidad alta	Arcilla, plasticidad alta
		SS-7	6.60 - 7.50														
		SS-9	9.00 -9.60		24				0	92.4	7.6						
		SS-11	12.00-12.60		3				0	98.1	1.9						
		SS-13	15.00 - 15.60						84	14.4	1.6						
	BAY-IN-JM-BH-04	SS-2	3.00 - 3.60	2.7	45	55.6	31	24.6	0	16.7	83.3				CL	Arcilla, plasticidad baja	Arcilla, plasticidad baja
		SS-4	6.00 - 6.60		35	NL-NP			0	82.7	17.3				SP	Arena pobremente graduada	

Estructura	Perforación	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 854 Gravedad Específica	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			ASTM D-422 Análisis Granulométrico			Clasificación		Fracción Fina
				Gs	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre	Nombre
		SS-5	7.50 - 8.10		26	NL-NP			0	88.3	11.7				SP	Arena pobremente gradada	
		SS-6	10.50 - 10.80		21				0	99.4	0.6						
		SS-7	18.00 - 19.50	2.78	8	NL-NP			39.7	36.6	23.7						
		SS-8	21.00 - 22.50		5				81.5	14.4	4.1						
PTAP La Joya	BAY-PTAP-BH-01	SS-2	3.00 - 3.60		53	54.9	36	19	6.2	10.1	83.7				MH	Limo, plasticidad alta	Limo, plasticidad alta
		SS-5	7.50 - 8.10		73	93.8	72	22	4.1	22.4	73.5				MH	Limo, plasticidad alta	Limo, plasticidad alta
	BAY-PTAP-BH-02	SS-2	3.00 - 3.60		27	30.6	23	8	0.2	48.8	51				ML	Limo, plasticidad baja	Limo, plasticidad baja
	BAY-PTAP-BH-03	SS-4	6.00 - 6.60	2.7	27	44.2	24	21	1.7	20.8	77.5				CL	Arcilla, plasticidad baja	Arcilla, plasticidad baja
Tanque Tocumen	BAY-TA-TO-BH-01	SS-2	6.00 - 6.60		62	95.9	62	33	0.7	8.8	90.5				CH	Arcilla, plasticidad alta	Arcilla, plasticidad alta

Estructura	Perforación	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 854 Gravedad Específica	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			ASTM D-422 Análisis Granulométrico			Clasificación		Fracción Fina
				Gs	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre	Nombre
		SS-6	12.00 - 12.60	2.44	59	75	58	17	0	2	98				MH	Limo, plasticidad alta	Limo, plasticidad alta
	BAY-TA-TO-BH-02	SS-2	6.00 - 6.60	2.7	58	96.9	49	48	0	60.1	39.9				SC	Arena arcillosa	Arcilla, plasticidad alta
		SS-3	7.50 - 8.10	2.7	83	80.7	49	32							CH	Arcilla, plasticidad alta	Arcilla, plasticidad alta
		SS-4	9.00-9.60		85	90.5	57	33	0	1.1	98.9				MH	Limo, plasticidad alta	
		SS-6	12.00-12.60		80	80.5	61	19	0	8.5	91.5				MH	Limo, plasticidad alta	
	BAY-TA-TO-BH-03	SS-2	3.00 - 3.60			120.7	63	58									Arcilla, plasticidad alta
		SS-5	7.50-8.10			120.7	64	56									
Conducción Tramo 4	BAY-T4C-BH-01	SS-1	0.0-0.60	2.56	65	61.4	40	21.4				4.8	49.3	45.9	SM	Arena limosa	Limo, plasticidad alta

Estructura	Perforación	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 854 Gravedad Específica	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			ASTM D-422 Análisis Granulométrico			Clasificación		Fracción Fina
				Gs	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre	Nombre
		SS-3	3.00-3.60		61	NL-NP						15.4	50.1	34.5	SM	Arena limosa con grava	Limo, plasticidad baja
Conducción Tramo 5	BAY-T5-BH-01	SS-1	1.50 - 2.10	2.63	27	50.6	28	22	6.9	40.2	52.9				CL	Arcilla, plasticidad baja	Arcilla, plasticidad baja
		SS-2	3.00 - 3.60		39	59	32	27	0	31.5	68.5				MH	Limo, plasticidad alta	Limo, plasticidad alta
	BAY-T5-BH-02	SS-2	1.50 - 3.00						97.5	2.5	0						
		SS-1	6.00 - 7.50						96.3	3.7	0						
	BAY-T5-BH-03	SS-1	0.0 - 0.6									0.5	13.8	85.7			
		SS-1	1.50 - 2.10		62	103.5	33	71	0.3	11.9	87.8				CH	Arcilla, plasticidad alta	Arcilla, plasticidad alta
		SS-2	3.00 - 3.60	2.56	39	46.9	37	9	6.3	19.4	74.3				ML	Limo, plasticidad baja	Limo, plasticidad baja
	BAY-T5C-BH-01	SS-1	1.50 - 3.00						100	0	0						
		SS-7	7.50 - 9.00						100	0	0						

Estructura	Perforación	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 854 Gravedad Específica	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			ASTM D-422 Análisis Granulométrico			Clasificación		Fracción Fina
				Gs	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre	Nombre
Conducción Tramo 7	BAY-T7-BH-001	SS-1	1.50 - 7.50						80.7	14.8	4.5						
	BAY-T7-BH-002	SS-1	1.50 - 2.10	2.78	32	71.7	41	31	0	22.3	77.7				MH	Limo, plasticidad alta	Limo, plasticidad alta
		SS-2	3.00 - 3.60		55	66.2	44	22	0.1	22.4	77.5				MH	Limo, plasticidad alta	Limo, plasticidad alta
	BAY-T7-BH-003	SS-1	1.50-2.10	2.78													
		SS-2	3.00 - 3.60			67.7	42	25									Limo, plasticidad alta
		SS-3	4.50 - 5.10		34				0.3	11.1	88.6						
	BAY-T7C-BH-003	SS-1	3.00 - 3.60	2.67	56				0	15.3	84.7						
		SS-2	4.50 - 5.10		60	81.7	43	39	0.3	11.1	88.6				CH	Arcilla, plasticidad alta	Arcilla, plasticidad alta

*Tanque Tocumen y Tanque soberanía y Descarga Alhajuela corresponden a obras de la alternativa 10 estudiada paralalelamente con la Alternativa 12.

Tabla 6-33. Resumen de resultados de ensayos de laboratorio ejecutados en muestras de rocas tomadas de perforaciones

ASTM D 7012 / Esfuerzo a compresión uniaxial y módulo elástico de muestra de núcleo de roca intacta							
Sector	**Perforación**	**Unidad Litológica**	**Profundidad (m)**	**Initial Vol (cm^3)**	**Peso de la muestra (g)**	**qu (kg/cm^2)**	**Eav (kg/cm^2)**
Descarga Alhajuela	BAY-DS-AL-BH-01	Arenisca Tobácea	5.4-5.5	351	677	93.1	12144.63
Descarga Alhajuela	BAY-DS-AL-BH-01	Roca Arenisca	9.5-10.7	346	702	107.2	12603.49
Tanque Jesús Maria	BAY-TA-JM-BH-01	Roca Arenisca	12.2-12.3	348	714	97.08	38912.37
Tanque Jesús Maria	BAY-TA-JM-BH-01	Roca Arenisca	24.7-24.8	353	837	155.91	79242.15
Tanque Jesús Maria	BAY-TA-JM-BH-01	Roca Arenisca con cuarzo	39.35-39.47	353	925	358.23	76550.1
Tanque Jesús Maria	BAY-TA-JM-BH-01	Roca Arenisca	48.1-48.2	357	686	45.38	7270.58
Toma. presa y desarenador	BAY-IN-JM-BH-01	Roca Arenisca	8.3-8.4	317	737	104.62	13215.31
Toma, presa y desarenador	BAY-IN-JM-BH-01	Roca Arenisca	14.25-14.37	306	710	145	41328.44
PTAP La Joya	BAY-PTAP-BH-03	Roca diorita	24.00 - 24.20	357	884	46.5	5914.35
Conducción Tramo 2	BAY-T2-BH-01	Roca Arenisca	6.2-6.3	368	821	218.22	21536.41
Conducción Tramo 2	BAY-T2-BH-01	Roca Arenisca	10-10.12	340	849	385.85	72765.79
Conducción Tramo 4	BAY-T4C-BH-001	Roca Arenisca	9.65-9.78	353	784	143.58	25849.81
Conducción Tramo 5	BAY-T5-BH-03	Roca Arenisca	9.8-9.9	345	645	33.45	8137.34
Conducción Tramo 7	BAY-T7-BH-002	Aglomerado Andesí-tico	9.3-9.4	351	900	492.73	46662.21
Conducción Tramo 7	BAY-T7-BH-004	Arenisca Tobácea	9.65-9.77	339	659	91.98	14785.89
Conducción Tramo 6A	BAY-T6A-BH-01	Aglomerado tobácea	9.9-10.0	283	634	55.2	7,810,902

ASTM D 7012 / Esfuerzo a compresión uniaxial y módulo elástico de muestra de núcleo de roca intacta							
Sector	**Perforación**	**Unidad Litológica**	**Profundidad (m)**	**Initial Vol (cm^3)**	**Peso de la muestra (g)**	**qu (kg/cm^2)**	**Eav (kg/cm^2)**
Nuevo Tanque Soberanía	BAY-TA-SO-BH-01	Arenisca	9.3-9.4	357	769	180.9	2462.26
Nuevo Tanque Soberanía	BAY-TA-SO-BH-02	Conglomerado vol-cánico	5.4-5.5	351	694	42.5	9534.2
Nuevo Tanque Soberanía	BAY-TA-SO-BH-02	Conglomerado vol-cánico	9.8-9.9	348	763	129.81	9901.29
Tanque y Casa de Bombas Tocumen	BAY-TA-TO-BH-03	Arenisca	18.8-18.9	339	741	152.1	25,308,954
Tanque y Casa de Bombas Tocumen	BAY-TA-TO-BH-03	Arenisca Tobácea	19.95-20.07	343	714	247.1	13,786,344
Total número de ensayos:			**21**				

*Tanque Tocumen y Tanque soberanía y Descarga Alhajuela corresponden a obras de la alternativa 10 estudiada paralalelamente con la Alternativa 12.

qu:	Compresión Inconfinada
Eav	Módulo Elástico

Tabla 6-34. Resumen de resultados de ensayos de laboratorio en suelos ejecutados en muestras de barrenos

Estructura	Perforación	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 854 Gravedad Específica	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			ASTM D-422 Análisis Granulométrico			Clasificación		Fracción Fina
				Gs	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre	Nombre
Conducción Tramo 2	BAY-T2-MBH-001	SS-3	1.2 - 1.8		60	59.3	34	25	0	21.5	78.5				MH	Limo, plasticidad alta.	Limo. plasticidad alta.
		SS-9	4.8 - 5.4	2.63	57	65.2	34	31	0	12.9	87.1				MH	Limo, plasticidad alta.	Limo. plasticidad alta.
	BAY-T2-MBH-002	SS-1	0.0 - 0.6	2.73	49	52.5	43	9	0.3	49.5	50.2				SM	Arena limosa	Limo, plasticidad baja.
		SS-2	0.6 - 1.2		25	NP	NP	NP	17.7	54.6	27.7				SM	Arena limosa con grava	Limo, plasticidad baja.
Conducción Tramo 4	BAY-T4-MBH-01	SS-1	0.0 - 0.6		37	91.4	52	39				0	17.7	82.3	OH	Orgánico, plasticidad alta.	Orgánico, plasticidad alta.
		SS-2	0.6 - 1.2	2.73	72	54.1	41	13				0	11.5	88.5	MH	Limo, plasticidad alta.	Limo, plasticidad alta.
	BAY-T4-MBH-02	SS-2	0.6 - 1.2	2.78	59	89.6	36	53				0	10.8	89.2	CH	Arcilla, plasticidad alta.	Arcilla, plasticidad alta.
		SS-4	1.8 - 2.4		62	96.3	36	61				1	11.4	87.6	CH	Arcilla, plasticidad alta.	Arcilla, plasticidad alta.

Estructura	Perforación	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 854 Gravedad Específica	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			ASTM D-422 Análisis Granulométrico			Clasificación		Fracción Fina
				Gs	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre	Nombre
	BAY-T4-MBH-03	SS-3	1.2 - 1.8	2.7	22	57.3	24	33				2.9	36.9	60.2	CH	Arcilla, plasticidad alta.	Arcilla, plasticidad alta.
		SS-5	2.4 - 3.0		26	45.2	25	20				1.9	33.9	64.2	CL	Arcilla, plasticidad baja.	Arcilla, plasticidad baja.
	BAY-T5-MBH-01	SS-2	0.6 - 1.2	2.67	53	98.7	34	65	0	3.1	96.9				CH	Arcilla, plasticidad alta.	Arcilla, plasticidad alta.
		SS-4	1.8 - 2.4		50	78	38	40	0	2.6	97.4				CH	Arcilla, plasticidad alta.	Arcilla, plasticidad alta.
	BAY-T5-MBH-02	SS-1	0.0 - 0.6	2.62	38	68.7	35	33	2.2	15.6	82.2				CH	Arcilla, plasticidad alta.	Arcilla, plasticidad alta.
	BAY-T5-MBH-003	SS-1	0.00 - 0.60	2.63	22	38.5	25	13.5	0	23.4	76.6				CL	Arcilla, plasticidad baja.	Arcilla, plasticidad baja.
		SS-2	1.20 - 1.80		53	67.6	48	19.6	0.7	35.7	63.6				MH	Limo, plasticidad alta.	Limo, plasticidad alta.
	BAY-T5-MBH-04	SS-2	0.6 - 1.2	2.7	76	89.2	67	22	0	4.5	95.5				MH	Limo, plasticidad alta.	Limo, plasticidad alta.

Estructura	Perforación	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 854 Gravedad Específica	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			ASTM D-422 Análisis Granulométrico			Clasificación		Fracción Fina
				Gs	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre	Nombre
		SS-3	1.2 - 1.8		71	86.8	63	24	0	22.2	77.8				MH	Limo, plasticidad alta.	Limo, plasticidad alta.
	BAY-T5-MBH-05	SS-1	0.0 - 0.6	2.63	60	77	55	22	0	19.1	80.9				MH	Limo, plasticidad alta.	Limo, plasticidad alta.
	BAY-T5-MBH-06	SS-1	0.0 - 0.6		42	46.8	26	20	0.6	32.5	66.9				CL	Arcilla, plasticidad baja.	Arcilla, plasticidad baja.
		SS-3	1.2 - 1.8	2.49	37	69.7	28	41	1.1	25.9	73				CH	Arcilla, plasticidad alta.	Arcilla, plasticidad alta.
	BAY-T5-MBH-07	SS-1	0.0 - 0.6	2.54	65	83.7	40	44	2.4	16.6	81				CH	Arcilla, plasticidad alta.	Arcilla, plasticidad alta.
		SS-2	0.6 - 1.2		38	NP	NP	NP	34.9	48.2	16.9				SM	Arena limosa con grava	Limo, plasticidad baja.
	BAY-T5-MBH-08	SS-1	0.0 - 0.6		47	86.5	55	31	3.6	19.9	76.5				MH	Limo, plasticidad alta.	Limo, plasticidad alta.
		SS-3	1.2 - 1.8	2.48	51	62.8	45	18	0	43	57				MH	Limo, plasticidad alta.	Limo, plasticidad alta.
	BAY-T5-MBH-09	SS-2	0.6 - 1.2	2.7	28	45	24	21				0	43.3	56.7	CL	Arcilla, plasticidad baja.	Arcilla, plasticidad baja.

Estructura	Perforación	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 854 Gravedad Específica	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			ASTM D-422 Análisis Granulométrico			Clasificación		Fracción Fina
				Gs	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre	Nombre
		SS-3	1.2 - 1.8		27	38.7	25	14	0.3	28.2	71.5				ML	Limo, plasticidad baja.	Limo, plasticidad baja.
	BAY-T5C-MBH-01	SS-2	0.6 - 1.2	2.78	36	71.8	35	36.8	1.2	17.3	81.5				MH	Limo, plasticidad alta.	Limo, plasticidad alta.
		SS-5	2.40 - 3.00		69	89.8	54	35.8	0	6.3	93.7				OH	Orgánico, plasticidad alta.	Orgánico, plasticidad alta.
	BAY-T5C-MBH-02	SS-1	0.00 - 0.44	2.56	45	67.7	46	21.7	12.3	51.6	36.1				SM	Arena limosa	Limo, plasticidad alta.
	BAY-T6AC-MBH-01	SS-1	0.0 - 0.6	2.44	31	45.1	33	12	4.1	48.4	47.5				SM	Arena Limosa	Limo, plasticidad baja.
		SS-3	0.6 - 1.2		49	55.1	35	20	14.3	54.4	31.3				SM	Arena Limosa	Limo, plasticidad alta.
	BAY-T6AC-MBH-02	SS-1	0.0 - 0.6	2.78					3.5	24.5	72						
	BAY-T6AC-MBH-03	SS-1	0.0 - 0.6	2.85	23	NP	NP	NP	0.7	55.9	43.4				SM	Arena limosa	Limo plasticidad baja
		SS-3	0.6 - 1.2		20	NP	NP	NP	3	55	42				SM	Arena limosa	Limo plasticidad baja

Estructura	Perforación	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 854 Gravedad Específica	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			ASTM D-422 Análisis Granulométrico			Clasificación		Fracción Fina
				Gs	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre	Nombre
	BAY-T6A-MBH-01	SS-1	0.0 - 0.6	2.63	45	59.8	37	23	16.4	33.9	49.7				MH	Limo plasticidad baja	Limo plasticidad baja
		SS-3	1.2 - 1.8		53	49.2	41	9	16.8	51.3	31.9				SM	Arena limosa con grava	Limo, plasticidad alta.
	BAY-T6A-MBH-02	SS-1	0.0 - 0.6		35	74.1	36	39	6.6	33.1	60.3				CH	Arcilla, plasticidad alta.	Arcilla, plasticidad alta.
		SS-2	1.2 - 1.8	2.78	47	74.3	33	42							CH		Arcilla, plasticidad alta.
Conducción Tramo 7	BAY-T7-MBH-001	SS-1	0.0 - 0.6	2.86	30	60.5	33	27	15.8	25.7	58.5				MH	Arena Limosa	Limo, plasticidad alta.
		SS-2	0.6 - 1.2		9	NP	NP	NP	46	39	15				SM	Arena Limosa	Limo, plasticidad baja.
	BAY-T7-MBH-002	SS-1	0.0 - 0.6	2.73	22	35.4	25	11	23.6	45.4	31				SM	Arena limosa con grava	Limo, plasticidad baja.
		SS-2	0.6 - 1.2		17	NL	NP	NL-NP				30.2	47.9	21.9	SM	Arena limosa	

Estructura	Perforación	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 854 Gravedad Específica	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			ASTM D-422 Análisis Granulométrico			Clasificación		Fracción Fina
				Gs	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre	Nombre
	BAY-T7-MBH-003	SS-1	0.6 - 1.2		22	39	24	15	35.3	39.9	24.8				SM	Arena limosa con grava	Limo, plasticidad baja.
		SS-3	1.2 - 1.8	2.71	24	43.2	27	16	0	56.8	43.2				SM	Arena limosa	Limo, plasticidad baja.
	BAY-T7-MBH-004	SS-1	0.1 - 0.6	2.58	35	NL	NP	NL-NP	0	41.6	58.4						
		SS-2	0.6 - 1.2		12	51.6	35	17	39.7	34.3	26				GW-GM	Grava bien gradada	Limo, plasticidad baja.
	BAY-T7-MBH-005	SS-1	0.0 - 0.6	2.63	39	50.7	30	20.7	0	18	82				ML	Limo plasticidad baja	Limo plasticidad baja
		SS-2	0.6 - 1.2		37	48.4	29	19.4	0.9	31.6	67.5				ML	Limo plasticidad baja	Limo plasticidad baja
	BAY-T7-MBH-006	SS-4	1.8 - 2.4		44	74.2	37	38	0..2	17.3	82.5				CH	Arcilla, plasticidad alta.	Arcilla, plasticidad alta.
		SS-5	2.4 - 3.0	2.76	42	47.8	33	15	22	37.3	40.7				SM	Arena Limosa	Limo, plasticidad baja.
Conducción Tramo 10	BAY-T10-MBH-01	SS-1	0.0 - 0.6	2.62	58	72.5	32	40				3.7	48.6	47.7	SC	Arena Limosa	Arcilla, plasticidad alta.

Estructura	Perforación	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 854 Gravedad Específica	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			ASTM D-422 Análisis Granulométrico			Clasificación		Fracción Fina
				Gs	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre	Nombre
		SS-2	0.6 - 1.2		57	59.7	41	19				13.9	52.4	33.7	SM	Arena Limosa	Limo, plasticidad alta.
	BAY-T10-MBH-02	SS-1	0.0 - 0.6	2.7	53	91.7	56	36	0	18.2	81.8				CH	Arcilla, plasticidad alta.	Arcilla, plasticidad alta.
		SS-5	2.4 - 3.0		43	77.8	51	27	8.9	15.8	75.3				MH	Limo, plasticidad alta.	Limo, plasticidad alta.
Conducción Tramo 11	BAY-T11-MBH-01	SS-1	0.0 - 0.6	2.78	35	42.3	18	24	0.2	57	42.8				SC	Arena arcillosa	Arcilla, plasticidad baja.
		SS-2	0.6 - 1.2		29	42.2	18	24	2.6	32.6	64.8				CL	Arcilla, plasticidad baja.	Arcilla, plasticidad baja.
	BAY-T11-MBH-03	SS-1	0.0 - 0.6	2.63	41	53.3	35	18.3	0	59	41				SM	Arena limosa	Limo, plasticidad alta.
		SS-2	0.6 - 1.2		46	56.7	43	13.7	0	65.8	34.2				SM	Arena limosa	Limo, plasticidad alta.
Total número de ensayos:				**31**	**57**	**57**			**47**			**10**			**Total:**		**192**

Tabla 6-35. Resumen de resultados de ensayos de laboratorio en suelos ejecutados en muestras de apiques

Estructura	Perforación	Unidad Litológica	Muestra ID	Profundidad (m)	ASTM D 2216 Contenido de Agua	ASTM D 4318 Límites de Atterberg			ASTM D-6913 Análisis Granulométrico			Clasificación	
					Contenido de Agua (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% Grava	% Arena	% Finos	USCS	Nombre
Toma. presa y desarenador	TP-BAY-IN-JM-TP-01	Limo inorgánico	SS-1	1.5	27	33.8	24	9.8	0	49.3	50.7	ML	Limo, plasticidad baja.
PTAP La Joya	TP-BAY-PTAP-TP-01	Limo inorgánico	SS-1	2.5		55.6	37	18.6	0	29.2	70.8	MH	Limo, plasticidad alta.
	TP-BAY-PTAP-TP-02	Limo inorgánico	SS-1	2.5		39.7	28	11.7	8.7	15.2	76.1	ML	Limo. plasticidad baja.
	TP-BAY-PTAP-TP-03	Limo inorgánico	SS-1	2.5		37.7	27	10.7	18.7	21.9	59.4	ML	Limo. plasticidad baja.

6.5. GEOLOGÍA DE DETALLE

6.5.1. Condiciones geológicas de la línea de conducción y red de distribución - Zonas Homogéneas

La línea de conducción río Bayano desde el sitio de toma en Jesús María pasando por la PTAP de La Joya hasta su conexión con la red de distribución de 116 km de longitud aproximadamente y la red de distribución con una longitud de 56.8 km que incluye el bombeo y el tanque cota 120 msnm en Tocumen en la ciudad de Panamá se ha dividido en tres zonas homogéneas. A diferencia de la segmentación de los tramos, las zonas homogéneas se identifican de acuerdo con las condiciones geomorfológicas, litológicas y de comportamiento geotécnico mecánico similar. Esta caracterización se desarrolla a partir del trabajo de campo efectuado en el corredor geológico del alineamiento del proyecto.

En general, estas condiciones corresponden a la identificación de los aspectos litológicos, texturales, composicionales, morfológicos y morfodinámicos observados en las unidades del Terciario y a las coberturas cuaternarias que conforman este alineamiento que incluye depósitos aluviales activos de los principales drenajes, depósitos de morfología de terrazas, depósitos con influencia fluvio-marino y volcánico, dentro de las provincias de Panamá y Colón, las cuales cubren de manera discordante secuencias marinas y terrestres de edad Terciaria influenciadas por sedimentos volcánicos. (Ver Figura 6-74 Planta geológica regional conducción río Bayano Alternativa 12, Figura 6-75 Sección geológica longitudinal A-A' tramos 2, 4 y 5, Figura 6-76 Sección geológica longitudinal B-B' tramos 10 y 11, y Geología de las zonas homogéneas, planos VF-1614-118-02-02-100, VF-1614-118-02-02-101, VF-1614-118-02-02-102 y VF-1614-118-02-02-104, del Anexo 1.1, respectivamente).

Los procesos morfodinámicos que modelan el relieve circundante están asociados principalmente a la generación de procesos erosivos por disección del agua superficial a lo largo de la conducción Alternativa 12.

Estas zonas homogéneas se definieron con base en la observación de las labores de campo llevada a cabo a lo largo del alineamiento, el levantamiento de puntos de control geológico (ver Tabla 6-36) que incluyeron la toma de datos estructurales en afloramientos rocosos (ver Tabla 6-37), identificación de depósitos cuaternarios y suelos, además de la observación detallada en los sitios de obras específicas que conforman la Conducción río Bayano y áreas paralelas, con un buffer de 2 km a lado y lado de este trazado de la conducción, además del análisis del Modelo Digital de Elevación (DEM), ALOS PALSAR de 12.5 metros de resolución espacial de la Japan Aerospace Exploration Agency - JAXA (ver numeral 4.1.8.1).

Tabla 6-36 Relación de puntos de control geológico a lo largo del alineamiento Conducción Río

Bayano Alternativa 12. INGETEC, 2018.

Punto	Coordenadas WGS 84 UTM 17N	
	Este	Norte
P1	720,054	1,014,935
P2	721,747	1,012,788
P3	721,439	1,012,823
P4	720,530	1,013,220
P5	719,270	1,017,370
P6	691,365	1,014,583
P7	716,327	1,019,138
P8	712,901	1,018,152
P9	712,602	1,017,913
P10	713,721	1,018,960
P11	712,584	1,018,800
P12	712,324	1,018,756
P13	710,786	1,019,070
P14	711,695	1,017,146
P15	711,390	1,016,570
P16	711,004	1,016,403
P17	710,089	1,015,545
P18	706,143	1,013,941
P19	705,387	1,013,794
P20	702,765	1,014,147
P21	702,870	1,013,129
P22	701,187	1,012,030
P23	698,923	1,011,604
P24	697,200	1,010,949
P43	673,864	1,006,243
P44	677,284	1,006,391
P45	680,840	1,008,214

Punto	Coordenadas WGS 84 UTM 17N	
	Este	Norte
P46	681,005	1,008,567
P47	722,385	1,012,473
P48	722,257	1,012,350
P49	720,969	1,012,345
P50	720,220	1,014,007
P51	720,110	1,014,341
P52	719,500	1,017,164
P53	717,510	1,017,975
P54	692,875	1,010,914
P55	692,142	1,008,672
P56	688,447	1,006,225
P57	687,965	1,005,866
P58	687,796	1,007,441
P60	690,891	1,013,507
P61	686,667	1,007,245

Tabla 6-37 Relación de discontinuidades a lo largo del alineamiento Conducción Río Bayano (INGETEC, 2018)

Punto	Estratificación		Diaclasa 1		Diaclasa 2		Diaclasa 3	
	Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento
P1	N32°W	38°SW	-	-	-	-	-	-
P2	N5°W	36°SW	-	-	-	-	-	-
P3	N60°W	10°SW	-	-	-	-	-	-
P7	N12°W	20°SW	-	-	-	-	-	-
P8	N45°W	10°SW	N5°W	86°NE	-	-	-	-
P9	N50°W	16°SW	N5°E	70°NW	N42°W	80°NE	-	-
P14	N55°W	20°SW	N10°E	68°NW	N42°W	87°NE	-	-

Punto	Estratificación		Diaclasa 1		Diaclasa 2		Diaclasa 3	
	Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento
P15	N45°W	25°SW	-	-	-	-	-	-
P16	N40°W	20°SW	-	-	-	-	-	-
P17	N55°W	42°SW	-	-	-	-	-	-
P20	N55°W	19°SW	-	-	-	-	-	-
P50	N40°W	43°SW	N55°W	65°NE	-	-	-	-
P52	N28°W	21°SW	N65°W	78°NE	-	-	-	-
P53	N65°W	15°SW	N20°W	80°NE	N55°E	74°SE		
P55	N65°E	38°NW	-	-	-	-	-	-
P58	N40°E	39°NW	-	-	-	-	-	-
P60	N60°E	44°SE	N15°E	80°NW	-	-	-	-
P62	N51°W	18°SW	-	-	-	-	-	-

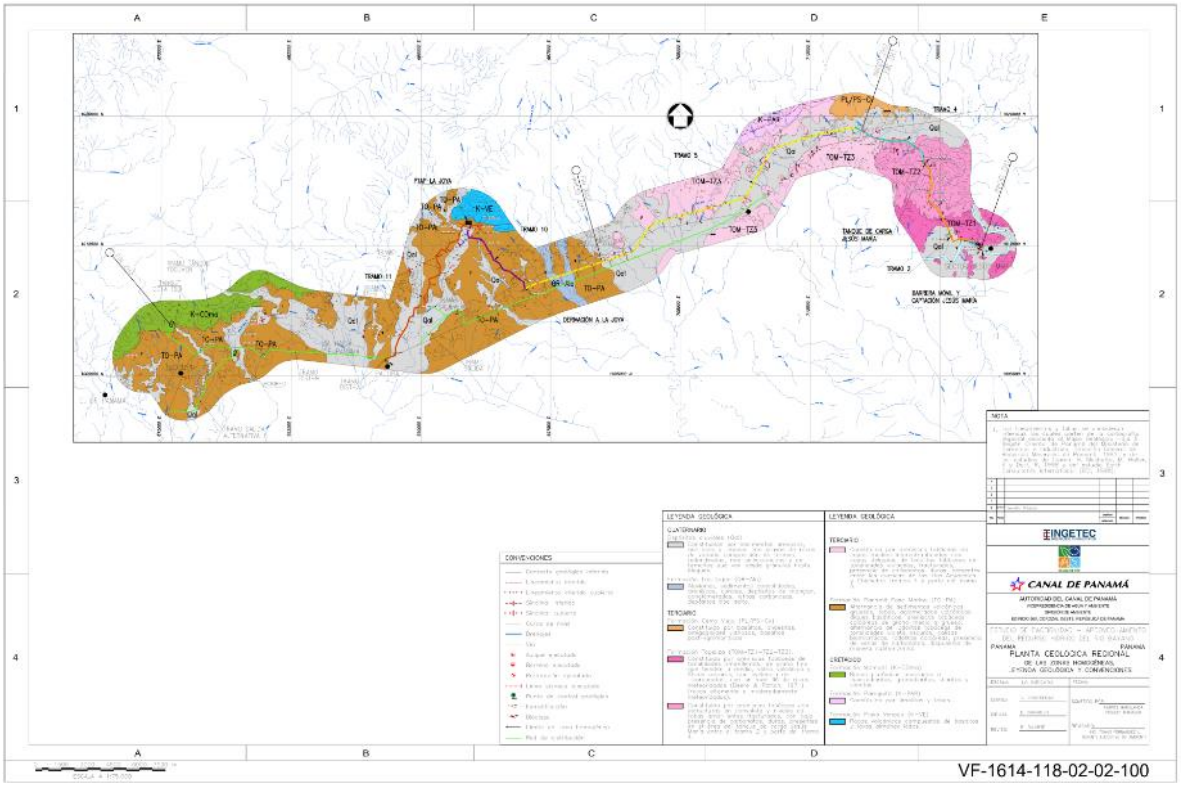


Figura 6-74 Mapa geológico del corredor lateral del alineamiento y red de distribución, separado

en las zonas homogéneas 1 a 3 a escala 1:200,000, conducción río Bayano Alternativa 12, plano VF-1614-118-02-02-100.

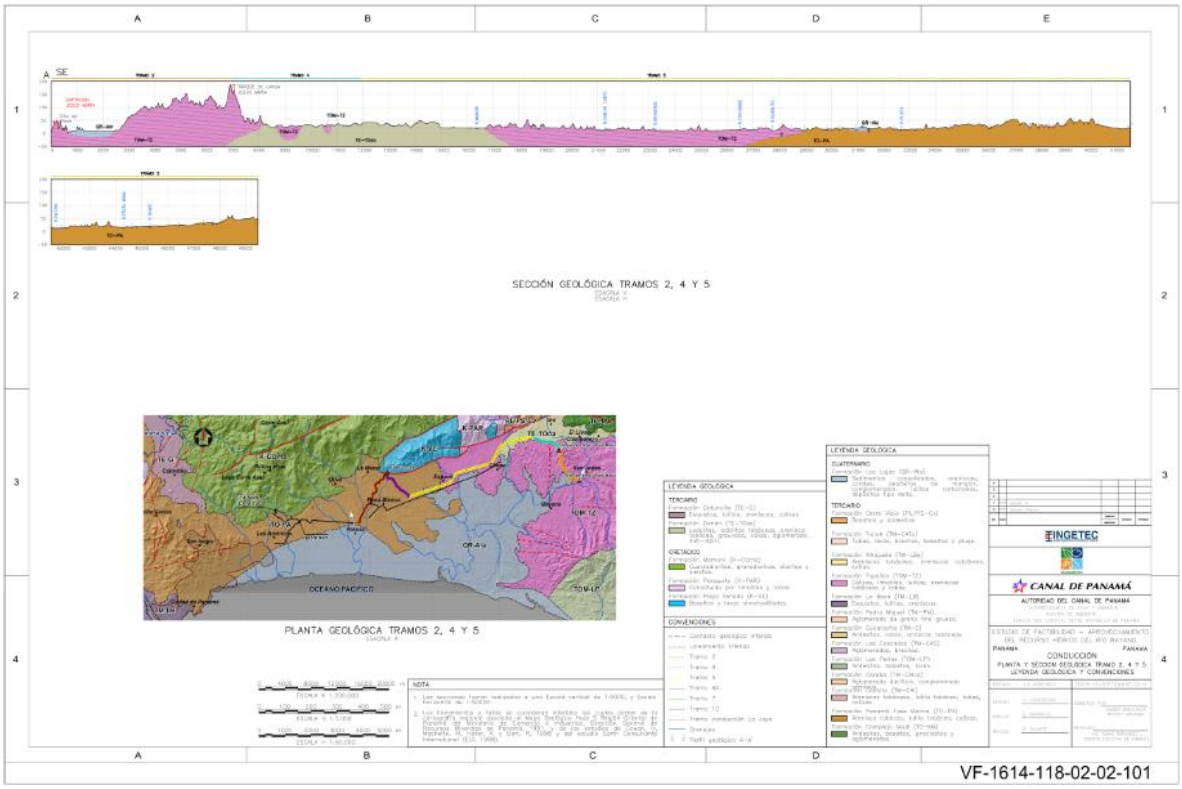


Figura 6-75 Sección geológica longitudinal A-A’ tramos 2, 4 y 5 Jesús María – entrega red de distribución a lo largo del alineamiento conducción río Bayano Alternativa 12, escala vertical 1:7,500 escala horizontal 1:75,000, plano VF-1614-118-02-02-101 del Anexo 1.1.

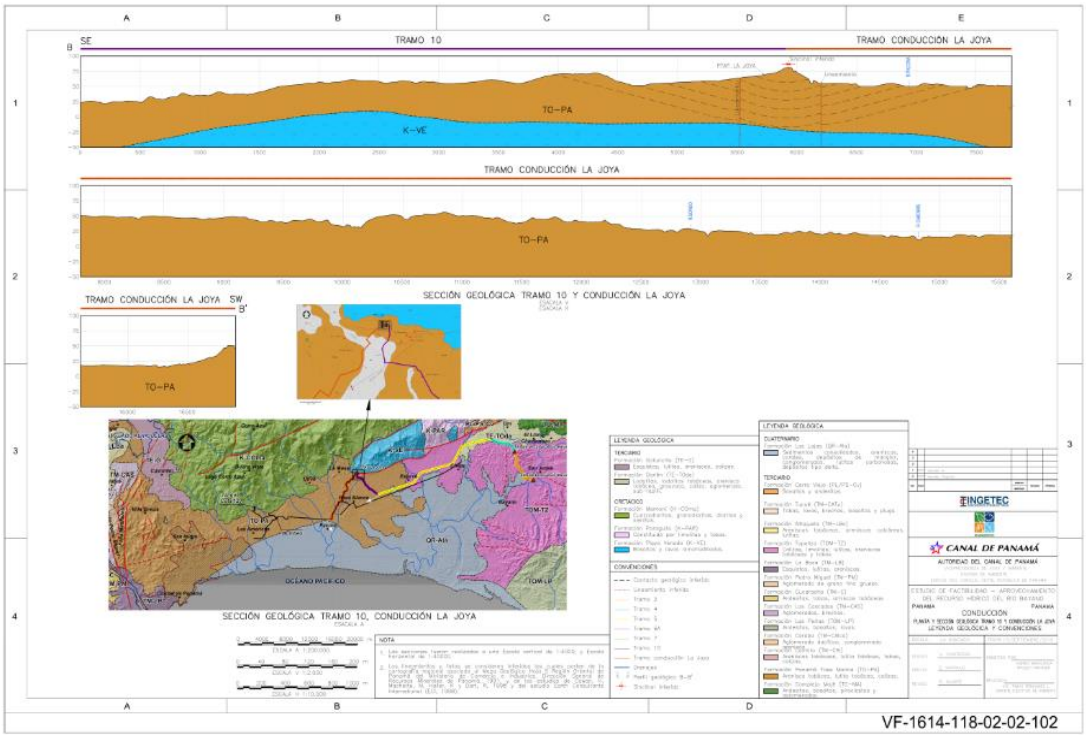


Figura 6-76 Sección geológica longitudinal B-B' tramos 10 y 11 Derivación tramo 5 PTAP La Joya - PTAP Pacora, del alineamiento conducción río Bayano Alternativa 12, plano VF-1614-118-02-02-102.

6.5.1.1. Zona homogénea 1

Esta zona homogénea incluye la conducción de tramo 2 (Abscisas K0+000 a K7+000) y el tramo 4 entre las abscisas K7+000 y K11+400 del alineamiento conducción río Bayano Alternativa 12, Figura 6-74 (ver geología y geomorfología de zonas homogéneas conducción río Bayano Alternativa 12, en planos VF-1614-118-02-02-104 y VF-1614-118-02-02-105 del Anexo 1.1).

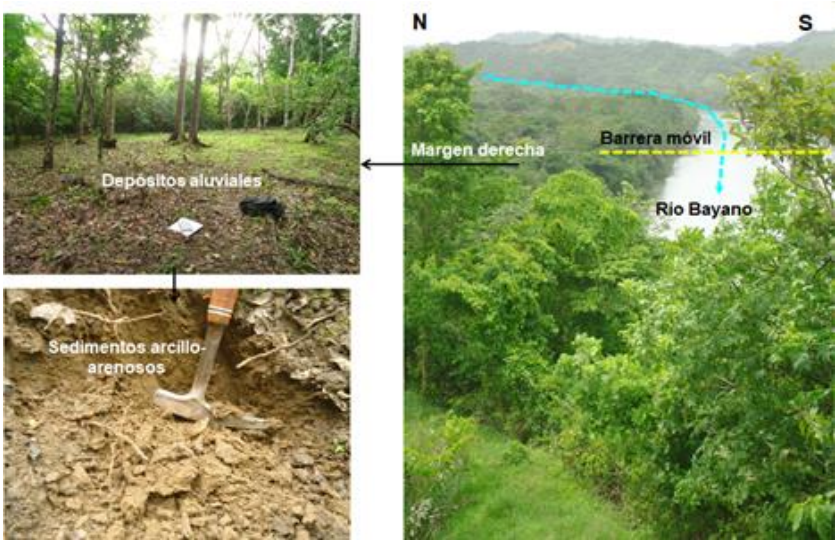
6.5.1.1.1. Aspectos geológicos

Esta zona se encuentra ubicada adyacente al sitio de toma sobre el río Bayano hasta el área de emplazamiento del tanque Malambo. Litológicamente está conformada por depósitos cuaternarios aluviales con morfología de terrazas (Qal) de la dinámica actual del río Bayano, entre las abscisas K0+000 a K0+550 constituida por sedimentos finos de tonalidades marrón claro, conformados por arcillas y arenas con tamaño de grano fino a medio, se observan líticos oscuros asociados a sedimentos de origen volcánico, con esporádicos fragmentos de rocas volcánicas de tonalidades grisáceas, textura fanerítica, de formas subredondeadas con tamaños que van desde gránulos (2mm) hasta guijos (< 6 cm), en una distribución de finos - gruesos de 95% - 5% respectivamente, ver Fotografía 10 y Figura 6-74.

Otras coberturas cuaternarias de esta zona homogénea están representados por los depósitos de

llanura aluvial (Qal) de otros sistemas de drenajes; constituidos por sedimentos finos no consolidados, sedimentos finos lagunares y sedimentos de llanura aluvial de los diferentes sistemas de drenajes, entre ellos el río Aguacates y drenajes menores que discurren de la parte alta de la serranía de San Blas, llevando sus aguas al río Bayano y al río Aguacates, de tonalidades marrón claro a amarillento; en general se observan arenas, arcillas, limos y fragmentos de gravas de variada composición de formas subredondeadas, conformando superficies amplias de pendientes planas, observados entre las abscisas K1+300 a K2+700 y sobre las abscisas K10+050 a K11+400, en la cuenca del río Aguacates, ver Fotografía 11 y Figura 6-74.

La mayor parte de emplazamiento de esta zona homogénea se efectúa sobre unidades terciarias de la formación Topaliza (TOM-TZ) aflorantes en las abscisas K0+550 a K1+300, entre las abscisas K2+700 a K10+050 y las abscisas K10+600 a K11+400 del alineamiento de la conducción río Bayano Alternativa 12. Esta unidad litológica se ha dividido en tres segmentos de acuerdo a las condiciones texturales y a las variaciones composicionales de estas rocas siliciclásticas con influencia de sedimentos volcánicos y marinos.



Fotografía 10. Sedimentos arcillo-arenosos que hacen parte de la dinámica actual en depósitos aluviales del río Bayano en su margen derecha adyacente al sitio de toma, punto de control geológico P47, sector Jesús María.



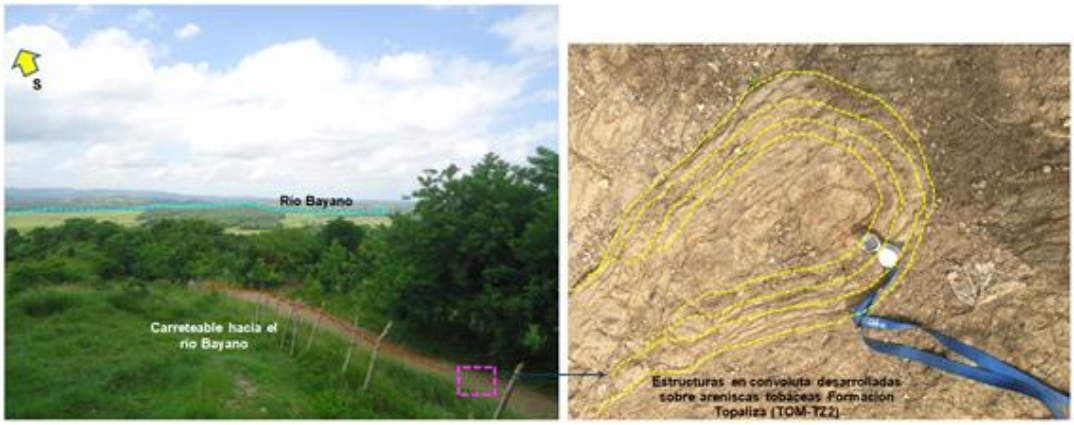
Fotografía 11. Sedimentos finos arenosos, arcillosos y limosos que conforman morfologías de llanura aluvial de la cuenca media del río bayano (Qal) en el tramo 2, punto de control geológico P4, sector Jesús María.

Específicamente entre las abscisas K0+550 a K1+300 y K2+700 a K3+250 del tramo 2 se presentan rocas asociadas a areniscas tobáceas (TOM-TZ1), de tonalidades amarillentas, de grano fino que tienden a medio, vidrio volcánico y líticos obscuros, con evidencia de carbonatos, deleznables, secas y de acuerdo a las condiciones de alteración observadas en afloramiento corresponde a un nivel IIA de rocas meteorizadas (Deere & Patton, 1971), (rocas altamente a moderadamente meteorizadas), presentes en el sector del sitio de toma Jesús María conformando las morfologías de montículos cubiertos por morfologías planas de llanura aluvial en este tramo 2, ver Figura 6-74.



Fotografía 12. Afloramiento de areniscas con líticos volcánicos y presencia de carbonatos en capas muy delgadas a laminadas presentes en el tramo 2, punto de control geológico P2, sector Jesús María.

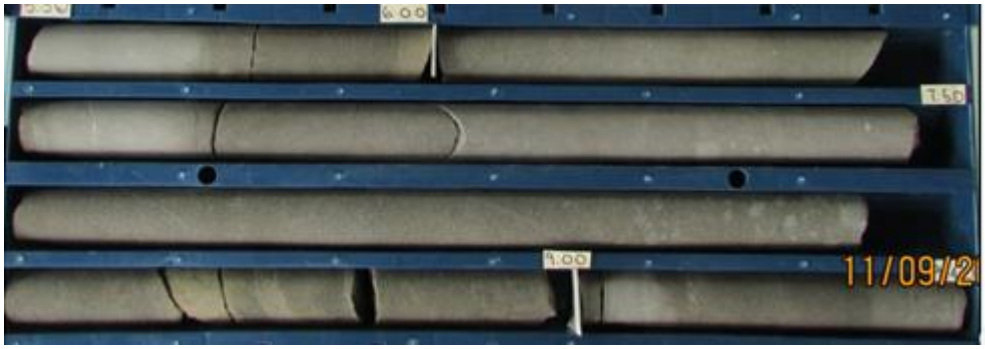
Sobre las abscisas K3+200 a K8+500 y entre las abscisas K8+800 a K9+900 de los tramos 2 y 4, esta zona homogénea se emplaza sobre rocas de la formación Topaliza constituida por areniscas tobáceas con estructuras en convoluta (Fotografía 13) y niveles de tobas amarillentas fracturadas (TOM-TZ2), con baja presencia de carbonatos, duras, presentes en el área del tanque Malambo, como se evidencia sobre los afloramientos de los puntos de control geológico P1, P5, P51, P52 y P53 (ver Figura 6-74).



Fotografía 13. Areniscas tobáceas mostrando las estructuras de laminación en convoluta,

observados sobre el punto de control geológico P1, parte media del tramo 2.

Teniendo en cuenta la perforación ejecutada BAY-T2-BH-01 dentro de este segmento del alineamiento de la conducción (Fotografía 14), se presentan areniscas tobáceas de tonalidades grisáceas de grano fino a medio, moderadamente fracturadas, secas y con un nivel de roca levemente meteorizada (IIB) a roca sana (III) entre los 1.65 m y 10.5 m.



Fotografía 14. Detalle de caja de la perforación BAY-T2-BH-01, segmento 5.50 a 9.40 m donde se observan areniscas tobáceas con nivel de roca sana (III) de la formación Topaliza segmento (TOM-TZ2).

Finalmente, las rocas presentes entre las abscisas K9+900 a K10+050 y las abscisas K10+600 a K11+000 de la zona homogénea 1 se emplazarán sobre areniscas tobáceas en capas medias interestratificadas con capas delgadas de lodolitas tobáceas de tonalidades violáceas, fracturadas, presencia de carbonatos, duras, asociadas a la formación Topaliza (TOM-TZ3), unidades litológicas aflorantes en la cuenca del Aguacates, del tramo 4 e inicio del tramo 5, según lo observado sobre afloramiento en la margen derecha del río Aguacates, punto de control geológicos P7 (ver Fotografía 15 y Figura 6-74).

En general, estas rocas de la Formación Topaliza generan suelos residuales constituidos por arcillas, limos y arenas con líticos volcánicos y algunos fragmentos de areniscas tobáceas oxidadas, tamaños gránulos; son suelos firmes, de baja plasticidad, secos y con espesores que varían entre los 1.65 m y 6.6 m de profundidad, como se puede ver en la Fotografía 12, Fotografía 15 y Fotografía 16 en la perforación ejecutada BAY-T4C-BH-001 del tramo 4 de la conducción Fotografía 17).



Fotografía 15. Areniscas tobáceas y niveles de tobas amarillentas sobre afloramiento del punto de control geológico P53, vía de acceso al sitio de presa sector Jesús María, conformando el tramo 4.



Fotografía 16. Areniscas tobáceas y niveles de lodolitas tobáceas muy meteorizadas, perfil IC Saprolito transición IIA (roca completamente meteorizada), sobre afloramiento del punto de control geológico P7, margen derecha del río Aguacates y cruce sobre la vía Panamericana del tramo 4.



Fotografía 17. Segmento de la perforación BAY-T4C-BH-001 entre los 0.0 m y 0.60 m de profundidad donde se observa desarrollo de suelo residual arcillolimoso y arenoso con presencia de fragmentos de areniscas tobáceas alteradas y oxidadas (Suelo residual IC, Deere & Patton, 1971).

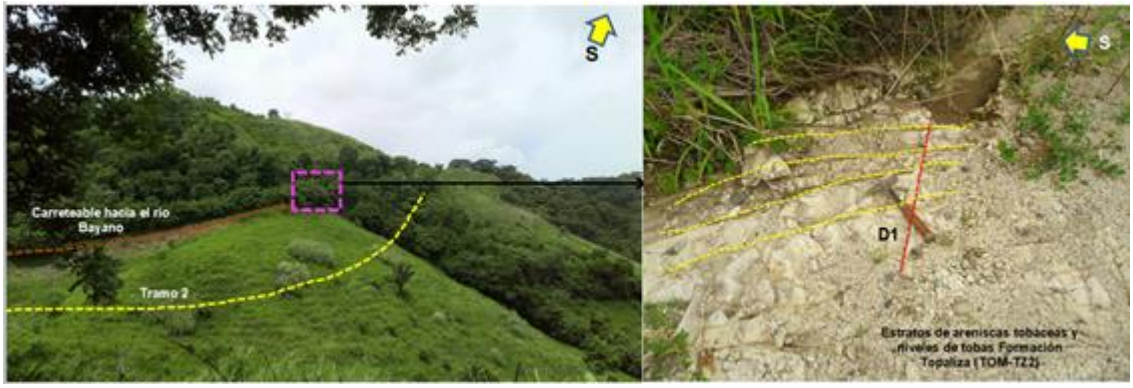
A nivel estructural esta zona homogénea se caracteriza por la presencia de varias discontinuidades identificadas sobre los puntos de control geológico P1, P2, P3, P7, P50, P52, P53 y P62 (Tabla 6-38), como se puede observar en el plano geológico de las zonas homogéneas VF-1614-118-02-02-100 y sección geológica longitudinal del alineamiento conducción río Bayano Alternativa 12, plano VF-1614-118-02-02-101, incluidos en el Anexo 1.1.

Tabla 6-38 Relación de datos de estratificación presentes en la zona homogénea 1 del alineamiento Conducción Río Bayano Alternativa 12. INGETEC, 2018.

Punto	Estratificación	
	Rumbo	Buzamiento
P1	N32°W	38°SW
P2	N5°W	36°SW
P3	N60°W	10°SW
P7	N12°W	20°SW
P50	N40°W	43°SW
P52	N28°W	21°SW
P53	N65°W	15°SW
P62	N51°W	18°SW

De acuerdo a la toma de datos estructurales sobre los afloramientos rocosos de la formación Topaliza (TOM-TZ) sobre los tramos 2 y 4 de esta zona homogénea 1, muestran una tendencia de los estratos con rumbo preferente al NW variando su ángulo entre 5° y 65° y buzamientos que varían entre los 10° y 43° (ver Fotografía 18).

Teniendo en las condiciones de alteración observadas en afloramientos, los diferentes segmentos de la formación Topaliza (TOM-TZ1, TOM-TZ2 y TOM-TZ3) en esta zona homogénea 1 desarrollan suelos residuales arcillo-arenosos de tonalidades amarillento a marrón claro y oscuro, alcanzan un espesor que no supera el metro de profundidad aproximadamente, seguido se presentan secuencias de areniscas tobáceas, niveles de tobas, y niveles de lodolitas tobáceas de tonalidades violáceas, logrando un perfil IIA de rocas meteorizadas (Deere & Patton, 1971), rocas altamente a moderadamente meteorizadas.



Fotografía 18. Detalle de afloramiento en areniscas tobáceas y tobas sobre el punto de control geológico P52, estratos con rumbo NW y buzando al SW y una familia de diaclasa con rumbo NW y buzando al NE, dentro del tramo 2 zona homogénea 1.

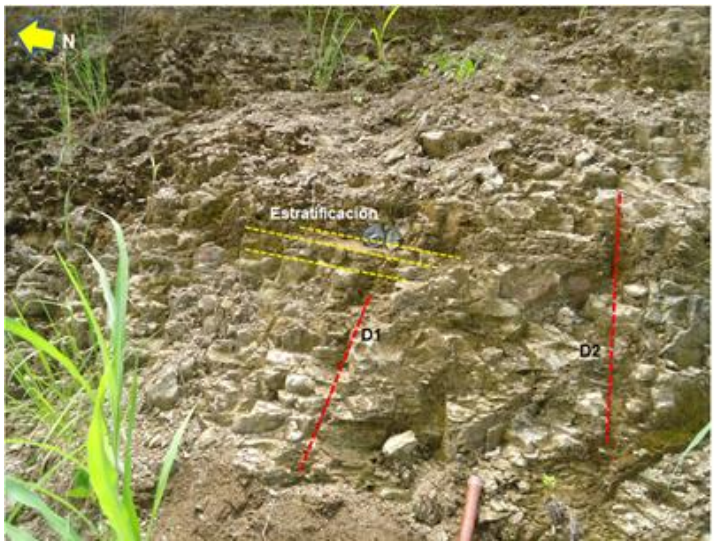
Estas rocas presentan dos familias de diaclasas que cortan casi de manera ortogonal a la

estratificación, sobresalen diaclasas D1 con tendencia de rumbo N20±65W y buzamientos entre 65° y 80° al NE, mientras que otra familia de diaclasa D2 muestra un rumbo N55°E y buzamiento de 74° SE (Tabla 6-39), como se puede ver en la Fotografía 18 y Fotografía 19.

Estas discontinuidades se presentan a lo largo de la zona homogénea 1 que incluye los sitios de ubicación de la presa sobre el río Bayano y el tanque Malambo.

Tabla 6-39 Relación de diaclasas presentes en la zona homogénea 1 del alineamiento Conducción Río Bayano Alternativa 12. INGETEC, 2018.

Punto	Diaclasas			
	D1		D2	
	Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento
P50	N55°W	65°NE	-	-
P52	N65°W	78°NE	-	-
P53	N20°W	80°NE	N55°W	74°NE



Fotografía 19. Areniscas tobáceas y niveles de tobas amarillentas sobre afloramiento del punto de control geológico P53. Se observan la estratificación con rumbo preferente al NW, buzando al SW y dos familias de diaclasas D1 y D2 que cortan casi ortogonalmente a estos estratos, vía de acceso al sitio de captación Jesús María, conformando el tramo 4, Alternativa 12.

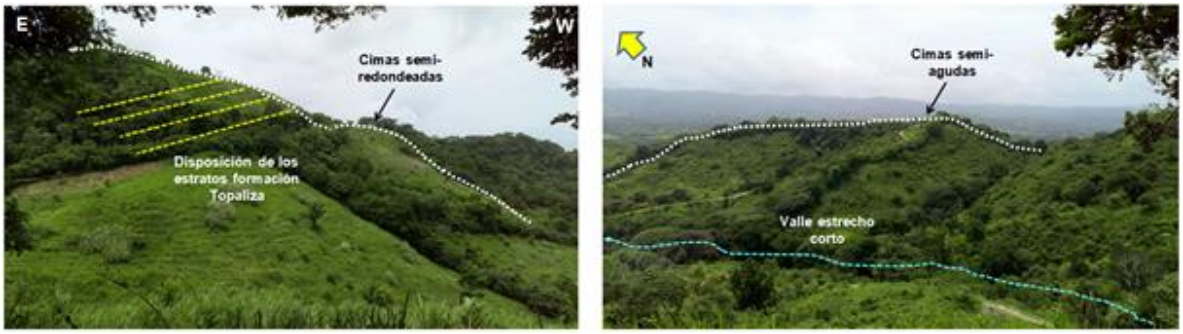
6.5.1.1.2. 7.5.1.1.2. Aspectos geomorfológicos y morfodinámicos

Zona homogénea emplazada sobre morfologías de montículos (Fotografía 20) y lomas bajas (Fotografía 21) dentro de relieve estructural - denudacional, representado por un 95% del alineamiento de la conducción. Este relieve desarrolla laderas de pendientes muy inclinadas a moderadamente abruptas, alargadas cóncavas, convexas, de cimas semi-redondeadas a semiagudas

relacionadas con la disposición de los estratos en el área de estudio, con altitudes que van desde los 50 msnm a 200 msnm. Se observan valles cóncavos moderadamente estrechos y abiertos, de longitudes cortas, conformando sistemas de drenajes de tipo subdendrítico a subparalelo, de moderada a baja densidad, los cuales diseccionan rocas terciarias de la Formación Topaliza que incluye los segmentos TOM-TZ1, TOM-TZ2 y TOM-TZ3 abarcando los tramos 2 y 4 de la conducción Alternativa 12.

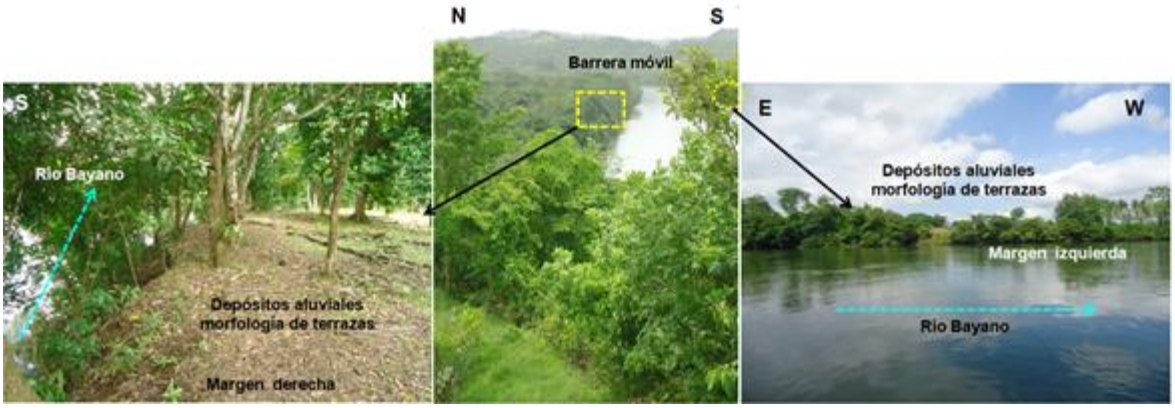


Fotografía 20. Geoformas asociadas a montículos y lomas bajas con cimas semiredondeadas adyacentes al sitio de presa representada por rocas volcanosedimentarias de la Formación Topaliza (TOM-TZ1), cuenca media del río Bayano, tramo 2, zona homogénea 1, Alternativa 12.



Fotografía 21. Morfologías de lomas bajas donde se observan cimas semi-redondeadas a semi-agudas, la disposición de las capas de rocas de la Formación Topaliza poseen una orientación y buzamiento al Oeste, desarrollando valles estrechos cortos de moderada densidad, adyacentes al sitio de implantación del tanque Malambo.

El restante 5% del emplazamiento de esta zona homogénea corresponde a morfologías con superficies planas y bajas, pendientes entre los 2° y 3° que incluyen terrazas de origen aluvial, generadas por la acumulación y erosión de sedimentos a lo largo del tiempo por la dinámica actual del río Bayano, presentes en ambas márgenes de este sistema de drenaje en el sitio de presa, al igual que superficies de planicie aluvial en zonas donde el valle del río Bayano es más abierto permitiendo la acumulación de sedimentos, ver Fotografía 22.

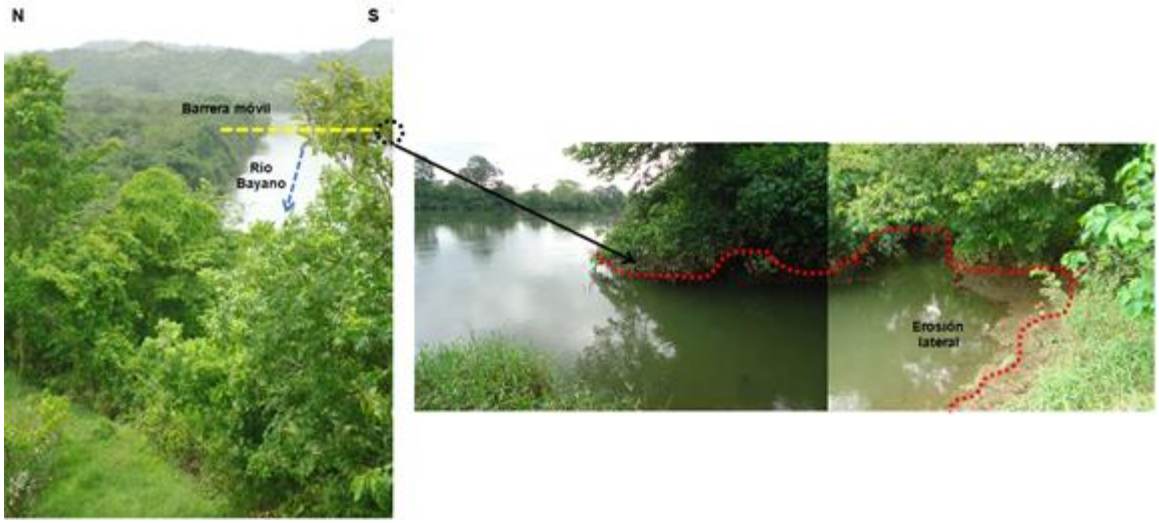


Fotografía 22. Morfología de terrazas en depósitos aluviales de la dinámica del río Bayano presentes sobre ambas márgenes de este cauce, tramo 2 zona homogénea 1, en el sitio de toma, Alternativa 12.

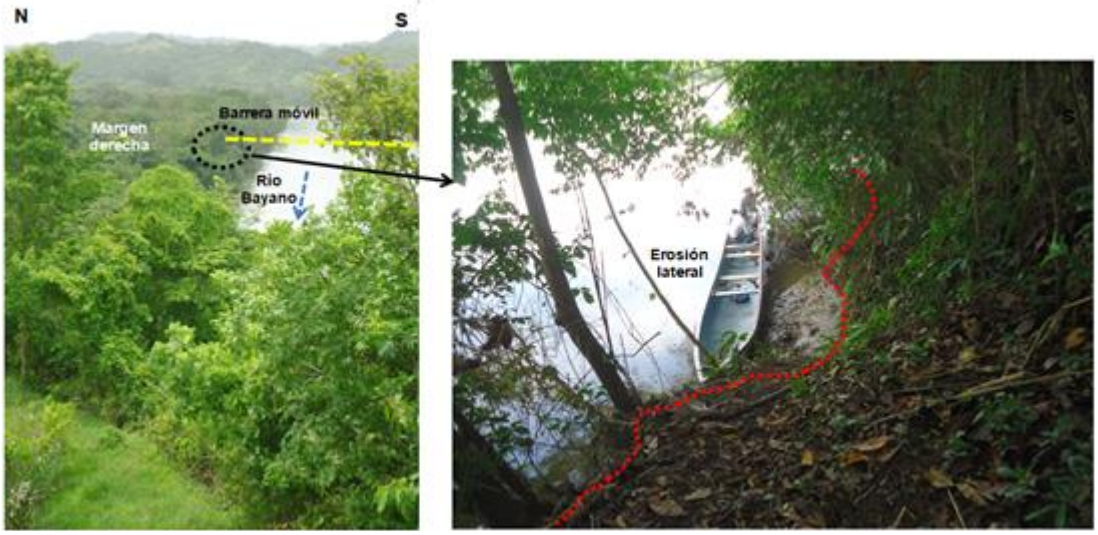
La morfodinámica de la zona homogénea se encuentra representada principalmente por la generación de procesos erosivos, entre ellos, los observados en las márgenes del río Bayano asociados a la erosión lateral, la cual obedece a la disección natural de la dinámica de este cauce a lo largo del tiempo, erosionando las paredes de los depósitos aluviales con morfología de terrazas de acuerdo con la variación del nivel de agua y a la energía que posee dicho cauce en estos puntos, como se puede observar en la Fotografía 23 y la Fotografía 24.

Un análisis de la ortofoto del área de estudio, adyacentes al sitio de ubicación del tanque Malambo muestra procesos de carácter local, asociados a erosión superficial de tipo erosión laminar y surcos efecto de las aguas de escorrentía que diseccionan suelos residuales arcillo-limo-arenosos con espesores variables entre los 1.6 m y 6.6 m de acuerdo a las perforaciones ejecutadas a lo largo de los tramos 2 y 4 de esta conducción, los cuales se intensifican en épocas de lluvia sobre superficies desprovistas de vegetación, como se puede ver en la Fotografía 25.

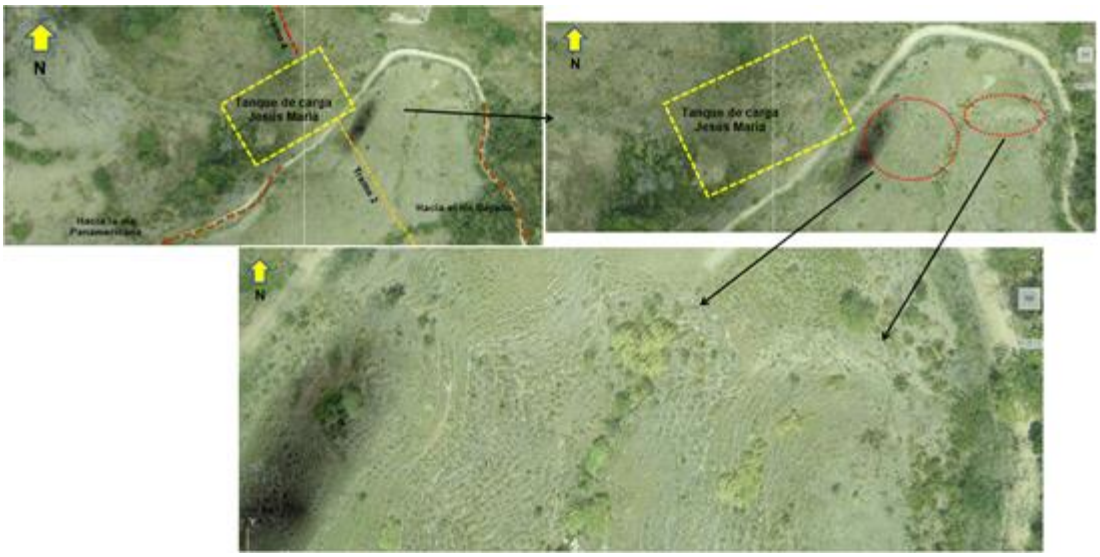
A lo largo del alineamiento de los tramos 2 y 4 en esta zona homogénea 1 no se evidencia generación o activación de procesos de remoción en masa que puedan generar inestabilidad sobre las obras geotécnicas proyectadas (ver mapa geomorfológico de las zonas homogéneas plano VF-1514-118-02-02-105 en el Anexo 1.1).



Fotografía 23. Erosión lateral de carácter puntual sobre la margen izquierda del río Bayano, sitio de emplazamiento presa móvil sector Jesús María que afecta depósitos de morfología de terrazas, tramo 2, zona homogénea 1, Alternativa 12.



Fotografía 24. Erosión lateral de carácter puntual sobre la margen derecha del río Bayano, sitio de emplazamiento presa móvil sector Jesús María que afecta depósitos de morfología de terrazas, tramo 2, zona homogénea 1, Alternativa 12.



Fotografía 25. Análisis de la ortofoto con la localización del tanque Malambo (contorno amarillo), donde se observan procesos erosivos asociados a surcos por escorrentía superficial en épocas de lluvias (contornos en tono rojo), de carácter local sin afectación directa sobre las obras proyectadas, sector de intersección de los tramos 2 y 4, zona homogénea 1, Alternativa 12.

6.5.1.2. Zona homogénea 2

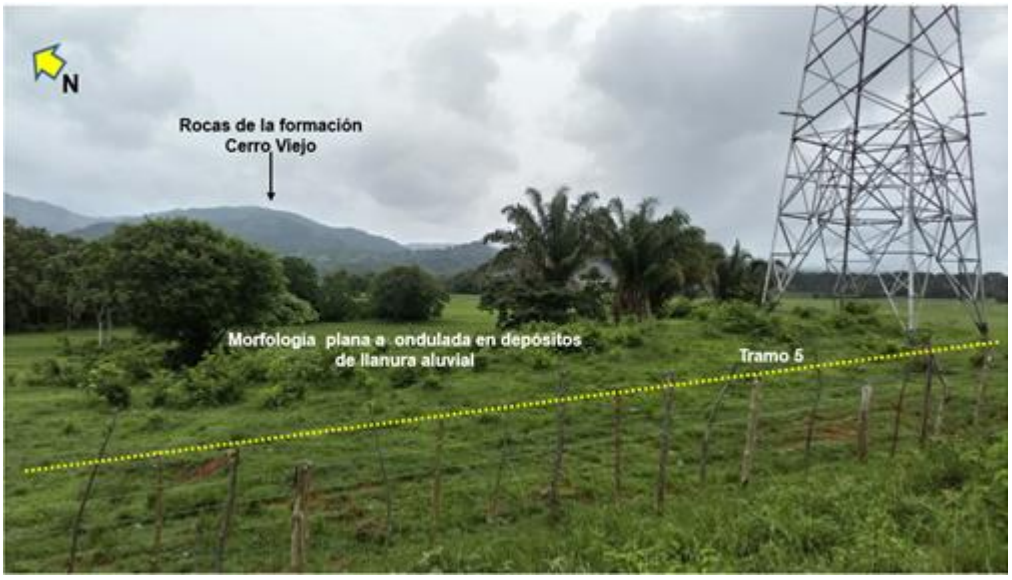
Esta zona homogénea incluye los tramos de la conducción 4 (abscisas K11+000 a K11+950) y 5 (abscisas K11+950 a K29+400), además de buena parte de la red de distribución entre las abscisas K10+500 quebrada Guabulito hasta la cuenca del río Mamoní abscisa K19+432, punto de control P17, (Ver Figura 6-74, y mapas geológico y geomorfológico de las zonas homogéneas, planos VF-1614-118-02-02-104 y VF-1614-118-02-02-105 del Anexo 1.1).

6.5.1.2.1. Aspectos geológicos

La zona homogénea se encuentra principalmente sobre morfologías planas a levemente onduladas (Fotografía 26), asociadas a coberturas cuaternarias (94% de esta zona homogénea 2), representados por los depósitos cuaternarios de llanura aluvial de los principales sistemas de drenajes (Qal). Constituidos por sedimentos finos no consolidados, sedimentos finos lagunares y sedimentos de llanura aluvial de los diferentes sistemas de drenajes que drenan esta provincia morfológica, entre ellos los ríos Aguacates, Mamoní y Chichebre, de tonalidades marrón claro, amarillento a anaranjados; en general se observan arenas, arcillas, limos y fragmentos de gravas de variada composición de formas subredondeadas (Fotografía 27), conformando superficies amplias de pendientes planas a ligeramente inclinadas, observados entre las abscisas K11+400 a K11+950 del tramo 4 y sobre las abscisas K11+950 a K29+400 del tramo 5, con algunos sectores donde afloran montículos bajos en rocas de la formación Topaliza (TOM-TZ3).

El restante 6% del área que conforma el alineamiento de la conducción en esta zona homogénea 2 se ubica sobre morfologías de montículos residuales que hacen parte de la formación Topaliza (TOM-TZ3). Algunos afloramientos sobre los puntos de control geológico P8 (Fotografía 28), P9,

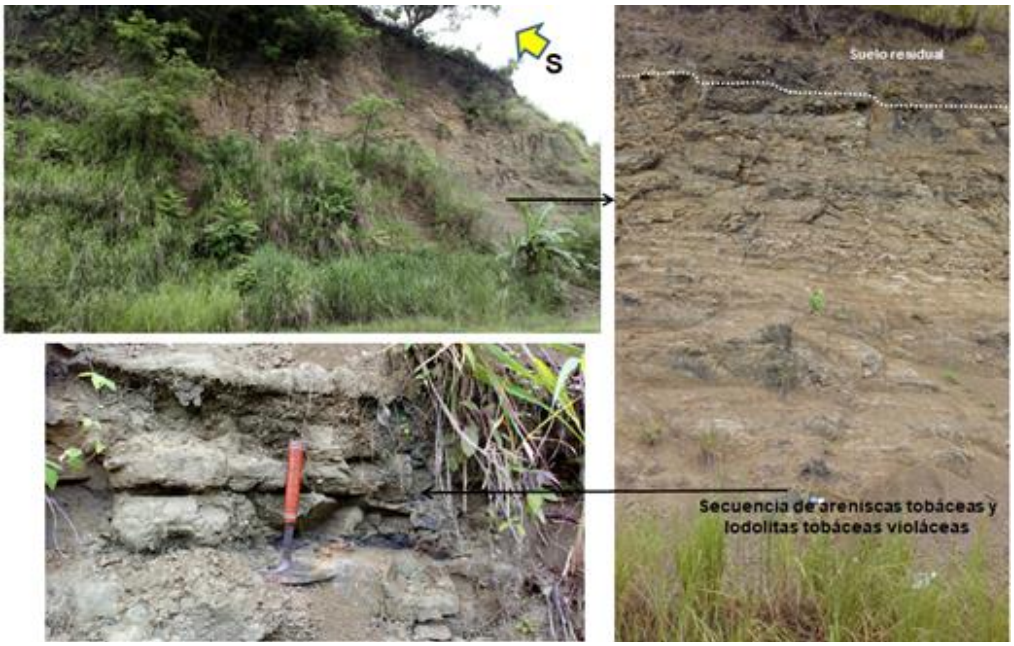
P14, P15, P16, P17 y P20 (Fotografía 29), muestran secuencias de areniscas tobáceas amarillentas en capas medias interestratificadas con capas delgadas de lodolitas tobáceas de tonalidades violáceas, fracturadas, presencia de carbonatos, duras.



Fotografía 26. Morfología plana a ligeramente ondulada en depósitos cuaternarios de llanura aluvial (Qal), sobre el punto de control geológico P12, tramo 5 Zona homogénea 2, Alternativa 12.



Fotografía 27. Morfología plana a ligeramente ondulada en depósitos de llanura aluvial (Qal), se observan sedimentos finos arcillosos, limosos y arenosos sobre el punto de control geológico P10, tramo 5 Zona homogénea 2, Alternativa 12.



Fotografía 28. Afloramiento sobre la vía Panamericana donde se presentan areniscas tobáceas y niveles de lodolitas tobáceas de tonalidades violáceas, sobre el punto de control geológico P8, tramo 5, Zona homogénea 2, Alternativa 12.



Fotografía 29. Afloramiento sobre el punto de control geológico P20 dentro del tramo 5, cuenca del río Chichebre. Se observan morfologías de montículos en rocas de la formación Topaliza (TOM-TZ3) asociadas a areniscas tobáceas con presencia de carbonatos, zona homogénea 2.

De acuerdo con los afloramientos observados en campo especialmente de la formación Topaliza

segmento (TOM-TZ3) esta zona homogénea 2 se caracteriza por la presencia de varias discontinuidades identificadas sobre los puntos de control geológico P8, P9, P14, P15, P16, P17 y P20, como se puede observar en el plano geológico y sección geológica longitudinal del alineamiento conducción río Bayano.

Los estratos de estas rocas en esta zona homogénea muestran una tendencia con rumbo preferente variando de N45°W a N55° con buzamientos al SW variando su ángulo entre 10° y 42°, ver Tabla 6-40 y Fotografía 30.

Tabla 6-40 Relación de datos de estratificación presentes en la zona homogénea 2 del alineamiento Conducción Río Bayano, Alternativa 12. INGETEC, 2018.

Punto	Estratificación	
	Rumbo	Buzamiento
P8	N45°W	10°SW
P9	N50°W	16°SW
P14	N55°W	20°SW
P15	N45°W	25°SW
P16	N40°W	20°SW
P17	N55°W	42°SW
P20	N55°W	19°SW



Fotografía 30. Detalle de afloramiento en lodolitas tobáceas violáceas con alteración de óxidos de hierro con tonalidades rojizas sobre el punto de control geológico P17, estratos con rumbo NW y buzando al SW, dentro del tramo 5 zona homogénea 2, Alternativa 12.

Estas rocas presentan dos familias de diaclasas que cortan casi de manera ortogonal a la estratificación, sobresalen diaclasas D1 con tendencia de rumbo N5±42°W y buzamientos entre 80° y 86° al NE, mientras que otra familia de diaclasa D2 muestra un rumbo N5±10°E y buzamiento de 68° a 70° al NW, como se puede ver en la Fotografía 31.

Tabla 6-41 Relación de diaclasas presentes en la zona homogénea 2 del alineamiento Conducción Río Bayano, Alternativa 12. INGETEC, 2018.

Punto	Diaclasas			
	D1		D2	
	Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento
P8	N5°W	86°NE	-	-
P9	N5°E	70°NW	N42°W	80°NE
P14	N10°E	68°NW	N42°W	87°NE

Estas discontinuidades se presentan a lo largo de la zona homogénea 2 dentro de la parte final del tramo 4 y tramo 5 del alineamiento de la conducción del río Bayano.



Fotografía 31. Areniscas tobáceas y niveles de tobas amarillentas sobre afloramiento del punto de control geológico P14. Se observan la estratificación con rumbo preferente al NW, buzando al SW y dos familias de diaclasas D1 y D2 que cortan casi ortogonalmente a estos estratos, vía Panamericana, tramo 5, zona homogénea 2, Alternativa 12.

Teniendo en cuenta las condiciones de alteración observadas en los diferentes afloramientos, la formación Topaliza (TOM-TZ3) en esta zona homogénea 2 desarrolla suelos residuales arcillo-arenosos de tonalidades marrón claro, amarillento, que alcanzan entre los 1 m y 1.5 m de espesor como se puede observar en la perforación ejecutada BAY-T5-BH-01 (Fotografía 32), seguido se presentan areniscas tobáceas intercaladas con capas delgadas de lodolitas tobáceas de tonalidades violáceas, logrando un perfil IIA de rocas meteorizadas (Deere & Patton, 1971) (rocas altamente a moderadamente meteorizadas).



Fotografía 32. Detalle de la caja 1 de la perforación BAY-T5-BH-01 dentro del tramo 5 de la conducción mostrando un suelo residual a transición de rocas completamente meteorizadas (IIA) de la formación Topaliza segmento (TOM-TZ3), entre los 7.5 m y 9.0 m de profundidad.

6.5.1.2.2. Aspectos geomorfológicos y morfodinámicos

Zona homogénea representada por el 94% del alineamiento de la conducción sobre morfologías planas a ligeramente inclinadas (onduladas) de los depósitos cuaternarios de llanura aluvial (Qal) (Fotografía 33), cubriendo de manera discordante a morfologías de las formación Topaliza (TOM-TZ3) y al norte a unidades volcánicas de las formaciones Cerro Viejo (PL/PS-Cv) y Paragüito (K-PAR). Corresponden a superficies que interactúan con morfologías fluviales, lagunares y de ciénagas, conforman en general, una planicie fluvial-marina influenciada por el mar Pacífico, abarcando las cuencas media de los ríos Aguacates, Mamoní y Chichebre, además de drenajes menores.

Estas unidades tienen una disposición horizontal a ligeramente inclinada cuyo origen está relacionado a procesos litorales de sedimentación y erosión, producto de la interacción de factores marinos, terrestres y atmosféricos que varían espacial y temporalmente en intensidad y que por lo tanto son responsables de los patrones erosionales y deposicionales dominantes a lo largo de toda esta zona homogénea.

El otro porcentaje se encuentra representado por morfologías de lomas bajas moderadamente disectadas dentro de relieve estructural denudacional, en la zona homogénea 2. Este relieve desarrolla laderas de pendientes muy inclinadas, alargadas cóncavas, convexas, de cimas semi-redondeadas a semi-agudas relacionadas con la disposición de los estratos en el área de estudio, con altitudes que van desde los 30 m.s.n.m a 100 m.s.n.m (Fotografía 34). Se observan valles cóncavos ligeramente estrechos y abiertos, de longitudes cortas a alargadas, conformando sistemas de drenajes de tipo subparalelo, de moderada a baja densidad, los cuales diseccionan rocas terciarias de la Formación Topaliza del segmento TOM-TZ3 abarcando los tramos 2 y 4 de la conducción Alternativa 12.



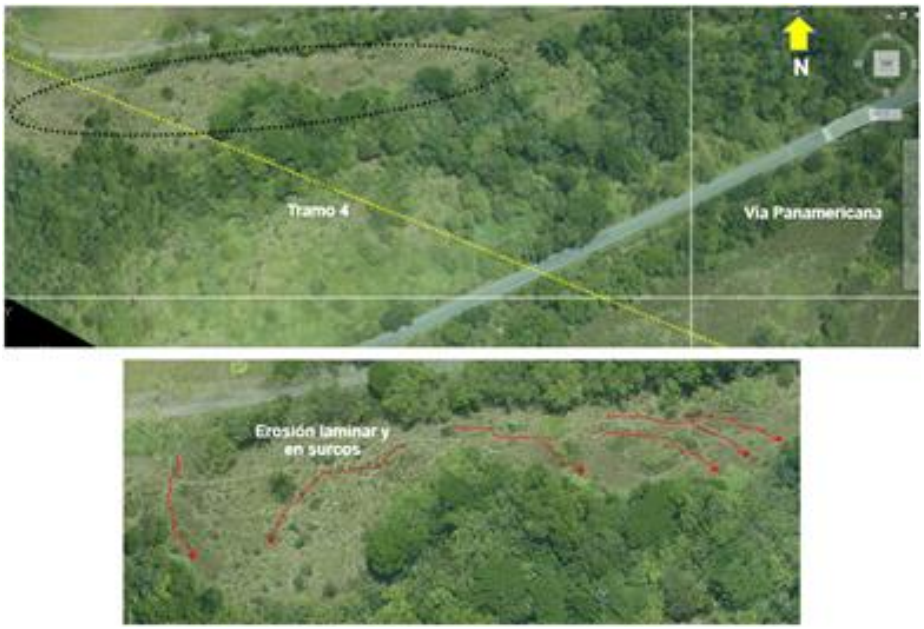
Fotografía 33. Morfologías planas a ligeramente inclinadas asociadas a llanura aluvial en depósitos cuaternarios (Qal) de variada composición, los cuales cubren de manera discordante a morfologías de lomas bajas residuales de la formación Topaliza (TOM-TZ3), presentes sobre el punto de control geológico P11 dentro del tramo 5, cuenca del río Mamoní, zona homogénea 2, conducción Alternativa 12



Fotografía 34. Morfologías de lomas bajas residuales con laderas de pendientes muy inclinadas desarrolladas sobre rocas terciarias de la formación Topaliza segmento (TOM-TZ3). Vista al sur del punto de control geológico P11 del tramo 5, zona homogénea 2, conducción Alternativa 12.

Morfodinámicamente el área de la zona homogénea 2 se encuentra representada por la generación de procesos erosivos detonados principalmente por la escorrentía superficial en épocas de lluvias y zonas desprovistas de coberturas vegetales, afectando en su gran mayoría a superficies planas a ligeramente inclinadas de los depósitos de la llanura aluvial (Qal) y algunos segmentos en suelos residuales de lomas bajas en rocas de la formación Topaliza segmento (TOM-TZ3). También es evidente la erosión lateral en cauce activo de los principales drenajes que discurren desde la serranía de San Blas al norte hasta la parte baja de esta planicie.

Un análisis de la ortofoto del área de estudio, adyacente al cruce del tramo 4 con la autopista Panamericana de la Alternativa 12, donde se presentan procesos morfodinámicos asociados a erosión laminar y erosión en surcos, estos últimos con longitudes mayores a 5 m, detonados por las aguas de escorrentía superficial en épocas de lluvias y a superficies desprovistas de vegetación afectando morfologías planas a ligeramente inclinadas en depósitos cuaternarios de llanura aluvial (Qal), zona homogénea 2, como se puede ver en la Fotografía 35.



Fotografía 35. Análisis de la ortofoto con la intercepción del tramo 4 y la vía Panamericana en la cuenca del río Aguacates, donde se presentan procesos morfodinámicos asociados a erosión laminar y erosión en surcos, afectando morfologías planas a ligeramente inclinadas en depósitos de llanura aluvial (Qal), zona homogénea 2, conducción Alternativa 12.

Se observa erosión por socavación lateral en la margen izquierda del río Mamoní. Esta erosión lateral obedece a la disección natural de la dinámica de este cauce a lo largo del tiempo, erosionando las paredes del plano aluvial de inundación de acuerdo con la variación del nivel de agua y a la energía que posee dicho cauce en estos puntos, como se puede observar en la Fotografía 36.

De acuerdo con el análisis de la ortofoto y de las observaciones en campo esta zona homogénea que incluye parte del tramo 4 y 5 del alineamiento de la conducción Alternativa 12 y un segmento de la red de distribución, se evidenciaron procesos erosivos de carácter puntual, sin evidencia de generación o activación de procesos de remoción en masa que puedan generar inestabilidad sobre las obras geotécnicas proyectadas (ver mapa geomorfológico de las zonas homogéneas, plano VF-1614-118-02-02-105 en el Anexo 1.1).



Fotografía 36. Erosión lateral de carácter puntual sobre la margen izquierda del río Mamoní erosionando superficies del plano aluvial de inundación de este sistema de drenaje, cruce sobre el tramo 5, zona homogénea 2, conducción Alternativa 12.

6.5.1.3. Zona homogénea 3

Esta zona homogénea incluye la conducción de los tramos 5 (abscisas K29+400 a K34+100), tramo 10 derivación La Joya (abscisas K0+000 a K5+726), sitio de emplazamiento de la PTAP La Joya, tramo 11 entre las abscisas K0+000 a K10+825, derivación Pacora, y su conexión con la red de distribución (ver Figura 6-74, arriba; planta y secciones geológicas longitudinales, planos VF-1614-118-02-02-101 y VF-1614-118-02-02-102; mapas geológico y geomorfológicos de las zonas homogéneas, planos VF-1614-118-02-02-104 y VF-1614-118-02-02-105, respectivamente, en el Anexo 1.1).

6.5.1.3.1. Aspectos geológicos

La zona homogénea 3 se emplaza sobre morfologías planas a ligeramente inclinadas asociadas a coberturas cuaternarias que abarcan un 25% del área dentro del tramo 5 y la red de distribución, están representadas por los depósitos cuaternarios de llanura aluvial (Qal) y algunos segmentos de la Formación Las Lajas (QR-Ala) entre las abscisas K31+200 a K33+700, como se puede ver en el mapa geológico de las zonas homogéneas, plano VF-1614-118-02-02-104 (Anexo 1.1). Estos depósitos están constituidos por sedimentos finos no consolidados, sedimentos finos lagunares y sedimentos de llanura aluvial de los diferentes sistemas de drenajes que drenan esta provincia

morfológica, entre ellos los ríos Santo, Pacora, Cabobre, Songo, Tatare y Cabra, de tonalidades marrón claro, amarillento a anaranjados.

En general se observan arenas, arcillas, limos y fragmentos de gravas de variada composición de formas subredondeadas, conformando superficies amplias de pendientes planas a ligeramente inclinadas (Fotografía 37), observados a lo largo de los tramos 5, 10 y 11 con varios sectores donde afloran lomas bajas residuales Fotografía 38 y montículos bajos en rocas de la formación Panamá fase marina (TO-PA).



Fotografía 37. Sedimentos finos y gruesos de variada composición que hacen parte de la llanura aluvial (Qal), presentes en el punto de control P24, tramo 5 zona homogénea 3, conducción Alternativa 12.



Fotografía 38. Morfologías bajas planas en sedimentos de llanura aluvial (Qal) los cuales envuelven morfologías de lomas bajas residuales en rocas de origen volcanosedimentario de la formación Panamá, presentes en el punto de control P55, tramo 5 zona homogénea 3, conducción Alternativa 12.

Varios afloramientos en rocas volcano sedimentarias de edad terciaria de la formación Panamá se presentan sobre esta zona homogénea que incluye el tramo 5 y los tramos 10 y 11 donde se emplazará la PTAP La Joya con entrega en la PTAP de Pacora y su red de distribución, los cuales

conforman lomas bajas y montículos bajos erosionados, observados en los puntos de control geológico P55 (Fotografía 38), P56, P57, P58 y P60.

Los afloramientos observados a lo largo de esta zona homogénea 3 están representados por la presencia de suelos volcánicos que incluyen cenizas volcánicas, como los observados en la perforación ejecutada dentro del tramo 5 de la zona homogénea 3 BAY-T5-BH-03 (Fotografía 39) donde se presentan niveles de cenizas volcánicas de tonalidades anaranjadas a rojizas con líticos y fragmentos de areniscas tobáceas de la formación Panamá (TO-PA) fase marina.



Fotografía 39. Detalle de la caja 1 de la perforación BAY-T5-BH-03 dentro del tramo 5 de la conducción Alternativa 12, mostrando un nivel de cenizas volcánicas de tonos rojizos y fragmentos de areniscas tobáceas completamente meteorizadas (IIA), seguido se observan capas de areniscas tobáceas grisáceas fracturadas con un nivel de roca moderadamente meteorizada (IIB-IIA) de la formación Panamá (TO-PA) fase marina.

Otros afloramientos muestran rocas con líticos volcánicos y fragmentos de rocas volcánicas, rocas meteorizadas asociadas a calizas biomicríticas, lodolitas tobáceas como en el punto de control geológico P60 (Fotografía 40).

Otro afloramiento con la presencia de lodolitas tobáceas, alteradas, laminadas, intercaladas con areniscas tobáceas asociadas a la formación Panamá fase marina (TO-PA) se observa en el punto de control geológico P55 (Fotografía 41) (Figura 6-74), ver mapa geológico de las zonas homogéneas, plano VF-1614-118-02-02-104 (Anexo 1.1). Estas rocas desarrollan suelos arcilloarenosos, presencia de cenizas volcánicas, líticos volcánicos, de plasticidad baja a moderada, de humedad baja, con un metro de espesor; seguido se observan rocas muy alteradas, presencia de arcillas, desarrollo de feldespatos, decoloradas a tonos habano claro y amarillentos, con perfil IIA de rocas meteorizadas (Deere & Patton, 1971), rocas altamente a moderadamente meteorizadas.

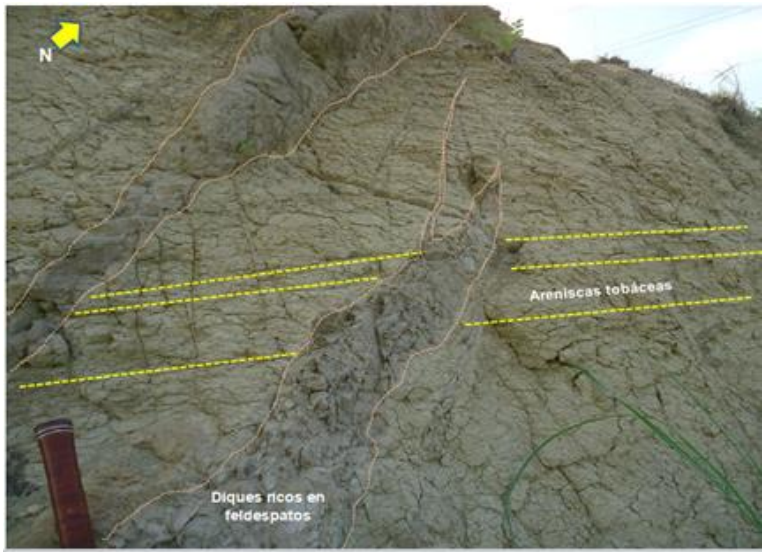


Fotografía 40. Detalle de afloramiento mostrando capas medias a gruesas de calizas biomicríticas con líticos volcánicos y conchillas, intercaladas con láminas medias de lodolitas calcáreas. Estas capas presentan un rumbo preferente de N60°E y buzamiento de 44°SE, presentes en el punto de control geológico P60, quebrada Loma Linda, sector La Mesa, cuenca media del río Pacora, tramo 11 conducción río Bayano, zona homogénea 3, Alternativa 12.



Fotografía 41. Afloramiento sobre el punto de control geológico P55 mostrando desarrollo de suelo residual arcillo-arenoso, presencia de cenizas volcánicas, presencia de feldespatos, seguido se presentan rocas alteradas asociadas a lodolitas tobáceas laminadas, capas de areniscas tobáceas decoloradas, perfil IIA de meteorización, estratificación plano-paralela irregular, con rumbo al NE y buzando al NW, tramo 5, zona homogénea 3, Alternativa 12.

Esta unidad litológica de origen volcanosedimentario incluye areniscas tobáceas amarillentas a grisáceas de grano fino a medio con líticos volcánicos, venillas de carbonatos y disueltos, alteradas, las cuales se presentan cortadas casi ortogonalmente por diques ricos en feldespatos alterados a arcillas de tonalidades habano a grisáceo, dispuestos irregularmente (ver Fotografía 42).



Fotografía 42. Detalle de afloramiento mostrando capas delgadas a medias de areniscas tobáceas, cortadas casi ortogonalmente por diques ricos en feldespatos, muy alteradas con perfil IIA transición de saprolito a roca meteorizada (Deere & Patton, 1971), sobre el punto de control geológico P58, cuenca de los ríos Cabobre y Tatare, tramo 11, zona homogénea 3, Alternativa 12.

De acuerdo con los afloramientos observados en campo representados por la formación Panamá fase marina (TO-PA) esta zona homogénea 3 se caracteriza por la presencia de varias discontinuidades identificadas sobre los puntos de control geológico P55, P58 y P60, como se puede observar en el plano geológico y sección geológica longitudinal del alineamiento conducción río Bayano Alternativa 12 planos VF-1614-118-02-02-101, VF-1614-118-02-02-102 y VF-1614-118-02-02-104 en el Anexo 1.1.

Específicamente, los estratos de estas rocas con influencia volcánica y marina poseen una tendencia de su rumbo N60°E y buzamiento de 44° al SE observados en el punto de control geológico P60, sector La Mesa al norte del tramo 5, mientras que afloramientos paralelos al tramo 5 sector de Paso Blanco, muestran una tendencia con rumbo preferente variando de N40°E a N65°E con buzamientos al NW variando su ángulo entre 38° y 39°, ver Tabla 6-42.

Tabla 6-42 Relación de datos de estratificación presentes en la zona homogénea 3 del alineamiento Conducción Río Bayano, Alternativa 12. INGETEC, 2018.

Punto	**Estratificación**	
	Rumbo	**Buzamiento**
P55	N65°E	38°NW
P58	N40°E	39°NW
P60	N60°E	44°SE

El sinclinal indicado en el plano VF-1614-118-02-02-102 (Anexo 1.1), que corta los tramos 10 y

11, fue inferido a través de datos estructurales tomados en campo (puntos de control P55, P58 y P60) que muestran localmente buzamientos opuestos (SE y NW) en los estratos de la Formación Panamá. Estos datos estructurales permitieron interpretar un pliegue localizado con orientación de su eje al NE, de poca extensión que puede obedecer a basculamientos locales teniendo en cuenta que la mayor parte de secuencia de la formación Panamá es horizontal. La evidencia de esta estructura se encuentra parcialmente sepultada por las coberturas discordantes de los depósitos aluviales (Qal), como se puede observar en el plano geológico y sección geológica longitudinal del alineamiento conducción río Bayano, VF-1614-118-02-02-102 (Anexo 1.1).

Nota: Teniendo en cuenta los datos opuestos de estas capas de la Formación Panamá presentes en los puntos de control P55 y P58 con buzamientos al NW y el punto de control P60 con buzamiento al SE en la zona homogénea 3, se recomienda dentro de la siguiente fase de estudios detallados del proyecto conducción Bayano sean ampliados con más datos estructurales en afloramientos para definir esta zona de repliegue de carácter local dadas las características horizontales o de bajo ángulo que presentan estas rocas volcanoclásticas en la región de Panamá.

Se evidenció una familia de diaclasa sobre el punto de control geológico P60, sector La Mesa, tramo 11 en rocas calcáreas de la formación Panamá fase marina (TO-PA) con un rumbo preferente de N15°E y buzamiento de 80° al NW, como se puede ver en la Tabla 6-43 y Fotografía 43.

Tabla 6-43 Relación de diaclasas presentes en la zona homogénea 3 del alineamiento Conducción Río Bayano, Alternativa 12. INGETEC, 2018.

Punto	Diaclasas	
	D1	
	Rumbo	Buzamiento
P60	N15°E	80°NW

Las condiciones de alteración observadas en los diferentes afloramientos evidencian que la formación Panamá fase marina (TO-PA) en esta zona homogénea 3 desarrolla suelos residuales arcilloarenosos de tonalidades marrón claro y amarillento a anaranjado, que alcanzan espesores de un metro aproximadamente, con la presencia de calizas biomicríticas con líticos volcánicos, lodolitas calcáreas, areniscas tobáceas y desarrollo de feldespatos en forma de diques que cortan la estratificación, logrando un perfil IIA de rocas meteorizadas (Deere & Patton, 1971), rocas altamente a moderadamente meteorizadas.



Fotografía 43. Diaclasa cortando ortogonalmente a estratos calcáreos de la formación Panamá fase marina (TO-PA), punto de control geológico P60, tramo 11, sector La Mesa, quebrada Loma Linda, zona homogénea 3, Alternativa 12.

Un segmento de 630 m de longitud de la red de distribución y el tanque cota 120 msnm en Tocumen se ubicarán sobre rocas de edad cretácico de la Formación Mamoní (K-COma) en esta zona homogénea 3 Alternativa 12, en general se constituyen de rocas plutónicas asociadas a cuarzodioritas, granodioritas, dioritas y sienitas, que en el área de estudio muestra morfologías colinadas con laderas de pendientes que van de fuertemente inclinadas a ligeramente escarpadas (12% - 50%), (Figura 6-77), como se puede observar en la planta geológica regional conducción río Bayano, plano VF-1614-118-02-02-100, y geología de las zonas homogéneas plano VF-1614-118-02-02-104).



Figura 6-77 Morfologías colinadas con pendientes muy inclinadas a ligeramente escarpadas presentes en rocas cretácicas de la formación Mamoní (K-COma) donde se emplazará el tanque cota 120 msnm en Tocumen, en la parte baja se observa segmento de la red de distribución (trazo en tono verde). Fuente: Imagen de Google Earth, 2018.

6.5.1.3.2. Aspectos geomorfológicos y morfodinámicos

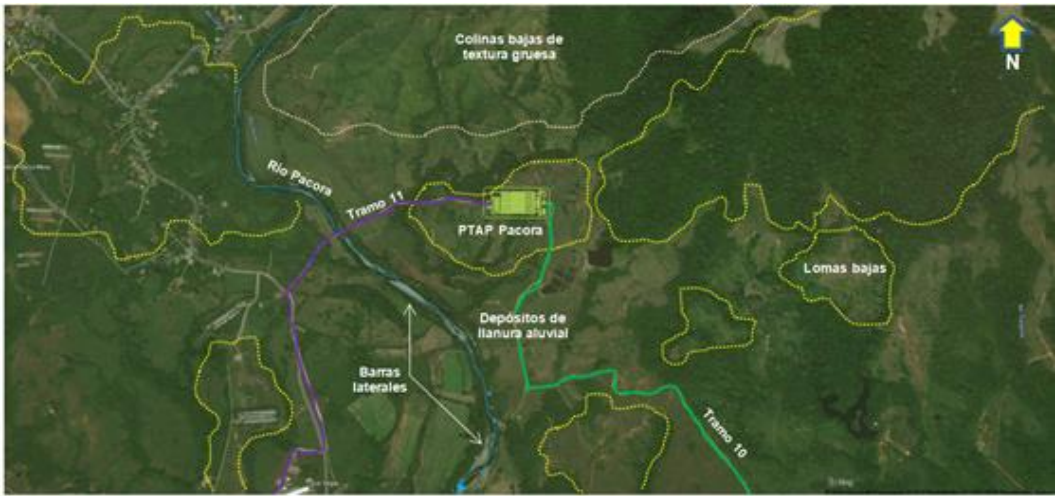
La zona homogénea 3 se caracteriza por la presencia de geoformas planas a ligeramente inclinadas desarrolladas por la llanura aluvial (Qal) dentro de la planicie fluvio-marina y algunos segmentos de influencia de la formación Las Lajas (Qr-Ala) que cubre más del 30% de esta zona homogénea, interactuando con morfologías de lomas bajas residuales y montículos bajos con pendientes de sus laderas inclinadas representados por rocas terciarias de la formación Panamá fase marina (TO-PA) que conforman el 70% del área de estudio, estas últimas hacen parte del piedemonte de la Serranía de San Blas que incluye morfologías colinadas y montañosas en rocas de textura gruesa de origen volcánico de las formaciones cretácicas Playa Venado (K-VE) y Paragüito (K-PAR) principalmente, ver Fotografía 44.

Morfologías en relieve colinado se presentan al norte del área de emplazamiento de la PTAP La Joya dentro del contexto geológico regional. Constituyen prominencias topográficas de textura gruesa, con altitudes que van desde los 100 m.s.n.m a 245 m.s.n.m., se observan laderas de pendiente abruptas, alargadas, cóncavo-convexas, con cimas semi-redondeadas, desarrollan valles moderadamente profundos, drenajes de tipo subdendrítico de moderada densidad, abundante desarrollo de vegetación, con presencia de suelos arcillosos ricos en hierro dadas las tonalidades anaranjadas presentes en rocas cretácicas de la formación Playa Venado (K-VE), constituidas principalmente por basaltos y diabasas, ver Fotografía 44.

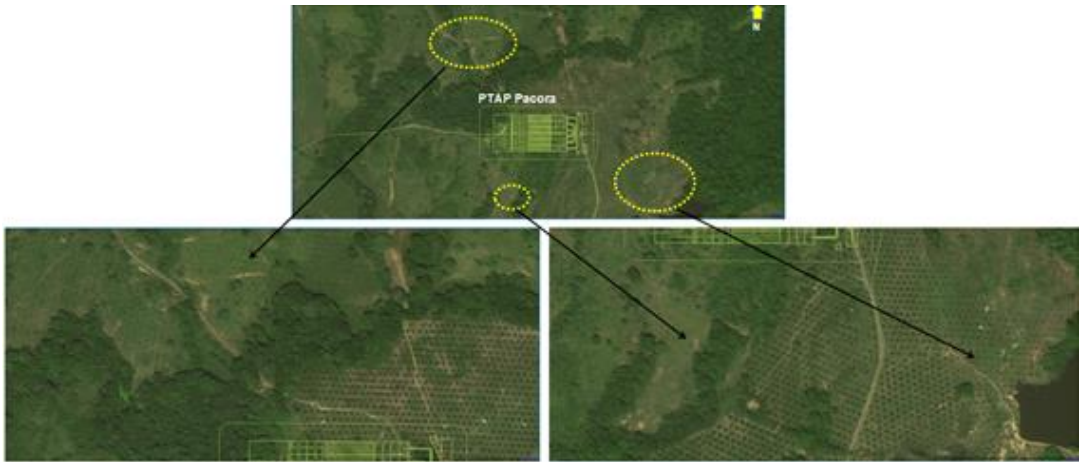
Otra geoforma que predomina en el área de estudio adyacente a la PTAP La Joya corresponde al

valle aluvial de piedemonte excavado por la dinámica actual del río Pacora. El curso de este drenaje presenta sectores rectos y meandriformes, moderadamente sinuosos y más ancho en las curvas, con el desarrollo de barras laterales, como se puede observar en la Fotografía 44.

De acuerdo con la imagen del basemaps a escala 1:5000 se observa que las condiciones morfodinámicas del área donde se emplazará la PTAP La Joya se presenta sin evidencias de procesos de remoción en masa que puedan generar inestabilidad sobre las obras geotécnicas proyectadas. Este análisis permitió identificar que en zonas adyacentes a la PTAP evidencia la generación de procesos morfodinámicos de carácter local, asociados a erosión superficial de tipo erosión laminar y a la generación de surcos efecto de las aguas de escorrentía que diseccionan suelos residuales arcilloarenosos de bajo espesor no superiores a los 2 m, los cuales se intensifican en épocas de lluvia sobre superficies desprovistas de vegetación, como se puede ver en la Fotografía 45.



Fotografía 44. Morfologías de lomas bajas y montículos (contorno amarillo) donde se observan cimas semiredondeadas desarrolladas en rocas terciarias de la formación Panamá fase marina (TO-PA); al norte de la PTAP La Joya se presentan morfologías colinadas de textura gruesa sobre rocas cretácicas de la formación Playa Venado (K-VE), las cuales interactúan con morfologías planas de llanura aluvial (Qal). Se resalta el curso del río Pacora con formas rectas a meandriformes con desarrollo de barras laterales.



Fotografía 45. Análisis de la imagen del Basemaps con la localización de la PTAP La Joya (contorno verde), donde se observan procesos erosivos asociados a surcos por escorrentía superficial en épocas de lluvias (contornos en tono amarillo), de carácter local sin afectación directa sobre las obras proyectadas, sector de intersección de los tramos 10 y 11 de la conducción río Bayano, zona homogénea 3, Alternativa 12.

6.5.2. Evaluación geológica de los sitios de obras

Para la verificación y validación de la información geológica (estratigráfica y geología estructural) y geomorfológica (morfogénesis y morfodinámica) de detalle, se realizó reconocimiento de campo como actividad principal de información obtenida a partir del análisis de referencia bibliográfica y la interpretación de sensores remotos, que permitieron establecer el diagnóstico geológico y geomorfológico de cada uno de los sitios planteados del proyecto, consiguiendo una interpretación cartográfica del área a escala 1:2500.

A continuación se hace referencia a los aspectos geológicos, estructurales, geomorfológicos y morfodinámicos locales identificados para los sitios de obras que hacen parte de la conducción de la Alternativa 12, entre ellas, el sitio de toma en el sector de Jesús María, el tanque de carga de Malambo, la PTAP en el sector de La Joya, y la red de distribución que incluye el bombeo y el tanque cota 120 msnm en Tocumen. En la Figura 6-78 se presenta la localización de los sitios de obras asociadas a la conducción río Bayano y su red de distribución; ver plano VF-1614-118-02-02-104 (Anexo 1.1). En la Tabla 6-44 se presenta la relación de los materiales encontrados en los sitios de obras.

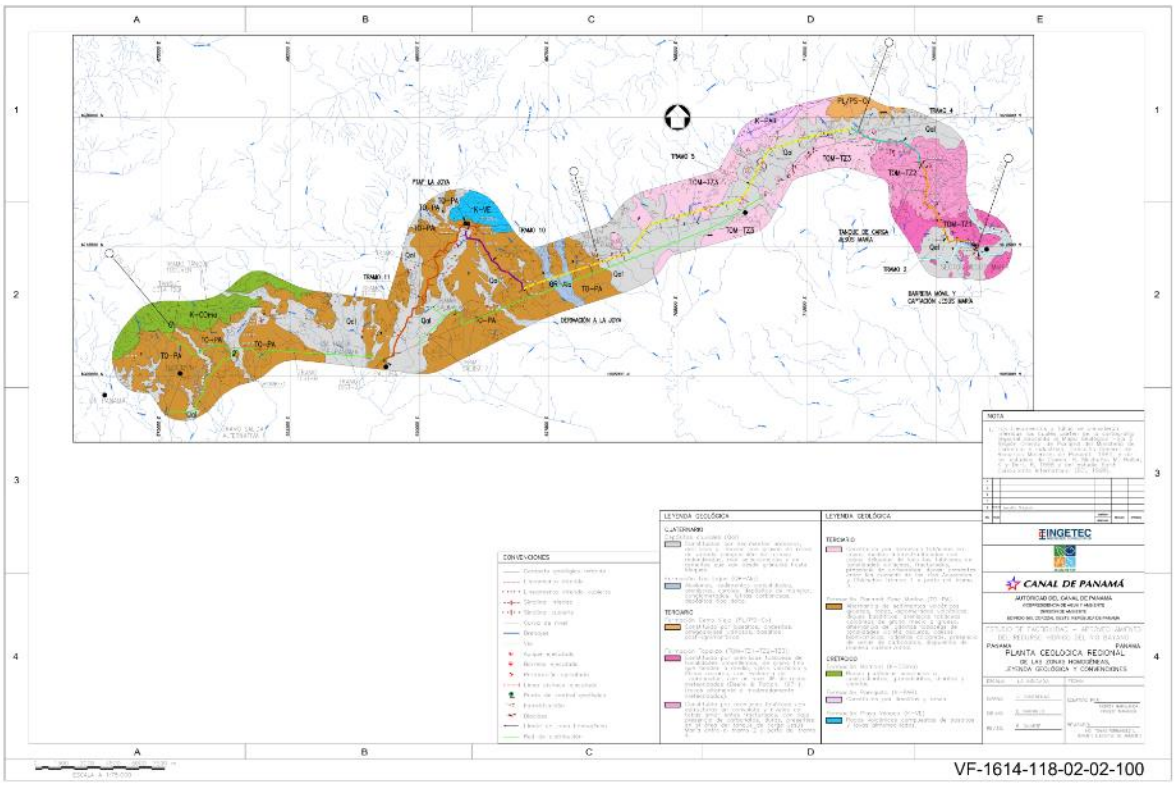


Figura 6-78 Mapa geológico del área alineamiento conducción río Bayano Alternativa 12 con la ubicación de los sitios de obras principales, dentro de los tramos 2, 4, 5, 10 y 11, red de distribución y en el marco de las zonas homogéneas propuestas.

Tabla 6-44 Resumen de materiales presentes en los sitios de obras, área del alineamiento de la conducción río Bayano Alternativa 12 y red de distribución.

Tramo	Unidad geológica involucrada	Tipo de material	Desarrollo de suelos	Espesor de depósito o suelo residual	Zona Homogénea
Toma y desarenador Jesús María	Depósitos aluviales morfología de terrazas (Qal)	Depósitos aluviales conformados por arenas finas, limos y arcillas de consistencia blanda.	Suelos aluviales areno - limosos con presencia de arcillas	>20 m	1
2 y red de distribución	Sedimentos aluviales (Qal)	Arenas, arcillas, limos y gravas		< 2m.	1

Tramo	Unidad geológica involucrada	Tipo de material	Desarrollo de suelos	Espesor de depósito o suelo residual	Zona Homogénea
	Fm. Topaliza (TOM-TZ)	Areniscas, lutitas y areniscas tobáceas.	Suelos residuales arcillo-arenosos con presencia de limos	< 1m.	
4 y red de distribución	Fm. Topaliza (TOM-TZ)	Areniscas, tobas, lutitas, lodolitas, conglomerados, aglomerados, areniscas tobáceas y calizas	Suelos residuales arcillo-arenosos con presencia de limos	< 1m.	1 y 2
	Sedimentos aluviales (Qal)	Arenas, arcillas, limos y gravas		2 - 5 m.	
5 y red de distribución	Fm. Topaliza (TOM-TZ)	Areniscas, tobas, lutitas, lodolitas, conglomerados, aglomerados, areniscas tobáceas y calizas	Suelos residuales limo-arenosos con desarrollo de minerales arcillosos	< 1m.	2 y 3
	Fm. Panamá (TO-PA)	Areniscas y lodolitas tobáceas, aglomerados volcánicos, con calizas algáceas y foraminíferas.	Suelos residuales areno – arcillosos con presencia de cenizas volcánicas	1 - 2 m.	
	Sedimentos aluviales (Qal)	Arenas, arcillas, limos y gravas		2 - 5 m.	
	Fm. Las Lajas (QR-Ala)	Sedimentos gruesos, areniscas, corales, manglares, conglomerados, lutitas carbonosas y depósitos deltaicos. Planicie fluvio-marina.	Suelos areno-limosos con presencia de arcillas	4 - 5 m.	3
	Sedimentos aluviales (Qal)	Arenas, arcillas, limos y gravas		2 - 5 m.	3
	Formación Mamoní (K-COma)	Rocas plutónicas asociadas a cuarzodioritas, granodioritas, dioritas y sienitas	Suelos residuales areno – arcillosos	5 - 8	3

La definición de los perfiles de meteorización observados tanto en las labores de campo como en

el análisis e interpretación de los núcleos de las perforaciones ejecutadas a lo largo del alineamiento de la conducción río Bayano, parten de los criterios definidos en el documento "Estándares de Descripción de Suelos y Rocas obtenidos en perforaciones en el área del Canal, Autoridad del Canal de Panamá", compilado, preparado y adaptado por P. Franceschi S., Geotechnical Branch - IPIG, Diciembre de 2002, el cual se ha correlacionado con los criterios y la definición del perfil de meteorización de Deere & Patton, 1971 - Slope Stability in Residual Soils," Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, American Society of Civil Engineers, pp. 87-170.

En la siguiente tabla se presenta la correlación del perfil de meteorización utilizado en este estudio.

Tabla 6-45 Correlación del perfil de meteorización en el área del alineamiento conducción Río Bayano Alternativa 12.

NIVELES DE METEORIZACIÓN	
Sr	Suelo residual
A	Roca completamente meteorizada (IIA)
B	Roca moderadamente meteorizada (IIB-IIA)
C	Roca levemente meteorizada (IIB)
D	Roca sana (III)

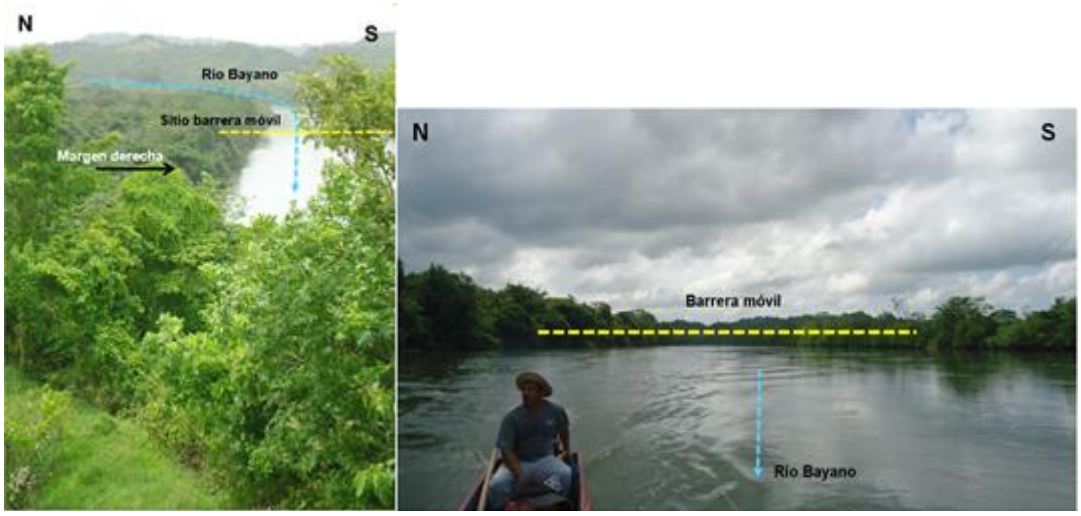
6.5.2.1. Sitio de toma Jesús María

6.5.2.1.1. Localización

El área propuesta para la implantación de la barrera móvil y sitio de toma de la conducción se ubica sobre la cuenca media del río Bayano, sector de Jesús María, al Oeste del Lago Bayano y presa Ascanio Villalaz, conformando la Serranía de Majé, en la provincia de Panamá, ver Fotografía 46. El sitio está localizado en las coordenadas E 722,364 y N 1,012,442 (sistema WGS 84 UTM 17N), y se puede ver en el plano geológico local del área de estudio, Figura 6-79 y Fotografía 47.



Fotografía 46. Sitio de toma y localización de la barrera móvil sector Jesús María, cuenca media del río Bayano.



Fotografía 47. Ubicación del sitio de toma y localización de la barrera móvil sector Jesús María, cuenca del río Bayano.

6.5.2.1.2. Aspectos geológicos

El sitio de toma para la ubicación de la barrera móvil se emplaza sobre unidades cuaternarias asociadas a los depósitos aluviales (Qal) con morfología de terrazas de la dinámica actual del río Bayano (ver plano geológico de detalle sitio de toma Jesús María, plano VF-1614-118-02-02-106 en Anexo 1.1 y Figura 6-79).

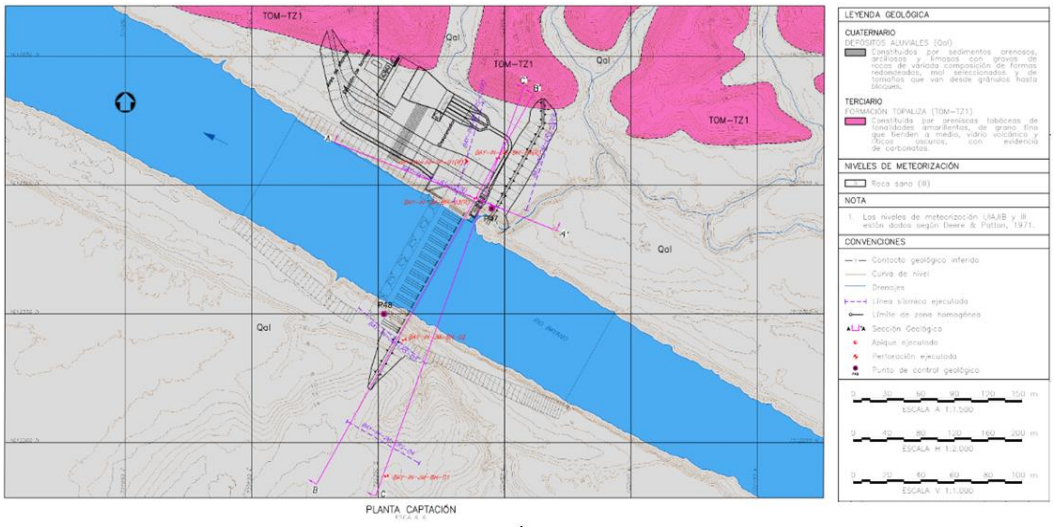
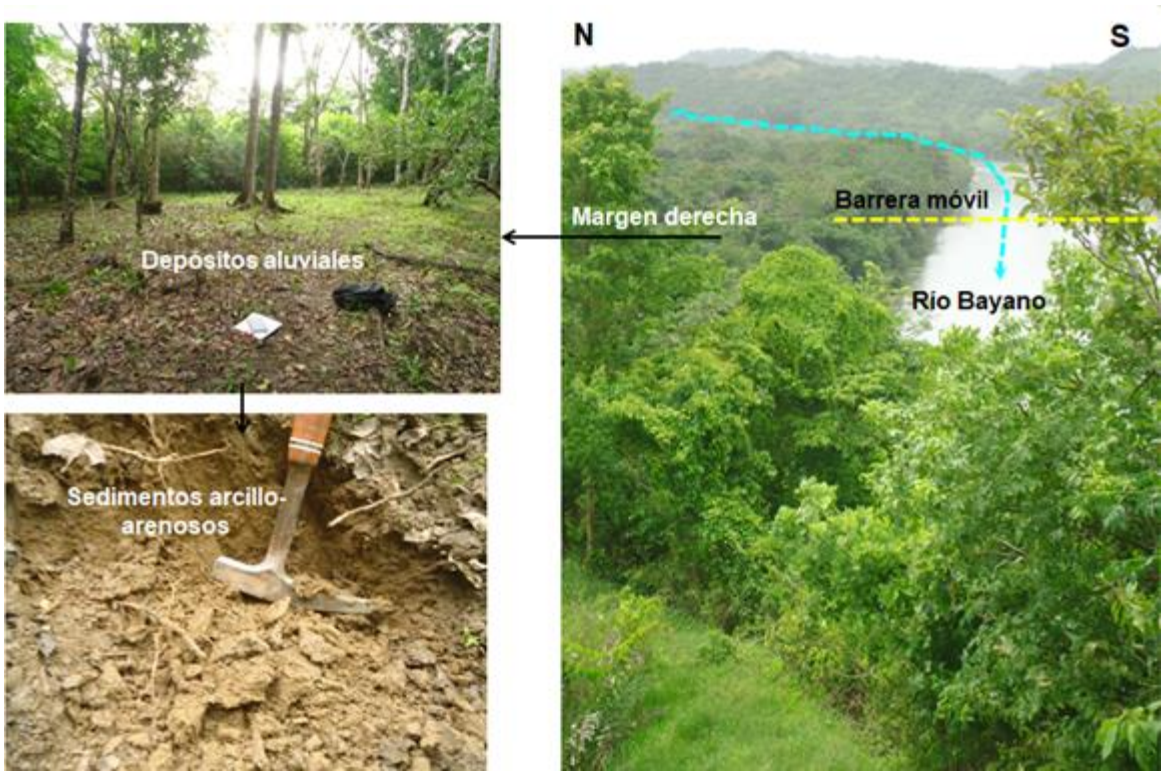


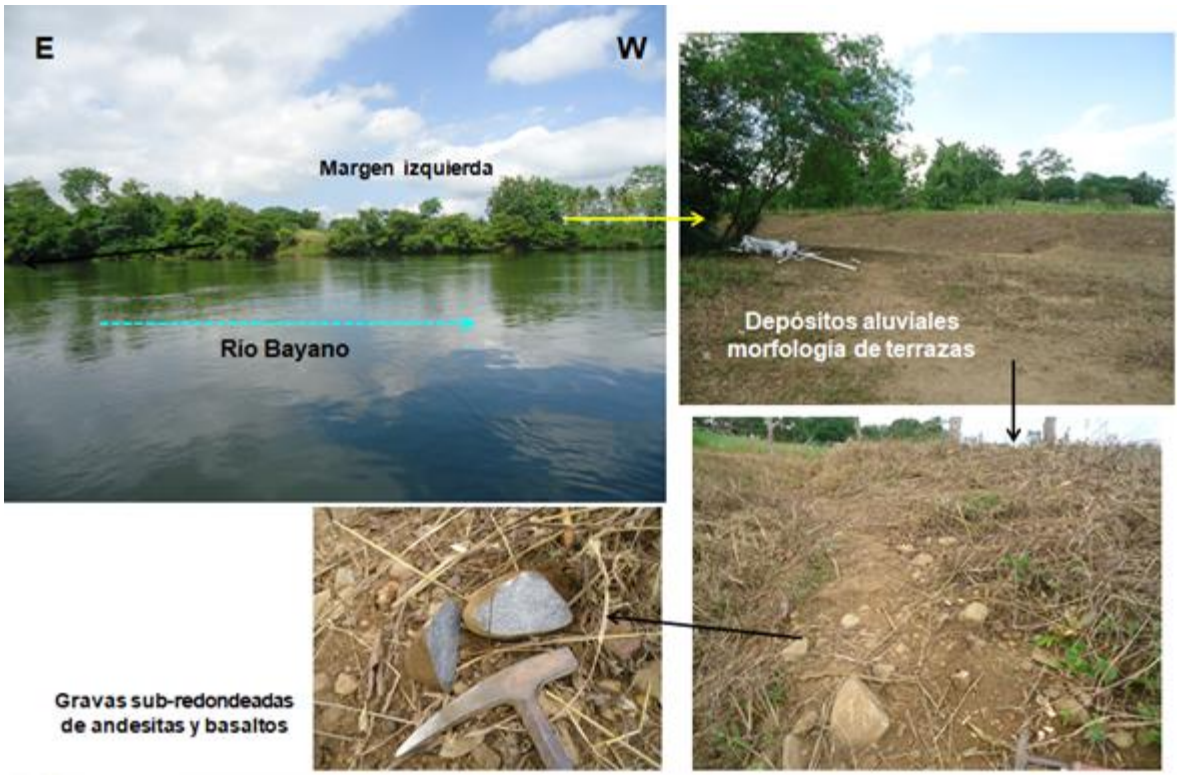
Figura 6-79 Plano geológico detallado del sitio de toma con la ubicación de la barrera móvil abarcando ambas márgenes del río Bayano, sector Jesús María.

En su margen derecha estos depósitos se encuentran constituidos por sedimentos finos de tonalidades marrón claro, conformados por arcillas y arenas con tamaño de grano fino a medio, se observan líticos oscuros de origen volcánico, con esporádicos fragmentos de rocas volcánicas de tonalidades grisáceas, de formas subredondeadas con tamaños que van desde gránulos (2 mm) hasta guijos (< 6 cm), en una distribución de finos - gruesos de 95% - 5% respectivamente (Fotografía 48).



Fotografía 48. Margen derecha del río Bayano donde se prevé la construcción de la barrera móvil. Se observa en detalle los depósitos aluviales de morfología de terrazas conformados por sedimentos finos arcillo-arenosos, sector Jesús María.

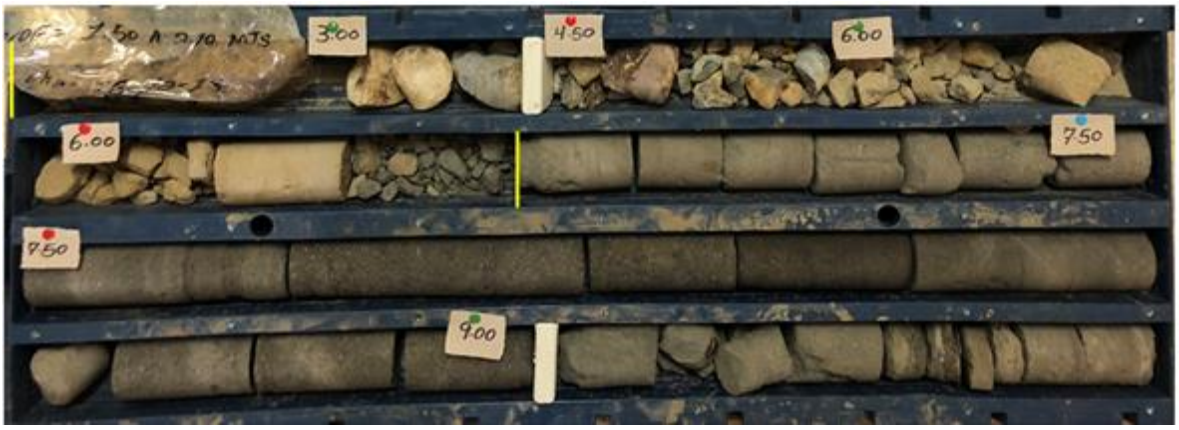
Los depósitos aluviales (Qal) de morfología de terrazas en la margen izquierda del sitio de la barrera móvil están constituidos por 60% de fracción arcilla a diferencia de la margen derecha que es más arenosa, con tamaño de grano fino a medio, sedimentos líticos volcánicos oscuros, y un mayor contenido de gravas de rocas volcánicas de tonalidades grisáceas, de formas subredondeadas con tamaños que van desde guijarros (6 cm - 15 cm) hasta bloques (> 15 cm), en una distribución de finos - gruesos de 80% - 20% respectivamente, ver Fotografía 49.



Fotografía 49. Margen izquierda del río Bayano donde se prevé la construcción de la barrera móvil. Se observa en detalle los depósitos de morfología de terrazas conformados por sedimentos arcilloarenosos con gravas de rocas volcánicas, secos, sector Jesús María.

En general, los depósitos cuaternarios en la margen izquierda del río Bayano presentan en su matriz limoarenosa una plasticidad baja, seca, de consistencia firme; en profundidad este depósito se presenta clastosoportado constituido por gravas de basaltos y areniscas de grano medio con tamaños que van de guijos a guijarros, de formas subredondeadas con espesores desde los 6.3 m hasta mayores a 20 m, como se puede ver en las perforaciones ejecutadas BAY-IN-JM-BH-01 (Fotografía 50) y BAY-IN-JM-BH-02 (ver en el plano geológico y secciones geológicas B-B' y C-C' de detalle sitio de toma Jesús María, plano VF-1614-118-02-02-106, en Anexo 1.1).

Los depósitos aluviales de la margen derecha del río Bayano presentan en su matriz arcillosa plasticidad moderada, húmeda, de consistencia blanda a firme que en profundidad tienden a ser clastosoportados con gravas de variada composición, redondeados en una matriz de arenas media, con espesores que superan los 23.5 m observados en las perforaciones ejecutadas BAY-IN-JM-BH-03 y BAY-IN-JM-BH-04 (Fotografía 51) ver plano geológico y secciones geológicas A-A', B-B' y C-C' de detalle, sitio de toma Jesús María, plano VF-1614-118-02-02-106 (Anexo 1.1).

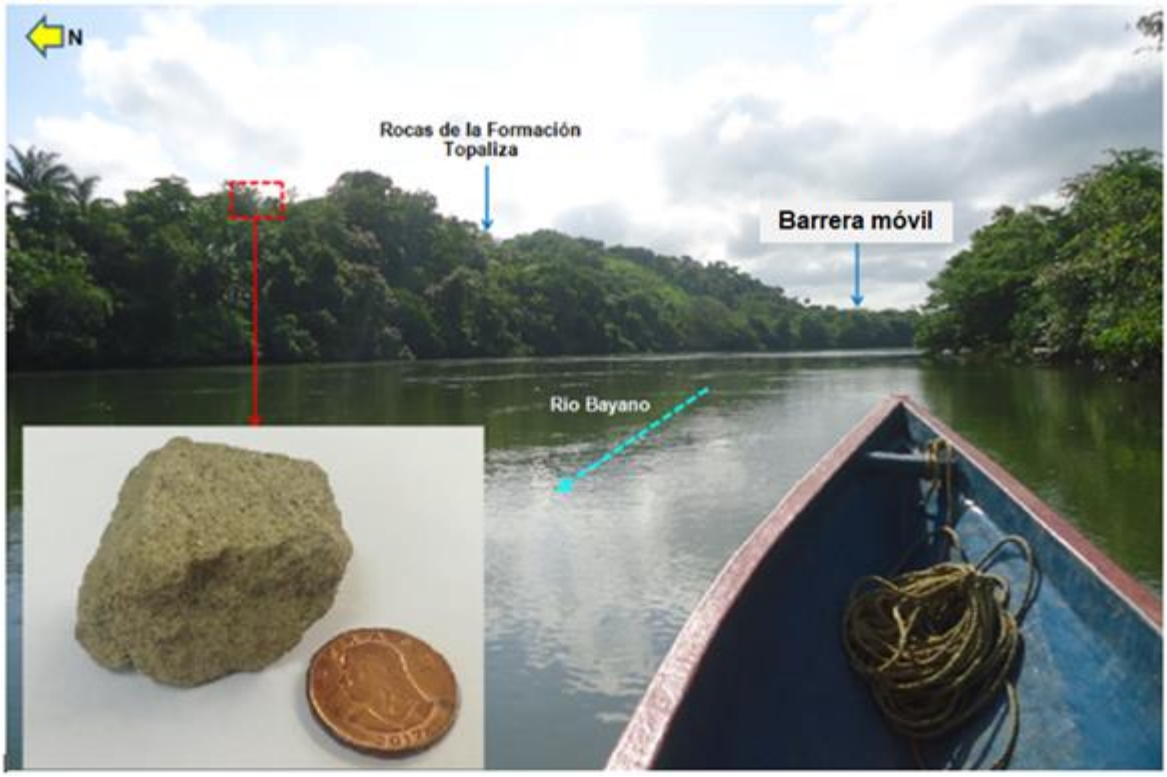


Fotografía 50. Segmento de 0 a 6.3 m de profundidad de la perforación ejecutada BAY-IN-JM-BH-01 margen izquierda del río Bayano mostrando el depósito aluvial limo arenoso hacia los 3 m seguido se presenta depósito clastosoportado con gravas de basaltos y areniscas hasta los 6.3 m.



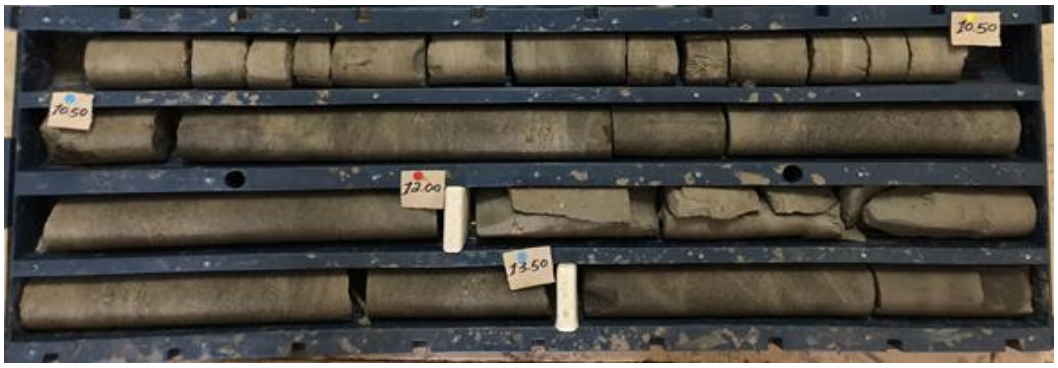
Fotografía 51. Segmento de 6.0 m a 6.6 m de profundidad de la perforación ejecutada BAY-IN-JM-BH-04 margen derecha del río Bayano mostrando el depósito aluvial de arenas medias de tonalidades gris oscuro.

Los depósitos aluviales (Qal) de morfologías de terrazas se encuentran cubriendo de manera discordante en ambas márgenes del río Bayano (sitio de toma) a rocas detríticas con líticos volcánicos de edad terciario de la Formación Topaliza (TOM-TZ1), constituidas por areniscas tobáceas de tonalidades amarillentas, de grano fino que tienden a medio, vidrio volcánico y líticos oscuros, con evidencia de carbonatos, observadas en superficie, ver Fotografía 52.



Fotografía 52. Detalle de arenisca de grano fino a medio con abundante vidrio volcánico y presencia de carbonatos, deleznable, asociados a la Formación Topaliza (TOM-TZ1) margen derecha del río Bayano y a unos 250 m al SW del sitio de toma sector Jesús María.

En profundidad y de acuerdo con la perforación ejecutada BAY-IN-JM-BH-01 en la margen izquierda del sitio de presa (plano geológico y sección geológica C-C' de detalle, sitio de toma Jesús María, plano VF-1614-118-02-02-106), en general, se presentan areniscas tobáceas de tonalidades gris claro de grano medio con presencia de carbonatos, venas de calcita, rocas ligeramente fracturadas, con un perfil de meteorización III (Deere & Patton, 1971) roca sana (fresca), superior a los 6.3 m y hasta los 15 m de profundidad, como se puede ver en la Fotografía 53.



Fotografía 53. Segmento de 9.5 m a 14.5 m de profundidad de la perforación ejecutada BAY-IN-JM-BH-01 margen izquierda del río Bayano mostrando areniscas tobáceas de grano medio

ligeramente fracturadas, limpias con un perfil de meteorización III (Deere & Patton, 1971) roca sana (fresca).

De acuerdo con la línea sísmica BAY-IN-JM-LRS-02 ejecutada en el área del sitio de toma, ésta muestra velocidades de onda cortante S que alcanza los 225 m/s, muy homogénea, sin variaciones en su expresión en la vertical, las cuales se asocian a suelos blandos, logrando un espesor superior a 23 m, correlacionado con depósitos de carácter aluvial de la cuenca del río Bayano (Figura 6-80). En profundidad y mayor a este espesor se logran velocidades de las ondas superiores a 390 m/s caracterizada por la presencia de suelos muy densos o roca blanda asociada a la formación Topaliza (TOM-TZ1), como se puede ver en el plano planta - perfil geológico A-A' (Figura 6-81).

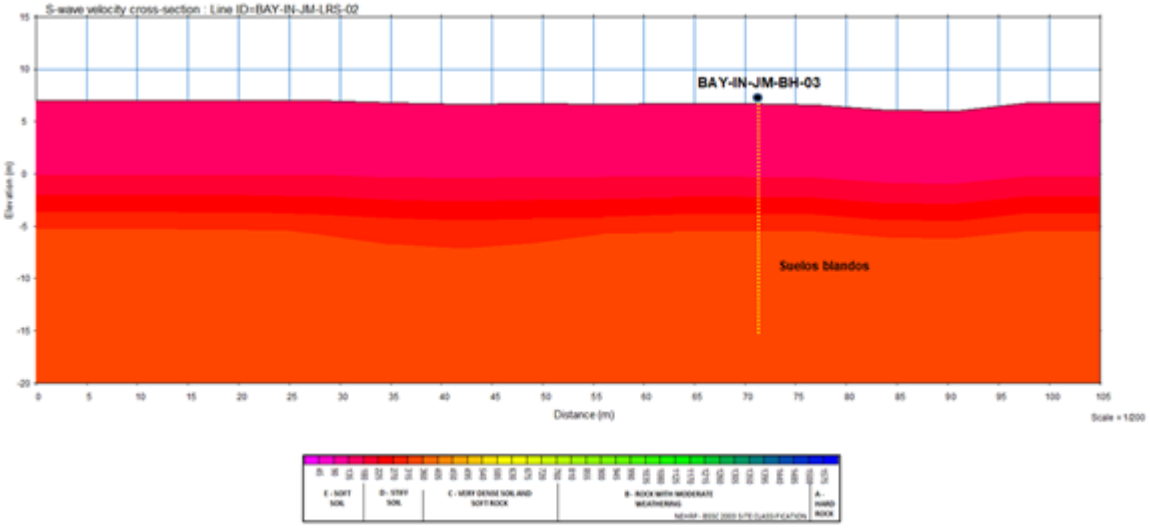


Figura 6-80 Correlación de la línea sísmica BAY-IN-JM-LRS-02 y la perforación BAY-IN-JM-BH03 mostrando velocidades de la onda S de 450 m/s con profundidades mayores a los 23.5 m (planta Figura 14), en la margen derecha del río Bayano, sector Jesús María.

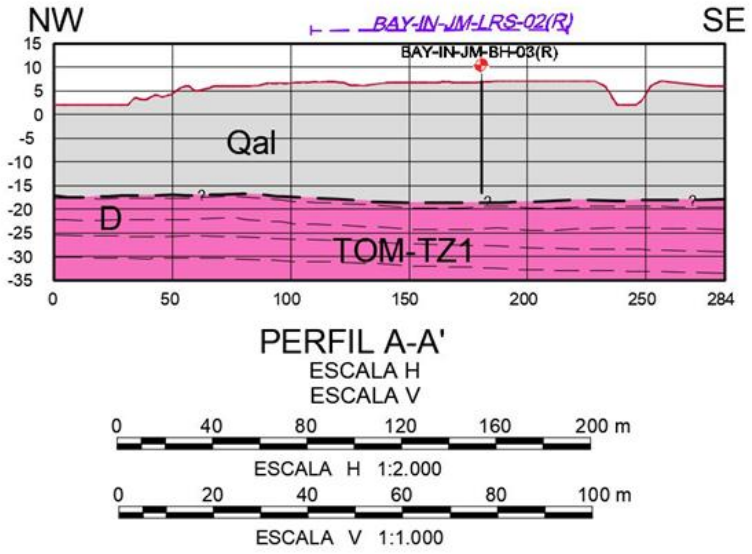


Figura 6-81 Perfil geológico A-A’ detallado del sitio de toma (planta Figura 19), con la proyección de la perforación BAY-IN-JM-BH-03 y la línea sísmica BAY-IN-JM-LRS-02, en la margen derecha del río Bayano, sector Jesús María.

La sección geológica B-B’ ubicada por el eje de la barrera móvil presenta la relación de los espesores de las coberturas cuaternarias asociadas a los depósitos aluviales (Qal), donde ambas márgenes presentan una disminución de su espesor debido principalmente a la morfología generada por un valle abierto asimétrico que tiende a ser simétrico, de forma cóncava en la cuenca del río Bayano.

Además se tiene en cuenta la observación de los espesores registrados en las perforaciones ejecutadas BAY-IN-JM-BH-01, BAY-IN-JM-BH-02, BAY-IN-JM-BH-03 (ver Fotografía 54), y BAY-IN-JM-BH-04. De acuerdo con la interpretación de la línea sísmica BAY-IN-JM-LRS-02 de la sección A-A’ con la proyección de la perforación ejecutada BAY-IN-JM-BH-03 esta margen derecha muestra espesores mayores a 23 m de estos depósitos aluviales mientras éstos disminuyen al aumentar en cota topográfica al NE, como se puede observar en las secciones geológicas B-B’ y C-C’ de detalle en el sitio de la ubicación de la barrera móvil, plano VF-1614-118-02-02-106, ver Figura 6-82 y Figura 6-83.

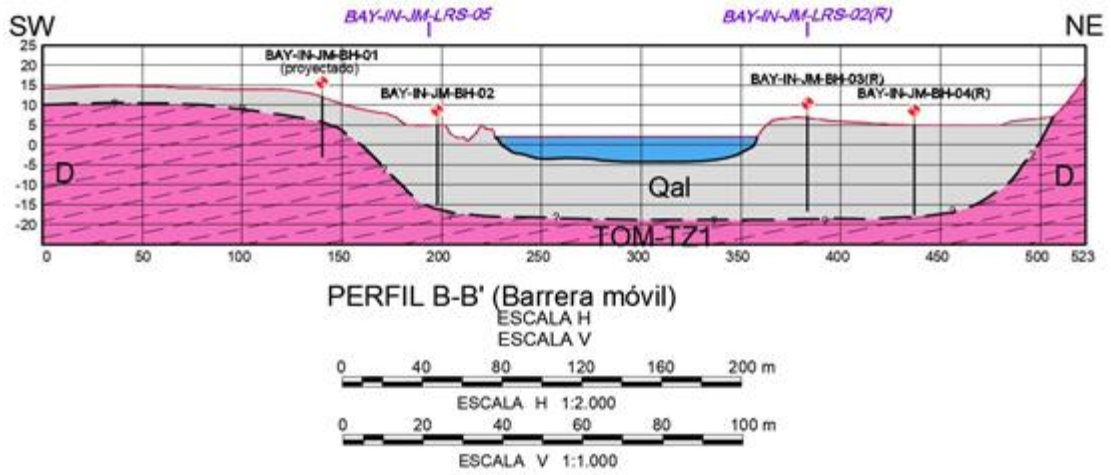


Figura 6-82 Perfil geológico B-B’ detallado del sitio de toma (planta figura 14), con la ubicación de la barrera móvil, con la proyección de las perforaciones BAY-IN-JM-BH-01, BAY-IN-JM-BH-02, BAY-IN-JM-BH-03 y BAY-IN-JM-BH-04, incluye las márgenes del río Bayano, sector Jesús María.

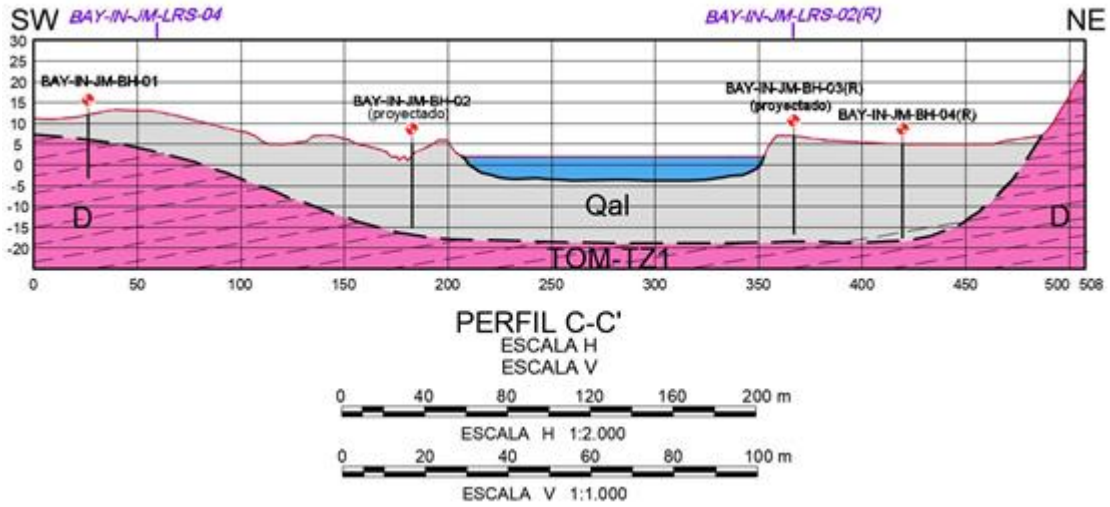
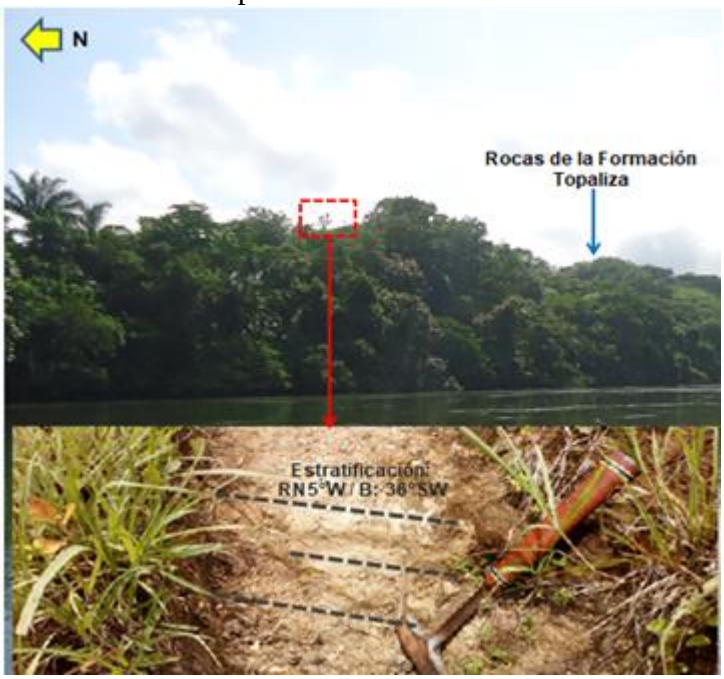


Figura 6-83 Perfil geológico C-C’ detallado del sitio de toma (planta figura 14), con la proyección de las perforaciones BAY-IN-JM-BH-01, BAY-IN-JM-BH-02, BAY-IN-JM-BH-03 y BAY-IN-JM-BH-04, incluye las márgenes del río Bayano, sector Jesús María.



Fotografía 54. Detalle de segmento de la perforación ejecutada BAY-IN-JM-BH-03 margen derecha del río Bayano sitio de toma entre los 7.5 m y 8.1 m, donde se observan arenas limosas y líticos oscuros conformando los depósitos de origen aluvial (Qal) cuenca del río Bayano.

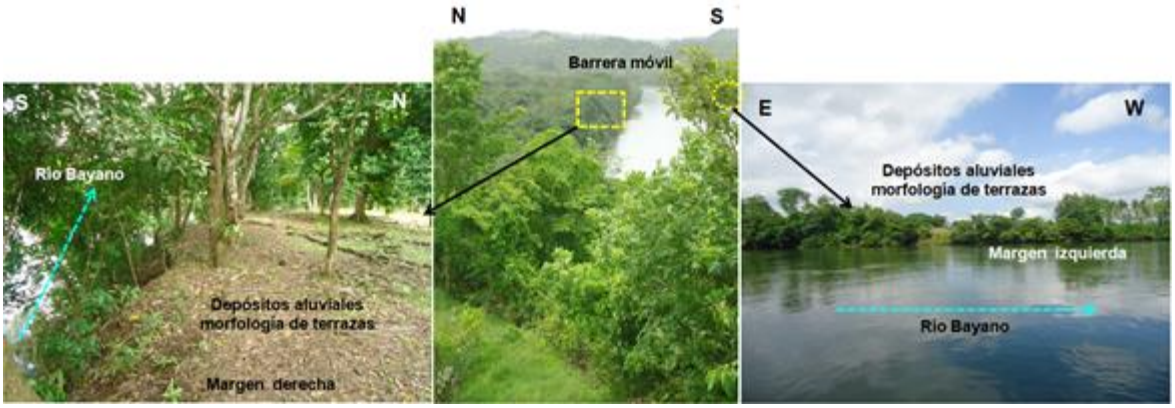
A nivel estructural se identificó sobre el punto de control geológico P2 que las areniscas tobáceas de la unidad litológica de la Formación Topaliza (TOM-TZ1) presentan un rumbo preferencial de sus capas de N5°W con buzamiento 36°SW, como se puede apreciar en el detalle del afloramiento Fotografía 55, prevaleciendo en ambas márgenes del río Bayano, teniendo en cuenta la morfología del área de estudio que conforma el emplazamiento de la barrera móvil.



Fotografía 55. Afloramiento de areniscas tobáceas mostrando una aparente estratificación al NW y buzamientos al SW, sobre el punto de control geológico P2, adyacente al sitio de toma sector Jesús María, margen derecha del río Bayano.

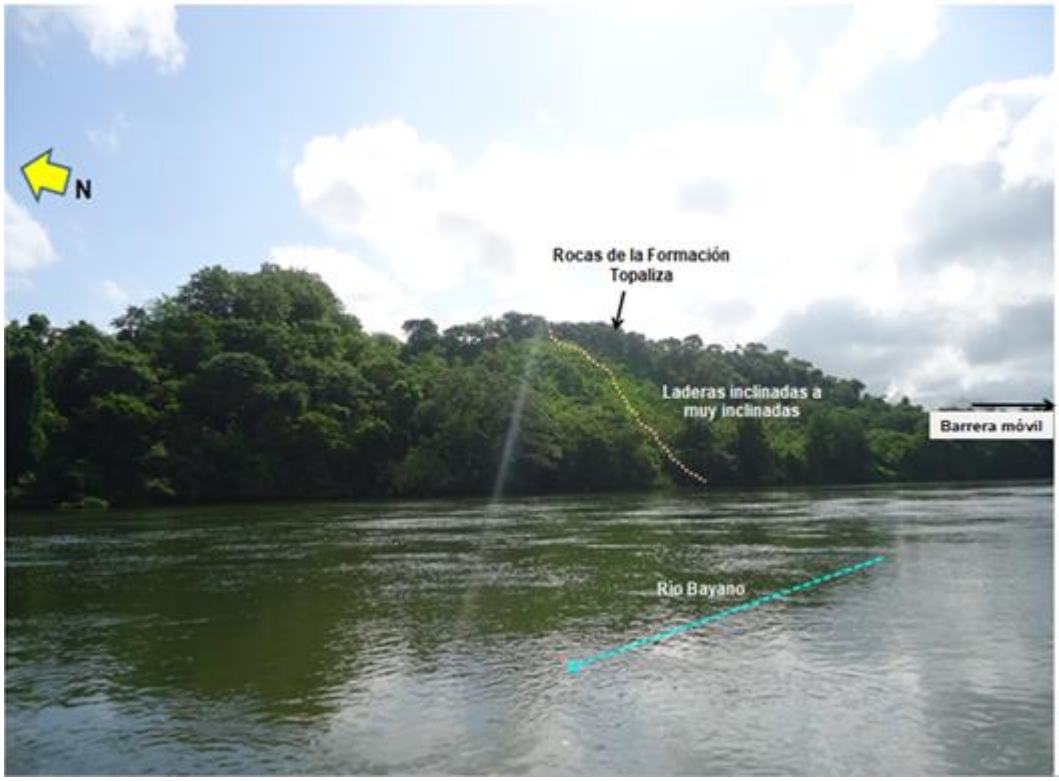
6.5.2.1.3. Aspectos geomorfológicos y morfodinámicos

Geomorfológicamente el área de emplazamiento del sitio de toma se encuentra caracterizada por la presencia de dos relieves con morfologías y ambientes distintos. Una corresponde al mismo sitio del emplazamiento de las obras asociadas a la barrera móvil, donde se observan morfologías de terrazas de origen aluvial, generadas por la acumulación y erosión de sedimentos a lo largo del tiempo por la dinámica actual del río Bayano, presentes en ambas márgenes de este sistema de drenaje, ver Fotografía 56.



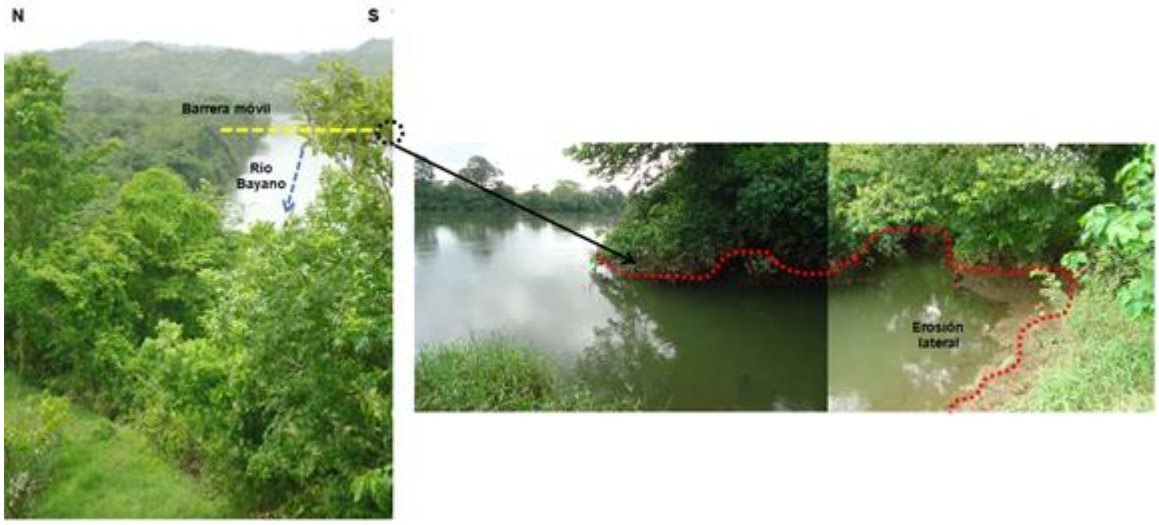
Fotografía 56. Morfología de terrazas en depósitos aluviales de la dinámica del río Bayano presentes sobre ambas márgenes de este cauce, Puntos de control geológico 47 y 48 en el sitio de toma.

Adyacente a esta morfología plana a levemente ondulada de las terrazas, se observan morfologías asociadas a laderas inclinadas a muy inclinadas alargadas cóncavas, convexas, relacionadas con la disposición de los estratos en el área de estudio. Se observan valles estrechos de moderada disección con drenajes de tipo subdendrítico a subparalelo erosionando estas morfologías en rocas terciarias de la Formación Topaliza (ver Fotografía 57).

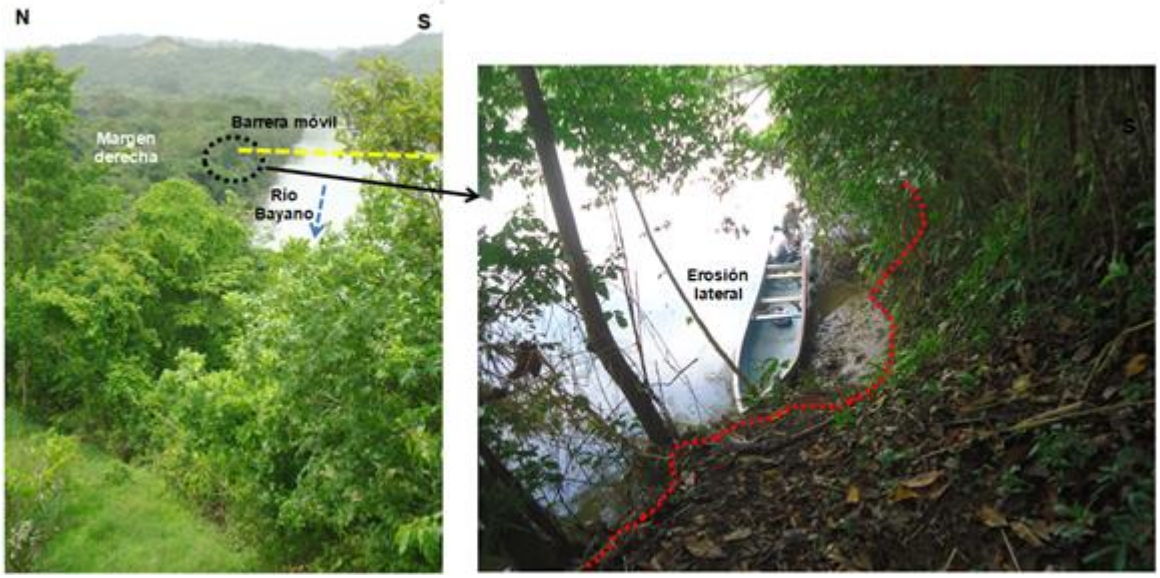


Fotografía 57. Geoformas asociadas a laderas inclinadas a muy inclinadas cóncavo-convexas adyacentes al sitio de toma representadas por rocas volcanosedimentarias de la Formación Topaliza (TOM-TZ1), cuenca media del río Bayano, punto de control geológico P2.

La morfodinámica del área de emplazamiento de la barrera móvil y obras anexas está ligada fundamentalmente a la erosión lateral que se presenta en ambas márgenes del río Bayano, la cual obedece a la disección natural de la dinámica de este cauce a lo largo del tiempo, asociadas a la energía que posee dicho cauce en estos puntos, como se puede observar en la Fotografía 58 y Fotografía 59.



Fotografía 58. Erosión lateral de carácter puntual sobre la margen izquierda del río Bayano, sitio de emplazamiento de la barrera móvil sector Jesús María que afecta depósitos aluviales de morfología de terrazas, punto de control geológico P48.



Fotografía 59. Socavación lateral puntual detonada con los cambios de nivel del río, en la margen derecha del río Bayano, sitio de emplazamiento barrera móvil sector Jesús María que afecta depósitos aluviales de morfología de terrazas, punto de control geológico P47.

Teniendo en cuenta las características litológicas en rocas volcano-sedimentarias duras de buena competencia de la Formación Topaliza (TOM-TZ1), con desarrollo del perfil de meteorización III roca sana (Deere & Patton, 1971) o roca fresca observado específicamente en la perforación ejecutada BAY-IN-JM-BH-01 margen izquierda de la barrera móvil en el sector de Jesús María, además de las condiciones morfológicas con laderas de pendientes bajas planas a levemente onduladas, taludes naturales estables en el área del sitio de toma, constituyen condiciones geomecánicas favorables para el desarrollo e implantación de las obras geotécnicas proyectadas.

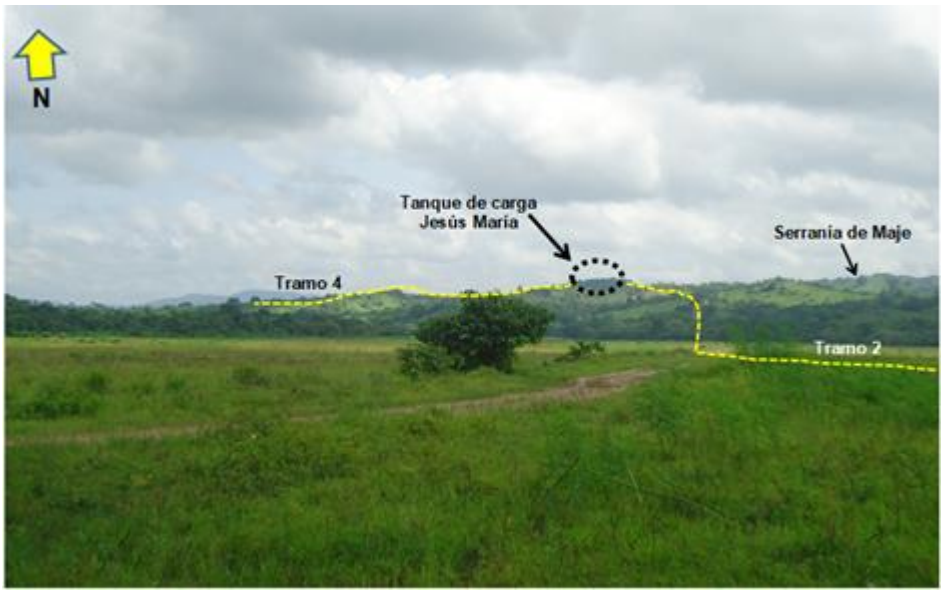
Cabe resaltar que se presentan procesos morfodinámicos asociados a erosión lateral en ambas márgenes del río Bayano donde se encuentran los depósitos aluviales de morfologías de terrazas de la dinámica actual del cauce. Estos procesos son de carácter local, sin embargo, se deben proponer medidas de manejo y control geotécnico en las laderas que conformarán el embalse de este sitio y garantizar la estabilidad del mismo.

6.5.2.2. Tanque Malambo

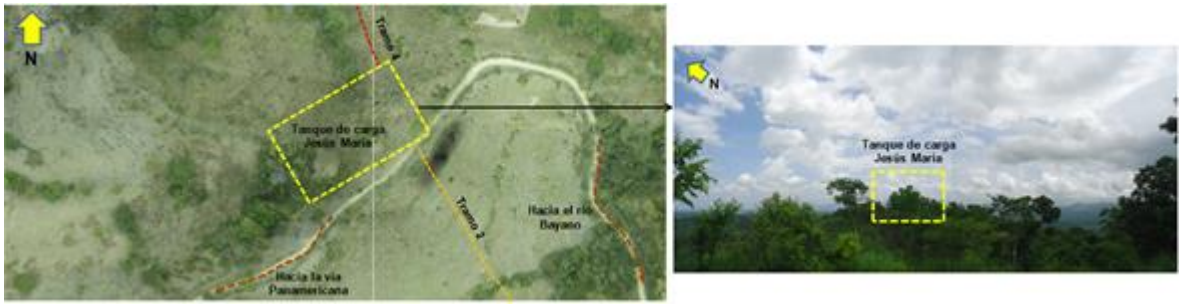
6.5.2.2.1. Localización

El tanque Malambo se ubica sobre morfologías de piedemonte de la serranía de Majé al norte de la cuenca media del río Bayano, sector de Jesús María, adyacente al trazo de la conducción entre los tramos 2 y 4 de la Alternativa 12 y carreteable de acceso hacia la vía Panamericana en este sector, en la provincia de Panamá, ver Fotografía 60.

En el fragmento de la ortofoto que se muestra en la Fotografía 61, se puede apreciar el sitio de ubicación del tanque Malambo, como también se puede ver en el plano geológico local del área de estudio (Figura 6-84).



Fotografía 60. Sitio de ubicación del tanque Malambo, conformando el punto de intersección entre los tramos 2 y 4 de la conducción río Bayano Alternativa 12.



Fotografía 61. Ubicación del tanque Malmbo, carreteable hacia la vía Panamericana, intersección de los tramos 2 y 4 de la conducción río Bayano Alternativa 12.

6.5.2.2.2. Aspectos geológicos

El área que conforma el tanque Malambo se emplazará sobre unidades terciarias de origen volcanosedimentario asociadas a rocas de la Formación Topaliza (TOM-TZ2), (ver Figura 6-84 y el plano geológico de detalle tanque de carga Jesús María, plano VF-1614-118-02-02-107, del Anexo 1.1).

Litológicamente el área del tanque Malambo se emplazará sobre rocas de la Formación Topaliza (TOM-TZ2) constituida por una alternancia de capas delgadas a medias (entre 10 cm y 30 cm de espesor) de areniscas tobáceas de grano fino, de tonalidades amarillento claro, líticos de minerales volcánicos, presencia moderada a baja de carbonatos, con estructuras en convoluta y niveles de tobas amarillentas que alcanzan los 20 cm de espesor de baja densidad.

De acuerdo con las condiciones de alteración observadas en afloramiento, estas rocas se presentan fracturadas, duras, secas, con procesos de oxidación moderados a bajos, exhibiendo un perfil IIA de rocas meteorizadas (Deere & Patton, 1971), esto es rocas altamente a moderadamente meteorizadas, donde el suelo residual ha sido erosionado y cuando éste está presente forma niveles de 80 cm máximo; es común tener la roca expuesta en superficie como se muestra sobre las siguientes fotografías 159ª a 159 d.

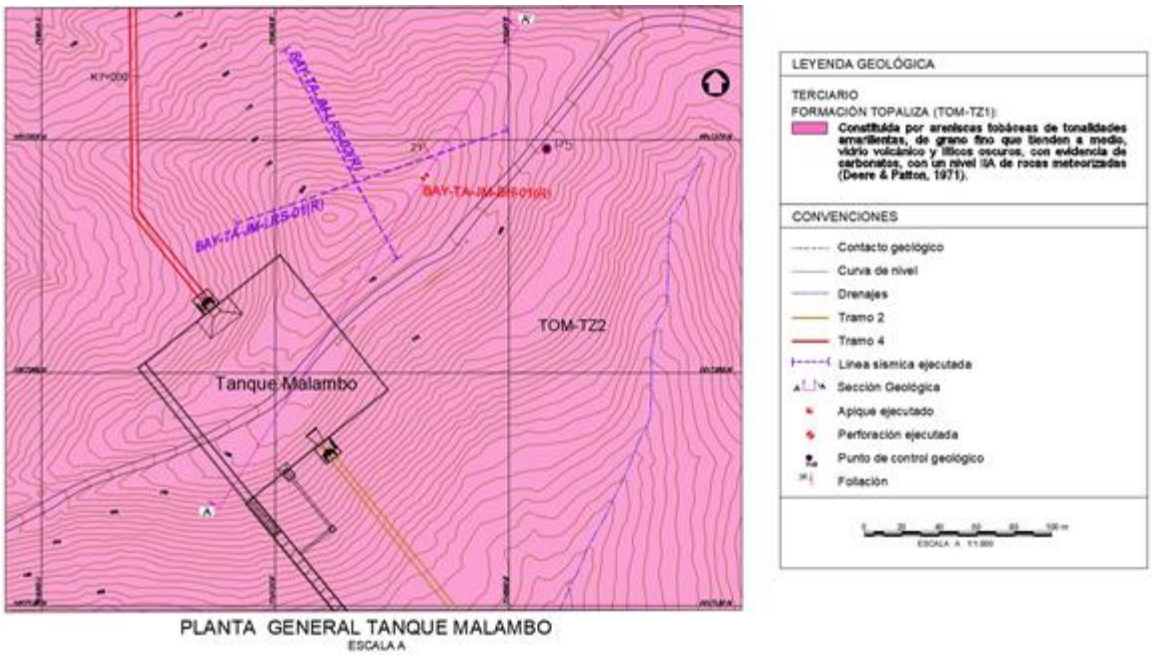


Figura 6-84 Planta geológica de detalle con la ubicación del tanque Malambo, adyacente a la cuenca del río Aguacates, sector Jesús María, las perforaciones y líneas sísmicas se realizaron al NE de la ubicación actual. No fue posible ejecutar las perforaciones para el tanque Malambo dentro de su perímetro, debido a problemas prediales; razón por la cual se reubicaron en el sitio más cercano posible. Estas perforaciones muestran el contexto litológico presente en el área de implantación del tanque, ver numeral 6.4.3 Modificaciones al plan de investigaciones geotécnicas.

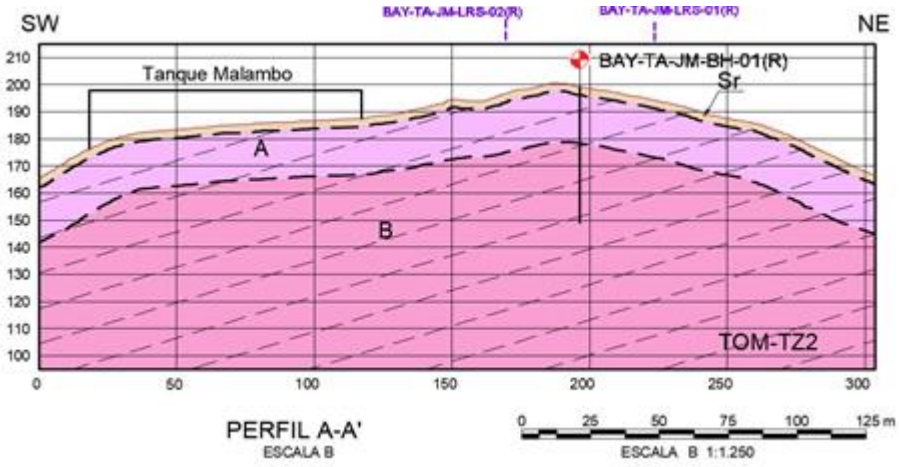
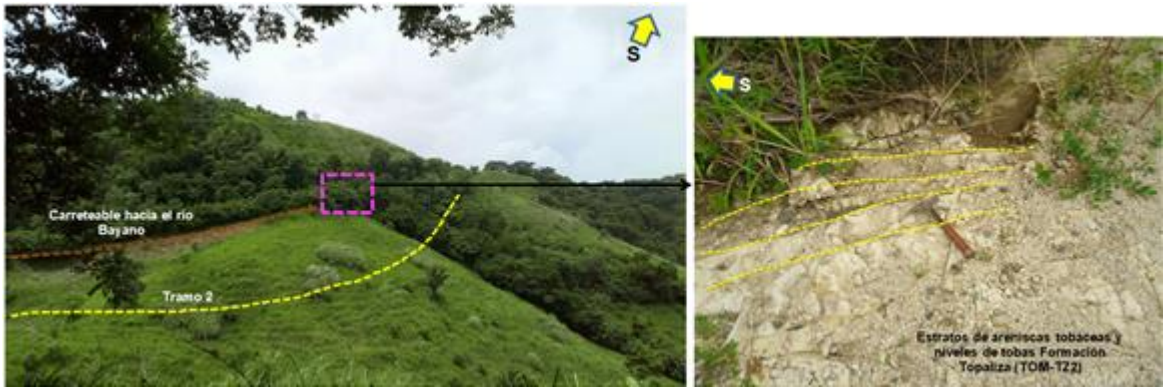


Figura 6-85 Perfil geológico A-A’ detallado con la ubicación del tanque Malambo (planta figura 17), adyacente a la cuenca del río Aguacates, sector Jesús María, las perforaciones y líneas sísmicas se realizaron al NE de la ubicación actual. No fue posible ejecutar las perforaciones para el tanque Malambo dentro de su perímetro, debido a problemas prediales; razón por la cual

se reubicaron en el sitio más cercano posible. Estas perforaciones muestran el contexto litológico presente en el área de implantación del tanque, ver numeral 6.4.3 Modificaciones al plan de investigaciones geotécnicas.



Fotografía 159a. Afloramiento de areniscas tobáceas y niveles de tobas de tonalidades amarillentas con presencia de carbonatos, mostrando la estratificación preferencial al NW y buzamientos al SW, sobre el punto de control geológico P52, adyacente al sitio de ubicación del tanque Malambo, tramo 2 y sobre la margen derecha de la carretera que conduce al río Bayano, sector Jesús María.

En este sitio donde se ubica el tanque Malambo, se ha ejecutado la perforación BAY-TA-JM-BH-01 sobre las coordenadas N:1,017,355 E:719,205 con una profundidad total de 50 m. Esta perforación muestra un desarrollo de suelo residual limoso de tonalidades marrón claro de consistencia muy rígida hasta los 1.5 m de profundidad. Seguido se observa desarrollo de suelo saprolito limoso a roca descompuesta de tonalidades café claro amarillento con un espesor de 2 m.

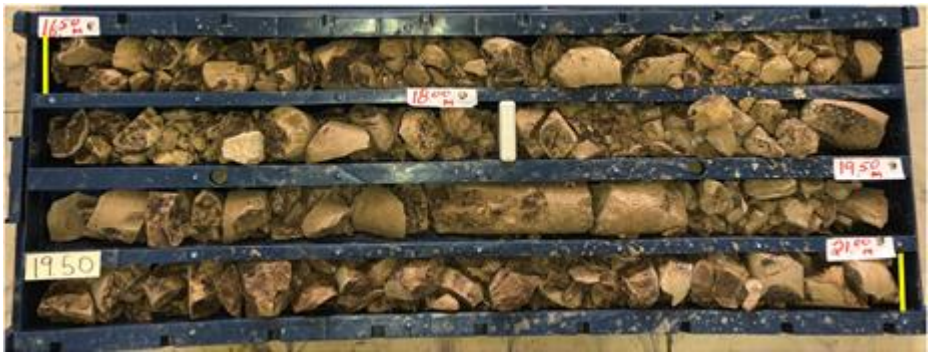
A partir de esta profundidad y hasta los 7.5 m se observan areniscas tobáceas de tonalidades café amarillentas de grano fino a medio, con presencia esporádica de carbonatos. Estas rocas se presentan muy fracturadas, con procesos de oxidación en las paredes de estas fracturas y superficies friables, de dureza suave con un RH-1 de resistencia muy débil a débil; de acuerdo a las condiciones de alteración corresponde a un grado de rocas muy meteorizadas, ver Fotografía 63 y sección geológica de detalle A-A' plano VF-1614-118-02-02-107 (Anexo 1.1), Figura 6-85.



Fotografía 159b. Detalle de la caja 1 de la perforación ejecutada BAY-TA-JM-BH-01 en el área del tanque del cerro Malambo, segmento de 3.0 m a 7.50 m, donde se observa un grado de

meteorización de rocas muy meteorizadas asociadas a areniscas tobáceas de la formación Topaliza (TOM-TZ1).

A partir de los 7.5 m y hasta una profundidad de 21 m esta perforación muestra areniscas tobáceas de grano fino a muy fino, de tonalidades café claro, con presencia moderada de carbonatos; en general estas rocas se muestran fracturadas, con procesos de oxidación a lo largo de las zonas de fracturas, algunos segmentos se presentan triturados, de dureza RH-2 moderadamente suave y resistencia débil, secas; de acuerdo a las condiciones de alteración muestran un grado de meteorización de rocas muy meteorizadas, ver sección geológica A-A' plano VF-1614-118-02-02-107 (Anexo 1.1), Figura 6-85, Fotografía 64.



Fotografía 159c. Detalle de la caja 4 de la perforación ejecutada BAY-TA-JM-BH-01 en el área del tanque del cerro Malambo, segmento de 16.5 m a 21.0 m, donde se observa un grado de meteorización de rocas muy meteorizadas asociadas a areniscas tobáceas de la formación Topaliza (TOM-TZ1).

Finalmente, entre los 21 m y 50 m de la perforación se observan areniscas tobáceas amarillentas a café claro de grano fino a medio con presencia de venillas de calcita que alcanzan los 3 mm de espesor dispuestas de manera irregular dentro de las areniscas y en algunos casos rellenando las zonas de fracturas. Entre el segmento de los 36 m a los 37 m se observa una capa de tobas de cenizas líticas de tonalidades blanco a amarillento, con leves procesos de oxidación de carácter superficial y con diaclasa irregular ondulosa de 60º.

Seguido y hasta los 40.5 m de profundidad se presenta un nivel de tobas líticas gruesas con fragmentos tamaño guijarro hasta bloques de matriz fina de tonalidades grisáceas a café claro con fragmentos tamaño hasta bloques de tonalidades grisáceas de formas subangulares y con procesos de oxidación. En general, estas rocas se presentan secas, fracturadas, de dureza RH-2 moderadamente suave y resistencia débil, de acuerdo a las condiciones de alteración muestran un grado de rocas moderadamente meteorizadas, ver Figura 6-85 y Fotografía 65, de la sección geológica detallada A-A', plano VF-1614-118-02-02-107 (Anexo 1.1).



Fotografía 159d. Detalle de la caja 9 de la perforación ejecutada BAY-TA-JM-BH-01 en el área del tanque del cerro Malambo, segmento de 37.0 m a 41.50 m, donde se observa un grado de meteorización de rocas moderadamente meteorizadas asociadas a areniscas tobáceas de la formación Topaliza (TOM-TZ1). El contorno en tono blanco resalta un nivel de toba lítica gruesa en matriz de cenizas con fragmentos tamaño bloque de tonalidades grisáceas con procesos de oxidación.

Teniendo en cuenta la línea sísmica BAY-TA-JM-LRS-02 y la perforación BAY-TA-JM-BH01 (Figura 6-86), se observa que la velocidad de la onda S alcanza los 360 m/s a una profundidad cercana a los 4 m asociados a suelos blandos y correlacionables con el registro de la perforación a suelos residuales; superior a esta profundidad se logran velocidades de la onda S de 630 m/s con profundidad de hasta 14 m asociados a suelos muy densos o roca blanda de la Formación Topaliza (TOM-TZ1) como se observa en la perforación, adyacente al sitio de implantación Tanque Malambo.

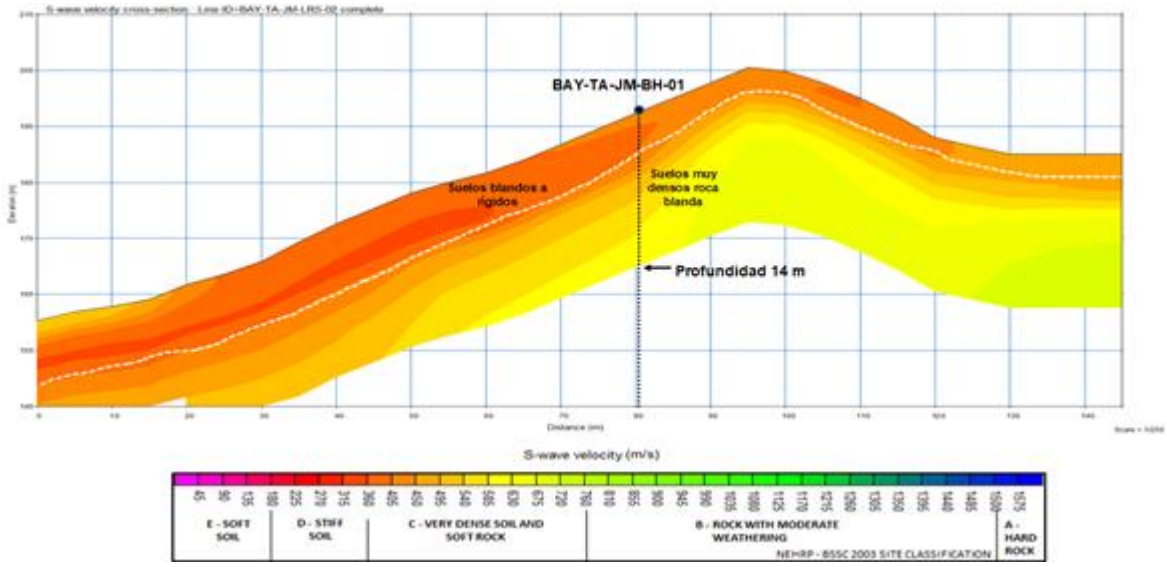
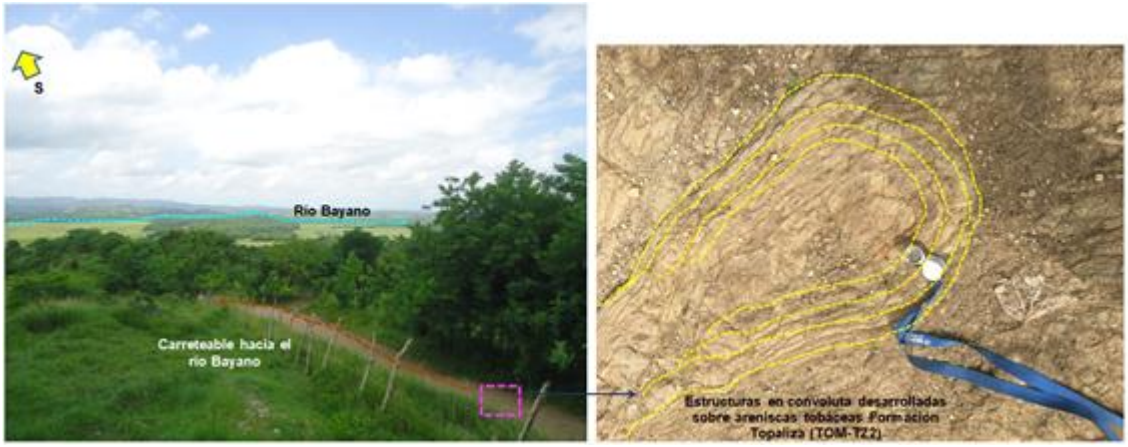


Figura 6-86 Correlación de la línea sísmica BAY-TA-JM-LRS-02 y la perforación BAY-TA-JM-BH01 mostrando velocidades de la onda S de 360 m/s con profundidad a los 4 m asociados a suelos blandos, superior a esta profundidad se logran velocidades de 630 m/s con profundidad de hasta 14 m asociados a suelos muy densos o roca blanda de la Formación Topaliza (TOM-TZ1)

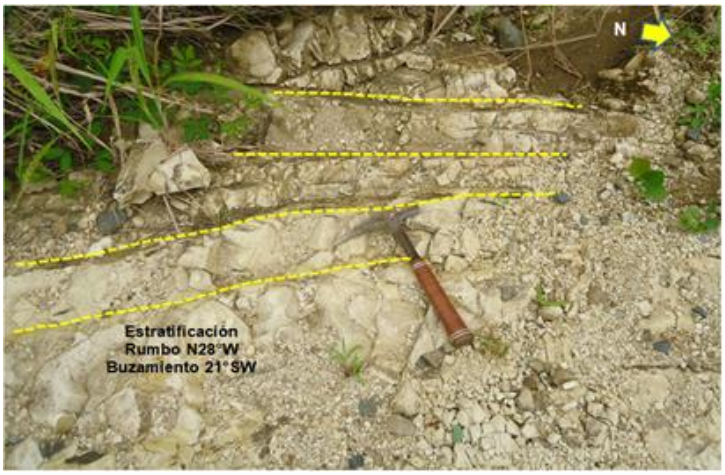
(planta Figura 24), adyacente al sitio de implantación Tanque Malambo.

A nivel estructural se identificó sobre el punto de control geológico P52 que las areniscas tobáceas y niveles de tobas de la unidad litológica de la Formación Topaliza (TOM-TZ2) presentan un rumbo preferencial de sus capas de N28°W con buzamiento 21°SW, como se puede apreciar en el detalle del afloramiento Fotografía 67.

También, en este sitio es notoria la presencia de una familia de diaclasa cuyo rumbo preferente es de N65°W con buzamiento 78°NE. Esta diaclasa se presenta discontinua, separadas entre sí 20 cm a 30 cm, ligeramente rugosas, cerradas (<0.01 cm), secas, ligeramente alteradas entre las paredes por la presencia de óxidos de tonalidades oscuras, de forma plana, como se evidencia en la Fotografía 68 del afloramiento punto de control geológico P52. Ver plano geológico de detalle tanque Malambo, plano VF-1614-118-02-02-107 (Anexo 1.1).



Fotografía 66. Areniscas tobáceas mostrando las estructuras de laminación en convoluta de deformación originadas cuando los sedimentos suaves, altamente saturados de agua se deforman antes de ser litificados, observados sobre el punto de control geológico P1, parte media del tramo 2 y adyacente al sitio de localización del tanque Malambo.



Fotografía 67. Detalle de estratos de areniscas tobáceas con rumbo preferente de N28°W y

buzamiento de 21°SW, sobre el punto de control geológico P52, adyacente al sitio de ubicación del tanque Malambo, tramo 2. Se observa una estratificación plano-paralela irregular con presencia de procesos de oxidación.



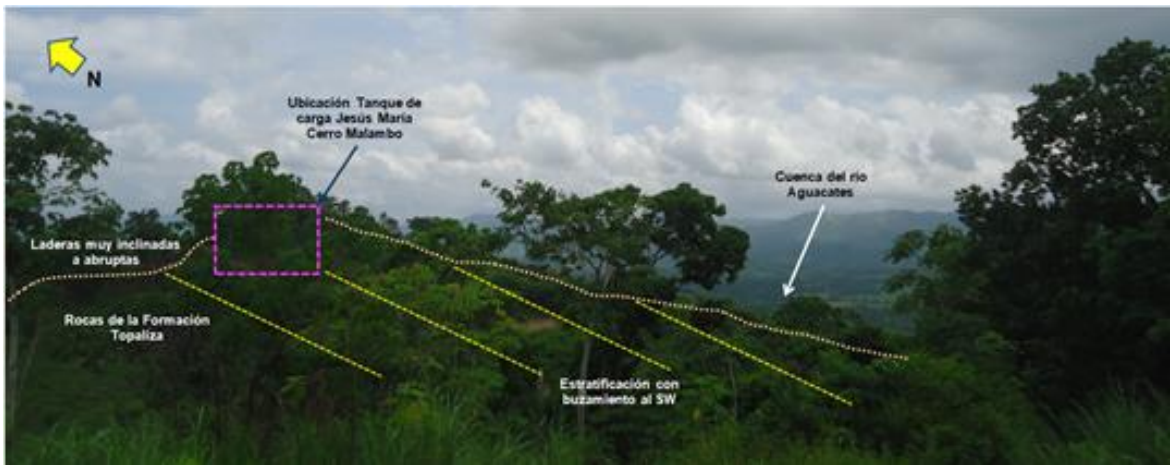
Fotografía 68. Afloramiento en el punto de control geológico P52 donde se observa el desarrollo de una familia de diaclasa casi ortogonal a la estratificación, con rumbo preferente N65°W y buzamiento de 78°NE, adyacente al sitio de ubicación del tanque Malambo, en el tramo 2.

6.5.2.2.3. Aspectos geomorfológicos y morfodinámicos

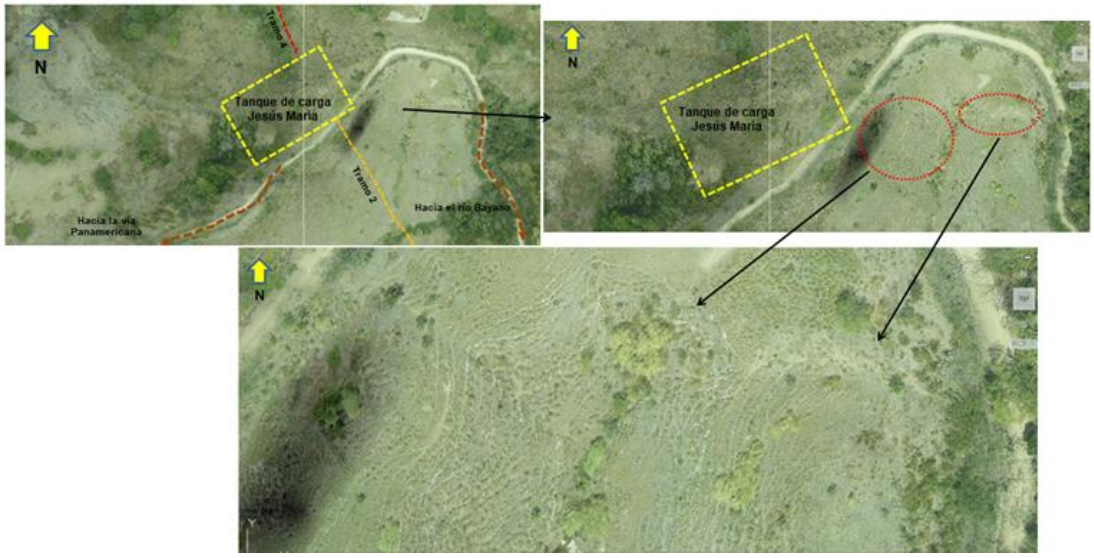
El tanque Malambo se localiza sobre morfologías de laderas de pendientes muy inclinadas a moderadamente abruptas, alargadas cóncavas, convexas, de cimas semiredondeadas relacionadas con la disposición de los estratos en el área de estudio, se presentan valles cóncavos moderadamente estrechos y abiertos, de longitudes cortas, presentes en rocas terciarias de la Formación Topaliza (TOM-TZ2), (ver Fotografía 69).

A nivel morfodinámico el área donde se prevé implantar el tanque Malambo se presenta sin evidencias de procesos de remoción en masa que puedan generar inestabilidad sobre las obras geotécnicas proyectadas.

De acuerdo con el análisis de la ortofoto, el área específica donde se localiza este tanque de carga solo muestra procesos de carácter local, asociados a erosión superficial de tipo erosión laminar y surcos, efecto de las aguas de escorrentía que diseccionan suelos residuales arcilloarenosos de poco espesor, inferiores a 80 cm, los cuales se intensifican en épocas de lluvia sobre superficies desprovistas de vegetación, como se puede ver en la Fotografía 70.



Fotografía 69. Geoformas de laderas muy inclinadas a abruptas con cimas semiredondeadas a semiagudas, donde la disposición de las capas de rocas de la Formación Topaliza poseen una orientación y buzamiento al Oeste, desarrollando valles estrechos cortos de moderada densidad, adyacentes al sitio de implantación del tanque Malambo.



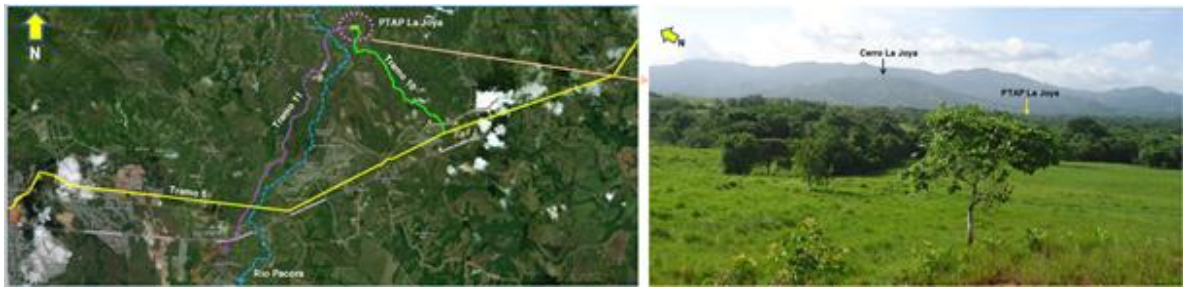
Fotografía 70. Análisis de la ortofoto con la localización del tanque Malambo (contorno amarillo), donde se observan procesos erosivos asociados a surcos por escorrentía superficial en épocas de lluvias (contornos en tono rojo), de carácter local sin afectación directa sobre las obras proyectadas, sector de intersección de los tramos 2 y 4 de la conducción río Bayano.

6.5.2.3. PTAP La Joya

6.5.2.3.1. Localización

La planta de tratamiento de agua potable (PTAP), en el sitio de La Joya se ubica sobre morfologías de piedemonte de la serranía de San Blas al norte de la población de Pacora, que hacen parte de la

cuenca media del río Pacora, sector La Joya, junto con los tramos 10 y 11 de la conducción río Bayano Alternativa 12, en la provincia de Panamá, como se puede ver en el plano geológico local del área de estudio VF-1614-118-02-02-108 (Anexo 1.1), Figura 161 y Fotografía 71.



Fotografía 71. Sitio de ubicación de la PTAP La Joya, conformando el punto de intersección entre los tramos 10 y 11 de la conducción río Bayano.

6.5.2.3.2. Aspectos geológicos

El área de emplazamiento de la PTAP La Joya se ubicará sobre unidades terciarias de origen volcanosedimentario asociadas a rocas de la Formación Panamá en su fase marina (TO-PA) (ver Figura 6-87, plano geológico de detalle PTAP La Joya VF-1614-118-02-02-108, Anexo 1.1).

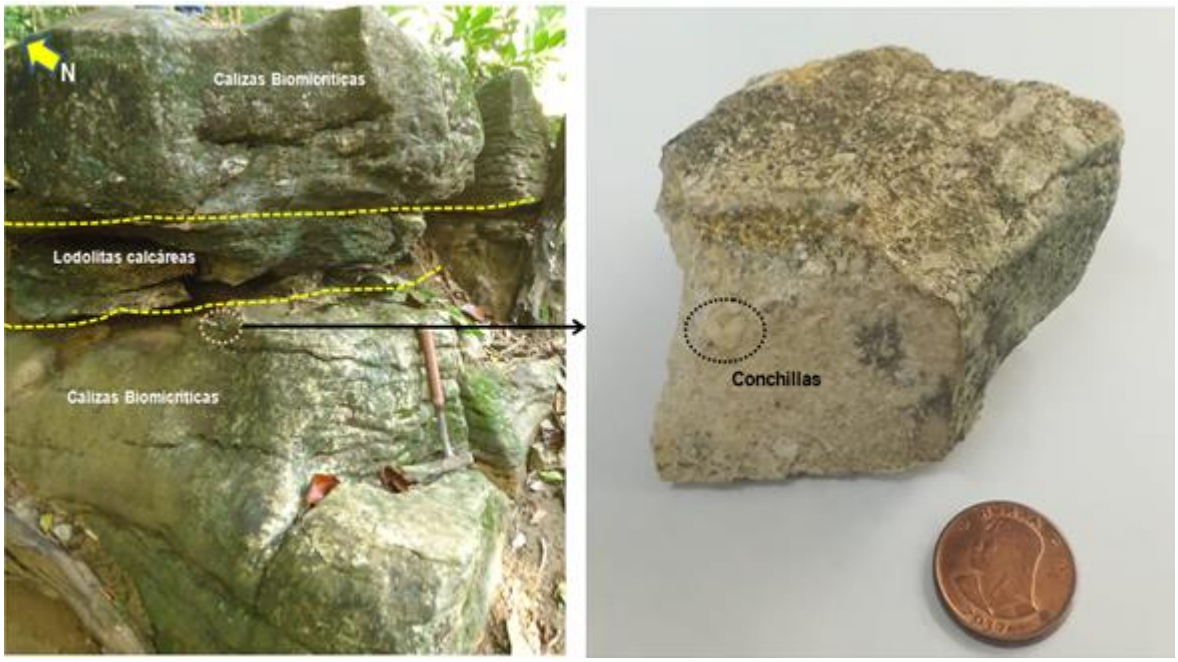


Figura 6-87 Plano geológico del área con la ubicación de la PTAP La Joya, adyacente a la cuenca del río Pacora, sector La Joya, las perforaciones y líneas sísmicas se realizaron al SE de la ubicación actual. No fue posible ejecutar las perforaciones para la PTAP La Joya dentro de su perímetro, debido a problemas prediales; razón por la cual se reubicaron en el sitio más cercano posible. Estas perforaciones muestran el contexto litológico presente en el área de implantación de la PTAP, ver numeral 6.4.3 Modificaciones al plan de investigaciones geotécnicas.

La estructura que conforma la PTAP La Joya será emplazada sobre rocas de la Formación Panamá fase marina (TO-PA). En esta zona y sobre afloramientos en el sector de La Mesa, ubicados sobre la quebrada Loma Linda, se presentan intercalaciones de capas gruesas (entre 30 cm y 50 cm de espesor) de calizas biomicríticas de tonalidades habano a grisáceo claro, con presencia de fósiles,

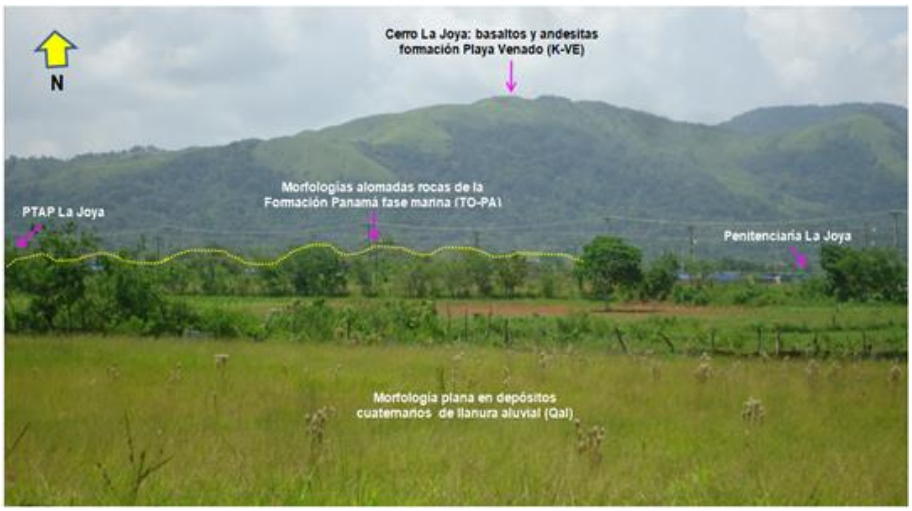
conchillas de gasterópodos, esporádicos líticos volcánicos y láminas delgadas (3 cm de espesor) de lodolitas calcáreas de tonalidades grisáceas, con procesos de precipitación de carbonatos.

En general, estas rocas se presentan duras, secas, oxidadas, moderadamente fracturadas y de acuerdo con las condiciones de alteración del afloramiento se observa un perfil IIA de rocas meteorizadas (Deere & Patton, 1971), (rocas altamente meteorizadas a moderadamente meteorizadas), ver Fotografía 72.



Fotografía 72. Afloramiento de alternancia de calizas biomicríticas y presencia de líticos volcánicos, con lodolitas calcáreas laminada, como se observa en detalle de muestra de mano de caliza con presencia de conchillas, asociados a la Formación Panamá fase marina, sobre el punto de control geológico P60, margen izquierda de la quebrada Loma Linda, sector La Mesa, a unos 1.6 km al oeste del sitio de implantación de la PTAP La Joya.

Sobre el punto de control geológico P54 sector La Joya (ver plano geológico del tramo 10), se observan morfologías de lomas bajas con desarrollo de suelos residuales de tonalidades anaranjados a rojizos arcilloarenosos con sedimentos y líticos volcánicos que conforman la parte superior de la Formación Panamá fase marina (TO-PA) con espesores que varían entre 1 m y 2 m las cuales interactúan con morfologías planas de los depósitos cuaternarios de llanura aluvial de los principales sistemas de drenajes (Qal) cubriendo de manera discordante a morfologías en rocas duras cretácicas de la serranía de San Blas (ver Fotografía 73).



Fotografía 73. Morfologías alomadas bajas asociadas a la presencia de rocas de la formación Panamá fase marina y desarrollo de suelos residuales con sedimentos volcánicos de tonalidades anaranjadas. Las áreas planas bajas corresponden a sedimentos de llanura aluvial de los principales sistemas de drenajes (Qal); al fondo se presentan morfologías colinadas de textura gruesa correspondientes a basaltos y andesitas de la formación Playa Venado (K-VE), punto de control geológico P54, adyacente al sitio de la penitenciaría La Joya.

En las perforaciones BAY-PTAP-BH-01, BAY-PTAP-BH-02 y BAY-PTAP-BH-03 se observa desarrollo de suelos residuales arcillosos de tonalidades rojizas alcanzando una profundidad de 15 m, seguido se presentan rocas con nivel de meteorización IIA (rocas muy meteorizadas Deere & Patton, 1971), rocas completamente meteorizadas (A) asociados a aglomerados volcánicos con una profundidad de hasta 20 m (ver Fotografía 74, de la perforación ejecutada BAY-PTAP-BH-01) y sección geológica de detalle A-A’ y B-B’ plano VF-1614-118-02-02-108, Figura 6-88 y Figura 6-89.



Fotografía 74. Detalle de la caja 1 de la perforación ejecutada BAY-PTAP-BH-01 en el área de la PTAP La Joya, segmento de 15.0 m a 20.00 m, donde se observa un grado de meteorización de rocas completamente meteorizadas asociadas a aglomerados volcánicos de la formación Panamá (TO-PA).

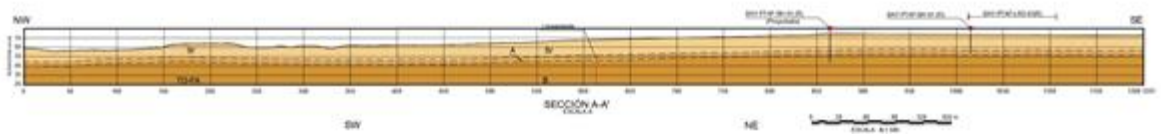


Figura 6-88 Perfil geológico A-A’ del área de la PTAP La Joya (Planta Figura 27), adyacente a la cuenca del río Pacora, sector La Joya. No fue posible ejecutar las perforaciones para la PTAP La Joya dentro de su perímetro, debido a problemas prediales; razón por la cual se reubicaron en el sitio más cercano posible. Estas perforaciones muestran el contexto litológico presente en el área de implantación de la PTAP, ver numeral 6.4.3. Modificaciones al plan de investigaciones geotécnicas.

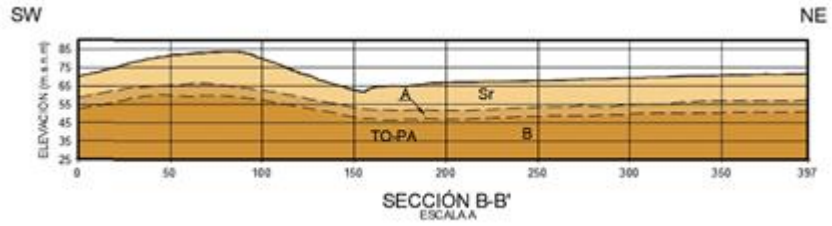


Figura 6-89 Perfil geológico B-B’ del área de la PTAP La Joya (Planta Figura 27), adyacente a la cuenca del río Pacora, sector La Joya. No fue posible ejecutar las perforaciones para la PTAP La Joya dentro de su perímetro, debido a problemas prediales; razón por la cual se reubicaron en el sitio más cercano posible. Estas perforaciones muestran el contexto litológico presente en el área de implantación de la PTAP, ver numeral 6.4.3. Modificaciones al plan de investigaciones geotécnicas.

En la línea sísmica BAY-TA-JO-LRS-01 localizada en el sitio de la PTAP la Joya del plano geológico VF-1614-118-02-02-108, se observa que la velocidad de la onda S alcanza los 360 m/s a una profundidad cercana a los 14 m asociados a suelos blandos con transición a suelos rígidos y en profundidad, entre los 14 m y 28 m se muestra que la velocidad de la onda S alcanza los 720 m/s valores asociados a suelos muy densos o roca blanda (Figura 6-90), con perfiles de meteorización de rocas completamente meteorizadas (A) a rocas moderadamente meteorizadas (B), los cuales se pueden correlacionar con la perforación adyacente BAY-PTAP-BH-03 donde se observan suelos residuales con un espesor de hasta 15 m, y perfiles de meteorización (A) transición a perfil de meteorización (B) hasta los 30 m de la Formación Panamá fase marina (TO-PA), ver Figura 6-90.

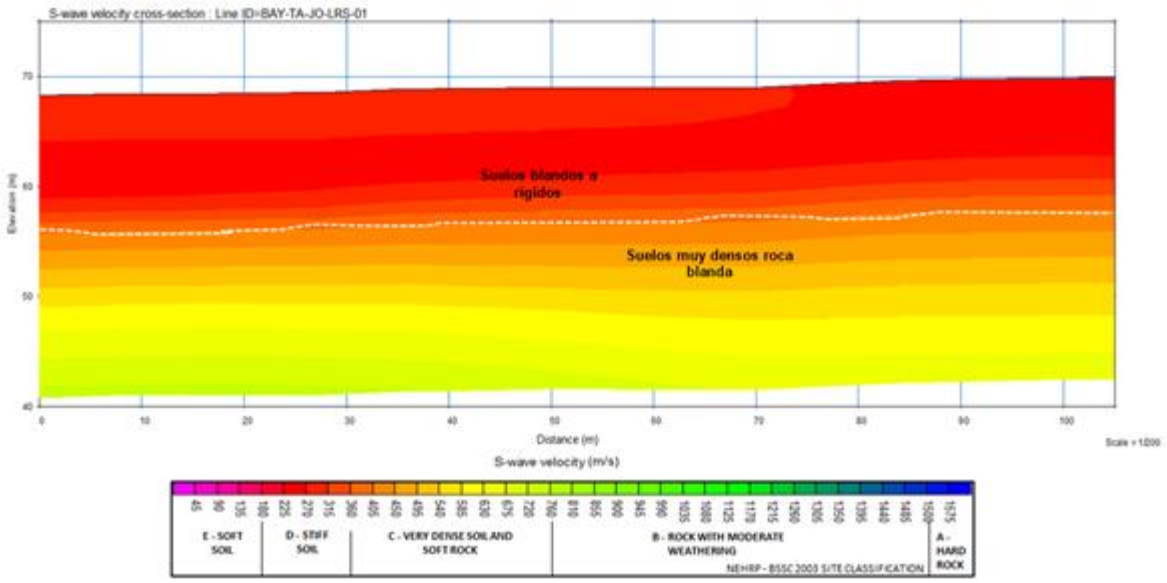
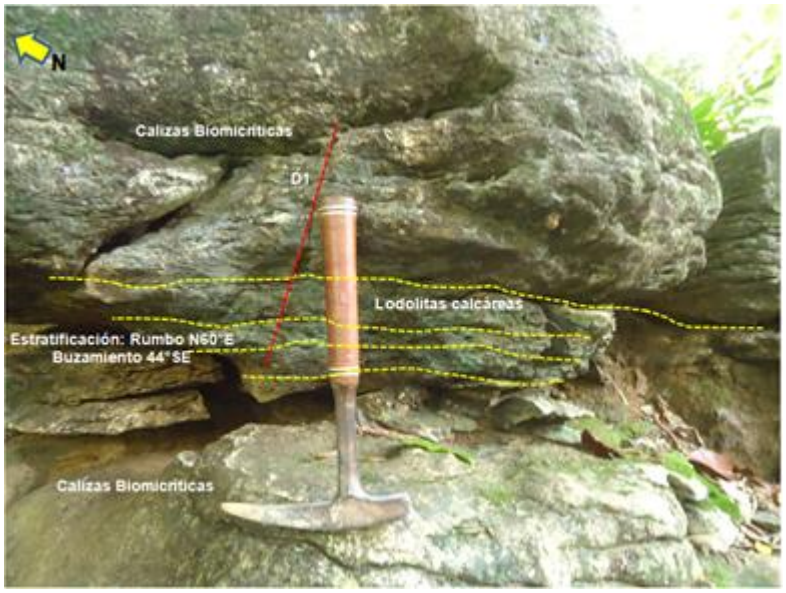


Figura 6-90 Comportamiento de la velocidad de la onda S en la línea sísmica BAY-TA-JO-LRS-01 donde se muestra que sobre los 14 m de profundidad se presenta la transición de suelos blandos a suelos muy densos o roca blanda y que en profundidad aumenta esta velocidad logrando valores de hasta 720 m/s, correlacionables con el perfil de meteorización de la formación Panamá fase marina (TO-PA) en la perforación BAY-PTAP-BH-03 adyacente al sitio de localización de la PTAP La Joya.

Las estructuras observadas en el área de emplazamiento de la PTAP La Joya están asociadas a la identificación de la estratificación y al diaclasamiento presente en rocas de la Formación Panamá fase marina (TO-PA) como el observado en el afloramiento del punto de control geológico P60 sobre la quebrada Loma Linda, sector La Mesa.

En la Fotografía 75 se observa en detalle capas de calizas biomicríticas intercaladas con láminas de lodolitas calcáreas donde muestran una orientación preferencial de sus capas con rumbo N60°E y buzamiento de 44°SE. La estratificación es ondulosa irregular, continua. Se evidencia una familia de diaclasa que corta de manera casi ortogonal a la estratificación, con rumbo preferencial N15°E y buzamiento 80°NW sobre el punto de control geológico P60. Esta diaclasa se presenta discontinua, ligeramente rugosa, cerrada (<0.01 cm), seca, presencia de carbonatos disueltos diseminados en sus paredes, de forma plana.



Fotografía 75. Detalle de capas de calizas biomicríticas intercaladas con lodolitas calcáreas de la formación Panamá fase marina (TO-PA) donde la estratificación presenta una orientación preferente N60°E y buzamiento de 44°SE plano paralela ondulosa irregular, además se presenta una diaclasa D1 casi ortogonal a la estratificación con rumbo N15°E y buzamiento 80°NW sobre el punto de control geológico P60 sector quebrada Loma Linda, a unos 1.6 km al oeste del área de emplazamiento de la PTAP La Joya. Se observa una estratificación plano-paralela irregular con presencia de procesos de oxidación.

6.5.2.3.3. Aspectos geomorfológicos y morfodinámicos

El área de emplazamiento de la PTAP La Joya se ubica sobre morfologías de lomas bajas y montículos dentro de relieve denudacional. Específicamente se presentan laderas inclinadas, de longitudes cortas a moderadas, cóncavas, convexas, con cimas semiredondeadas, desarrollo de valles cóncavos abiertos, de longitudes cortas que conforman sistemas de drenajes de tipo subdendrítico a subparalelo, de moderada a baja densidad, los cuales erosionan las rocas de la formación Panamá fase marina (TO-PA) y a depósitos cuaternarios de la llanura aluvial de la formación Las Lajas (QR-Ala), (ver Fotografía 76, plano geomorfológico conducción Bayano, VF-1614-118-02-02-105, Anexo 1.1).

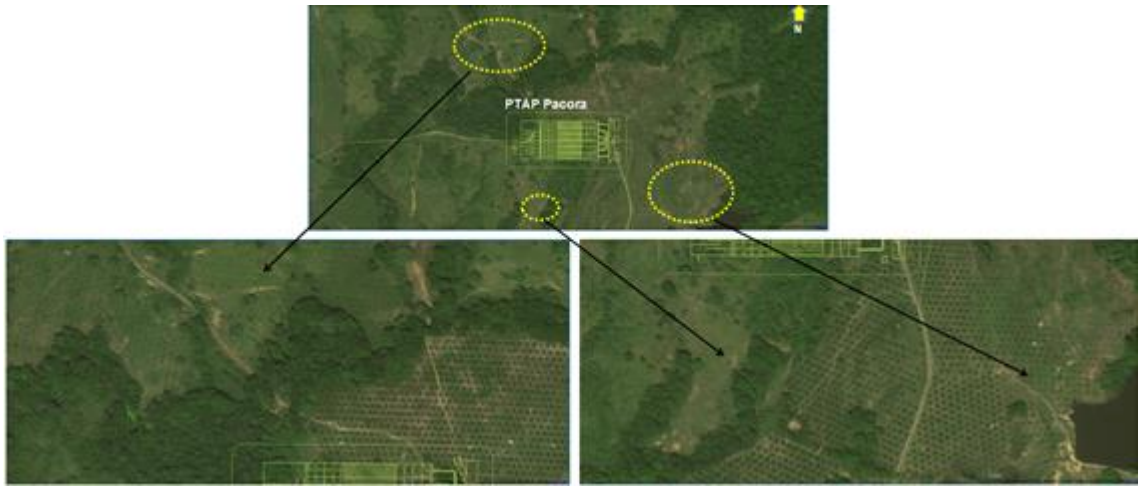
De acuerdo con el mapa base Bing Aerial de QGIS a escala 1:5000, se observa que las condiciones morfodinámicas del área donde se prevé implantar la PTAP La Joya no presenta evidencias de procesos de remoción en masa que puedan generar inestabilidad sobre las obras geotécnicas proyectadas.

Este análisis permitió identificar, en zonas adyacentes a la PTAP, la generación de procesos morfodinámicos de carácter local, asociados a erosión superficial de tipo erosión laminar y a la generación de surcos, efecto de las aguas de escorrentía que diseccionan suelos residuales arcillosos y arcillo-arenosos de bajo espesor no superiores a 1 m de profundidad, los cuales se

intensifican en épocas de lluvia sobre superficies desprovistas de vegetación, como se puede ver en la Fotografía 77.



Fotografía 76. Geoformas asociadas a laderas inclinadas sobre lomas bajas donde se observan cimas semi-redondeadas desarrolladas en rocas terciarias de la formación Panamá fase marina (TO-PA); las cuales interactúan con morfologías planas de llanura aluvial y sedimentos de variada composición de los diferentes sistemas de drenajes dentro del área de estudio (Qal). Se resalta el curso del río Pacora con formas rectas.



Fotografía 77. Análisis del mapa base Bing Aerial de QGIS con la localización de la PTAP La Joya (contorno verde), donde se observan procesos erosivos asociados a surcos por escorrentía superficial en épocas de lluvias (contornos en tono amarillo), de carácter local sin afectación directa sobre las obras proyectadas, sector de intersección de los tramos 10 y 11 de la conducción río Bayano.

6.5.2.4. Estación de Bombeo a Tanque cota 120 msnm en Tocumen – red de distribución

6.5.2.4.1. Localización

La Estación de Bombeo al Tanque cota 120 msnm en Tocumen de la red de distribución se ubica sobre morfologías de lomas bajas del piedemonte dentro de la ciudad de Panamá en la cuenca del brazo Cabuya, al final de la zona homogénea 3 y del tramo 17 abscisa K0+000 de la red de distribución, en la provincia de Panamá, como se puede ver en el plano geológico local del área de estudio VF-1614-118-02-02-109 (Figura 6-91).

6.5.2.4.2. Aspectos geológicos

El área de emplazamiento de la Estación de Bombeo al Tanque cota 120 msnm en Tocumen de la red de distribución se ubicará sobre superficies alomadas en forma de montículos bajos que hacen parte de rocas de la Formación Panamá fase marina (TO-PA), (ver plano geológico de la zona homogénea 3).

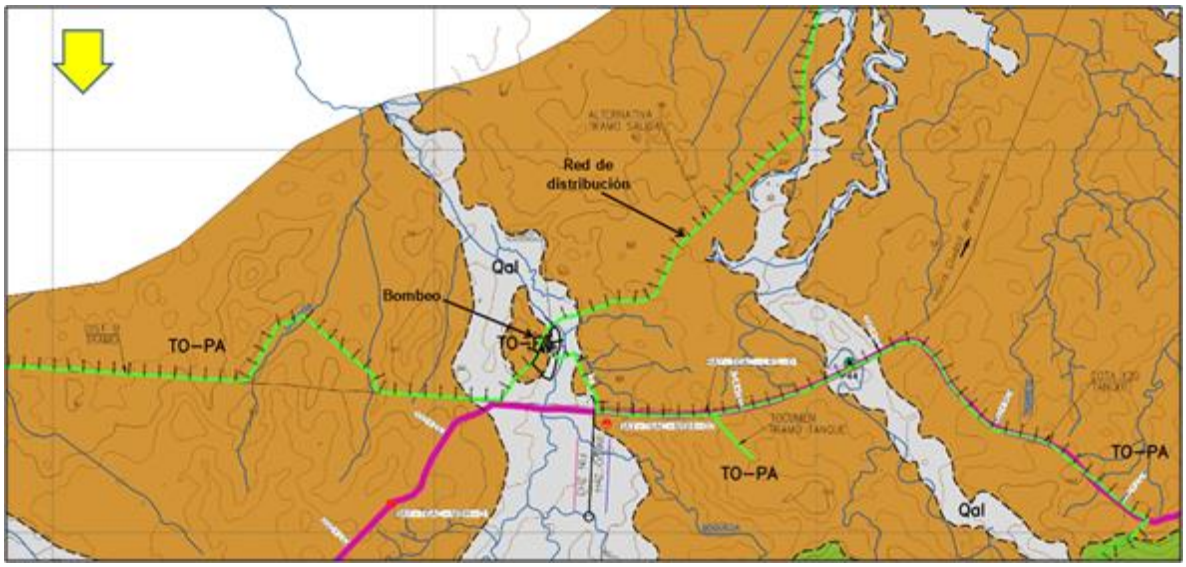


Figura 6-91 Plano geológico del área con la ubicación de la Estación de Bombeo a Tanque cota 120 msnm en Tocumen de la red de distribución dentro de la ciudad de Panamá, adyacente a la cuenca del brazo Cabuya, final de la zona homogénea 3 de la conducción Alternativa 12

En general, estas rocas se encuentran constituidas por areniscas tobáceas amarillentas de grano fino, líticos volcánicos, niveles de aglomerados volcánicos, las cuales muestran un desarrollo de suelos residuales arcilloarenosos de tonalidades amarillentas a café y naranja con fragmentos de líticos volcánicos, mostrando la alteración a minerales arcillosos, con un espesor que puede variar entre los 2 m y 5 m.

6.5.2.4.3. Aspectos geomorfológicos y morfodinámicos

La Estación de Bombeo a Tanque cota 120 msnm en Tocumen de la red de distribución se ubica sobre geoformas en laderas ligeramente inclinadas que hacen parte de montículos con cimas semiredondeadas emplazadas sobre rocas de la formación Panamá fase marina (TO-PA); estas

laderas son de formas cóncavas convexas y erosionadas por drenajes menores como el brazo Cabuya.

Adyacente a estas laderas inclinadas se presentan morfologías planas a onduladas restringidas por la red de drenaje en el área de emplazamiento de la Estación de Bombeo a Tanque cota 120 msnm en Tocumen de la red de distribución, asociadas a la llanura aluvial representados por los depósitos aluviales (Qal) de estos cauces; corresponden a sedimentos de variada composición, imprimiendole a esta zona rasgos topográficos de pendientes bajas (ver plano geomorfológico conducción Bayano Alternativa 12,VF-1614-118-02-02-103) en el Anexo 1.1).

6.5.2.5. Tanque cota 120 msnm en Tocumen de la red de distribución

6.5.2.5.1. Localización

El sitio del tanque cota 120 msnm en Tocumen de la red de distribución localizado en las coordenadas coordenadas 675544.0699 E, 1007917.7636 N se presenta sobre morfologías colinadas a montañosas disectadas, de cimas semiredondeadas conformando laderas muy inclinadas a ligeramente escarpadas que hacen parte de rocas de la formación Mamoní (K-COma), al norte de la vía Panamericana, en la zona homogénea 3 de la conducción Alternativa 12 y sobre la abscisa K5+400 del tramo tanque cota 120 msnm en Tocumen de la red de distribución y entre las cuencas de las quebradas La Colorada y Aguacate (Figura 6-92), como se puede ver en el plano VF-1614-118-02-02-110, Anexo 1 (Anexo 1.1).

6.5.2.5.2. Aspectos geológicos

El área que conforma el tanque cota 120 msnm en Tocumen de la red de distribución se ubicará sobre superficies colinadas de pendientes muy inclinadas que hacen parte de rocas de edad cretácico de la Formación Mamoní (K-COma) (ver plano geológico VF-1614-118-02-02-104 de la zona homogénea 3).

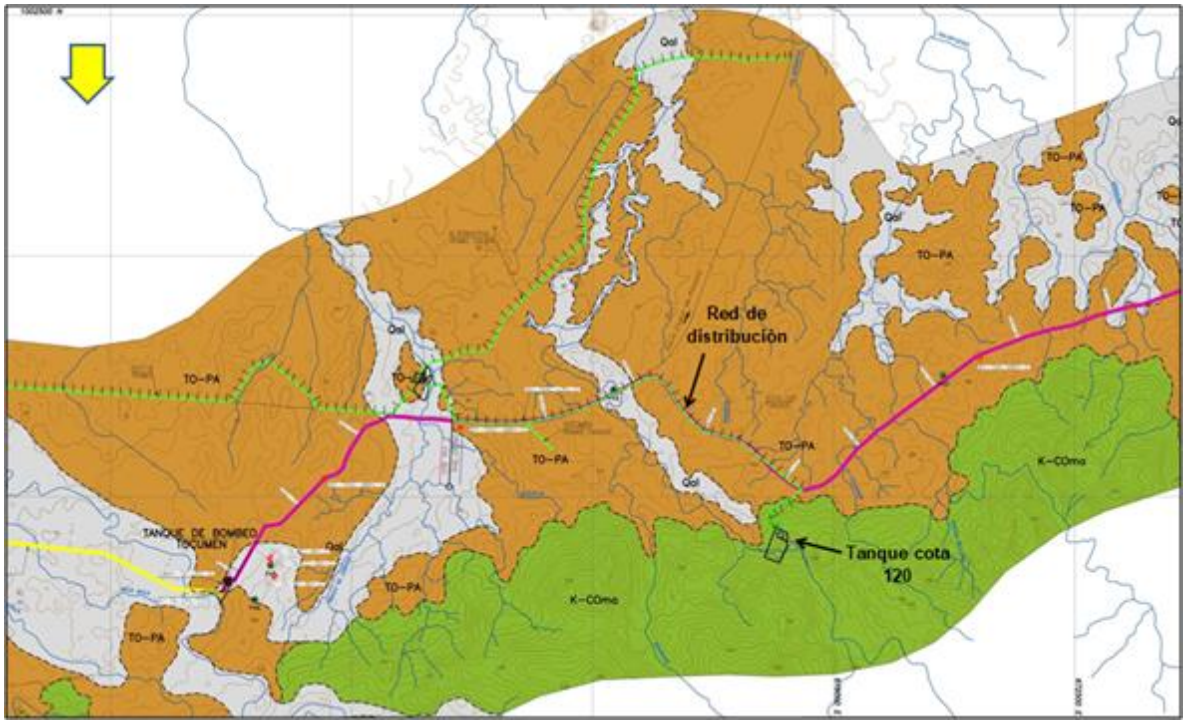


Figura 6-92 Plano geológico del área con la ubicación del tanque cota 120 msnm en Tocumen de la red de distribución de Tocumen sobre la abscisa K5+400 en la ciudad de Panamá, zona homogénea 3 de la conducción río Bayano Alternativa 12.

Esta unidad litológica de la formación Mamoní (K-COma) se constituye de rocas plutónicas asociadas a cuarzodioritas, granodioritas, dioritas y sienitas, que en el área de estudio muestra morfologías colinadas con laderas de pendientes que van de fuertemente inclinadas a ligeramente escarpadas (12% - 50%), como se puede observar en la planta geológica regional conducción río Bayano Alternativa 12, plano VF-1614-118-02-02-100, y geología de las zonas homogéneas plano VF-1614-118-02-02-104. Estas rocas en general desarrollan suelos residuales arenoarcillosos con un espesor que puede variar entre los 5 m y 8 m.

6.5.2.5.3. Aspectos geomorfológicos y morfodinámicos

El área de emplazamiento del tanque cota 120 msnm en Tocumen, de la red de distribución se ubica sobre geoformas en laderas muy inclinadas a ligeramente escarpadas que hacen parte de colinas y montañas bajas con cimas semiredondeadas emplazadas sobre rocas de la Mamoní (K-COma); estas laderas son de formas cóncavas convexas y erosionadas por drenajes menores las quebradas La Colorada y Aguacate, ver Figura 6-93, plano geomorfológico conducción Bayano Alternativa 12, VF-1614-118-02-02-103 (Anexo 1.1).



Figura 6-93 Morfologías colinadas con pendientes muy inclinadas a ligeramente escarpadas presentes en rocas cretácicas de la formación Mamoní (K-COma) donde se emplazará el tanque cota 120 msnm en Tocumen, en la parte baja se observa segmento de la red de distribución (trazo en tono verde). Fuente: Imagen de Google Earth, 2018.

6.5.2.6. Modelo geológico en tres dimensiones

La representación gráfica en tres dimensiones del modelo geológicio en los sitios de obra arriba descritos se incluye en el Anexo 1.1.3, en formato XML que puede ser importado a diferentes software de generación de modelos digitales de terreno (DTM's). Se incluyen archivos individuales de las superficies del terreno natural y unidades geológicas indicadas a continuación:

1. Captación en Jesús María
    0. TN_Captación Jesús María
    1. Qal_TOP.xml
    2. TOM-TZ1_TOP.xml
    3. Río Bayano-(EL.2.00)_TOP.xml

2. Tanque Malambo
    0. TN_Tanque Malambo.xml
    1. TOM-TZ2-SR_TOP.xml
    2. TOM-TZ2-A_TOP.xml
    3. TOM-TZ2-B_TOP.xml

3. PTAP en sitio La JOYA
    0. TN_PTAP La Joya.xml
    1. TO-PA-SR_TOP.xml

2. TO-PA-A_TOP.xml
3. TO-PA-B_TOP.xml

6.5.3. Evaluación de cruces fluviales

Esta evaluación contó con la inspección visual de ambas márgenes de los diferentes sistemas de drenajes de mayor dimensión, algunos verificados en campo, así mismo del análisis e interpretación de la ortofoto del área de estudio con una resolución de tamaño de pixel de 5 cm. En esta revisión se muestra el estado de las obras civiles presentes sobre estos cruces. Adicionalmente se efectúa la identificación de procesos morfodinámicos que puedan incidir en la condición de estabilidad del cruce del alineamiento de la conducción del río Bayano Alternativa 12, en la zona de influencia específica del cruce fluvial.

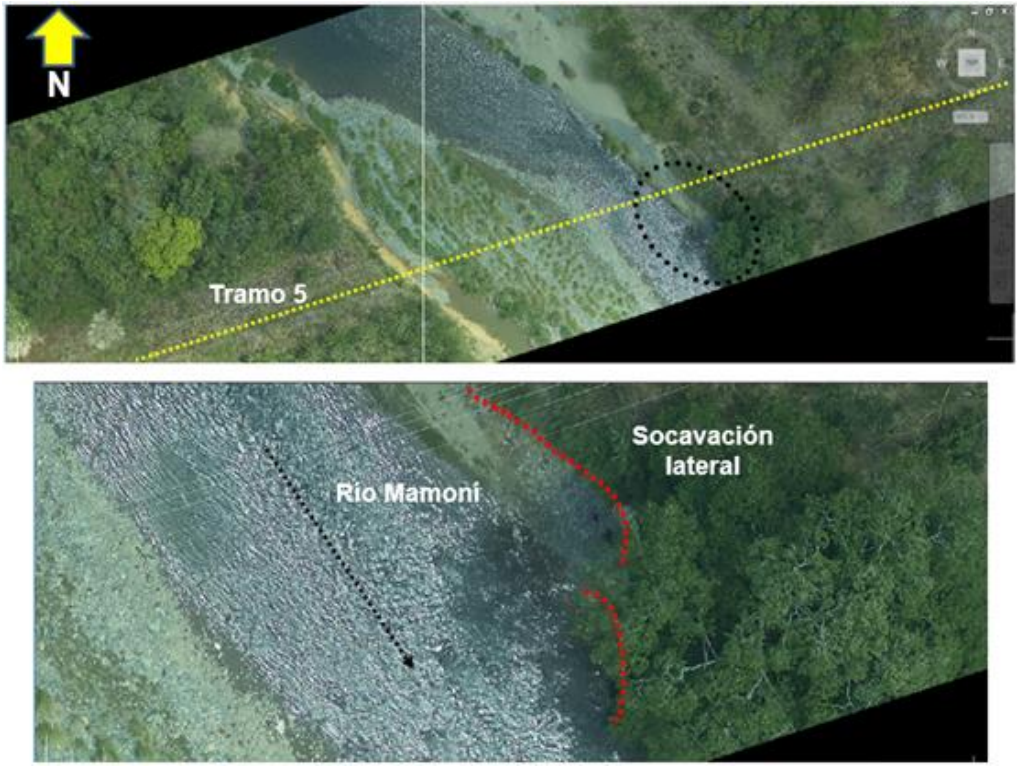
6.5.3.1. Cruce río Mamoní

Este cruce se localiza sobre la abscisa K16+300 del tramo 5 zona homogénea 2 del alineamiento conducción río Bayano, con un ancho de cauce que alcanza los 100 m aproximadamente. Cruce que no presenta estructuras de obra civil.

Se emplaza en ambas márgenes con una profundidad a filo de agua que alcanza los 1.5 m aproximadamente, sobre depósitos aluviales de la llanura aluvial (Qal). Están constituidos por una variedad de sedimentos arenosos, arcillosos, limosos, volcánicos que en muchos casos generan tonalidades anaranjadas debido a la presencia de óxidos de hierro, con gravas y bloques de rocas de variada composición de formas subredondeadas de tonalidades claras a oscuras. Conforman suelos finos y granulares sueltos, heterogéneos, secos, en algunos casos con desarrollo de materia orgánica en zonas donde la vegetación es abundante. Sobre el cauce activo se observan barras laterales de acuerdo a los procesos de acumulación y erosión presentes en este cauce; constituidos por gravas de rocas de variada composición de formas redondeadas en una matriz de arenas y arcillas principalmente, como se puede ver en la Fotografía 78.

De acuerdo con el análisis de la ortofoto y de las observaciones en campo este cruce presenta erosión lateral de carácter puntual sobre la margen izquierda de este cauce con longitudes que van de 15 m a 20 m aproximadamente, como se puede ver en la Fotografía 78.

Este cauce no evidencia generación o activación de procesos de remoción en masa que puedan generar inestabilidad sobre las obras geotécnicas proyectadas (ver mapa geomorfológico de las zonas homogéneas, plano VF-1614-118-02-02-105, Anexo 1.1).



Fotografía 78. Erosión lateral de carácter puntual sobre la margen izquierda del río Mamoní erosionando superficies del plano aluvial de inundación de este sistema de drenaje, cruce sobre el tramo 5, zona homogénea 2.

6.5.3.2. Cruce río Chichebre

Este cruce se localiza sobre la abscisa K26+400 del tramo 5 zona homogénea 2 del alineamiento conducción río Bayano. Cruce que presenta una estructura de puente metálico con una longitud de unos 12 m aproximadamente y un ancho de cauce de 10 m. La estructura y sus apoyos se encuentran en buen estado, sin evidencia de problemas geotécnicos visibles, como se puede ver en la Fotografía 79.

Se emplaza en ambas márgenes con una profundidad a filo de agua que alcanza los 4 m aproximadamente, sobre depósitos aluviales de la llanura aluvial (Qal). Están constituidos por una variedad de sedimentos arenosos, arcillosos, limosos, volcánicos que en muchos casos generan tonalidades anaranjadas debido a la presencia de óxidos de hierro, con gravas y bloques de rocas de variada composición de formas subredondeadas de tonalidades claras a oscuras. Conforman suelos finos y granulares sueltos, heterogéneos, secos, en algunos casos con desarrollo de materia orgánica en zonas donde la vegetación es abundante.



Fotografía 79. Puente metálico sobre el cruce del río Chichebre en buen estado sin evidencia de problemas o inestabilidades en sus apoyos.

Sobre el cauce activo se observan sedimentos finos arcillosos y arenosos de tonalidades amarillentas con la acumulación de gravas de rocas donde el drenaje ha erosionado a lo largo de su trayectoria, de formas redondeadas, como se puede ver en la Fotografía 80.

De acuerdo con el análisis de la ortofoto y de las observaciones en campo este cruce presenta erosión lateral de carácter puntual sobre la margen izquierda de este cauce con longitudes que van de 15 m a 20 m aproximadamente, como se puede observar en la Fotografía 80.

Este cauce no evidencia generación o activación de procesos de remoción en masa que puedan generar inestabilidad sobre las obras geotécnicas proyectadas (ver mapa geomorfológico de las zonas homogéneas plano VF-1614-118-02-02-105, en Anexo 1.1).



Fotografía 80. Márgenes del río Chichebre sin evidencia o activación de procesos morfodinámicos que afecten la estabilidad del cruce, tramo 5, zona homogénea 2.

6.6. ESTUDIO DE FUENTES DE MATERIALES

A continuación se hace una breve reseña de la localización y las características de los sitios donde se podrían desarrollar fuentes de materiales para la conformación de terraplenes, bases, sub-bases y agregados pétreos para concretos dentro de los sitios de obras que conforman la conducción del río Bayano Alternativa 12, a partir de las características litológicas, y de disposición de materiales en la zona de estudio. No obstante, conforme a los criterios de selección de fuentes de materiales (numeral 6.3.4) para conformación de rellenos se da prelación al uso de material proveniente de las excavaciones del proyecto, cuya localización y descripción está incluida en la geología de detalle y la caracterización geotécnica de los sitios de obras.

6.6.1. Agregados de origen aluvial

Las fuentes de materiales identificadas en el área de estudio corresponden a fuentes de origen aluvial principalmente de las cuencas que drenan esta zona desde la Serranía de San Blas, asociados a morfologías montañosas y colinadas. Estas están constituidas principalmente por los materiales que arrastran y erosionan las unidades litológicas de las formaciones Playa Venado (K-VE), Mamoní (K-COma) y Cerro Viejo (PL/PS-CV) con la presencia de gravas y arenas observadas en los ríos Mamoní (Fotografía 81 a Fotografía 85) (Véase Tabla 6-46).

Tabla 6-46 Fuentes de materiales de origen aluvial identificadas en la cuenca del río Mamoní.

Fuente de Material	Localización (WGS-84-UTM-Zona-17N)		Tipo de material	Área (m^2)	Distancia al proyecto (km)
	Norte	Este			
FM1	1,016,570	71,390	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	16,200	1.45 km al tramo 5 y a 20 m de la vía Panamericana
FM2	1,017,031	711,441	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	48,633	1.40 km al tramo 5 y a 25 m de la vía Panamericana
FM3	1,019,169	710,902	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	30,830	0.83 km del tramo 5 y a 413 m de una vía secundaria
FM4	1,018,401	710,671	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	15,180	Cruce sobre el río Mamoní tramo 5 y a 430 m de una vía secundaria
FM5	1,015,596	711,037	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	32,400	1.83 km al tramo 5 y a 630 m de la vía Panamericana
FM6	1,014,926	710,848	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	27,100	1.90 km al tramo 5 y a 940 m de la vía Panamericana

En la Figura 6-94 se presenta sobre la geología del área conducción tramo 5 río Bayano con la ubicación de las fuentes de materiales identificadas en la cuenca del río Mamoní.

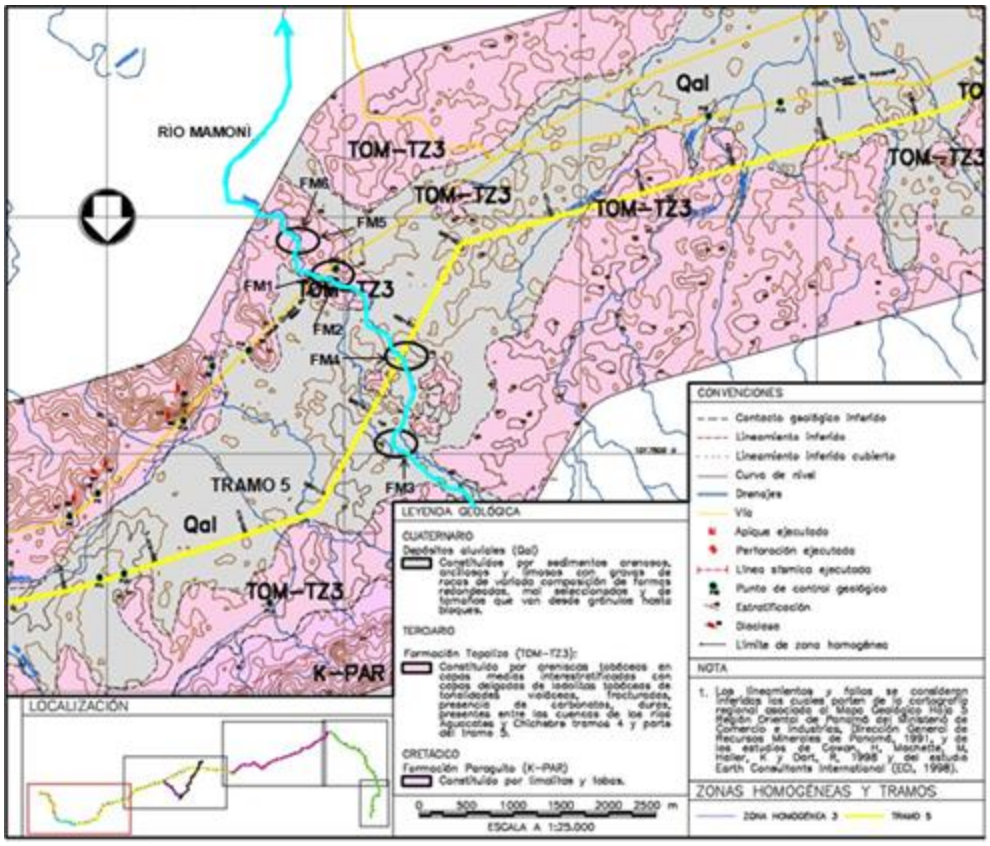
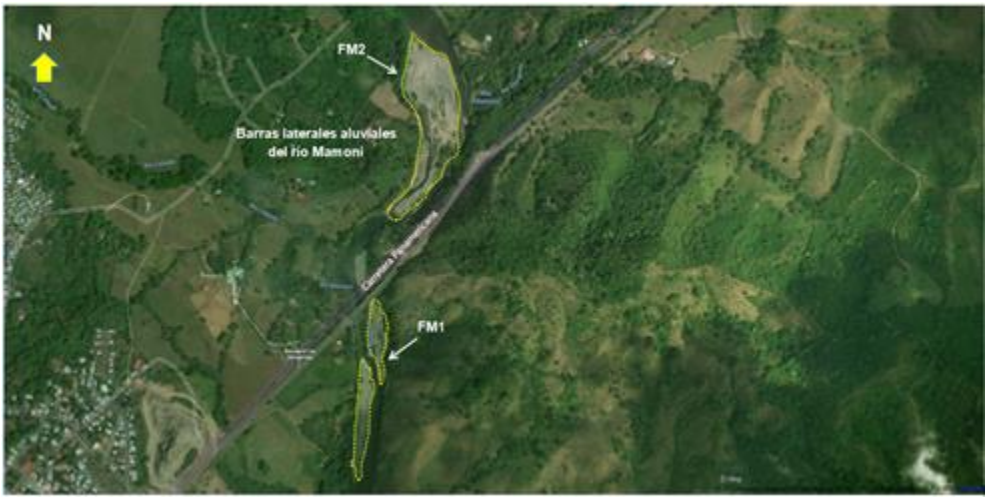


Figura 6-94 Identificación de posibles fuentes de materiales de origen aluvial, en la cuenca del río Mamoní, área del tramo 5.

La Fotografía 81 muestra la localización de las fuentes de materiales FM1 y FM2 las cuales corresponden a barras laterales constituidas por gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas.



Fotografía 81. Cuenca del río Mamoní con la localización de las fuentes de materiales FM1 y

FM2 adyacentes al cruce de la vía Panamericana y sector del tramo 5 de la conducción del río Bayano (Fuente: Bing Maps Aerial, 2018).

La Fotografía 82 muestra en detalle una barra lateral como fuente de material (FM1) constituidas por gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas.



Fotografía 82. Margen derecha del río Mamoní dentro de la fuente de material FM1 adyacente al cruce de la vía Panamericana y sector del tramo 5 de la conducción del río Bayano.

La Fotografía 83 y la Fotografía 84 muestran la localización de las fuentes de materiales FM3, FM4, FM5 y FM6 respectivamente, las cuales corresponden a barras laterales constituidas por gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas.



Fotografía 83. Cuenca del río Mamoní donde se muestra el área de las fuentes de materiales FM3 y FM4 adyacentes al cruce de la vía Panamericana y sector del tramo 5 de la conducción del río Bayano. (Fuente: Bing Maps Aerial, 2018).



Fotografía 84. Cuenca del río Mamoní donde se muestra el área de las fuentes de materiales FM5 y FM6 adyacentes al cruce de la vía Panamericana y sector del tramo 5 de la conducción del río Bayano (Fuente: Bing Maps Aerial, 2018).

Tabla 6-47 Fuentes de materiales de origen aluvial identificadas en la cuenca del río Pacora.

Fuente de Material	**Localización (WGS-84-UTM-Zona-17N)**		**Tipo de material**	**Área (m^2)**	**Distancia al proyecto (km)**
	Norte	**Este**			
FM1	1,013,455	692,105	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	15,800	0.68 km al tramo 11 y a 5 m de la vía sector Loma Linda
FM2	1,012,588	692,477	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	16,420	0.65 km al tramo 11 y a 5 m de la vía sector Loma Linda

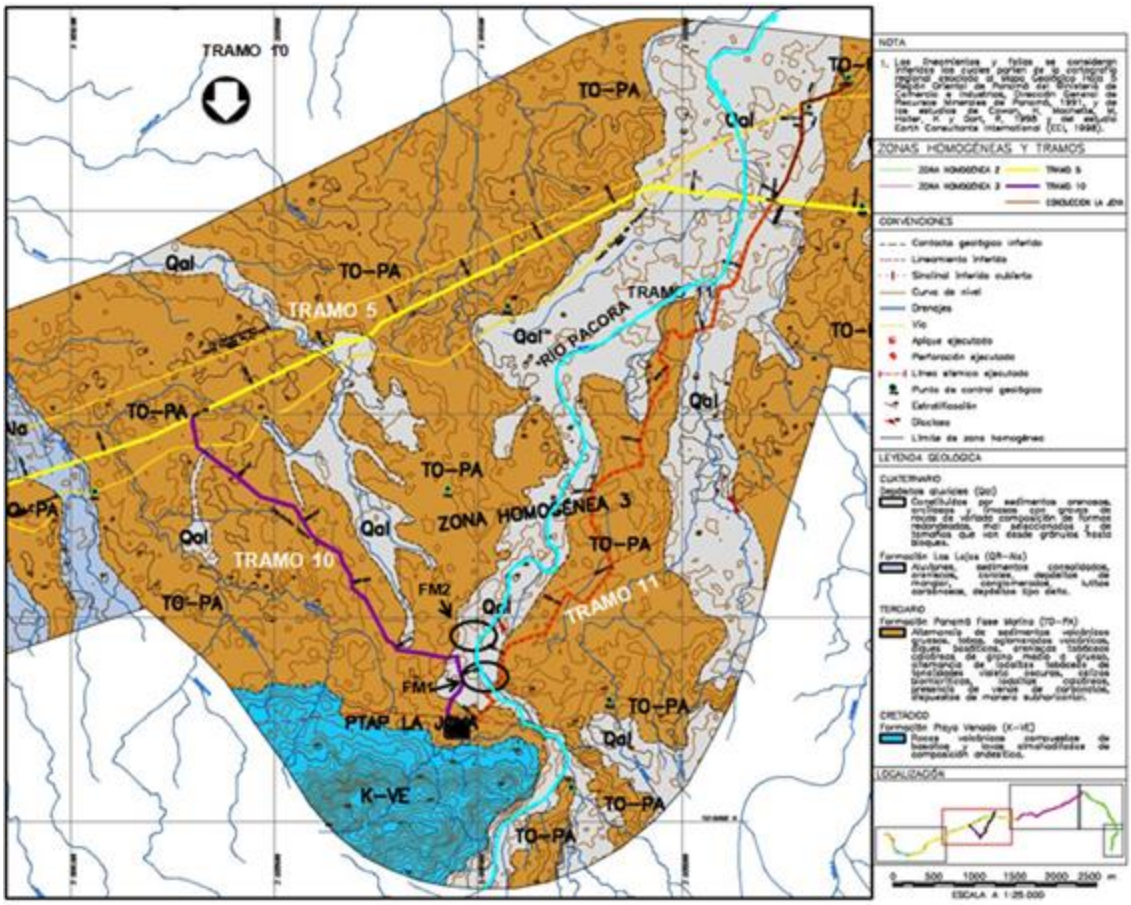
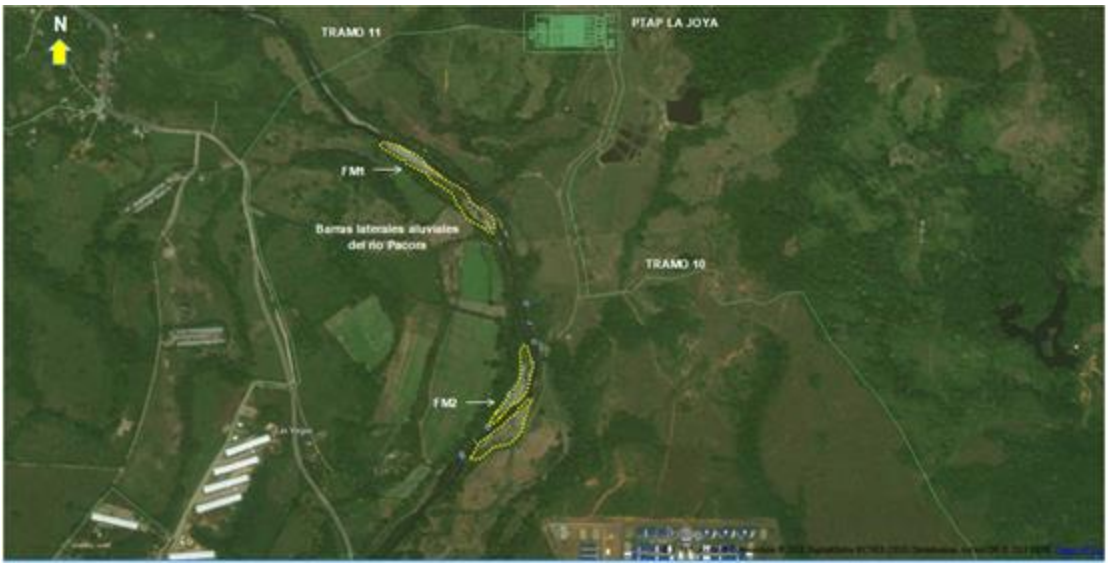


Figura 6-95 Identificación de posibles fuentes de materiales de origen aluvial, en la cuenca del río Pacora, área de los tramos 10 y 11 sector PTAP La Joya.

La Fotografía 85 muestra la localización de las fuentes de materiales FM1 y FM2 las cuales corresponden a barras laterales constituidas por gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas.



Fotografía 85. Cuenca del río Pacora sector La Joya con la localización de las fuentes de materiales FM1 y FM2 adyacentes a la vía hacia el sector de Loma Linda del tramo 10 y 11 de la conducción del río Bayano. Fuente: Bing Aerial, 2018.

De acuerdo con la información disponible de la Dirección Nacional de Recursos Minerales del Ministerio de Comercio e Industrias de la República de Panamá se presenta, en la Tabla 6-48, un listado y la localización de los contratos de materiales no metálicos dentro del área de estudio de la conducción río Bayano.

Tabla 6-48 Fuentes de materiales no metálicos en el área de estudio conducción Río Bayano.

No.	Expediente	Empresa	Material	Localización	Área (Ha)	Estatus
FM1	95-105	GRAVA, S.A. (Ñajú)	Piedra de cantera	Chilibre, Panamá, Panamá	919.8	Contrato N° 112 de 11 dic. 1996, Gaceta No.23,190 de 24 dic. 1996 Vence: 10 Mayo 2014, mediante prórroga, CONSTRUCTORA ATLANTIC TRACTOR, S.A. Subcontratista de GRAVA, S.A. (95-105).
FM2	73-19 Z1	CEMENTO BAYANO, S.A.	Piedra de cantera	Chilibre, Panamá, Panamá	110.90	Contrato N° 8 de 16 de enero de 1975. Gaceta 17,810 de 02 de abril de 1975 Vence: 2 de abril de 2015 . Prorrogado por 20 años. Vence:2035.
FM3	73-19 Z2					
FM4	2000-84	CANTERAS DE PANAMÁ, S.A.	Piedra de cantera	Ancón y Chilibre, Panamá, Panamá	259.99	Contrato N° 059 de 01 de abril de 2004, Gaceta 25,039 de 29 abril 2004, Prorrogado por 20 años. Gaceta 27,551-A de 6 de julio de 2014. Vence: 6 de julio 2034. El 6 de sept. 2016 presentaron solicitud de Subcontratista (SAFCO, S.A.).
FM5	2005-25	EXPLOTRAC MINERA, S.A.	Grava continental	Pacora, Panamá, Panamá	340.90	Contrato No.14 de 9 de julio de 2012, Gaceta No.27,159 de 8 noviembre de 2012 - Vence el

No.	Expediente	Empresa	Material	Localización	Área (Ha)	Estatus
						2032.
FM6	78-10	MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS	Grava de río	Pacora, Panamá, Panamá	141 +3,000 metros	Resolución N°54 de 7 de diciembre de 1978.
FM7	2009-36	CORPUS CHRISTY MINERALS DEVELOPMENT, S.A.	Piedra de cantera	Las Margaritas, Chepo, Panamá	256.31	Contrato No.9 de 8 de mayo 2013 Gaceta: 27,394 de 14 de octubre de 2013.
FM8	99-69 Z1	READY MIXED PANAMÁ, S.A. - Antes Inmobiliaria Karly, S.A.	Piedra de cantera	El Llano Chepo, Panamá	605	Contrato Nº01 de 12 febrero 2014 Gaceta 27,490 de 11 marzo 2014 Vence: 11 marzo de 2034.
FM9	99-69 Z2					Contrato Nº01 de 12 febrero 2014 Gaceta 27,490 de 11 marzo 2014 Vence: 11 marzo de 2034.
FM10	99-69 Z3					Contrato Nº01 de 12 febrero 2014 Gaceta 27,490 de 11 marzo 2014 Vence: 11 marzo de 2034.
FM11	99-69 Z4					Contrato Nº01 de 12 febrero 2014 Gaceta 27,490 de 11 marzo 2014 Vence: 11 marzo de 2034.
FM12	99-69 Z5					Contrato Nº01 de 12 febrero 2014 Gaceta 27,490 de 11 marzo 2014 Vence: 11 marzo de 2034.

Fuente: Dirección Nacional de Minerales del Ministerio de Comercio e Industrias de la República de Panamá.

6.7. SISMOLOGÍA Y PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO

6.7.1. Marco tectónico nacional

La zona de estudio ha sido clasificada como de amenaza sísmica alta teniendo en cuenta que se encuentra localizada en el denominado Bloque de Panamá, el cual está limitado por cuatro placas; al norte y al oeste la Placa del Caribe, al suroeste la Placa del Coco, al sur la Placa de Nazca y al este la Placa de Suramérica. El límite norte del bloque de Panamá corresponde a un sistema de fallas inversas y plegamientos denominado el Cinturón Deformado del Norte de Panamá (NPDB por siglas en inglés). El límite oeste lo define un sistema complejo de fallas, donde predominan los mecanismos inverso y de rumbo dextral, en este límite se encuentra la región central de Costa Rica. El límite sur está caracterizado por dos fosas: La Fosa Mesoamericana en el suroeste y la Fosa de Panamá hacia el sur-sureste, la Fosa de Panamá continúa con una falla de transformación sinestral de rumbo noroeste que se localiza al sur del Golfo de Panamá. El límite este de del bloque del Panamá no está bien definido y está caracterizado por una zona difusa de deformación denominada la zona de sutura de Panamá (Montero et al., 1994).

Como se mencionó anteriormente en el numeral de geología estructural el bloque de Panamá ha

sido dividido en cinco zonas generadoras de sismos (Montero et al., 1994). La primera zona, denominada zona de Chiriquí se encuentra en el límite occidental del Bloque de Panamá, cerca de la frontera entre Panamá y Costa Rica. En esta zona se presenta un proceso de subducción oblicuo de bajo ángulo y caracterizado como asísmico que surge como resultado de la interacción del levantamiento de la Placa del Coco y la terminación de la zona de fractura de Panamá. En la zona del Golfo de Chiriquí y en el sector continental adyacente se encuentran una serie de fallas sinestrales WNW-ESE (Cowan et al., 1998), entre las que se destaca la falla de Chiriquí o Celmira la cual se considera una extensión de la falla Longitudinal de Costa Rica (Corrigan et al., 1990). Con base en los mecanismos focales se ha podido caracterizar el mecanismo sísmico como un proceso caracterizado por un desplazamiento lateral derecho a lo largo del plano nodal de rumbo norte (Montero et al., 1994).

La segunda zona, denominada zona de Azuero se localiza en la parte sur del bloque de Panamá y comprende las penínsulas de Azuero y La Palma y las áreas oceánicas aledañas. En esta zona también se presenta una subducción oblicua asísmica con algunos eventos que superan los 33 km de profundidad. La mayor parte de la sismicidad de esta zona está asociada con una serie de fallas paralelas de movimiento lateral izquierdo entre las que se destacan las fallas Tonosí y la Torio-Guanico-Lobaina-San Rafael también conocida como la falla Azuero-Soná (Mann y Corrigan, 1990). Los mecanismos focales de los eventos registrados en esta zona muestran una predominancia de fallamiento de desplazamiento de rumbo.

En la tercera zona sísmica que se encuentra en el Bloque de Panamá, denominada Península de Azuero y sur del Golfo de Panamá, se encuentra la frontera entre las placas, la cual es caracterizada por un desplazamiento de rumbo. Mann y Corrigan (1990) desarrollaron un modelo tectónico en el cual la falla transformada se divide dentro del continente a través de la Península de Azuero como parte de una amplia zona de cizalla, que incluye un sistema de fallas laterales izquierdas de rumbo NW-SE (Montero et al., 1994).

La cuarta zona sísmica, denominada zona Este o zona de sutura de Panamá es una zona clasificada como compleja y que no ha sido caracterizada en detalle tectónicamente. La mayor parte de las fallas en esta zona han sido definidas con base en el resultado del análisis sensores remotos. Entre estas fallas se destacan las fallas de Sambú y Jaque, las cuales se encuentran en el continente y tienen rumbo subparalelo a la costa del Océano Pacífico. Adicionalmente se encuentran fallas con rumbo WNW-ESE atravesando el archipiélago de Las Perlas y fallas inversas, como la falla de Pirre, la cual se extiende con rumbo noreste a lo largo de las montañas que se encuentran en la frontera entre Panamá y Colombia. Los mecanismos focales de los eventos sísmicos registrados en esta zona son caracterizados como inversos y de rumbo. En esta cuarta zona se encuentra la localización de la barrera móvil del esquema de diseño del Proyecto Bayano.

En la quinta zona o zona del Caribe se encuentra el Cinturón Deformado del Norte de Panamá, el cual se extiende desde el Golfo de Urabá en Colombia hasta Puerto Limón en Costa Rica. Este Cinturón parece haber sido originado por la convergencia entre la Placa Caribe y el Bloque de Panamá. El tramo este del Cinturón Deformado del Norte de Panamá presenta un patrón de deformación más regular que el tramo oeste. El tramo oeste del NPDB presenta cambios en su estilo estructural y en la vergencia del fallamiento inverso (Silver et al., 1991). Los eventos

sísmicos asociados con el NPDB han sido caracterizados como de desplazamiento de inclinación principalmente de tipo inverso (Montero et al., 1994).

Cowan et al. (1998) desarrolló un estudio en el cual se identificaron las principales fuentes con actividad cuaternaria en el país (Ver Figura 6-96). Entre las que se destacan: La Zona de Falla Longitudinal, el anticlinal de Madre Vieja cerca a David, la Zona de Fractura de Panamá, la Zona de falla Central y Sur de Coiba y la Zona de Fractura de Balboa cerca de la isla de Coiba y en el Océano Pacífico, el Cinturón Deformado del Sur de Panamá, la falla del Río Flores y la zona de fallas Azuero-Soná en Chitré, el Cinturón Deformado del Norte de Panamá, la zona de Falla de Limón en Bocas del Toro, La Falla Gatún en el Centro de Panamá, las fallas de Sansón y Sambú en La Palma, la falla del río Jaqué en Jaqué y la zona de Falla del Sur de Panamá y el Complejo Acrecional de Colombiano en el Océano Pacífico.

En la zona en la cual en donde se tiene previsto implantar la barrera móvil del Proyecto Bayano, Cowan et al. (1998) no identifican sistemas de fallas activas, sin embargo, se encuentra en la zona de influencia de las fallas PA-15 (fallas sin nombre asociadas con el Cinturón Deformado del Este de Panamá) y PA-16 [zona de falla de las lomas de Sansón (Sanson Hills fault zone)]. Teniendo en cuenta la localización del proyecto y el marco tectónico de la zona de estudio se esperaría que los dos sistemas de fallas corticales listados anteriormente y el tramo este del Cinturón Deformado del Norte de Panamá sean las fuentes que controlen la amenaza sísmica del sitio de estudio.

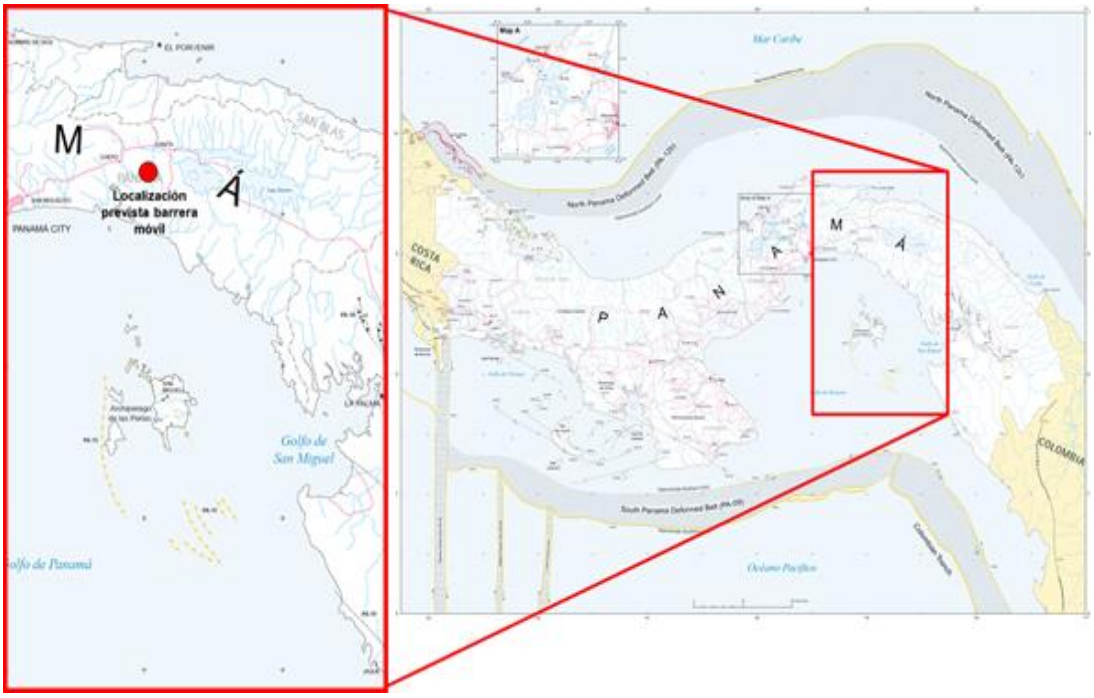


Figura 6-96 Fuentes sísmicas con actividad cuaternaria (Cowan et al., 1998).

6.7.2. Evaluación de la amenaza sísmica

Como se mencionó en los criterios de diseño la evaluación de la amenaza sísmica se desarrolló teniendo en cuenta dos grupos o niveles de diseño. El primer grupo (Grupo A) corresponde a aquellas estructuras de retención (en particular la barrera móvil del proyecto) cuya falla puede generar consecuencias más relevantes. Para estas estructuras críticas se planteó desarrollar análisis particulares de amenaza sísmica con el fin de complementar o corroborar los lineamientos definidos en la REP2014. En este informe se presentan los resultados y conclusiones para las estructuras correspondientes a este grupo (en particular la barrera móvil). Para las estructuras de menor criticidad o menor impacto en caso de una falla (Grupo B), como se mencionó en los criterios de diseño se utilizarán directamente las recomendaciones y lineamientos de la norma REP2014 y por tanto no se considera desarrollar análisis particulares de amenaza sísmica.

Con el fin de tener una estimación de la amenaza sísmica del sitio de estudio (zona en donde se plantea implantar la barrera móvil) se desarrollaron análisis preliminares implementando metodologías probabilísticas (PSHA por sus siglas en inglés) y determinísticas (DSHA por sus siglas en inglés) de evaluación de la amenaza sísmica. Como parte de los análisis probabilísticos de amenaza sísmica se adelantó un análisis de los catálogos histórico e instrumental a nivel regional.

6.7.2.1. Análisis del catálogo histórico de sismicidad

El catálogo histórico más completo a nivel nacional corresponde al compilado por Cowan en 2001. En este catálogo se encuentran los sismos que según los reportes históricos generaron afectación en el país. La Tabla 6-49 presenta los sismos más relevantes y una corta descripción de sus efectos según la compilación adelantada por Cowan. Se observa que casi el 50% de los eventos incluidos por Cowan en el catálogo de sismicidad histórica de Panamá fueron generados en el Cinturón deformado del Norte de Panamá (NPDB) y son los eventos en los cuales se ha reportado mayor daño en el país.

Tabla 6-49 Sismicidad histórica de Panamá, Cowan (2001).

Localización	Fecha	Magnitud	Comentarios
Desconocida	02/05/1621	> 7.0	Daños en Ciudad de Panamá y la Provincia de Veraguas
Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Bocas	07/05/1822	7.5	Licuación y tsunami a lo largo de la costa del Caribe
Cinturón Deformado del Norte de Panamá, San Blas	07/09/1882	7.7 - 8.0	Licuación y tsunami a lo largo de la costa del Caribe. Daños en Ciudad de Panamá
Zona de Falla de Azuero-Soná	05/02/1883	7.0	Daños menores en Ciudad de Panamá
Zona de Falla del Sur de Panamá	20/01/1904	> 7.4	No hubo reportes de daños en Ciudad de Panamá
Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Bocas	20/12/1904	7.5	Fuertes vibraciones en Changuinola
Zona de Falla de Azuero-Soná	01/10/1913	7.0	Daño intenso en Los Santos, licuación y deslizamientos, cable marítimo de telégrafo

Localización	Fecha	Magnitud	Comentarios
			dañado
Cinturón Deformado del Norte de Panamá, San Blas	27/05/1914	6.5 - 7.2	Daño menor se estima una profundidad de 70 km pero puede ser menor
Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Bocas	25/04/1916	7.0	Sentido fuertemente en Panamá y Costa Rica
Zona de Colisión Este entre Panamá y Colombia	29/03/1925	> 7.0	No se registraron daños en Panamá
Cinturón Deformado del Norte de Panamá, San Blas	07/03/1930	6.0 - 6.5	Se sintió fuertemente en Ciudad de Panamá y en Colón
Cinturón Deformado del Norte de Panamá, San Blas	21/11/1935	6.5	Sentido fuertemente en la zona del Canal de Panamá
Zona de Falla del Sur de Panamá	02/05/1943	> 7.0	Se sintió fuertemente en Ciudad de Panamá
Zona de Falla del Sur de Panamá	04/01/1951	6.7	Daño moderado en Ciudad de Panamá
Zona de Falla del Sur de Panamá	06/01/1951	> 7.0	Daño moderado en Ciudad de Panamá
Cinturón Deformado del Sur de Panamá	26/07/1962	6.7 - 7.0	Sentido fuertemente en la zona del Canal de Panamá, no se reportaron daños
Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Panamá	19/01/1971	5.5 - 6.5	Se sintió fuertemente en Ciudad de Panamá, daños moderados
Zona de Colisión Este entre Panamá y Colombia	12/07/1974	7.3	Se reportaron fuertes vibraciones, daño notable, ruptura superficial probable (< 15 km)
Zona de Colisión Este entre Panamá y Colombia	11/07/1976	6.8, 7.0	Se presentaron 2 eventos en 4 horas, se sintió fuertemente en Ciudad de Panamá, no se reportaron daños
Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Bocas	22/03/1991	7.6	Sismo de Limón: Fuerte movimiento registrado en Costa Rica y Panamá. Daños considerables en Costa Rica
Cinturón Deformado del Norte de Panamá, San Blas	26/02/2000	6.1	Evento profundo (60 km). Se sintió fuertemente en Ciudad de Panamá. Daños menores reportados

6.7.2.2. Análisis del catálogo instrumental de sismicidad

El catálogo de sismicidad instrumental utilizado como insumo en el presente análisis preliminar de amenaza sísmica es el compilado por el USGS, denominado catálogo PDE, el cual contiene los eventos sísmicos registrados desde el año 1972 hasta el año 2018. La Figura 6-97 muestra la distribución de los epicentros de los eventos sísmicos con magnitud igual o superior a 2.0.

Se observa que la distribución de eventos se concentra en las zonas oeste (frontera Panamá-Costa Rica) y este (Frontera Panamá-Colombia) que corresponde a la sismicidad generada en la Zona de Fractura Sur de Panamá y el Sistema de Fallas de Azuero-Soná y la subducción de Colombia y los sistemas de Fallas del Este de Panamá respectivamente. Adicionalmente se observan cúmulos de eventos en el norte del país asociados con el Cinturón Deformado del Norte de Panamá y al sur del país asociados con el Cinturón Deformado del Sur de Panamá. El evento máximo del catálogo instrumental corresponde al sismo del 22 de abril de 1991 (Sismo de Limón) con magnitud (Mw) 7.6 y profundidad de 10 km. Este evento ha sido asignado al Cinturón Deformado del Norte de Panamá en su tramo oeste.

En la zona de estudio se encuentra que no se presentan cúmulos de sismos, sin embargo, el 16 de marzo de 2002 ocurrió un evento sísmico con magnitud 5.3 (Mw) localizado a una distancia epicentral de 14 km al sitio previsto para la barrera móvil del proyecto. No se encontraron reportes de daños asociados con este evento.

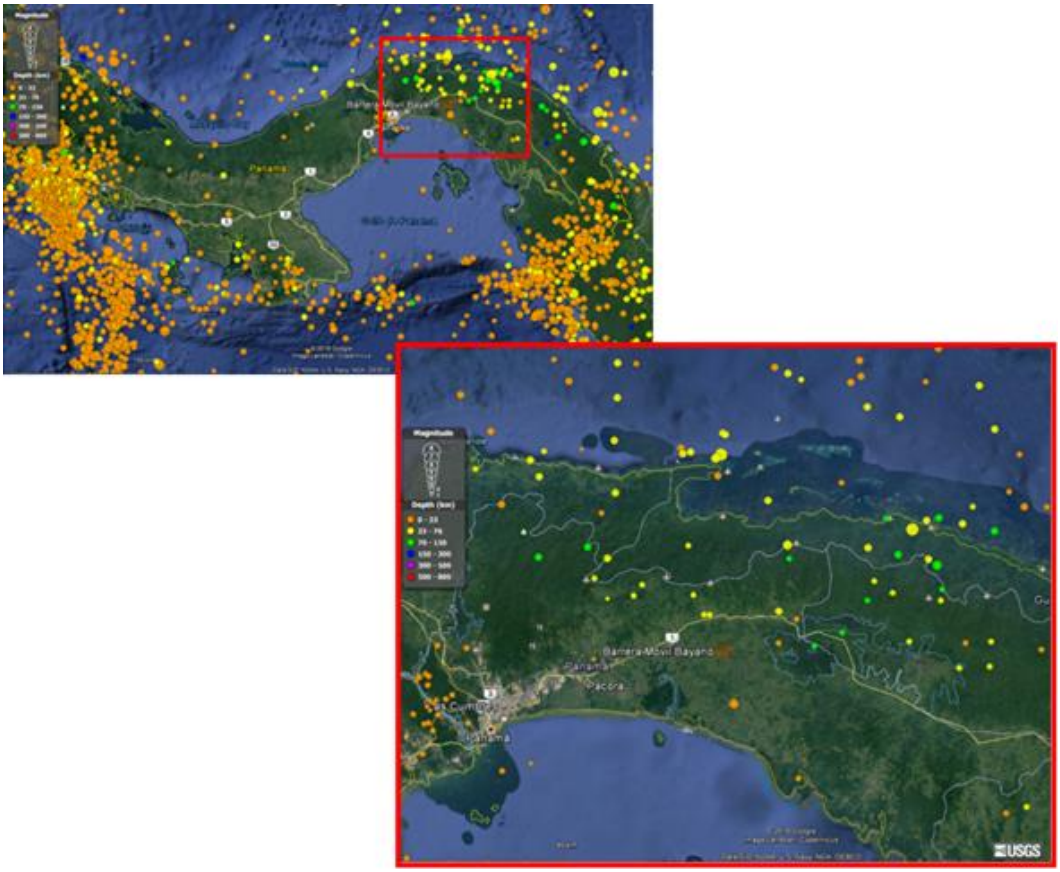


Figura 6-97 Sismicidad instrumental (1972-2018), catálogo USGS-PDE.

6.7.2.3. Análisis de amenaza sísmica para la zona en donde se prevé implantar la barrera móvil del proyecto

Dada la localización del sitio previsto para la implantación de la barrera móvil del proyecto el sitio

de estudio puede ser caracterizado como de amenaza sísmica intermedia a alta. La normativa vigente de diseño de edificaciones nacional (REP2014) define valores de aceleración espectral para la población de Chepo para periodo corto (T = 0.20 s) y periodo largo (T = 1.00 s) de 0.94 g y 0.369 g respectivamente. Según el REP2014 estos valores están calculados para un periodo de retorno de 2500 años. Con base en la aceleración espectral asociada al período corto es posible estimar un valor de aceleración del terreno (PGA por sus siglas en inglés) de 0.38 g, valor consistente con la caracterización de la zona de estudio como de amenaza sísmica intermedia a alta.

En el catálogo utilizado en los análisis probabilísticos que se presentan en este informe solo se tienen en cuenta los sismos con magnitud igual o superior a 4.0, lo cual corresponde con la magnitud de umbral de daño. Para la construcción del modelo de amenaza sísmica se definieron 14 áreas o polígonos de asignación de eventos sísmicos cada uno de los cuales está asociado con uno o varios sistemas de fuentes sismogénicas (Ver Figura 6-98). En la Tabla 6-50, presentada a continuación, se muestra la asociación de los 14 polígonos de asignación con los sistemas de fallas activas identificados en el territorio nacional. La premisa de utilizar diferentes polígonos de asignación está basada en el hecho que los sismos a nivel nacional tienen una distribución y una densidad de eventos con grandes diferencias espacialmente, con el uso de diferentes áreas se pretende que el modelo de amenaza represente de una manera más fidedigna la distribución de eventos sísmicos en la zona de interés.

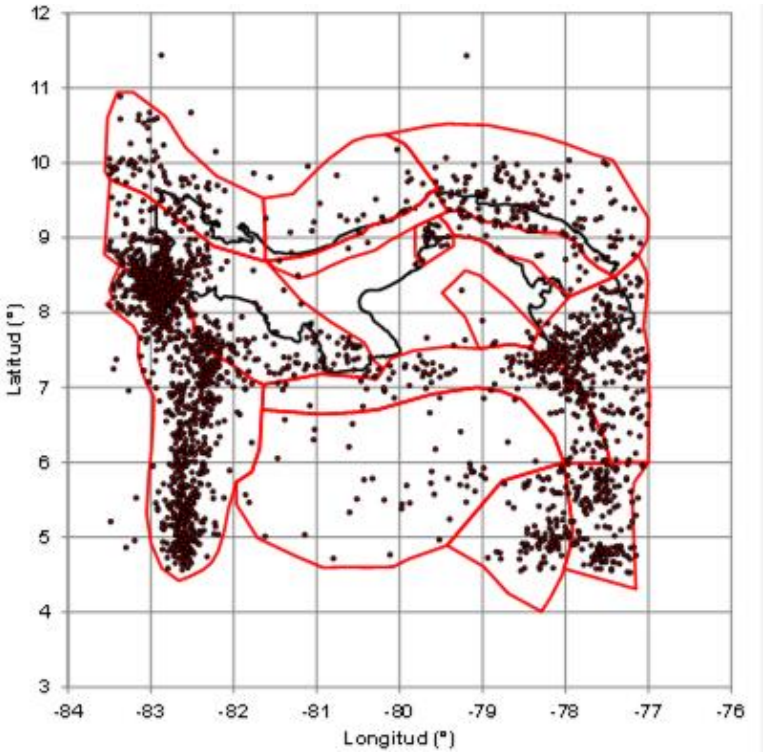


Figura 6-98 Polígonos de asignación de sismicidad

Tabla 6-50 Definición de los polígonos de asignación

Polígono de asignación de sismicidad	Fuente sismogénica asociada	Tipo de Fuente
P1	Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Tramo Oeste	Subducción
P2	Zona Falla Longitudinal, Zona de Falla Azuero-Soná y Zona de Fallas Central y Sur de Coiba	Cortical
P3	Zona de Fractura de Panamá, Balboa y Coiba	Cortical
P4	Cinturón Deformado del Sur de Panamá	Subducción
P5	Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Tramo Central	Subducción
P6	Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Tramo Este	Subducción
P7	Sismicidad difusa del centro de Panamá	Cortical
P8	Sismicidad de baja magnitud cercana a Ciudad de Panamá	Cortical
P9	Zona de Falla Sansón, Pirre y Sambú	Cortical
P10	Cinturón Deformado del este de Panamá	Cortical
P11	Arco de Dabeiba	Cortical
P12	Sismicidad Sur Placa de Nazca	Cortical
P13	Fosa de Colombia	Cortical
P14	Subducción de Colombia	Subducción

Para cada uno de estos polígonos se desarrolló un análisis de asignación de sismos con base en el cual se determinaron los parámetros de recurrencia de cada una de las fuentes tipo área implementando una metodología Bayesiana.

Los análisis presentados en este estudio utilizan un modelo de recurrencia de magnitudes truncado a la magnitud última (Mu), en el cual la función □i(M) es una versión modificada de la relación de Gutenberg y Richter. En estos casos, la sismicidad queda descrita de la siguiente manera:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}}$$

Ecuación 12. Relación de Gutenberg y Richter modificada.

Las magnitudes máximas (Mu) para los diferentes polígonos de asignación son definidas con base en los valores recomendados por Cowan et al., (1998) y los valores utilizados en el estudio de URS (2008).

Las fuentes sismogénicas del centro de Panamá (Fallas de Gatún, Pedro Miguel, Limón y Azota) definidas en el estudio de URS (2008) y en el REP2014 son introducidas en el modelo de amenaza sísmica utilizando la recurrencia del sismo máximo definida por URS implementando un modelo de sismos característico. La Tabla 6-51 presenta la caracterización de las fuentes sismogénicas de la zona Central de Panamá. Se utilizaron leyes de atenuación para fuentes corticales para modelar la atenuación de las fallas del centro de Panamá. Como se mencionó anteriormente la caracterización de las fallas del centro de Panamá como activas está soportada en los resultados

del trabajo de ECI (2007 y 2008) en el cual se desarrollaron trincheras y dataciones en diferentes puntos de las fallas analizadas.

Tabla 6-51 Parámetros característicos de las fuentes del centro de Panamá

Falla	Longitud (km)	Longitud de ruptura (km)	Magnitud (Mw)	Recurrencia (años)	Geometría de Fuente
Gatún	120	40	6.9	100	Vertical
Pedro Miguel	40	30	6.8	525	Vertical
Limón	30	30	6.8	250	Buzamiento 70-80°
Azota	20	20	6.6	350	Vertical

Las magnitudes máximas (Mu) para los diferentes polígonos de asignación son definidas con base en los valores recomendados por Cowan et al., (1998) y los valores utilizados en el estudio de URS (2008).

Una vez definida la caracterización de las fuentes sismogénicas, la amenaza sísmica puede calcularse considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se encuentra la central. La amenaza sísmica en términos de la probabilidad de excedencia se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$\nu(a) = \sum_{n=1}^{N} \int_{Mo}^{Mu} -\frac{\partial \lambda}{\partial M} \Pr(A > a \mid M, R_i) dM$$

Ecuación 13. Amenaza sísmica en términos de probabilidad de excedencia.

En donde Pr(A>a|M,Ri) es la probabilidad que exceda un cierto valor, dadas la magnitud de un sismo y la distancia a la i-ésima fuente y el sitio Ri. Las funciones li(M) son las tasas de actividad sísmica (ley de recurrencia) de cada una de las fuentes. La integral se realiza desde la magnitud mínima (M0) y la magnitud última (Mu) para cada fuente sísmica.

La modelación preliminar de la amenaza sísmica fue desarrollada en el programa de computador CRISIS 2015 (Ordaz et al., 2015), la Figura 6-99 presenta una imagen general del modelo desarrollado.

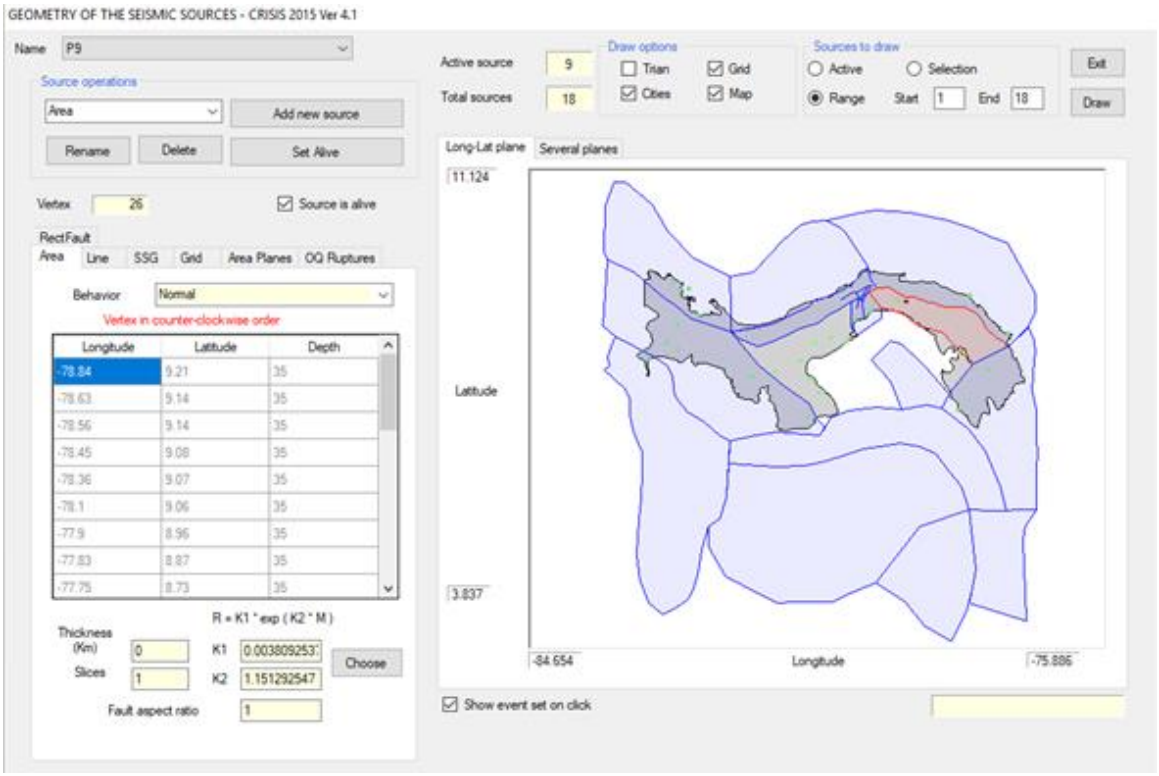


Figura 6-99 Modelo de análisis de amenaza sísmica

Los análisis de amenaza sísmica presentados en este informe consideran las leyes de atenuación para fuentes corticales de Abrahamson, Silva y Kamai (2014), Campbell y Bozorgnia (2014) y Chiou y Youngs (2014) propuestas como parte del proyecto NGA West-2 y para fuentes de Subducción propuestas por Young et al. (1997) y Zhao et al (2006). En total se desarrollaron seis análisis probabilísticos (3 leyes de atenuación corticales x 2 leyes de atenuación para sismos de subducción). Es decir, se le asigna un peso en un árbol lógico de 1/3 para cada ley de atenuación para fuentes corticales y de ½ para leyes de subducción, con lo cual cada combinación ley de atenuación cortical y ley de atenuación de subducción tiene un peso de 1/6 en el árbol lógico.

Las leyes de atenuación implementadas para modelar fuentes corticales en los análisis desarrollados difieren de las utilizadas por URS (2008) y en el REP2014 para generar los mapas de amenaza sísmica, lo anterior surge por el hecho que estos dos estudios fueron desarrollados con anterioridad a la publicación de las leyes de atenuación. La selección de las leyes de atenuación parte de la premisa de utilizar insumos que hayan sido obtenidos en los últimos análisis de catálogos mundiales en los cuales se tuvieron datos más robustos y confiables.

Con base en los resultados de los análisis de amenaza sísmica se desarrollaron análisis para una grilla de 0.1° de lado (~12 km) que cubre la totalidad del país. La Figura 6-100 y la Figura 6-101 muestran los mapas de PGA calculados para periodos de retorno de 475 y 2500 años respectivamente. Con base en los resultados se encuentra que las zonas que presentan la mayor amenaza sísmica corresponden a las zonas cercanas a los límites con Colombia (este) y con Costa

Rica (oeste), adicionalmente se encuentra una zona de amenaza sísmica alta en la parte central del país la cual sigue la geometría definida para las fallas Gatún, Limón, Azota y Pedro Miguel.

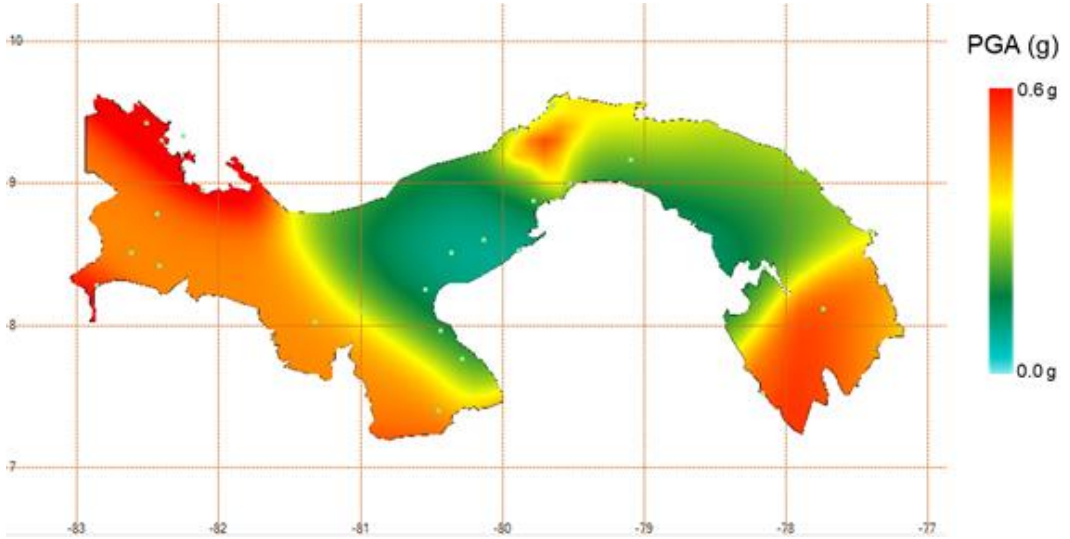


Figura 6-100 Mapa de amenaza sísmica en términos de PGA, para un periodo de retorno de 475 años

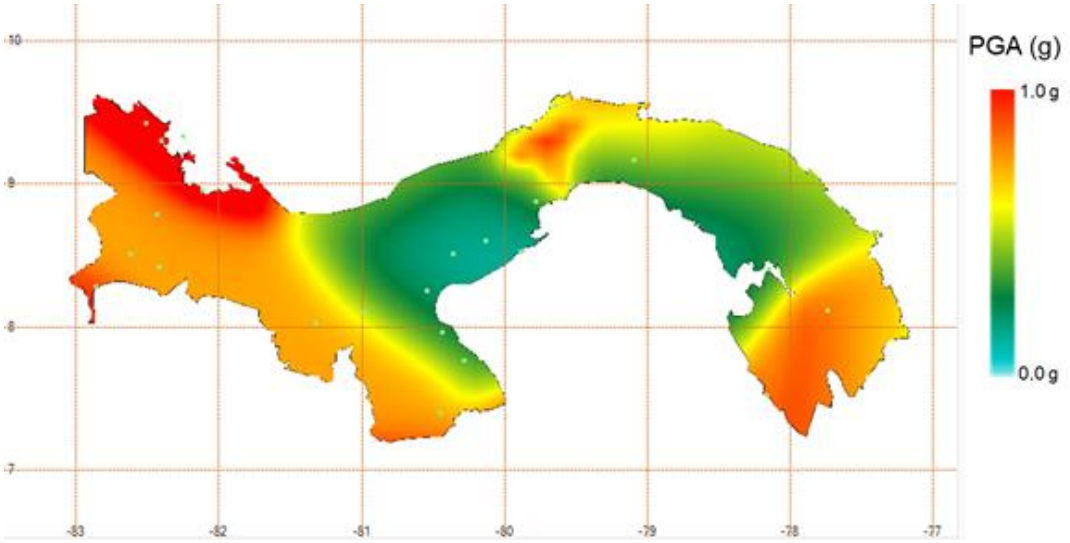


Figura 6-101 Mapa de amenaza sísmica en términos de PGA, para un periodo de retorno de 2500 años

Se adelantó una comparación de los resultados del modelo de amenaza sísmica con los valores presentados en el REP2014 para las ciudades principales del país, comparación que es presentada en la Figura 6-102 y Tabla 6-52 a continuación. Como se puede apreciar en la Figura 6-102 aunque hay diferencias entre los resultados de los análisis y los valores presentados en el REP2014, estas diferencias corresponden principalmente al uso de leyes de atenuación diferentes en los dos

estudios y no a cambios relevantes en la recurrencia de magnitudes de los dos modelos. Se observa que las leyes de atenuación implementadas en el modelo probabilístico predicen mayores aceleraciones para periodos cortos que las leyes de atenuación utilizadas para el cálculo de los mapas de aceleración espectral del Reglamento Estructural de Panamá (REP2014) y aceleraciones espectrales ligeramente inferiores para periodos largos.

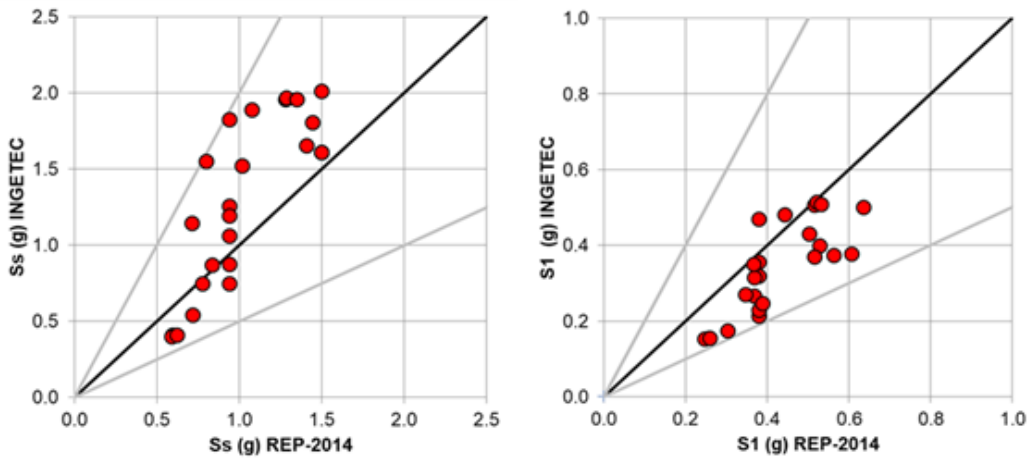


Figura 6-102 Comparación de las aceleraciones espectrales para periodo corto (Ss) y periodo lago (S1)

Tabla 6-52 Comparación de los resultados de amenaza sísmica del modelo probabilístico y los

valores presentados en el REP2014

Ciudades	Long (°)	Lat (°)	REP-2014		INGETEC-2017		
			S_s (g)	S_1 (g)	PGA (g)	S_s (g)	S_1 (g)
Aguadulce	-80.550	8.250	0.720	0.304	0.265	0.542	0.174
Ailigandi	-78.017	9.233	0.940	0.380	0.543	1.060	0.318
Almirante	-82.400	9.300	1.282	0.517	1.162	1.957	0.507
Bocas del Toro	-82.250	9.333	1.285	0.522	1.172	1.967	0.514
Boquete	-82.433	8.783	1.410	0.529	0.795	1.651	0.398
Changuinola	-82.517	9.433	1.349	0.532	1.172	1.957	0.509
Chepo	-79.100	9.167	0.940	0.369	0.452	0.876	0.265
Chiriqui Grande	-82.117	8.950	1.078	0.443	1.101	1.886	0.480
Chitre	-80.433	7.967	0.776	0.381	0.357	0.746	0.212
Chorrera	-79.778	8.878	Ver Mapa		0.412	0.907	0.258
Colón	-79.901	9.359	Ver Mapa		0.606	1.305	0.366
Concepción	-82.617	8.517	1.500	0.607	0.759	1.611	0.376
Coronado	-79.887	8.533	0.596	0.258	0.195	0.409	0.154
David	-82.420	8.427	1.500	0.564	0.760	1.611	0.373
El Real	-77.734	8.110	1.445	0.503	0.820	1.804	0.430
El Valle	-80.130	8.601	0.592	0.247	0.193	0.399	0.153
Jaqué	-78.170	7.518	0.940	0.380	0.849	1.825	0.468
La Palma	-78.145	8.403	0.940	0.380	0.354	0.747	0.229
Las Tablas	-80.283	7.767	0.836	0.390	0.421	0.869	0.247
Panamá	-79.520	8.994	Ver Mapa		0.523	1.152	0.318
Penonomé	-80.367	8.517	0.623	0.260	0.202	0.408	0.154
Portobelo	-79.650	9.550	0.940	0.380	0.632	1.254	0.356
Puerto Armuelles	-82.867	8.283	1.500	0.636	0.901	2.008	0.501
Puerto Obaldia	-77.419	8.664	0.940	0.370	0.564	1.193	0.315
Santiago	-80.983	8.100	0.712	0.347	0.546	1.142	0.270
Soná	-81.317	8.017	0.800	0.368	0.737	1.549	0.349
Tonosí	-80.450	7.400	1.020	0.517	0.741	1.519	0.369

La distribución de las zonas de amenaza sísmica alta obtenidas en los análisis probabilísticos es consistente con los mapas de amenaza sísmica presentados en el REP2014. En particular para la zona de estudio se encuentra que las aceleraciones espectrales (Tret = 25,000 años) asociadas con periodo corto (0.20 s) presentadas en la REP2014 para la ciudad de Chepo difieren en menos del 9% con los resultados encontrados en los estudios desarrollados. Para el caso de los periodos largos (1.00 s) la diferencia encontrada en los análisis particulares es del orden del 35% en relación con los valores reportados en la REP2014.

Se desarrollaron análisis específicos de amenaza sísmica para el sitio en donde se tiene previsto implantar la barrera móvil del proyecto. La Figura 6-103 presenta los espectros de peligro uniforme determinados con base en los análisis probabilísticos de amenaza sísmica. Para el sitio de la barrera móvil se encontraron valores de PGA de 0.46 y 0.69 g para periodos de retorno de 2500 y 10000 años, valores superiores a los determinados con base en los mapas de amenaza sísmica presentados en la REP2014. Se anota que si se utiliza la aceleración espectral para periodos cortos para estimar el PGA se encuentra un valor de 0.35 y 0.53 g para periodos de retorno de 2,500 y 10,000 años respectivamente, se considera que estos valores deberían ser utilizados para determinar un espectro de diseño.

La Figura 6-104 presenta el análisis de participación para diferentes periodos de retorno. Con estos resultados se concluye que la participación del sistema sismogénico caracterizado con el polígono 9 (F9), asociado con las zonas de falla Sansón, Pirre y Sambú es del 59%, mientras el sistema

sismogénico asociado con el tramo este del Cinturón Deformado del Norte de Panamá presenta una participación del 40%. Con base en lo anterior se determina que la amenaza sísmica de la zona de estudio es controlada por estos dos sistemas o zonas de falla, por lo cual, el sismo máximo creíble (MCE por sus siglas en inglés) corresponde a un evento que se genere en estas fuentes sismogénicas.

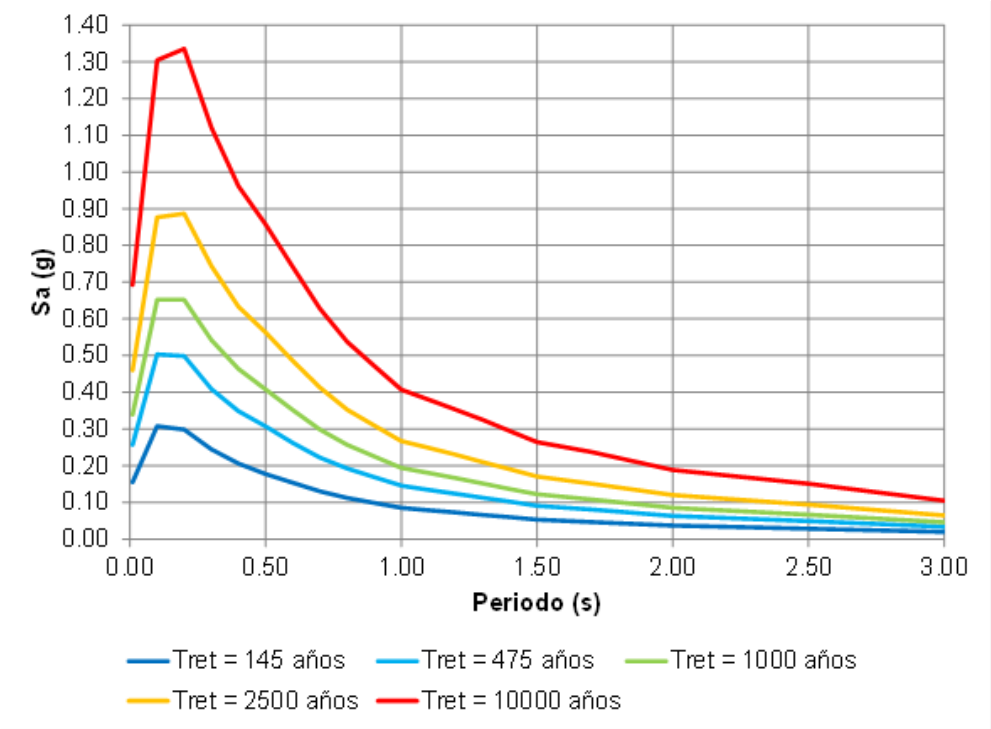
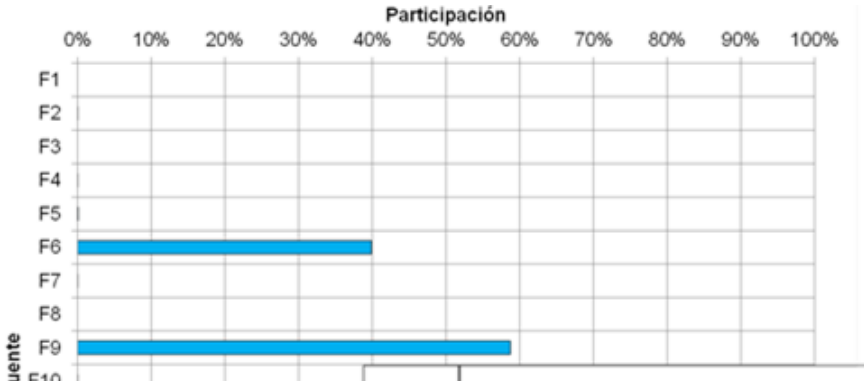


Figura 6-103 Espectros de peligro uniforme para el sitio de la barrera móvil



Fuente	Fuente sismogénica asociada	Tipo de Fuente
F1	Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Tramo Oeste	Subducción
F2	Zona Falla Longitudinal, Zona de Falla Azuero-Sona y Zona de Fallas Central y Sur de Coiba	Cortical
F3	Zona de Fractura de Panamá, Balboa y Coiba	Cortical
F4	Cinturón Deformado del Sur de Panamá	Subducción
F5	Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Tramo Central	Subducción
F6	Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Tramo Este	Subducción
F7	Sismicidad difusa del centro de Panamá	Cortical
F8	Sismicidad de baja magnitud cercana a Ciudad de Panamá	Cortical
F9	Zona de Falla Sansón, Pirré y Sambú	Cortical
F10	Cinturón Deformado del este de Panamá	Cortical
F11	Arco de Dabeiba	Cortical
F12	Sismicidad Sur Placa de Nazca	Cortical
F13	Fosa de Colombia	Cortical
F14	Subducción de Colombia	Subducción
F15	Gatún	Cortical
F16	Pedro Miguel	Cortical
F17	Limón	Cortical
F18	Azota	Cortical

Figura 6-104 Participación de la amenaza sísmica para el sitio de la barrera móvil

Con el fin de acotar los resultados de los análisis probabilísticos de amenaza sísmica se desarrolló un análisis determinístico en el cual se evalúa el espectro de respuesta asociado con dos eventos. El primer evento corresponde a un sismo cortical con magnitud 6.0 y distancia epicentral de 10 km a la zona del proyecto, este evento se considera representativo de la sismicidad máxima local en la zona de estudio y se analiza para tener en cuenta que se presente un evento de magnitud menor, pero de características similares al sismo del 16 de marzo de 2002. Con el fin de observar el efecto del tramo este del Cinturón Deformado del Norte de Panamá se analiza evento sísmico con las características de magnitud y profundidad del sismo del 22 de abril de 1991, trasladando el epicentro a una distancia epicentral de 50 km en relación al sitio de la barrera móvil. Para la evaluación de los espectros de respuesta se utilizaron las leyes de atenuación de sismos de subducción implementadas en los análisis de amenaza sísmica. Los espectros corresponden a la media más una desviación estándar (84 percentil) acorde a las recomendaciones de ICOLD (2010). Con los resultados para este escenario se obtiene un valor de PGA entre 0.33 a 0.39 g. La Figura 6-105 y la Figura 6-106 muestran los espectros determinados para el sitio previsto para la barrera móvil del proyecto, correspondientes al evento cortical y al del Cinturón Deformado del Norte de Panamá, respectivamente.

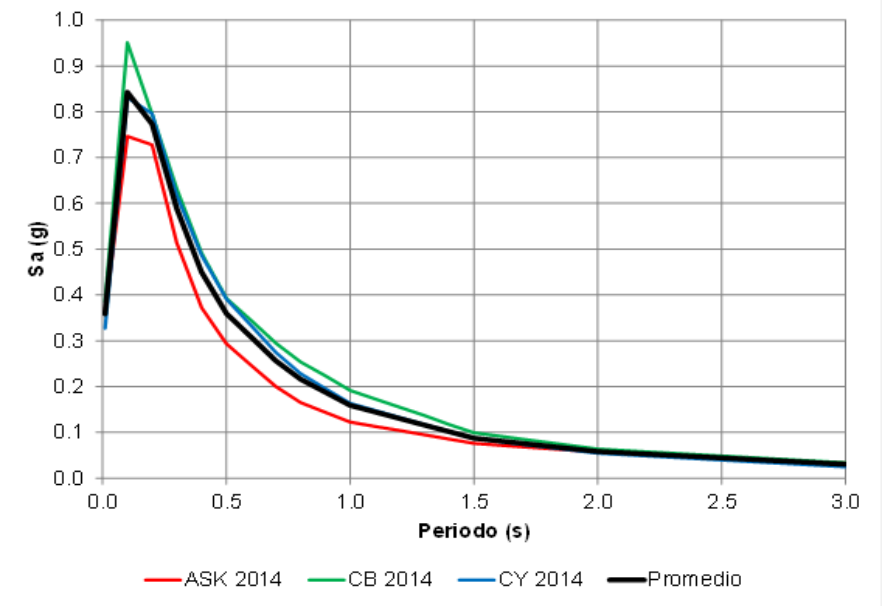


Figura 6-105 Espectros de respuesta para el escenario cortical

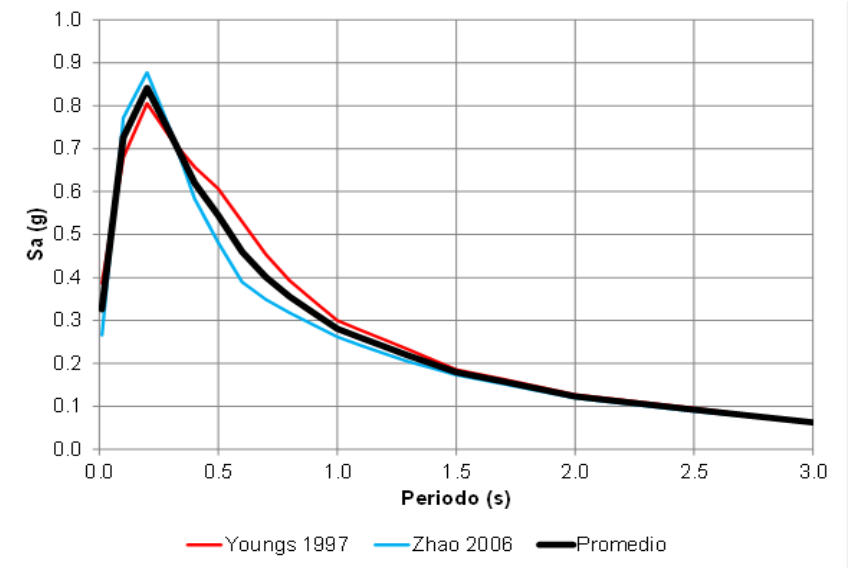


Figura 6-106 Espectros de respuesta para el escenario NPDB

En el caso de diseño y revisión sísmica de las obras que hacen parte del grupo A (en particular la barrera móvil) se utilizan las recomendaciones del boletín 72 del ICOLD (2010). En el cual se definen dos escenarios de análisis; Safety Evaluation Earthquake (SEE) y el Operating Basis Earthquake (OBE).

El OBE representa el nivel de movimiento en el cual sólo es aceptable un mínimo daño. En teoría el OBE puede ser determinado de un análisis económico, pero esto no es siempre factible, y en

muchos casos, es apropiado escoger un periodo de retorno de 145 años (correspondiente a una probabilidad de excedencia del 50% en 100 años de exposición). La presa, las estructuras auxiliares y los equipos deben permanecer funcionales y el daño fácilmente reparable, por la ocurrencia de un sismo que no exceda el OBE (ICOLD, 2010). En la norma panameña de seguridad de presas ASEP (2010), el escenario OBE se denomina Sismo de Operación Normal (SON).

Con base en los resultados de los análisis probabilísticos se estima que para el periodo de retorno de 145 años el valor de PGA es de 0.16 g.

El SEE producirá el máximo movimiento del terreno para la cual será diseñada y analizada la barrera móvil. En presas o muros de retención de agua que puedan presentar una gran amenaza social, el SEE se caracteriza normalmente como el nivel de movimiento igual al sismo máximo creíble determinado mediante el método determinístico o del sismo con un período de retorno de 10,000 años. En la norma panameña de seguridad de presas ASEP (2010), el escenario SEE se denomina Sismo Máximo de Verificación (SMV).

La evaluación determinística puede ser más apropiada en lugares con relativamente sismos frecuentes, por ejemplo, cerca de los límites entre placas.

En sitios en los que no hay un gran riesgo a pérdida de vidas humanas, el SEE puede ser escogido para tener un menor periodo de retorno dependiendo de las consecuencias de la falla de la presa (ICOLD, 2010). Con base en los resultados de los análisis probabilísticos y determinísticos se define que el espectro de respuesta para el escenario SEE corresponde a una envolvente de los espectros asociados con un sismo cortical y el espectro de respuesta calculado para el escenario del sismo creíble asociado con el Cinturón Deformado del Norte de Panamá, el cual presenta un valor de PGA de 0.38 g. En la Figura 6-107 se presenta el espectro propuesto para el escenario SEE comparado con los resultados de los análisis determinísticos preliminares. El espectro propuesto está acorde con las recomendaciones de y parámetros de diseño definidos en la normativa de construcción vigente en el país [Reglamento Estructural de Panamá (REP2014)].

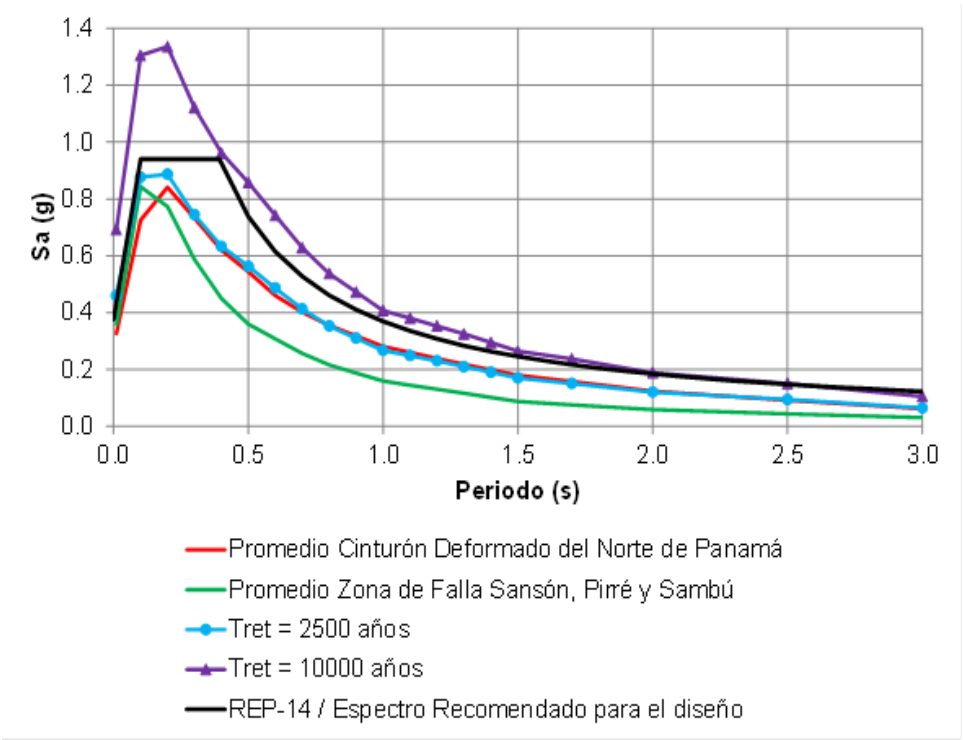


Figura 6-107 Espectro de respuesta propuesto escenario SEE

6.7.2.4. Amenaza sísmica según la REP2014 para para obras que hacen parte del Grupo B

Con el fin de cuantificar las solicitaciones sísmicas de diseño para las obras del Grupo B se definieron puntos claves del trazado del corredor de las conducciones y para estas coordenadas utilizando los mapas de aceleración para periodo corto (Ss) y periodo largo oi de 1 segundo (S1) se definieron los valores de referencia necesarios para calcular el espectro de respuesta de diseño.

Los puntos claves de análisis fueron:

1) Casa de Bombas Jesús María
78° 58´ 37.51" Oeste
9° 09´ 13" Norte

2) Casa de Bombas Tocumen
79° 21´ 01.43" Oeste
9° 07´ 06.98" Norte

3) PTAP la Joya
79° 14´ 45.58" Oeste
9° 10´ 03.18" Norte

Para la localización de las obras anteriormente listadas según los mapas del REP-2014 se definieron las siguientes aceleraciones espectrales de referencia:

- Casa de Bombas Jesús María: Ss=0.94 g, S1=0.373g
- Casa de Bombas Tocumen: Ss=0.94 g, S1=0.36 g
- PTAP La Joya: Ss=0.94 g, S1=0.36 g

Teniendo en cuenta los ensayos de velocidad de onda y los resultados de los ensayos SPT realizados en los sitios de estudio, la clasificación del perfil de suelo es tipo D, lo cual resulta de considerar una una velocidad promedio en el rango 180 m/s<Vs<360 ms y un SPT en el rango 50>N>15. Es decir, una clasificación de suelo duro.

Para el caso de los tres sitios el Fa es igual a 1.1 y el Fv es igual a 1.7. En la Figura 6-108 se encuentra el espectro de diseño típico para el corredor de la conducción y de las obras del proyecto que no hacen parte del grupo A. El espectro de diseño incluye la multiplicación por un factor de 2/3 acorde al ASCE 07 y a los requerimientos del REP-2014. Se considera importante anotar que el factor de grupo (Tipo de edificación) será definido con base en el ASCE 07 y podrá no ser constante de acuerdo con la importancia de cada una de las estructuras del Grupo B.

Teniendo en cuenta estos resultados se puede concluir que la variación de las solicitaciones sísmicas de diseño es mínima. por lo anterior, se considera utilizar un único espectro de diseño para las estructuras del Grupo B. El espectro de diseño (sin incluir factor de grupo) inicia (periodo estructural de 0) en un valor de PGA igual a 0.276 g.

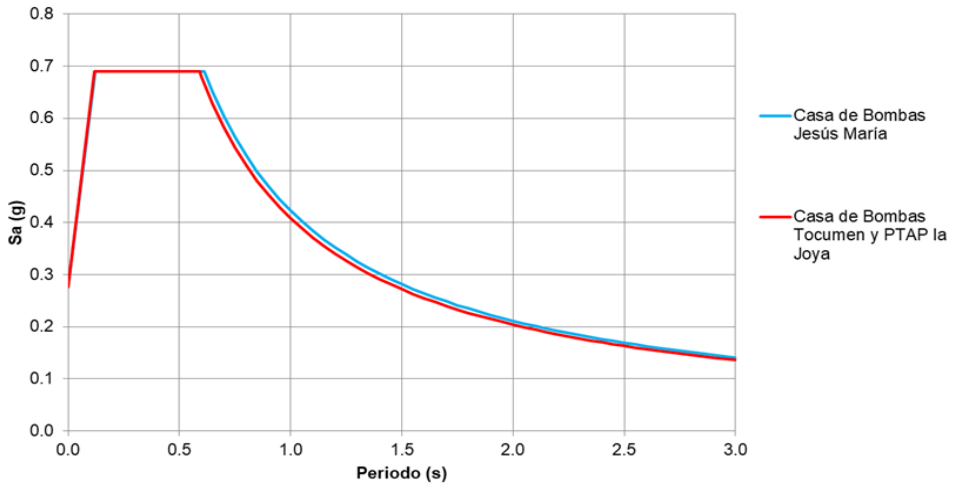


Figura 6-108 Espectro de diseño para las obras del grupo B (no incluye factor de grupo).

7. LOCALIZACIÓN DE LAS OBRAS

La alternativa No. 12 consiste en captar 6 m³/s del río Bayano, en el sector Jesús María, posteriormente bombear hasta el tanque Malambo y desde allí, hasta la PTAP La Joya a través de una conducción compuesta por los tramos 4, 5 y 10. Adicionalmente, se proyectó una red de distribución que inicia en la PTAP La Joya y distribuye a 10 puntos localizados por el sector urbano y rural. En la Figura 7-2 se presenta la localización de las obras principales de la conducción del proyecto.

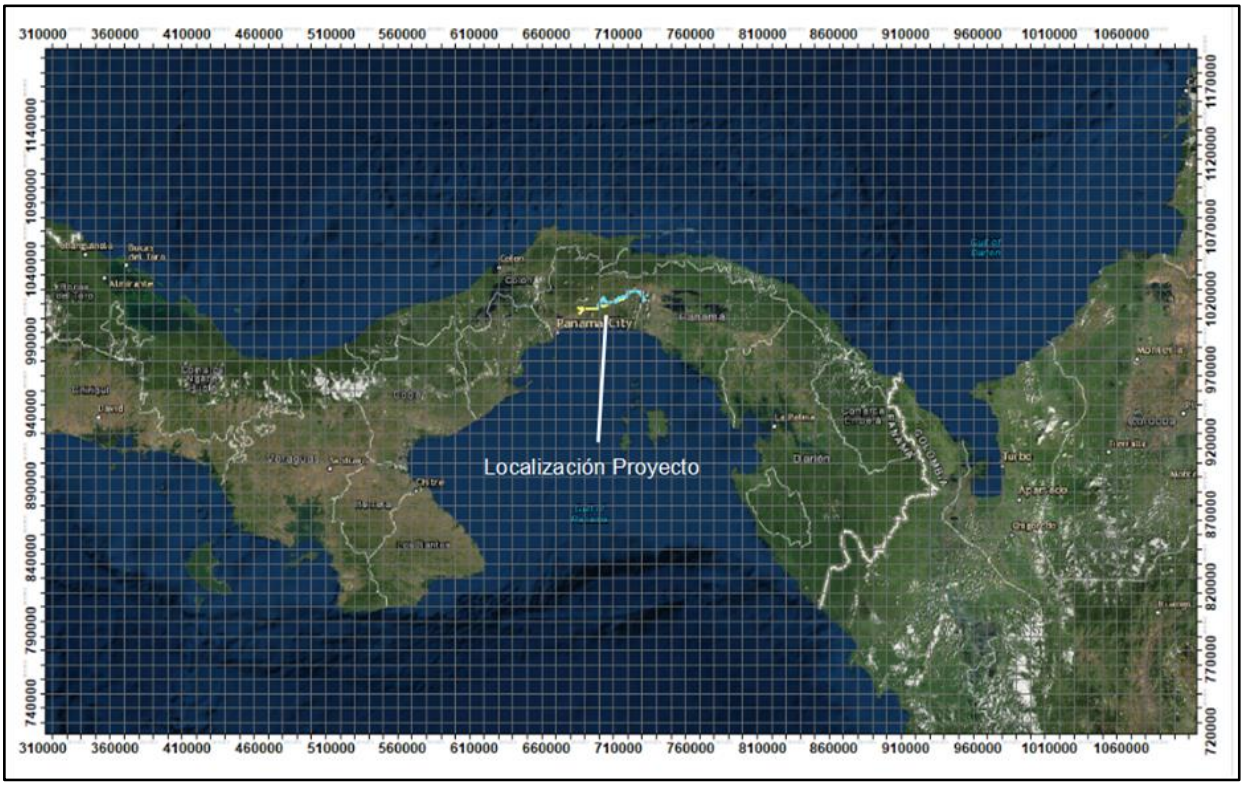


Figura 7-1 Localización General del Proyecto



Figura 7-2 Esquema general localización obras conducción

Como se describió anteriormente, de la PTAP La Joya saldrán 6 m³/s que serán distribuidos a diferentes puntos de la zona urbana y rural, a través del trazado presentado en la Figura 7-3.

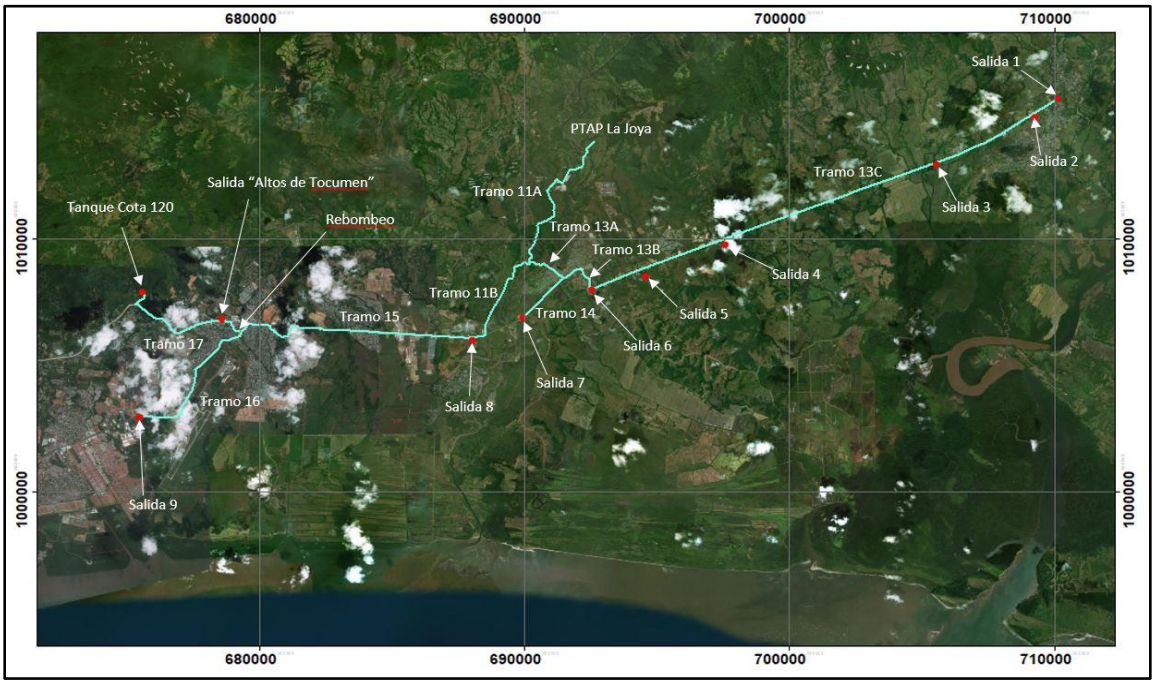


Figura 7-3 Esquema general de la red de distribución

Los puntos de entrega de caudal, seleccionados por IDAAN, se describen a continuación:

- Salida No 1: Interconexión para el crecimiento futuro proyectado en Margarita de Chepo con un caudal de 184 L/s.

- Salida No 2: Interconexión para el crecimiento futuro proyectado en Chepo con un caudal de 144 L/s.
- Salida No 3: Interconexión para el crecimiento futuro proyectado en salida 3 con un caudal de 160 L/s.
- Salida No 4: Interconexión para el crecimiento futuro proyectado en Espavé con un caudal de 311 L/s.
- Salida No 5: Interconexión para el crecimiento futuro proyectado en la salida 5 con un caudal de 332 L/s.
- Salida No 6: Interconexión en Paso Blanco a tubería existente de 12" de diámetro con un caudal de 163 L/s.
- Salida No 7: Interconexión a tubería existente de 12" de diámetro en Pacora con un caudal de 70 L/s.
- Salida No 8: Interconexión a tubería existente de 24" de diámetro en Pacora con un caudal de 500 L/s.
- Salida No 9: Interconexión a tubería existente de 24" y 16" de diámetro del anillo hidráulico ubicado cerca al Hotel Riande con un caudal de 500 L/s y 150 L/s respectivamente.
- Salida Altos de Tocumen: Alimentación con un caudal de 500 L/s a tubería de 24" de diámetro.

Los puntos de entrega descritos suman un caudal total de 3.104 m³/s, el caudal sobrante (2.986 m³/s) es llevado por bombeo hasta un tanque ubicado en la cota 120 msnm.

7.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

La Alternativa 12 del proyecto Bayano consiste en la derivación de 6.0 m³/s del río Bayano para disponerlos en una PTAP proyectada en la zona de La Joya. El sistema de cierre y captación sobre el río Bayano se proyectó 27.4 km aguas abajo de la presa Ascanio Villalaz en las coordenadas 722,286.6332 Este - 1,012,412.5602 Norte (eje de la obra de captación). El tanque Malambo se proyectó en las coordenadas 719,153.393 Este 1,017,213.995 Norte y la PTAP en la zona de La Joya (Coordenadas 692,740.087 E - 1,013,833.575 N). Estas obras estarán conectadas por una conducción y los caudales tratados en la PTAP La Joya serán distribuidos en las zonas rural y urbana a través de una red de distribución que se describen más adelante.

7.2. CAPTACIÓN Y DESARENADOR JESÚS MARÍA

7.2.1. Barrera móvil y estructura de captación Jesús María

Para la derivación de caudales hacia la captación, se proyecta una barrera móvil que se diseña para un Tr de 500 años (5,350 m³/s – ver memorias de cálculo Barrera Móvil) siguiendo lo expuesto en la guía de seguridad de presa, caudal de diseño superior al registrado en el evento "La Purísima" que tuvo un caudal pico aguas abajo de la presa Ascanio Villalaz de 3,860 m³/s.

El sistema de cierre y captación sobre el río Bayano se localiza 27.4 km aguas abajo de la presa Ascanio Villalaz en las coordenadas 722,286.6332 Este - 1,012,412.5602 Norte (eje de la obra de captación). La barrera móvil cuenta con 14 compuertas radiales de 8.5 m de ancho X 10.5 m de alto, que sumadas a la compuerta del canal de limpia (5.0 m de ancho X 7.1 m de alto), conforman los 15 vanos de la estructura.

La captación lateral permite la derivación de los 6.00 m³/s bajo las recomendaciones y lineamientos establecidos en los criterios de diseño; esta se realiza a través de un canal (con sus respectivos tablones de cierre y compuertas para mantenimiento) que conecta la estructura de captación y las estructuras de desarenación. En la entrada de la captación se dispondrá de una reja de 5.5 m de ancho X 2.5 m de alto para evitar el ingreso de material de cierto tamaño (25 cm).

Tomando en cuenta que la barrera movil abarcará todo lo ancho del cauce en esta zona se prevée que ésta estructura pueda facilitar el tránsito de personas entre las dos márgenes del río Bayano cuidando siempre la seguridad del proyecto. Por lo anteiror se recomienda que en los estudios ambientales a desarrollar se analice la posibilidad de generar un paso para la población que permita el tránsito de una margen a otra como medida de mitigación en los aspectos sociales del proyecto.

7.2.2. Desarenador Jesús María

Aguas abajo de los canales de derivación que conectan con la captación, se proyecta la estructura de retención de sedimentos (desarenador), que permite la remoción de partículas de diámetro mayor a 0.2 mm con una eficiencia del 95%. El desarenador consta de tres naves (una para labores de mantenimiento) cada una diseñada para tratar 3.00 m³/s, con dimensiones de 24.20 m de longitud, 7.98 m de ancho y 3.91 m de profundidad (teniendo en cuenta el borde libre).

7.2.3. Bombeo Jesús María

Luego del desarenador se ubica un tanque con capacidad para almacenar 5,448.56 m³ (volumen útil) y albergar las bombas de impulsión hacia el tramo dos de la conducción. La estación se diseñó para un caudal de 6.00 m³/s, se ubicará luego del tanque en una casa de 54 m ancho, 22 m de largo, cota de fondo 6.9 msnm. La estación contará con cuatro bombas centrífugas de eje horizontal de 2.00 m³/s cada una, de las cuales una de ellas es de respaldo, para una cabeza bruta de 198.95 m y una potencia de 83.56 MW. En el Volumen Electromecánico se presenta una descripción detallada de la estación de bombeo. En la Figura 7-4 se presenta el esquema general de la captación, desarenador y bombeo.

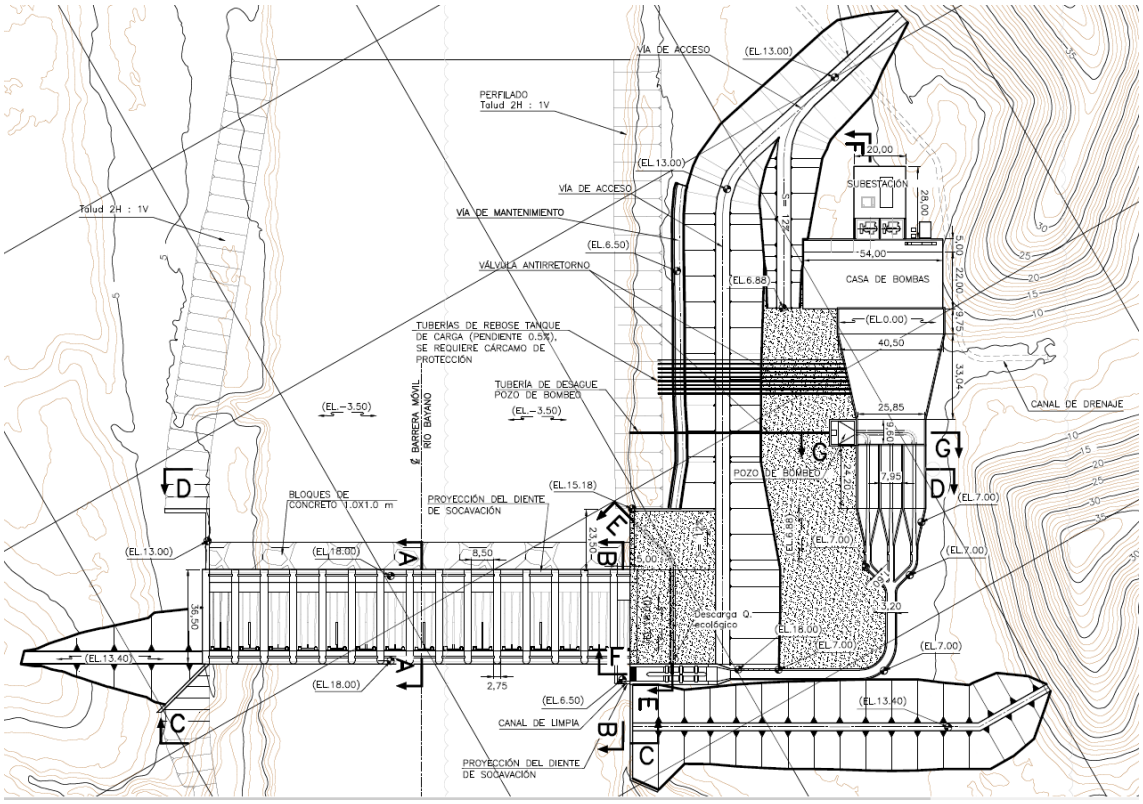


Figura 7-4 Esquema captación, desarenador y bombeo en Jesús María

7.3. CONDUCCIÓN

La conducción se compone por los tramos 2, 4, 5 y 10, con una longitud total de 39,859 m y permitirá la entrega de caudales a la PTAP La Joya (proyectada). A continuación, se describe cada uno de los tramos de la conducción.

7.3.1. Tramo 2 - Conducción de impulsión

La salida de caudales de la estación de bombeo en Jesús María, se realizará por medio de tubería de acero con longitud de 6,789 m, diámetro de 1.8 m y presión de trabajo de 25 Bar, entregando al tanque de carga en el Cerro Malambo ubicado en la cota 172 msnm,

7.3.2. Tramos 4, 5 y 10 - Conducción a gravedad

La conducción a gravedad comienza a la salida del tanque Malambo y se proyectó para transportar hasta 6.0 m³/s en los Tramos 4 y 5, en GRP enterrada, en el tramo 5 se ubicará una derivación (Tramo 10) para llevar 6.0 m³/s hacia la PTAP en el sitio La Joya.

En la Tabla 7-1 se presentan longitudes y diámetros de los tramos de la conducción a gravedad, los cuales suman un total de 39,859 m.

Tabla 7-1 Características de los Tramos 4, 5 y 10 - conducción a gravedad

Tramo	Longitud (m)	ø (m)	PN (Bar)	Observaciones
4	4,981	1.8	25	Sale de tanque Malambo hasta abscisa K11+812, donde empieza el Tramo 5.
5	11177.5	1.8	25	Va de la abscisa K11+812 a la abscisa K22+990, donde la conducción cambia de diámetro.
5	11177.5	1.6	25	Va de la abscisa K22+990 a la abscisa K34+158, donde se ubicará la derivación a la PTAP La Joya
10	5,701	1.5	16	Va de la Derivación en Tramo 5 (K34+158) a PTAP La Joya.

7.4. PTAP LA JOYA

La PTAP tendrá una capacidad de 6 m³/s de acuerdo con la proyección de la demanda de abastecimiento suministrada el IDAAN, sin embargo, se recomienda que se realicen en estudios más detallados cuando se incie el diseño del plan maestro de abastecimiento según el crecimiento de la demanda de agua en la ciudad y sector este de Panamá, con esto, actualizar las posibles etapas de construcción de la PTAP La Joya.

La planta, contará con procesos de tratamiento convencionales como lo son los procesos de Coagulación, floculación, sedimentación de alta tasa, filtración y desinfección. El sistema de tratamiento contará con 3 trenes de tratamiento con dos módulos cada tren y con una capacidad de tratamiento de 1 m³/s por módulo. Adicionalmente se considera como método de desinfección el uso de cloro y la implementación de luz ultravioleta para el tratamiento de la la bacteria Cryptosporidium.

Cada módulo de tratamiento tendrá estará constituido por una unidad de floculación, una unidad de sedimentación y un sistema de filtración conformado por 2 baterías de filtros. A partir del dimensionamiento para un módulo de tratamiento, se establecen las unidades del sistema para las dos etapas consideradas; cada una de ellas de 3 m³/s.

Será posible aislar cualquier tren de tratamiento, sin disminuir la capacidad de producción de agua de la planta, en caso de mantenimiento, limpieza o debido a decisiones operativas por variabilidad en el caudal de entrada, sin limitar el proceso de tratamiento. Dado que esta PTAP estaría alimentada por aguas del río Bayano o sitio de captación Jesús María (Ver numeral 5.1.) el sistema

estará en capacidad de adicionar un proceso de aireación para elevar el oxígeno disuelto al agua cruda de entrada, antes de empezar con el proceso de coagulación.

La estructura de entrada a la planta y distribución de caudales a los 6 trenes de tratamiento, será una cámara circular en la que se tendrán compuertas deslizantes para controlar el caudal que lleva cada canal hacia cada tren. Se propone realizar una aireación mecánica con inyección de aire al agua cruda de entrada para elevar la concentración de oxígeno disuelto.

En cada uno de los canales de distribución se realizará la mezcla rápida a través de un vertedero, la dosificación del coagulante se hará inmediatamente aguas abajo del resalto hidráulico que se genera. Para la calidad de agua que se tiene en Jesús María se requiere oxidar químicamente el Aluminio presente en el agua cruda, dependiendo de los resultados del test de jarras para determinar el coagulante ideal se deberá estudiar cuál reduce las concentraciones de Al además de generar flóculos consistentes y sedimentables (Sangrador Fontecha, 1999).

La floculación se realizará por medio de floculadores mecánicos de eje vertical con paletas rotatorias que giran a velocidades diferentes en las 4 cámaras de cada floculador con gradientes de mezcla de 60 s-1, 40 s-1 30 s-1 y 20 s-1 generado en cada cámara, con flujo de forma ascendente y descendente, de tal forma que se propicie la desestabilización de los coloides y la formación de los flóculos (aglomeración de coloides, turbiedad y sólidos suspendidos). Cada cámara será de 8 m de ancho por 8 m de longitud, con un tiempo de retención hidráulico de 17 minutos en toda la unidad de floculación.

Los sedimentadores de alta tasa serán tanques rectangulares de 9.6 m de ancho por 61.3 m de largo con el área útil cubierta con módulos tubulares de sedimentación tipo colmena de 1.2 m de longitud y ancho de canal de los módulos de 0.05 m para optimizar la velocidad de sedimentación de los flocs. Estos módulos tubulares se instalarán con una inclinación de 60° respecto a la horizontal y a medida que el agua procedente de los floculadores, asciende a través de los paneles y es clarificada, se recoge en canaletas longitudinales que conducen el agua clarificada hacia el canal de repartición de filtros. La carga superficial utilizada para el dimensionamiento de cada sedimentador fue de 146.9 m^3/m^2*día.

Se proyectaron filtros rápidos descendentes de lecho mixto arena y antracita, de tasa constante y carga hidráulica variable con lavado en contraflujo con aire y agua durante 10 minutos. El agua para lavado será tomada del canal de agua filtrada y se utilizará el método de lavado mutuo o lavado compartido.

El material filtrante estará soportado por una capa de grava de diferente granulometría y un falso fondo tipo leopold. La carga superficial asumida para el dimensionamiento fue de 290 m^3/m^2*día, cada filtro está compuesto por dos naves de 5.3 m de ancho cada una y una longitud de 14m, con canaleta central de lavado de 1.5 m de ancho.

Para cada una de las etapas de tratamiento de 3 m^3/s se proyectan 6 filtros cada uno con capacidad de tratamiento de 0,5 m^3/s, para un total de 12 filtros.

El agua filtrada pasa luego a la cámara de desinfección o tanque de contacto de cloro que tiene un tiempo de retención hidráulico de 30 minutos donde se realiza la adición de cloro líquido para la eliminación de coliformes totales y fecales, bacterias, protozoarios y microorganismos. La dosis de cloro debe ser suficiente para satisfacer la demanda de cloro y mantener un residual de cloro suficiente para inactivar o eliminar organismos patógenos El tanque de contacto de cloro tiene un ancho de 30 m dividido en cuatro compartimientos y una longitud de 154 m.

En cuanto a aspectos de salinidad en el agua, el agua de mar se caracteriza por tener los siguientes valores (Suckow, Weisbroth, & Franklinf, 1995):

- Conductividad 5000 uS/m.
- Oxígeno disuelto [1-8,5] mg/l.
- Cloruro 11712 mg/l.
- Dureza CaCo3 3000-4982 mg/l.
- Alcalinidad CaCo3 65,33 mg/l.
- Fosfatos 0,01144 mg/l.

La caracterización de la calidad del agua en el sitio de toma Jesús María muestra para diferentes periodos del día valores muy por debajo de los valores de referencia para agua de mar. La conductividad, cloruros, dureza total y alcalinidad reporta valores del orden de 120 us/cm, 5,0 mg/l, 50 mg/l y 55 mg/l respectivamente. Las concentraciones de otros parámetros analizados indican en general que sus valores son característicos de aguas continentales. Por lo anterior se podría concluir que no hay ningún efecto por intrusión de la cuña marina que incida sobre la calidad del agua en el sitio de captación Jesús María. Los resultados de laboratorio de los muestreos de calidad del agua en Jesús María se pueden consultar en el Anexo 7 del presente documento.

7.5. RED DE DISTRIBUCIÓN

La red de distribución se compone por los tramos 11A, 11B, 13A, 13B, 13C, 14, 15, 16 y 17, con una longitud total de 56,553 m, en dicha longitud están incluidas las longitudes que ocuparán las diferentes estructuras proyectadas a lo largo de la red (rebombeo y tanque cota 120 msnm en Tocumen) y permitirá la entrega de caudales a los 10 puntos descritos en la Figura 7-3, llevando el caudal sobrante al tanque cota 120 msnm en Tocumen.

7.5.1. Tramos 11A y 11B - tramos a gravedad

La salida de caudales de la PTAP La Joya (6 m³/s) se realizará por medio de 1 tubería en GRP con longitud de 10,295 m (6,498.3 m para tramo 11A y 3,796.7 m para tramo 11B), diámetro de 2.5 m y presión de trabajo de 10 Bar, entregando en la cota 17 msnm, donde inicia el tramo 15.

El tramo 11A se diseña para un caudal de 6 m³/s, hasta la derivación del tramo 13A, posterior a esa derivación se tiene el tramo 11B cuyo caudal de diseño es de 4.636 m³/s.

7.5.2. Tramos 13A y 13B - tramos a gravedad

En la abscisa K6+498 del tramo 11A, se tiene una derivación hacia los puntos de entrega (1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7), ver Figura 7-3, el tramo 13A llega hasta la abscisa K1+529 de donde sale una derivación hacia el punto de entrega 7, el tramo 13A tiene diámetro 1 m, material GRP y presión de trabajo PN 10 bar y es diseñado para un caudal de 1.364 m³/s.

El tramo 13B empieza después de la derivación mencionada y se diseña para un caudal de 1.294 m³/s, tiene longitud 1,766 m, material GRP, diámetro 1 m, PN 10 bar, termina donde se hace la derivación de caudal hacia la salida 6, ver Figura 7-3.

7.5.3. Tramo 13C - tramo a gravedad

El tramo 13C empieza después de la entrega de caudal en la salida 6, este tramo se proyecta para entregar caudal a las salidas 1, 2, 3, 4 y 5, tiene una longitud total de 19,432 m, diámetro 1 m, material GRP, PN 10 bar.

El caudal de inicio es 1.131 m³/s y el final 0.184 m³/s debido a las cinco entregas de caudal a lo largo del tramo. Las entregas están caracterizadas así:

- La primera, (Salida 5) que tiene un caudal de salida de 0.332 m³/s ubicado en la abscisa K05+500, y que continúa conduciendo el restante caudal de 0,799 m³/s en el tramo.
- La segunda, (Salida 4) que tiene un caudal de salida de 0.311 m³/s ubicado en la abscisa K13+800, y que continúa conduciendo el restante caudal de 0,488 m³/s en el tramo.
- La tercera, (Salida 3) que tiene un caudal de salida de 0.160 m³/s ubicado en la abscisa K16+300, y que continúa conduciendo el restante caudal de 0.328 m³/s en el tramo.
- La cuarta, (Salida 2) que tiene un caudal de salida de 0.144 m³/s ubicado en la abscisa K19+100, y que continúa conduciendo el restante caudal hasta el final del tramo, donde se tiene la última entrega de caudal (salida 1 de 0.184 m³/s).

7.5.4. Tramo 14 - tramo a gravedad

En la abscisa K1+529 del tramo 13A sale una derivación hacia el punto de entrega 7, ver Figura 7-3, esta derivación es el tramo 14 y se diseña para un caudal de 0.07 m³/s, tiene longitud de 2,176 m, diámetro 0.3 m, material GRP y PN 10 bar.

7.5.5. Tramo 15 - tramo a gravedad

Al final del tramo 11, sobre la avenida Panamericana, se tiene un cambio de diámetro, pasando de 2.5 m a 2.0 m, en este punto empieza el tramo 15, ver Figura 7-3, en la abscisa K0+500 de este tramo se tiene una salida de caudal hacia el punto 8, pasando de un caudal de diseño de 4.636 m³/s a 4.136 m³/s, manteniéndose este último hasta la derivación de los tramos 16 y 17.

El tramo 15 tiene una longitud total de 9,908 m, diámetro 2 m, material GRP, PN 10 bar.

7.5.6. Tramo 16 - tramo a gravedad

Al final del tramo 15, en el sector “Cabuya”, se tiene una doble derivación de caudales, ver Figura 7-3, una de las derivaciones es hacia el punto de entrega 9, esta derivación recibe el nombre de tramo 16.

El tramo 16 se diseña para un caudal de 0.65 m³/s, tiene una longitud total de 6,049 m, diámetro 0.7 m, material GRP, PN 10 bar.

7.5.7. Tramo 17 - tramo de impulsión

Después de la estación de rebombeo se tiene una tubería de impulsión, ver Figura 7-3, que lleva caudal hacia el punto de entrega llamado “Altos de Tocumen” (Q=0.5 m³/s) y el caudal restante (2.986 m³/s) es llevado hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen.

El tramo 16 se diseña para un caudal variable, en el primer tramo es de 3.486 m³/s, y posteriormente pasa a 2.986 m³/s, tiene una longitud total de 5,397 m, diámetro 1.5 m, material GRP, PN 25 bar.

Para poder llegar hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen, ver Figura 7-3, es necesario hacer un rebombeo. Dicha estación se ubica al final del tramo 15. Consiste en un bombeo superficial con cota de fondo 22.5 msnm.

La estación contará con 5 bombas centrífugas de eje horizontal de 0.872 m³/s cada una (una de ellas es de respaldo) para una cabeza bruta de 150 m y un caudal total de diseño de 3.486 m³/s hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen. En la abscisa K0+950 del tramo 17 se tiene una salida de 0.5 m³/s al sitio “Altos de Tocumen”, desde allí el bombeo continúa con un caudal de 2.986 m³/s hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen. En la Figura 7-5 se presenta un esquema de la localización del rebombeo en el sector “Cabuya”.

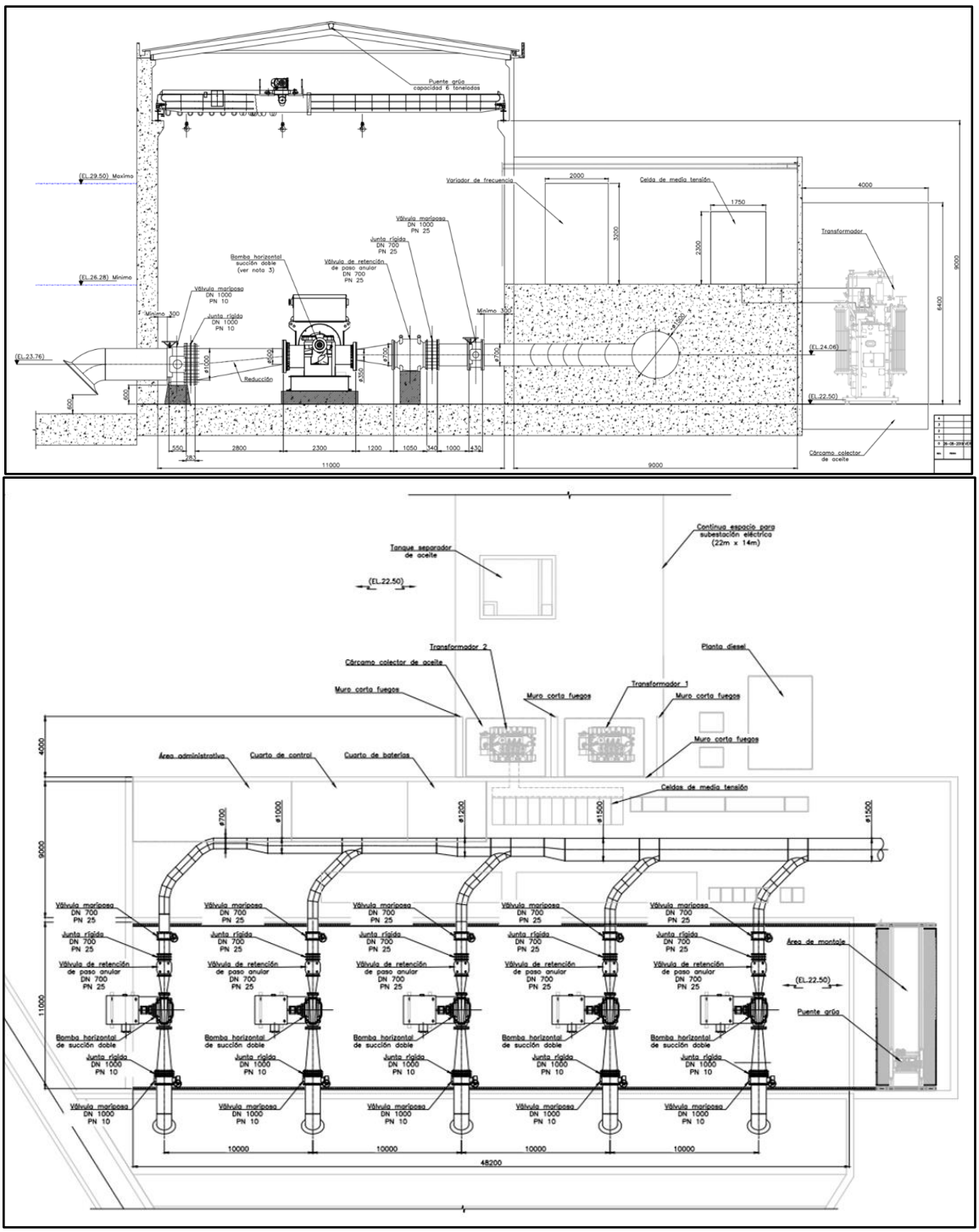


Figura 7-5 Esquema General Tanque y Rebombeo

7.5.8. Tanque cota 120 msnm en Tocumen

El tanque se localiza al final del tramo 17 (ver Figura 7-3), en Tocumen, tiene una cota de fondo

de 120 msnm, tendrá 48 m de largo, 48 m de ancho y 4.0 m de profundidad (más 0.45 m de borde libre), se dimensionó para un tiempo de retención de 15 minutos y un caudal de 8.986 m³/s, lo que permite tener un volumen de reserva de 9,216 m³. En la Figura 7-6 se presenta el esquema del tanque.

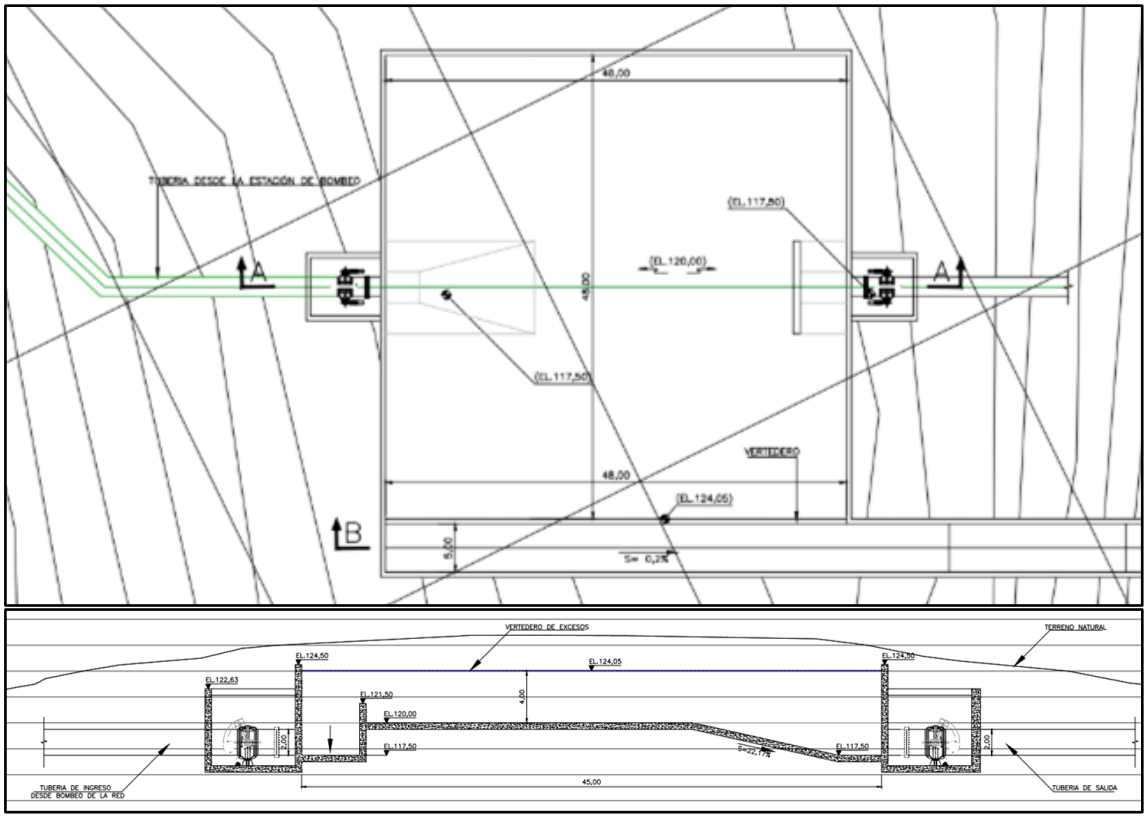


Figura 7-6 Esquema Tanque cota 120 msnm en Tocumen

8. DISEÑOS CAPTACIONES Y OBRAS ANEXAS

8.1. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CAPTACIÓN JESÚS MARÍA

8.1.1. Lineamientos generales de funcionamiento y análisis de falla, riesgo y caudales de diseño

8.1.1.1. Lineamientos generales de funcionamiento de la presa

La presa proyectada en Jesús María es de tipo barrera móvil, es decir que el nivel inferior de la misma está localizado en un nivel similar al del fondo actual del río y sobre dicho nivel quedará conformado un número de vanos, cada uno con una compuerta radial que permite controlar el nivel hidráulico aguas arriba. La barrera móvil no está concebida para generar un almacenamiento en el cauce del río que permita aprovechar volúmenes de agua para abastecimiento y bombeo; la barrera móvil está concebida para generar una elevación en la lámina del agua apropiada para garantizar la derivación de caudales hacia la infraestructura de captación, desarenado y bombeo.

Es importante entender que, debido a los lineamientos utilizados en su concepción, así como a las características hidráulicas del río Bayano, la barrera móvil proyectada en Jesús María no conlleva una variación significativa del comportamiento hidráulico del río durante crecientes, lo cual se explica a continuación.

Los ejercicios de modelación desarrollados para la condición de diseño, correspondiente a un periodo de retorno de 500 años, sobre el tramo de análisis de río Bayano (Véase Figura 8-9), comprendidos entre la Central Hidroeléctrica Bayano y dos kilómetros aguas abajo de la captación Jesús María, muestran que hay independencia de los niveles del río aguas abajo con respecto a la barrera móvil y que hacia aguas arriba de la misma solo se presentan variaciones menores en los niveles hidráulicos debido a su operación.

Aguas abajo de la barrera, por el tipo de régimen del sistema (subcrítico), el nivel de flujo no sufre ningún tipo de perturbación, manteniendo las condiciones actuales del sistema.

En el tramo de aguas arriba de la barrera, producto de las pérdidas asociadas a las pilas que se requieren para la conformación de la estructura, se genera un remanso local directamente aguas arriba de la barrera, que se disipa hacia aguas arriba en el tramo entre la barrera y la Central Bayano. Para la creciente de 500 años, que como se verá más adelante corresponde a la creciente de diseño de la estructura, este remanso sería de 0.40 m llegando a 0.02 m en la Central, mientras que para crecientes asociadas a periodos de retorno menores, tanto la altura del remanso como su extensión hacia aguas arriba son menoress significativos mientras menor sea la creciente.

Estas condiciones son indicativas de que no se está generando un volumen apreciable de almacenamiento que en caso de falla de la estructura ocasione una afectación adicional a la que se genera en el río Bayano en su condición actual.

8.1.1.2. Análisis de falla de presa, clasificación de nivel de riesgo y definición de la creciente de diseño

Tomando como referente lo dispuesto en la Norma para la Seguridad de Presas de la ASEP, Septiembre 2010, se ha efectuado la definición de categoría según el nivel de riesgo de potenciales impactos basados en las pérdidas incrementales a que una falla de presa pudiera dar lugar, teniendo en cuenta los indicadores que se presentan en la sección 2.1.3 que se derivan del apéndice C de la norma antes relacionada (Véase Tabla 8-1), donde se involucra la valoración de pérdida directa de vidas, pérdida de servicios esenciales, pérdida de propiedades y pérdidas ambientales.

Tabla 8-1 Categorización según el riesgo potencial de una presa.

CATEGORÍA	**A**	**B**	**C**
Riesgo	**Alto**	**Significativo**	**Bajo**
Pérdida directa de vidas	Seguro (en uno o más desarrollo residencial, comercial o industrial)	Incierto (localización rural con pocas residencias o solamente desarrollo transitorio o industrial)	No se esperan (debido a la localización rural sin viviendas)
Pérdida de servicios esenciales	Interrupción de instalaciones esenciales y de vías de comunicación a niveles críticos	Interrupción de instalaciones esenciales y de vías de comunicación	Ninguna interrupción de servicios, las reparaciones de los daños es simple o rápidamente reparable
Pérdida en propiedades	Extensa sobre instalaciones públicas y privadas	Mayor afectación pública y en instalaciones privadas	Tierras agrícolas privadas, equipos y edificios aislados
Pérdidas Ambientales	Alto costo de la mitigación o imposible de mitigar	Se requiere una mitigación importante	Daño incremental mínimo.

Fuente: Normas para la seguridad de presas de la ASEP, - Panamá, septiembre de 2010.

Análisis de falla de presa

El análisis de falla considera dos escenarios: (1) ocurrencia de una creciente superior a la creciente de diseño y (2) operación inadecuada de la barrera móvil.

- Ocurrencia de una creciente superior a la creciente de diseño

Teniendo en cuenta lo dispuesto en la Norma para la Seguridad de Presas de la ASEP, Septiembre 2010, se ha tomado una CDA (Crecida de Diseño Afluente) asociada a una creciente con periodo de retorno de 1000 años, que corresponde con la creciente de verificación.

En la zona de captación, a partir de dicho evento ocurriría rebose sobre los diques de protección que se conformarán para proteger la infraestructura proyectada en la zona de captación (canales, desarenadores, tanque de bombeo, casa de bombas, sub-estación eléctrica) con lo cual habría riesgo de pérdida de aquellos diques conformados en tierra así como de equipos mecánicos y eléctricos que entren en contacto con el agua, sin embargo, no se prevén daños a las estructuras en concreto proyectadas en la zona.

En este escenario –en el que la barrera móvil trabaja de acuerdo a los criterios de operación normales- los niveles de flujo aguas abajo de la barrera con o sin la obra resultan básicamente los mismos para el caso de la creciente de verificación. Esto está asociado por una parte a los criterios de operación normales de la barrera –según los cuales se debe abrir compuertas durante crecientes- y, por otro, a la conformación mofológica del río Bayano en el tramo, siendo un sistema de baja pendiente controlado hidráulicamente aguas abajo, en donde los niveles de flujo abajo del eje de la barrera móvil dependen exclusivamente del caudal efluente.

En lo que se refiere al tramo de aguas arriba de la barrera, como se ha mencionado previamente, se tendría un remanso directamente aguas arriba de la barrera, con sobreelevaciones de la lámina de flujo que se irían atenuando hacia aguas arriba hasta que en la zona de la Central Bayano prácticamente no habría sobre-elevación. En el caso específico de la creciente con un periodo de retorno de 1000 años, el remanso sería de 0.46 m directamente aguas arriba de la barrera móvil y se iría atenuando hacia aguas arriba hasta que en la zona de la Central Bayano se tendría una sobre-elevación de tan solo 0.03 m.

Considerando los aspectos antes señalados se presenta en la Figura 8-1 se muestra la zona de inundación asociada a un periodo de retorno de 1000 años para la falla de la barrera por ocurrencia de una creciente superior a la de diseño.

La cantidad de habitantes afectados dentro de la mancha de inundación estimada en la zona donde se dispone de información topobatimétrica corresponde a 444 personas distribuidas entre las 13 poblaciones y lugares poblados identificados, cuya información base poblacional fue extraída de los censos del INEC (Instituto Nacional de Estadística y Censo) actualizada al año 2010 y complementada con la información recopilada en el documento de evaluación socio-ambiental desarrollado a nivel de factibilidad para la alternativa seleccionada. Es importante recalcar que el nivel de afectación es equivalente en la condición actual, con proyecto y con falla en el proyecto.

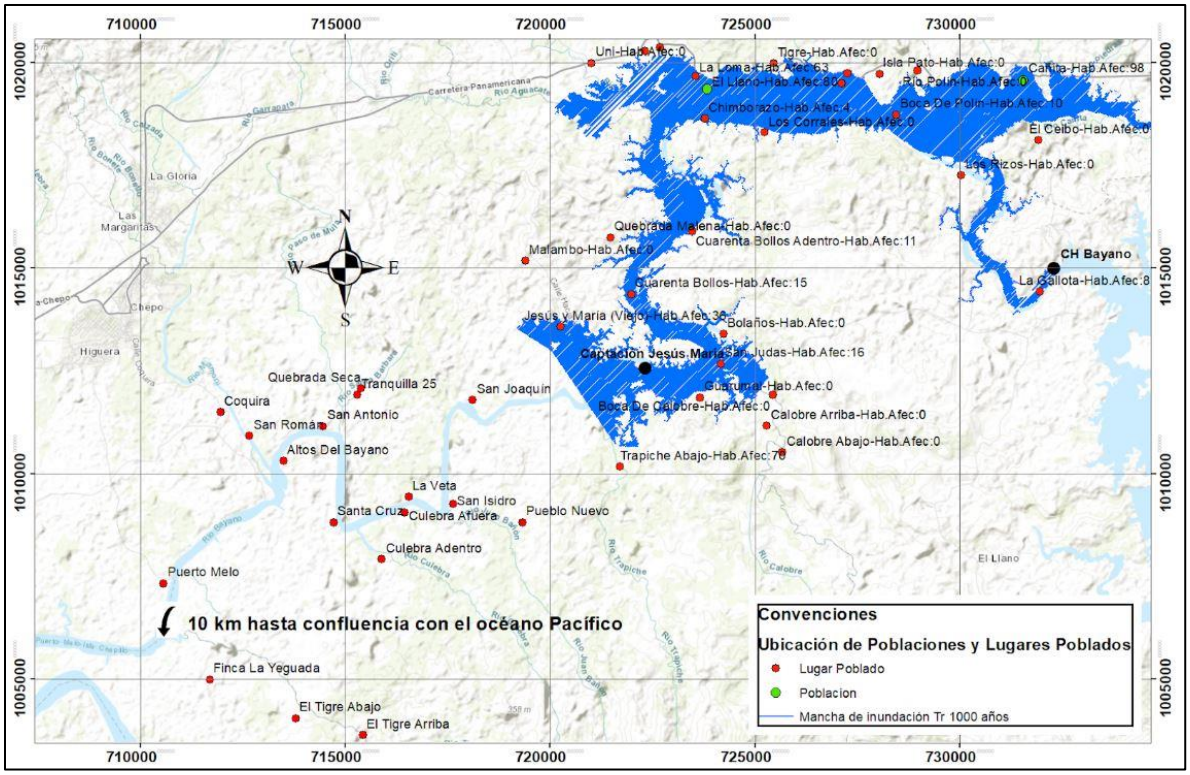


Figura 8-1 Mancha de inundación Tr 1000 años, ubicación de Poblaciones y lugares poblados sobre el río Bayano, entre la Central HIdroléctrica Bayano y descarga al Océano Pacífico - Mapa Topográfico.

Aguas abajo de la captación Jesús María no se dispone de información topobatimétrica que permita desarrollar una modelación hidráulica a partir de la cual pueda definirse de manera detallada la mancha de inundación asociada a la creciente de 1000 años de periodo de retorno, sin embargo, para estimar el efecto que esta tendría aguas abajo de la barrera móvil (bien sea con o sin las obras proyectadas), se evaluó cuántas zonas pobladas se verían afectadas en dicho tramo en caso de que se tenga un ancho de inundación de 1.4 km, que es aquél que se presenta en la sección final del modelo hidráulico realizado para el tramo presa Bayano – Jesús María (la cual está localizada 2 km aguas abajo de la barrera móvil). El resultado de este ejercicio indica que para la creciente de 1000 años de periodo de retorno se verían afectadas 10 áreas pobladas y, de acuerdo a la información del INEC y complementada con el estudio de evaluación socio-ambiental desarrollado a nivel de factibilidad, esto representaría una afectación a 333 habitantes.

Teniendo en cuenta lo anterior la afectación total corresponde a 777 habitantes (es decir 444 habitantes en el tramo Bayanao – Jesús María y 333 habitantes en el tramo localizado aguas abajo de la barrera móvil de Jesús María), en los corregimientos del Chepo, El Llano y Cañita cuya población total conjunta para el censo del 2010 suma 13,682 habitantes.

Es importante resaltar que este nivel de afectación se desarrolla tanto en la condición proyectada como en la condición actual del río Bayano. Esto quiere decir que el efecto leve que genera la

barrera en el perfil hidráulico para la creciente con periodo de retorno de 1000 años –el cual corresponde a un remanso de 0.46 m directamente aguas arriba de la barrera y que se va reduciendo hacia aguas arriba hasta representar una sobreelevación de 0.03 m en la zona de la Central Bayanao- no genera un efecto incremental efectivo en la afectación a zonas pobladas: al comparar la cobertura de la mancha de inundación asociada a la condición actual con la cobertura de la mancha de inundación proyectada no se identifican zonas pobladas adicionales afectadas en la segunda mancha.

- Operación inadecuada de la barrera móvil

Se ha valorado a nivel conceptual un escenario de falla por inadecuada operación en la barrera móvil, donde se considera la apertura de una de las compuertas cuando el nivel de agua aguas arriba de barrera se posicione en la cota 6.5 msnm (NAMO) y aguas abajo en la cota -1.0 msnm (menor registro de marea). Esta condición daría lugar a un pulso de caudal equivalente 415.6 m^3/s, condición que corresponde a un nivel de flujo aguas abajo de la barrera en la cota 2.3 msnm (Véase Tabla 8-5), nivel que queda circunscrito en el cauce principal, considerando que los niveles de bancas están sobre la cota 7.0 msnm.

Incluso en el peor de los escenarios, si se diera la apertura accidental de las 14 compuertas, el caudal llegaría a 1302.5 m^3/s para un nivel aguas abajo de la barrera de 6.37 msnm (VéaseTabla 8-5), quedando nuevamente confinado dentro del cauce principal. Bajo un esquema hipotético en el que se diera una apertura total instantánea de las 14 compuertas, el nivel de flujo inmediatamente aguas abajo de la barrera sería igual al de aguas arriba (cotas 6.5 msnm), obteniéndose un caudal máximo de descarga de 1338 m^3/s (VéaseFigura 8-11), condición que no tiene implicación alguna en términos de afectación aguas abajo de la barrera considerando los niveles de banca en la zona.

Clasificación de la presa según nivel de riesgo

A continuación, se presenta la valoración sobre cada uno de los indicadores para definir el nivel de riesgo recién mencionado.

- Pérdida directa de vidas

  Como se mencionó en el numeral anterior, para la condición de falla por manejo inapropiado de compuertas –que es una condición de falla equivalente a la de rotura para presas de concreto o materiales sueltos- no se esperan reboses hacia el exterior del cauce ni en el evento en que se presente la apertura accidental de una compuerta ni en el que se presente la apertura accidental de las 14 compuertas.

  Para una condición de falla por ocurrencia de una creciente superior a la de diseño, los resultados de los análisis anteriores indican que sí se presentarían reboses desde el cauce y que 777 habitantes podrían quedar expuestos a esta eventualidad, con la particularidad de que esta situación se presentaría básicamente en la misma magnitud tanto para la condición con obras como para la condición sin obras debido a que la barrera está diseñada para dejar pasar los caudales de creciente libremente, con todas sus compuertas abiertas.

Dadas las condiciones anteriores, el riesgo se clasifica como B o significativo, en la medida que se trata de una localización rural con pocas residencias (tendiendo en cuenta la información recopilada en el INEC - Instituto Nacional de Estadística y Censo, complementada con el estudio de evaluación Socio-Ambiental desarrollado a nivel de factibilidad para la alternativa), con un total de 975 habitantes en la zona de afectación directa en el área de modelación aguas arriba de la barrera móvil de Jesús María (Véase Tabla 8-2).

Se aclara en todo caso que las afectaciones a los 777 habitantes en la condición de falla por ocurrencia de una creciente superior a la de diseño no estarían asociadas a pérdida de vidas sino a las incomodidades asociadas a las inundaciones que actualmente se deben estar presentando en la zona cuando ocurren creciente importantes.

En la Figura 8-2 se presenta la ubicación de poblaciones y lugares poblados (con su respectiva estimación de habitantes afectados dentro de la zona de modelación) sobre la zona de influencia del río Bayano, en el tramo comprendido entre la Central Hidroeléctrica Bayano y la descarga al Océano Pacífico, donde se evidencian pobladores en ambas márgenes del río, lo cual ante eventos de crecientes puede llevar a afectaciones.

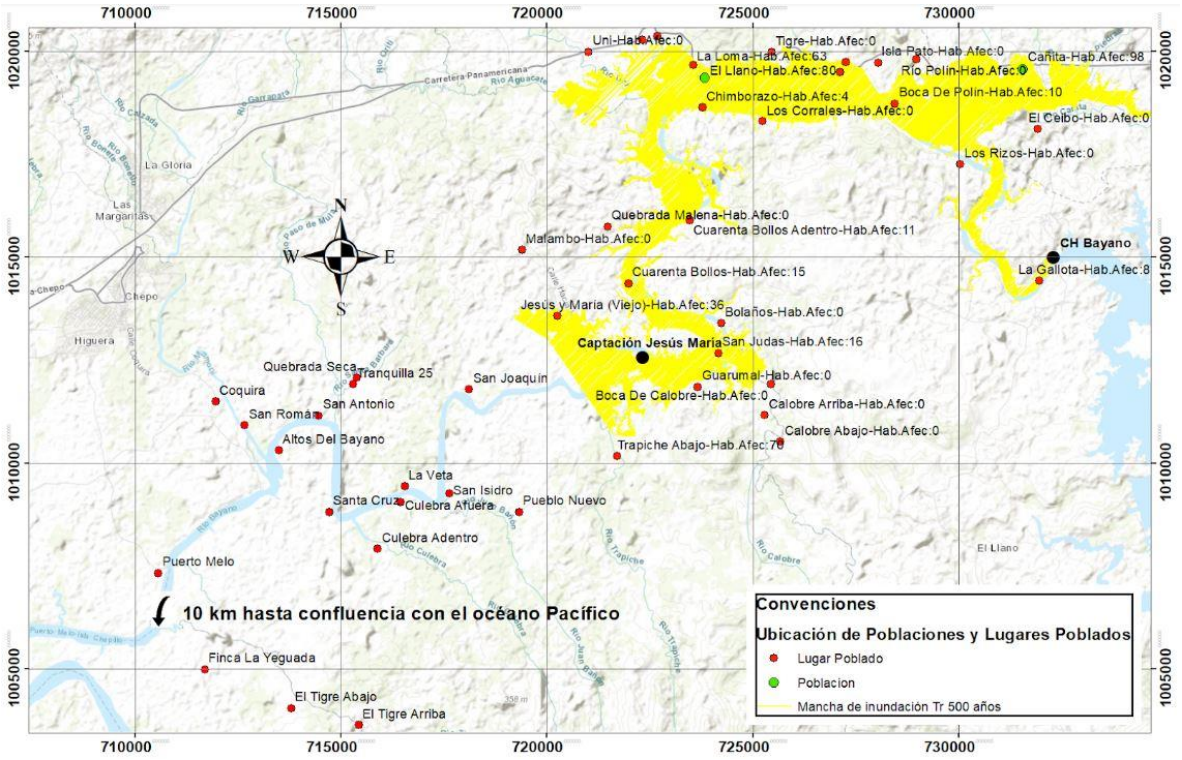


Figura 8-2 Mancha de inundación Tr 1000 años, ubicación de Poblaciones y lugares poblados sobre el río Bayano, entre la Central Hidroeléctrica Bayano y descarga al Océano Pacífico - Mapa Topográfico

Tabla 8-2 Poblaciones y lugares poblados identificados en la zona de modelación para la creciente de 500 años

Nombre	Coordenada X	Coordenada Y	No. Habitantes Afectados	Total Hab	Corregimiento	Tipo población	Fuente de información poblacional
La Gallota	731947,918	1014423,38	8	8	EL LLANO	Lugar Poblado	INEC
Boca De Polín	728451,094	1018732,69	10	10	EL LLANO	Lugar Poblado	INEC
Villa Rica	727125,435	1019503,42	1	1	EL LLANO	Lugar Poblado	INEC
Tigr¾n 14	727257,35	1019734,04	32	32	EL LLANO	Lugar Poblado	INEC
La Loma	723558,215	1019674,71	63	63	EL LLANO	Lugar Poblado	INEC
Chimborazo	723790,347	1018641,04	4	4	EL LLANO	Lugar Poblado	INEC
El Llano	723837,5025	1019349,485	11	11	EL LLANO	Lugar Poblado	INEC
Cuarenta Bollos Adentro	1014367,64	721982,738	80	80	EL LLANO	Población	INEC
Cuarenta Bollos	1012676,35	724176,912	15	15	CHEPO	Lugar Poblado	INEC
San Judas	1010169,34	721710,363	16	16	CHEPO	Lugar Poblado	Documento de evaluación socio-ambiental
Trapiche Abajo	1013578,4	720263,678	70	70	CHEPO	Lugar Poblado	Documento de evaluación socio-ambiental
Jesús y María (Viejo)	1019570,45	731553,335	36	35	CHEPO	Lugar Poblado	Documento de evaluación socio-ambiental
Cañita	1019349,485	723837,5025	98	629	CAÑITA	Población	INEC

- Pérdidas de servicios esenciales

  El riesgo se ha clasificado como significativo, en la medida que se puede presentar interrupción de instalaciones esenciales y de vías de comunicación.

  En primera instancia, se tiene un riesgo de interrupción de la vía Panamericana (Véase Figura 8-3). Esta vía se desarrolla directamente al norte del río Bayano en la zona entre El Llano y Cañita. Los resultados del modelo hidráulico indican que, en dicha zona, el extremo norte de la mancha de inundación básicamente llega hasta la vía y, en algunos tramos específicos, la sobrepasa, por lo cual podría presentarse una interrupción del servicio. La longitud aproximada a lo largo de la cual se tiene riesgo de afectación al funcionamiento de la vía es de cerca de 12 km.

  En segunda instancia, se tiene un riesgo de interrupción del servicio de energía eléctrica de la línea de transmisión que viene de la Central Hidroeléctrica Bayano (Véase Figura 8-3). Esta línea se desarrolla de manera aproximadamente paralela al río Bayano desde la central hasta la zona de El Llano y, en el tramo aproximado entre el cruce con el río Cañita y El Llano se cruza con la mancha de inundación estimada, con lo cual existe el riesgo de que el servicio eléctrico de la línea pueda ser suspendido. Esta suspensión del servicio implicaría que no se suministrara energía eléctrica a los usuarios que hacen uso de la línea de conexión, entre los cuales está el sistema de captación y bombeo de Jesús María.

  Es importante mencionar aquí que para eliminar los dos riesgos anteriormente descritos podría contemplarse el diseño e implementación de obras de protección contra inundaciones para la infraestructura asociada a la línea eléctrica y la vía, las cuales consistirían en la conformación de jarillones o diques de protección en zonas específicas.

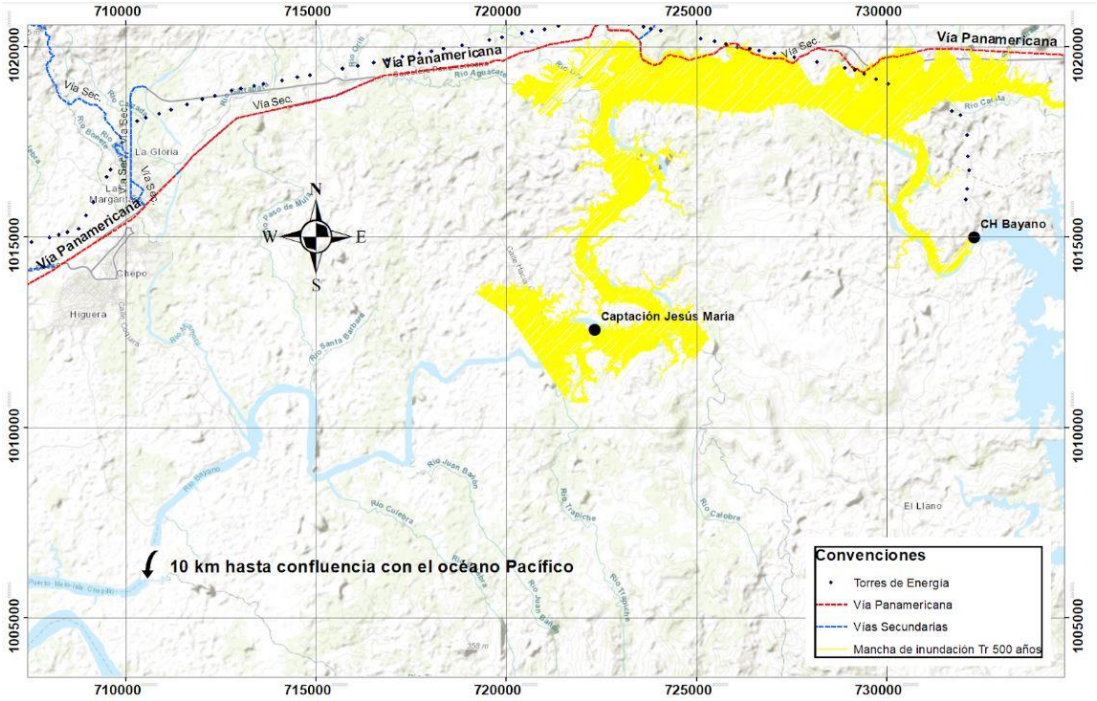


Figura 8-3 Mancha de inundación Tr 1000 años, ubicación servicios esenciales sobre el río Bayano, entre la Central Hidroeléctrica Bayano y descarga al Océano Pacífico - Mapa Topográfico

- Pérdida en propiedades

  El nivel de riesgo se ha caracterizado como Bajo, en la medida que en la zona del proyecto y en particular en las áreas asociadas a las manchas de inundación, de cauerdo a las imágenes satelitales no se esperan afectaciones significativas a instalaciones privadas o a instalaciones públicas extensas sino más bien a tierras agrícolas privadas, equipos y edificios aislados.

- Pérdida ambiental

  El nivel de riesgo se ha caracterizado como Bajo ya que se espera un daño incremental mínimo ante cualquier evento de falla en la barrera para una condición hidrológica determinada, ya que el régimen hidráulico del sistema no presenta cambios significativos con respecto a la condición sin obras, por tanto, la dinámica presente entre los distintos elementos que interactúan con el río Bayano mantendrán una condición equivalente a la situación sin proyecto.

Teniendo en cuenta la valoración conjunta de los parámetros antes señalados se adopta un nivel de Riesgo Significativo, ubicando el sistema en una categoría B, que según la Norma para la Seguridad de Presas de la ASEP, Panamá 2010, corresponde con presas en las que las fallas o mala operación resultan en una improbable pérdida de vidas humanas pero pueden causar pérdidas económicas, daños localizados al ambiente, interrupción de instalaciones y comunicaciones. Estas

presas pueden estar localizadas en zonas rurales, pero con población y correspondiente infraestructura.

Definición de crecientes de diseño y verificación

A partir de la categoría definida para el sistema (B) y de lo establecido por el National Board of Waters and Environment, se adopta una condición hidrológica de diseño de 500 años, y de 1000 años para la creciente de verificación, condición sobre la cual se ha realizado la revisión de borde libre para la estructura.

8.1.2. Descripción general del sistema de captación Jesús Maria

Como se concluyó en el numeral anterior el periodo de retorno de diseño hidráulico de la obra de captación es de 500 años para un nivel de riesgo categoría B (Riesgo potencial significativo – ASEP, 2010), esto considera un esquema de captación a filo de agua sin almacenamiento, regulado únicamente por compuertas radiales, y que además se ubica en zona rural donde aguas abajo no se tienen centros poblados nucleados y hay pocas viviendas dispersas. El análisis de categoría también considera que, ante un evento de falla en la estructura, se producirán interrupciones en servicios esenciales, teniendo en cuenta que parte del caudal derivado será utilizado para consumo.

Cabe resaltar que ante un evento hidrológico que sobrepase la creciente de diseño considerada para la estructura, el nivel de afectación se limita a la zona de obras, esto se debe a que el principio de operación de la barrera móvil es minimizar el cambio en el régimen hidráulico del sistema, para esto se ha utilizado toda la sección hidráulica disponible para la instalación de compuertas radiales, en donde básicamente los sobre niveles que se producen aguas arriba de la barrera móvil están asociados a las pilas intermedias que se requieren para la constitución de la misma.

Para lograr el cierre de la zona de captación se requiere de un dique auxiliar (que actúa como fusible) aguas arriba sobre la margen izquierda, este evitará el flujo de caudales hacia el exterior del cauce durante crecientes del río. En el escenario donde se produzca un sobrepaso del dique no se prevé afectación, teniendo en cuenta que la zona inmediatamente aguas abajo se constituye en una zona de desborde natural del río donde no existen asentamientos.

La configuración general del sistema de captación (Véase Esquema VF-1614-118-02-01-101) cuenta con una barrera móvil de 168 m de ancho (Véase Esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 2 - Corte C-C, D-D), donde se dispone de 15 vanos cuya condición diseño y verificación corresponde con las crecientes de 500 y 1000 años respectivamente (abarcando de esta manera el rango inferior y superior de la creciente de diseño en la recomendaciones de la ASEP, para un nivel de riesgo categoría B), uno de estos vanos está vinculado con el canal de limpia (Véase esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 1 - Corte B-B y Esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 2 - Corte C-C), estructura que permitirá el arrastre de sedimentos en la zona adyacente a la captación (Véase esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte F-F), que es de tipo lateral y está ubicada sobre la margen derecha.
De la estructura de captación se deriva un canal de enlace con tablones de cierre (Véase esquema VF-1614-118-02-01-101, esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte F-F) y compuertas

verticales que permitirán las labores de operación y mantenimiento en la zona de los desarenadores (Véase esquema VF-1614-118-02-04-006 - Anexo 1 (Anexo 1.2.4)).

El empalme entre las naves del desarenador y el canal de enlace se desarrolla mediante una transición horizontal y vertical que permite llegar a la sección hidráulica requerida para garantizar la velocidad de sedimentación asociada a la partícula de diseño (Véase esquema VF-1614-118-02-01-101, esquema VF-1614-118-02-01-102 hoja 3 - Corte F-F). Al final de la estructura del desarenador se encuentra: 1) el vertedero frontal que descarga al tanque que alimenta la estación de bombeo (Véase esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte F-F), y 2) las compuertas de lavado (Véase esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte F-F), y 2) que conectan a un tanque anexo que permite el desagüe en momentos de operación y mantenimiento.

El tanque de bombeo (Véase esquema VF-1614-118-02-01-102, esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte F-F) -al que descargan los desarenadores- tiene fondo y ancho variable previendo que se debe permitir el paso de los ductos de lavado (Véase esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte G-G) del desarenador, y garantizar la sumergencia de las unidades de bombeo y la simetría de la entrega en el flujo hacia las tomas correspondientes.

Aguas abajo del eje de la barrera móvil sobre la margen derecha, sector donde se tiene previsto conformar las obras de la captación Jesús María, se requiere un cierre longitudinal (dique) asociado a la creciente de diseño (500 años), el cual permite proteger las obras de captación, desarenación y bombeo contra inundaciones; y sirve como vía de acceso a la plataforma en la barrera móvil.

Producto de la implantación de la barrera móvil, es necesario efectuar el rebaje del fondo del lecho llevándolo a la cota -3.50 m (nivel inferior de los vanos asociados a la barrera móvil), y el talud izquierdo de aguas arriba y aguas abajo, así como el talud derecho de aguas abajo (donde se requiere de un enrocado de protección para mantener la banca estable producto del perfilado) de la barrera debe ser perfilado, esto permite garantizar que los vanos ubicados sobre la margen izquierda y derecha que se encuentran por fuera de la línea de flujo principal, puedan operar bajo las mismas condiciones hidráulicas que el resto de unidades. En los taludes de la margen izquierda de aguas arriba y en el talud de la margen derecha aguas abajo que serán perfilados se conformará una protección en enrocados para evitar problemas de socavación y mantenerla estable.

Considerando el esquema antes indicado se presentan a continuación las metodologías empleadas en el diseño hidráulico de las obras que componen la captación Jesús María, teniendo como referente los criterios indicados en el capítulo 7.

En el esquema VF-1614-118-02-01-101 del Anexo 1 (Anexo 1.2.1), se presenta en planta la configuración general de la obra de captación Jesús María.

8.1.3. Diseño de la Barrera Móvil

8.1.3.1. Análisis de niveles río Bayano

Para el análisis de niveles de crecientes se construyó un modelo hidráulico que permitió la

simulación del paso de crecientes para los periodos de retorno de interés (se simularon eventos con periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1000 años). El modelo se elaboró utilizando el software HEC-RAS 5.0,3 (River Analysis System) del U.S. Army, paquete que permite la integración topológica del esquema de modelación, representando las condiciones particulares del sistema.

El modelo desarrollado considera 26 secciones topo-batimétricas (ejecutadas en dos campañas, con una extensión promedio en la zona de planicies de 200 m a ambos lados del cauce) distribuidas en una extensión total de 30.0 km, desde el punto de descarga de la Central HIdroléctrica Bayano (Figura 8-4 y Figura 8-5), hasta el sitio de captación Jesús María. La distribución y cantidad de las secciones constituidas permite representar las características particulares del sistema, considerando que el tramo de análisis corresponde con un cauce bien definido, de baja pendiente, con amplias planicies de inundación, que presenta un comportamiento de flujo uniforme. La extensión de las secciones constituidas abarca la totalidad del cauce principal y la planicie de inundación hasta donde la información topográfica disponible lo permite, esto se logró mediante la integración de los perfiles topobatimétricos con la información topográfica levantada para la zona de estudio.

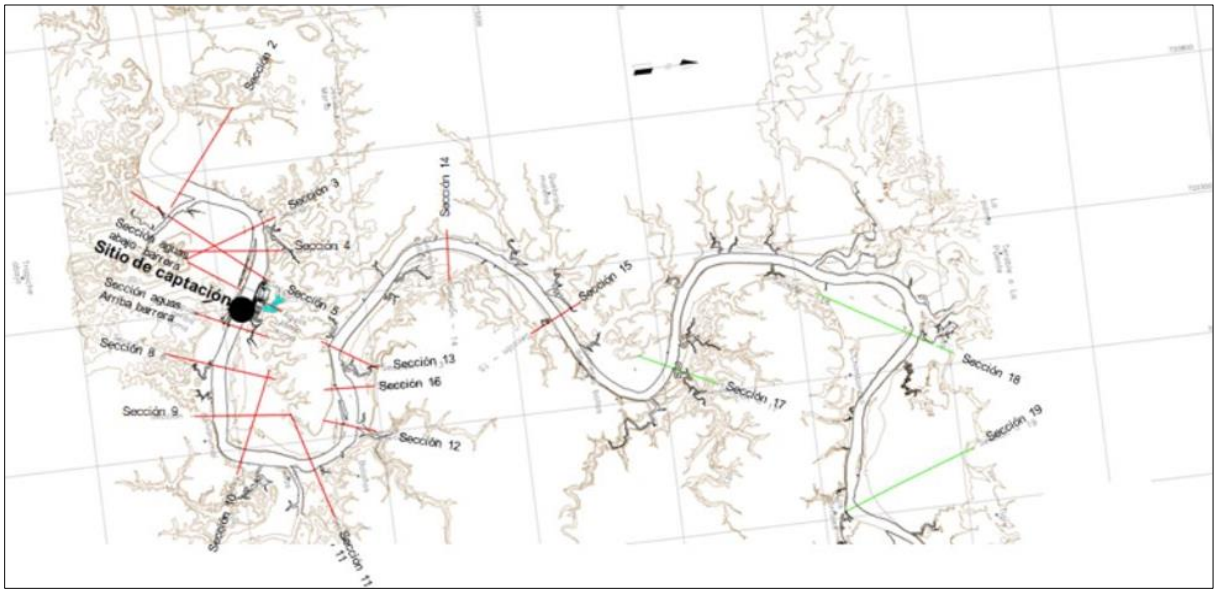


Figura 8-4 Ubicación de secciones topo-batimétricas constituida sobre el río BAYANO, Tramo 1.

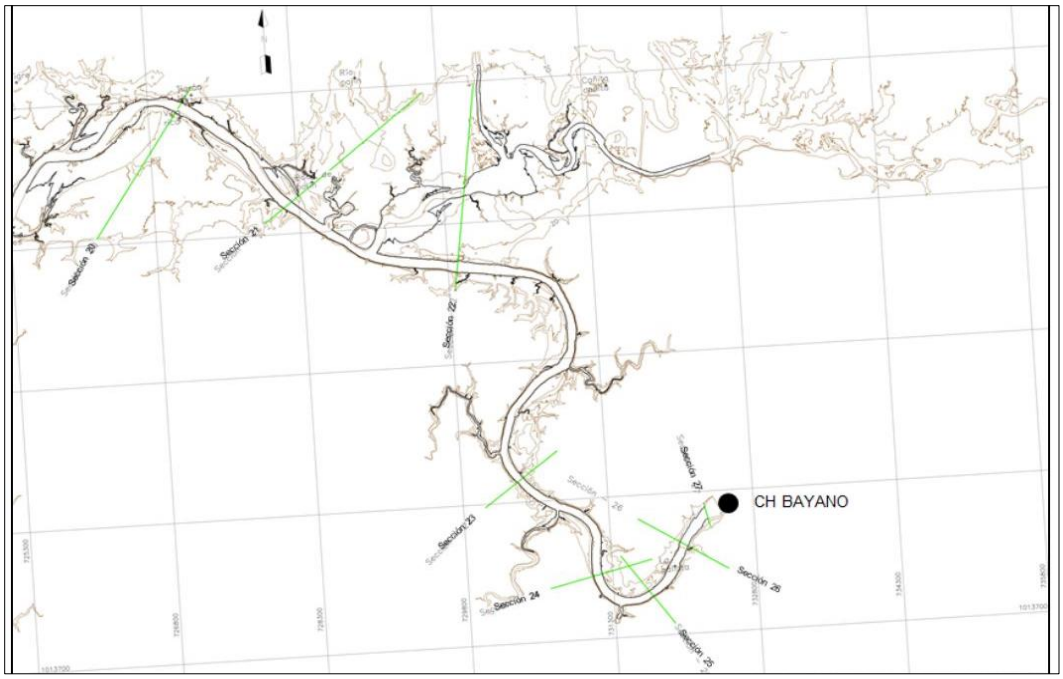


Figura 8-5 Ubicación de secciones topo-batimétricas constituida sobre el río Bayano, Tramo 2.

La condición de borde definida aguas abajo considerando el tipo de régimen (subcrítico), fue establecida a partir del análisis del perfil del fondo del río (So), y la pendiente de la línea de fricción (Sf) para la condición del caudal turbinado (677 m3/s), condición típica de operación del sistema. Este análisis se efectúo bajo la premisa que en el sistema se desarrolle flujo uniforme (premisa que resulta válida si se considera que la confluencia del río Bayano con el océano Pacífico se encuentra a más de 30 Kilómetros en referencia al eje de la barrera de la captación Jesús María, y que el tipo de régimen del sistema - subcrítico - dada su baja pendiente, permite que se desarrolle la profundidad normal independientemente de la condición de borde que imponga el océano pacífico sobre el río Bayano en el sitio de confluencia; evidencia de lo anterior se constituyen en los perfiles de flujo presentados en la Figura 67 para el tramo Central Hidroléctrica Bayano – Captación Jesús María, en donde, independientemente de la condición de borde impuesta aguas abajo en el tramo de análisis, el nivel de flujo en la Central Hidroléctrica Bayano no presenta cambio), condición que se logra cuando la pendiente de fondo, se iguala con la pendiente de la línea de fricción y está a su vez corresponde con la condición de borde del esquema de modelación.

Considerando lo anterior, de manera sistemática se varió la condición de borde del modelo, hasta lograr la igualdad antes indicada, teniendo como referente la pendiente media estimada del fondo del río en la zona de captación (Figura 8-6) de 9X10E-4 m/m, considerando el tramo de análisis entre la sección 2 y la sección 12, sector donde se evidencia un cambio en la pendiente media del fondo del río en referencia al tramo total constituido para el río BAYANO,

En la Figura 8-7 se presenta los niveles de flujo estimados para diferentes condiciones de borde, considerando un rango de pendientes entre 5X10-5 m/m y 5X10E-3 m/m, lográndose la igualdad entre el Sf de la condición de borde y el Sf en el tramo comprendido entre las secciones 2 y 12

(sitio de captación), cuando la condición de borde corresponde con una pendiente de 1X10E-4 m/m.

El ejercicio antes desarrollado además de permitir resolver el tema específico para el cual fue constituido, muestra el grado de independencia que existe entre los niveles de flujo en el sitio de captación Jesús María y la descarga de la Central Hidroeléctrica (nivel que básicamente permanece invariable para las diferentes condiciones de modelación constituidas).

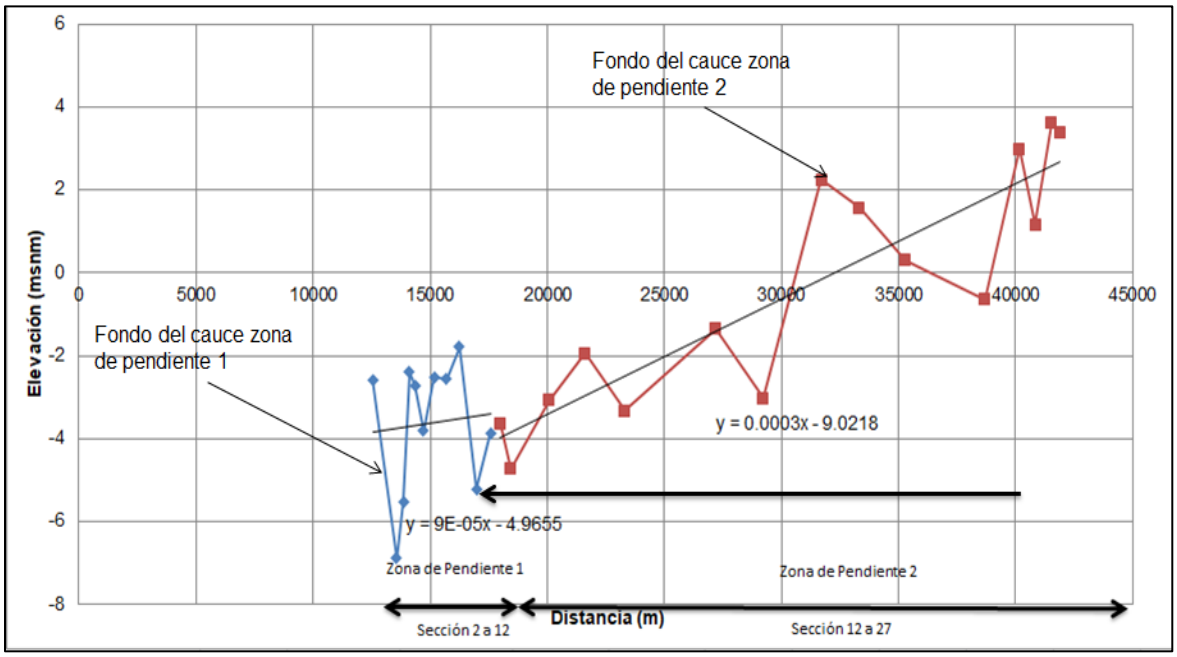


Figura 8-6 Estimación de pendiente de fondo del río BAYANO.

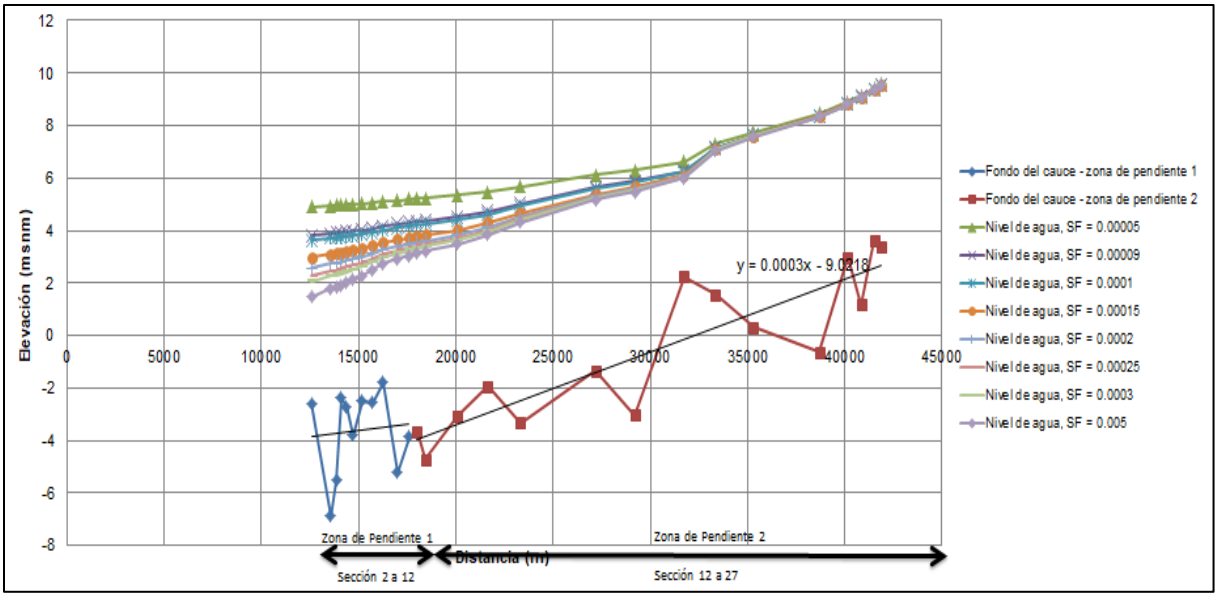


Figura 8-7 Nivel de flujo estimado en el río BAYANO para diferentes condiciones de borde.

Los coeficientes de rugosidad **"n"** de Manning utilizado se estimaron teniendo en cuenta las recomendaciones del texto Hidráulica Aplicada de Ven te Chow en su tabla 5.6. Para el cauce principal se utilizó un valor de 0.035, asociado a un sistema limpio, con algo de maleza, sin montículos y pozos profundos considera un coeficiente de rugosidad; en el caso de la zona de inundación, el sistema en sus bancas cuenta con matorrales y pastizales, adoptando de la misma referencia un coeficiente de rugosidad de 0.07.

Se ha tomado como punto de validación del modelo, el nivel de descarga de la Central Hidroléctrica Bayano que durante su operación a plena carga descarga 677 m³/s alcanzando la cota 9.5 msnm, valor que se acerca al nivel estimado alcanzado en la modelación (9.55 msnm). En la Figura 8-8 se presenta el perfil hidráulico obtenido en la simulación.

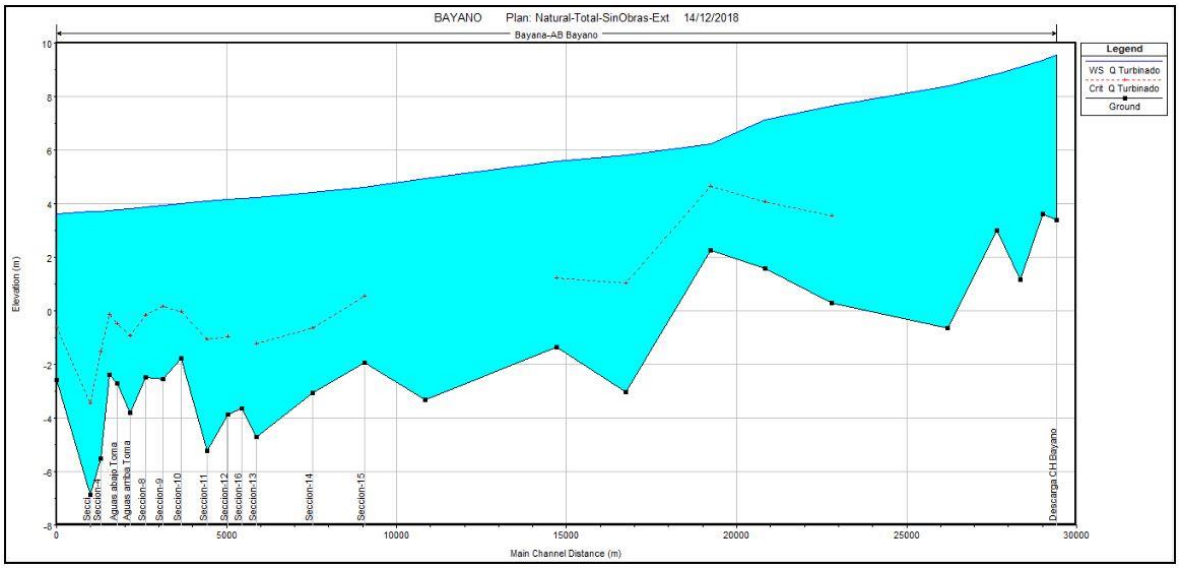


Figura 8-8 Perfil hidráulico río Bayano - condición natural, Q= 677 m³/s.

Con el modelo validado se procede a desarrollar los perfiles hidráulicos para las crecientes de análisis, teniendo como referente la condición de diseño (Tr 500 años), los resultados de dichas valoraciones se presentan en la Tabla 8-3 donde se muestran los niveles de flujo para las diferentes crecientes consideradas. Los niveles reportados serán el referente para establecer el efecto de la barrera móvil en el régimen hidráulico entre el punto de descarga de la Central Hidroléctrica Bayano y el sitio de captación Jesús María.

Tabla 8-3 Niveles de agua río Bayano - condición natural.

		Caudal (m³/s)							
		Q Turbinado	Tr 5 años	Tr 10 años	Tr 20 años	Tr 50 años	Tr 100 años	Tr 500 años	Tr 1000 años
		677	2,435	2,850	3,265	3,833	4,262	5,336	5,826
Reach	River Sta	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Río Bayano	41903.64 Sección descarga Central HIdroléctrica Bayano	9.55	15.1	15.94	16.69	17.6	18.25	18.87	19.35
	41523.41	9.37	14.84	15.65	16.39	17.29	17.94	18.45	18.92
	40842.62	9.09	14.43	15.22	15.94	16.82	17.48	17.77	18.2
	40149.76	8.84	14.2	14.97	15.7	16.59	17.25	17.44	17.86

		Caudal (m³/s)							
		Q Turbinado	Tr 5 años	Tr 10 años	Tr 20 años	Tr 50 años	Tr 100 años	Tr 500 años	Tr 1000 años
		677	2,435	2,850	3,265	3,833	4,262	5,336	5,826
Reach	River Sta	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
	38692.68	8.37	13.56	14.28	14.96	15.8	16.44	16.03	16.33
	35287.58	7.63	12.51	13.16	13.79	14.55	15.07	15.85	16.25
	33330.84	7.12	12.08	12.69	13.32	14.09	14.59	15.46	15.87
	31717.02	6.24	11.61	12.19	12.8	13.56	14.03	15.13	15.57
	29213.66	5.82	11.32	11.88	12.48	13.19	13.68	14.8	15.25
	27182.43	5.57	11.19	11.75	12.37	13.09	13.59	14.72	15.16
	23313.93	4.93	10.62	11.14	11.79	12.53	13.03	14.18	14.63
	Sección 15	4.62	10.3	10.78	11.43	12.16	12.66	13.78	14.22
	Sección 14	4.41	9.96	10.36	10.96	11.62	12.08	13.11	13.49
	Sección 13	4.24	9.71	10.04	10.59	11.21	11.66	12.65	13.09
	Sección 16	4.21	9.7	10.03	10.58	11.21	11.65	12.66	13.07
	Sección 12	4.16	9.64	9.96	10.51	11.13	11.57	12.56	12.97
	Sección 11	4.1	9.5	9.77	10.29	10.89	11.31	12.26	12.65
	Sección 10	4.02	9.4	9.65	10.17	10.77	11.19	12.15	12.56
	Sección 9	3.93	9.33	9.57	10.08	10.68	11.1	12.06	12.47
	Sección 8	3.86	9.29	9.52	10.03	10.62	11.04	11.99	12.39
	Sección aguas arriba CJM	3.81	9.23	9.45	9.96	10.54	10.94	11.88	12.27
	Sección aguas abajo CJM	3.78	9.19	9.39	9.89	10.49	10.9	11.84	12.23
	Sección 5	3.76	9.2	9.41	9.92	10.51	10.93	11.87	12.27

		Caudal (m³/s)							
		Q Turbinado	Tr 5 años	Tr 10 años	Tr 20 años	Tr 50 años	Tr 100 años	Tr 500 años	Tr 1000 años
		677	2,435	2,850	3,265	3,833	4,262	5,336	5,826
Reach	River Sta	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev	W.S. Elev
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
	Sección 4	3.73	9.1	9.28	9.79	10.37	10.78	11.72	12.11
	Sección 3	3.71	9.08	9.25	9.75	10.34	10.74	11.68	12.07
	Sección 2	3.62	8.99	9.17	9.67	10.25	10.66	11.6	11.99

8.1.3.2. Registro de mareas

Los niveles de mareas sobre el Océano Pacífico se constituyen en una condición de control aguas abajo del sitio de captación Jesús María, por tanto se realizó una revisión de los registros de Balboa en la costa pacífica, considerando la información disponible en el portal de servicios marítimos del Canal de Panamá.

Los registros identificados (periodo 2014-2018) presentan valores mínimos y máximos de mareas que oscilan entre la cota -1.0 msnm y la cota 5.5 msnm aproximadamente, si bien no se espera una influencia directa de estas condiciones en los niveles hidráulicos estimados arriba de la barrera en el sitio de captación Jesús María (considerando el desarrollo de la profundidad normal, asociado a la distancia entre estos puntos), sí provee un indicador del nivel de oscilación de la descarga del río Bayano al Océano Pacífico.

Previendo un escenario desfavorable y teniendo en cuenta el esquema de operación de la central Bayano, se han previsto dos niveles hidráulicos típicos aguas abajo del sitio de captación (sección aguas abajo de la captación Jesús María). Cuando la Central Hidroléctrica Bayano opera (6 horas al día), el nivel de agua aguas abajo de la barrera móvil está condicionado por el nivel producto del resultado de la modelación hidráulica con obras proyectadas (3.82 msnm para el caudal turbinado) y controlada aguas abajo por la profundidad normal. Cuando la Central Hidroléctrica Bayano no opera (18 horas al día) el nivel de agua, aguas abajo de la barrera móvil estará definido en la cota -1.0 msnm (condición conservadora previendo una descarga de compuertas en condición libre, y con ello la valoración de las máximas profundidades de socavación aguas abajo de la barrera).

8.1.3.3. Barrera móvil

El dimensionamiento y configuración de la barrera móvil obedece a los lineamientos generales presentados en los criterios de diseño, que buscan minimizar el remanso en el río Bayano producto

de la conformación de la estructura, evitando con esto afectaciones en las poblaciones ubicadas aguas arriba del sitio previsto para la captación Jesús María, y en la descarga de la Central Hidroléctrica Bayano.

Los caudales del río en la zona de captación dependen de las condiciones hidrológicas del río Bayano y de la operación de la Central de Bayano (ubicada aguas arriba del sitio de captación), la cual controla de manera importante los caudales del río.

La conformación de la barrera móvil produce un volumen almacenado en el río Bayano que no permite garantizar la derivación de los 6.00 m³/s (en la franja horaria en la que la CH Bayno no turbina), y la cuenca intermedia (entre Central Hidroléctrica Bayano y el sitio de la captación Jesús María) si bien dispone de una caudal medio de 22 m³/s, en épocas de estiaje disminuye de manera marcada llegando a valores cercanos a cero, impidiendo desligar la captación Jesús María de la descarga de la Central Hidroléctrica.

En el esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 1 -Corte A-A VF-1614-118-02-01-102 Hoja 2 Corte C-C del Anexo 1 (Anexo 1.2.1) se presenta una sección longitudinal y transversal de la barrera móvil, y en el esquema VF-1614-118-02-04-003-R1 VF-1614-118-02-04-004-R1 Anexo 1 (Anexo 1.2.4) Esquemas Mecánicos se presenta el detalle de las compuertas radiales.

8.1.3.3.1. Análisis de niveles del río Bayano, condición con obras

El esquema propuesto considera un total de 15 vanos, con compuertas radiales de 8.5 m de ancho por 10.5 m de alto y de 5.0 m de ancho por 7.10 m de alto en el caso del vano asociado al canal de limpia, ubicado sobre la margen derecha en el punto de captación, configuración que permite el paso de la creciente de diseño (500 años) generando un nivel máximo justo aguas arriba del eje de la barrera en la cota 12.28 msnm (que representa un remanso de 0.40 m Vs la condición sin obras), sobrenivel que se disipa a 0.02 m en el punto de descarga de la Central Hidroléctrica Bayano (Véase Figura 8-9), minimizando de esta manera el cambio en el régimen de niveles del río Bayano en su condición natural.

En el Anexo 1 (Anexo 1.2.1) se presenta las manchas la inundación para la crecientes de 500 y 1000 años, en un escenario con obras y sin obras proyectadas, evidenciándose tal como lo muestra la comparación de perfiles hidráulicos presentados en la Figura 8-9 que la inclusión de la estructura de captación no genera afectaciones adicionales en referencia al escenario sin obras.

Para el cálculo de capacidad de la estructura se ha considerado dentro del paquete de modelación (HEC-RAS) una obra tipo alcantarilla en cajón, con un coeficiente de pérdida por entrada 0.20 (entrada redondeada), de pérdida por salida de 1.0 (disipación total de la cabeza de velocidad) y pérdidas por fricción asociadas a un coeficiente de rugosidad de 0.015.

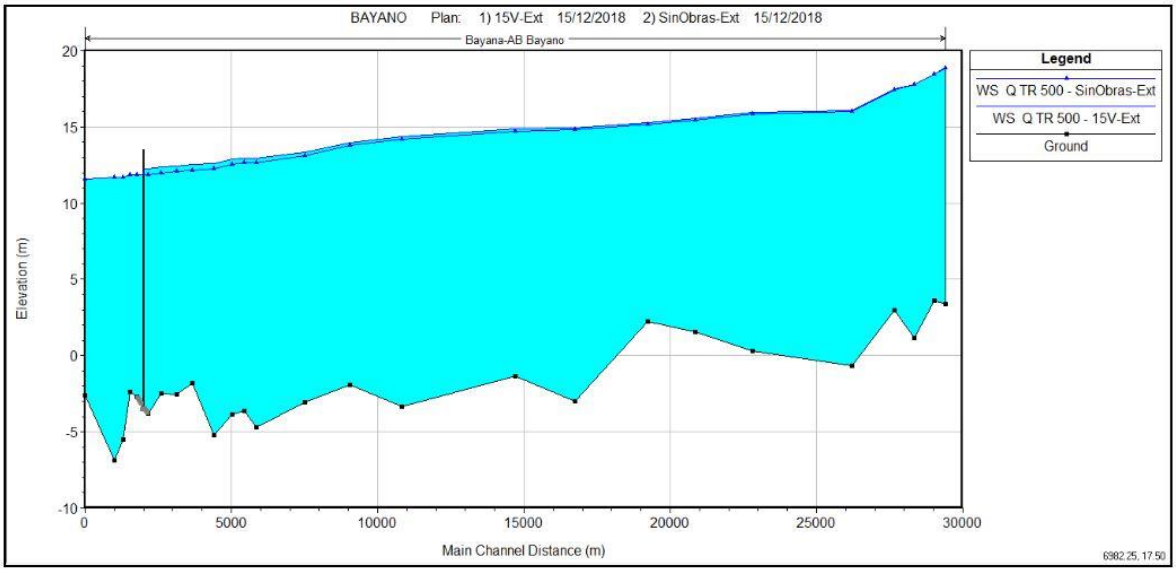


Figura 8-9 Perfil hidráulico condición con obras y sin obras, creciente de diseño 500 años.

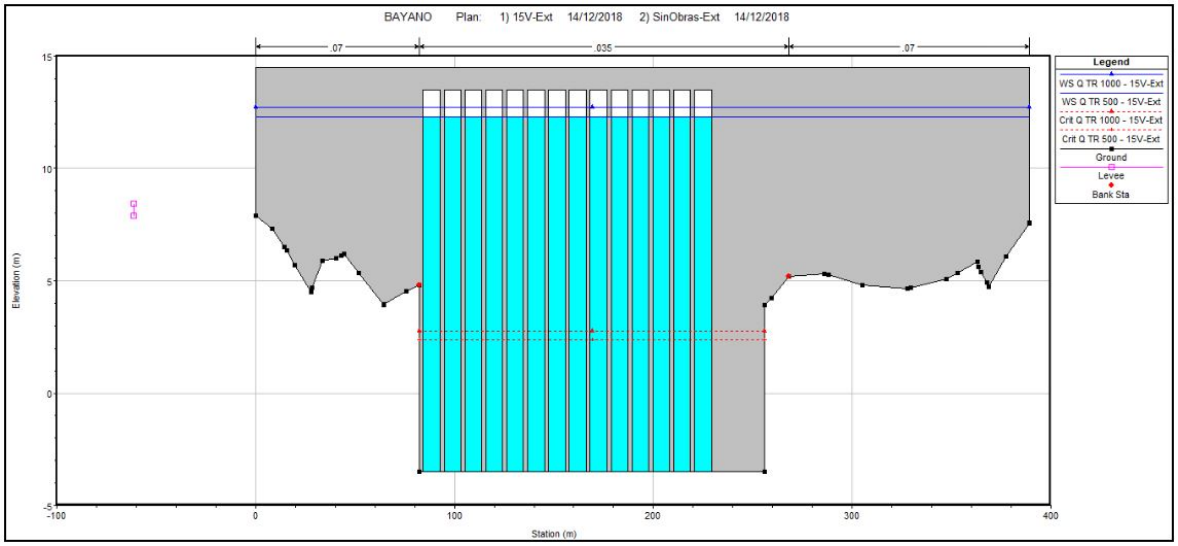


Figura 8-10 Nivel de flujo aguas arriba de la barrera móvil, creciente de diseño 500 y 1000 años.

La definición del NAMO (nivel de aguas máximo de operación) se realizó a partir de un ejercicio sistemático de valoración de niveles en el perfil hidráulico que permitió revisar que para la condición normal (caudal turbinado Central Hidroléctrica Bayano = 677 m³/s, cabe la pena resaltar que el caudal adoptado de 677 m³/s, representa una condición crítica, considerando la CDC (Curva de Duración de Caudales) reportada en la Figura 6-39, siendo una descarga que se ha presentado una sola vez en la operación de la Central, además el aporte de la cuenca intermedia es de apenas 10.41 m³/s - Caudal medio - valor que resulta muy bajo en referencia al aporte de la Central) no se generan desbordes y con ellos afectación a los pobladores ubicados aguas arriba del sitio de

captación previsto. El nivel máximo de operación que cumple esta condición es la cota 6.50 msnm, valor adoptado como el NAMO para el sistema de captación.

De manera complementaria se ha verificado el remanso que produce la operación de la barrera móvil con un NAMO en la cota 6.50 msnm (Véase Figura 8-11), previendo posibles afectaciones en la producción energética de la Central Hidroléctrica Bayano. El nivel logrado en el punto de descarga de la central Bayano es la cota 9.70 msnm, que representa 0.15 m de sobrenivel en referencia al nivel estimado haciendo uso del modelo para la condición sin obras, que representa una pérdida del 0.28% (0.148m) en el salto bruto máximo para generación de la Central Hidroléctrica Bayano (53 m) que resulta despreciable.

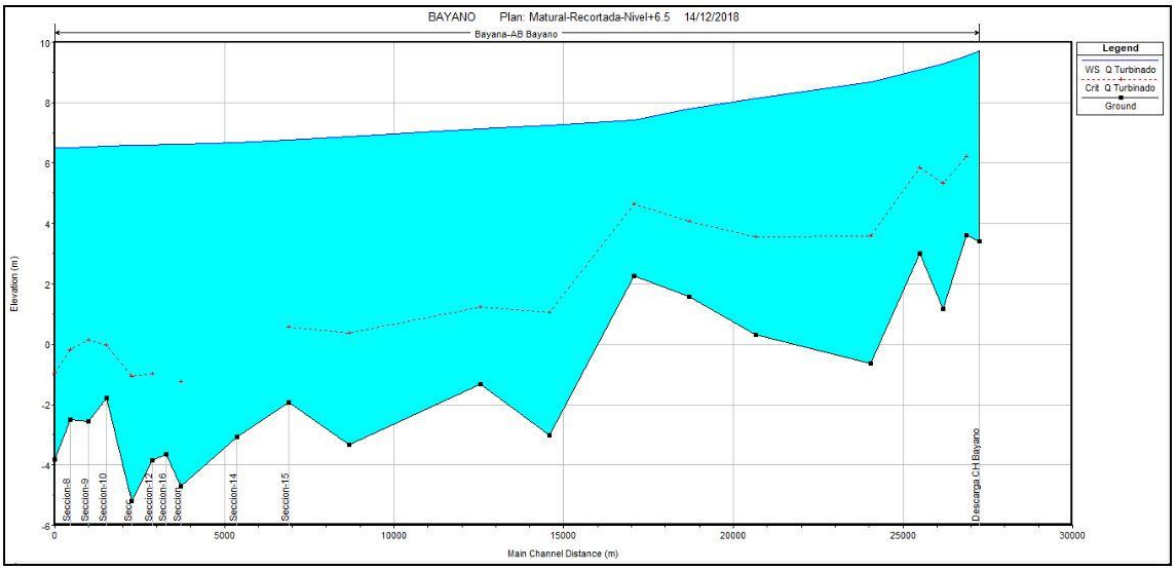


Figura 8-11 Perfil hidráulico río Bayano, NAMO = 6.50 msnm y caudal turbinado = 677 m³/s.

Bajo los análisis anteriormente expuestos el esquema de barrera móvil propuesto cumple con las necesidades particulares del proyecto, respetando el régimen hidráulico del río Bayano en su condición natural (al no generar sobre niveles importantes en momentos de crecientes) y previendo la no afectación de los pobladores ubicados aguas arriba del sitio de captación, y del nivel de descarga en la Central Hidroléctrica Bayano.

En el Anexo 1 (Anexo 1.2.1) se presenta los perfiles transversales constituidos para las 26 secciones utilizadas en el desarrollo del ejercicio de modelación, considerando la condición con obras y sin obras proyectadas para los caudales asociados a la condición de turbinaje, creciente de 500 y de 1000 años.

8.1.3.3.2. Crecida de verificación

Teniendo en cuenta los dispuesto en la Norma para la Seguridad de Presas, ASEP 2010. (Véase Tabla 8-4), se ha considerado en función de la categoría definida para la presa (B) una crecida de verificación asociada a un periodo de retorno de 1000 años, límite inferior del rango dispuesto por la norma antes señalada, condición que se adopta teniendo en cuenta que el esquema de operación

del sistema no contempla en momentos de crecientes un volumen de almacenamiento que pueda dar lugar a un proceso de atenuación de los caudales, por lo que se debe dar el paso directo del hidrograma de la creciente. Esta condición respeta el principio de operación de la barrera, que es procurar mantener el régimen hidráulico del río Bayano en su condición actual mediante la apertura total de las compuertas en momento de caudales altos.

El esquema de cierre de las estructuras que confinan la obra de la captación fueron verificados para el paso de la creciente de 1000 años + un borde libre adicional de 0.6 metros. Dando un nivel de protección adicional por encima de la creciente de verificación, como lo muestran los resultados presentados en el numeral 8.1.3.3.4 (definición del borde libre), incluso si se diera un evento con un periodo de retorno mayor a 1000 años no habría daños en la obra civil, la afectación se limitaría a la pérdida de equipos mecánicos y eléctricos que entren en contacto con el agua y, eventualmente, a la pérdida de los diques en tierra que hacen parte del esquema de captación.

Tabla 8-4 Recomendación para la estimación de la crecida de verificación de una presa en función de la categoría de la misma.

CATEGORÍA DE LA PRESA	CRECIDA DE VERIFICACIÓN (m^3/s)
A	Q_v = CMO o $Q_{5,000}$ a $Q_{10,000}$
B	Q_v = % CMP o $Q_{1,000}$ a $Q_{5,000}$ o AER
C	Q_v = Q_{100} a Q_{150}

Fuente: Normas para la seguridad de presas de la ASEP - Septiembre de 2010.

Qv: Caudal máximo de verificación
CMP: Crecida Máxima Probable
Q1,000: Crecida de recurrencia media 1,000 años
AER: Análisis Económico de Riesgos

8.1.3.3.3. Cálculo de capacidad de barrera móvil

El régimen hidráulico del río Bayano impone una condición de operación particular para la descarga de las compuertas de la barrera móvil, en donde los niveles del río aguas arriba y aguas abajo de la barrera junto con la apertura de las compuertas radiales, definen si la condición de descarga de la estructura es libre o sumergida.

Teniendo en cuenta lo anterior se ha estimado la capacidad de descarga de las compuertas siguiendo los lineamientos presentados en los HDC (Hydraulics Design Criteria) 320-4 al 320-8, que considera mediante las siguientes expresiones una condición de operación libre o sumergida.

Ecuación de descarga compuerta radial, descarga libre.

$$Q(m^3/s) = C1 * C2 * Go * B * \sqrt{2 * g * h}$$

En donde:

Q= Caudal de descarga (m³/s).
$C2$= Coeficiente de descarga en función de la altura del paramento.
$C1$= Coeficiente de descarga función de la correlación G0/R.
Go= Apertura de la compuerta (m).
R= Radio de la compuerta, estimado en 22 m.
B= Ancho de la compuerta, 8.50 m.
h= Altura de carga hasta la solera del vano.

Ecuación de descarga compuerta radial, descarga sumergida.

$$Q(m^3/s) = Cs * L * Hs * \sqrt{2 * g * h}$$

En donde:
Q= Caudal de descarga (m³/s).
Cs= Coeficiente de descarga función de la correlación Hs/G0
Go= Apertura de la compuerta (m).
Hs= Nivel aguas abajo, medido desde la solera del vano (m).
R= Radio de la compuerta, estimado en 22 m.
B= Ancho de la compuerta, 8.50 m.
h= Diferencia de nivel aguas arriba y aguas abajo de la barrera móvil.

Cuando la correlación Hs/G0 es >= 1.30 se considera una descarga sumergida, lo que implica que el nivel aguas abajo de la compuerta es al menos un 30% mayor a su apertura.

El nivel de flujo aguas arriba de la barrera corresponde con el NAMO = 6.50 msnm.

El esquema de cálculo parte de un escenario con todas las compuertas cerradas, es decir que el nivel de flujo aguas abajo de la barrera se posiciona en la cota -1.0 msnm (nivel mínimo de marea adoptado), tomando esta condición, se inicia el proceso iterativo que involucra las formulaciones previamente definidas y la curva nivel - caudal constituida aguas abajo de la barrera móvil (Véase Figura 8-12), obtenida del ejercicio de modelación hidráulica del río Bayano.

Los resultados reportados en la Tabla 8-5 muestran la capacidad de descarga de las compuertas para diferentes aperturas, que alcanza su umbral (1,302.50 m³/s manteniendo el NAMO en la cota 6.50 msnm) con 14 compuertas abiertas 6.50 m, lográndose un nivel de flujo aguas abajo de la barrera en la cota 6.37 msnm. Sin embargo, considerando que la capacidad de descarga de las compuertas no es lineal en referencia al número de compuertas, al depender de la diferencia de niveles hidráulicos aguas arriba y aguas debajo de la barrera, y en vista que esta diferencia disminuye a medida que el caudal aumenta. Se recomienda que una vez se haya efectuado la apertura de la quinta compuerta hasta 6.5 m (capacidad de descarga 1,129.1 m³/s, caudal con un probabilidad de excedencia del 0.17%, Véase Figura 6-54) se proceda con la apertura total de las compuertas radiales (secuencia de operación que en detalle deberá ser abordado en la fase posterior de diseño, considerando los diferentes eventos hidrológicos asociados a los periodos de retorno de valoración), evitando remansos en el río Bayano aguas arriba de la barrera móvil y con ello afectación en la zonas aledañas.

Tabla 8-5 Curva de descarga barrera móvil.

		Número de compuertas									
		1		2		3		5		14	
NAMO (msnm)	6.5	Caudal (m³/s)	Nivel aguas abajo (msnm)	Caudal (m³/s)	Nivel aguas abajo (msnm)	Caudal (m³/s)	Nivel aguas abajo (msnm)	Caudal (m³/s)	Nivel aguas abajo (msnm)	Caudal (m³/s)	Nivel aguas abajo (msnm)
Apertura de Compuertas (m), limitada al 65% de la altura (10.50m)	0.50	53.9	-0.75	102.5	-0.07	148.5	0.37	232.2	1.09	527.1	2.94
	1.00	102.7	-0.06	191.6	0.78	271.4	1.39	411.7	2.26	807.9	4.42
	1.50	148.9	0.37	271.7	1.39	379.2	2.07	553.9	3.10	971.9	5.16
	2.00	191.9	0.78	345.0	1.87	473.4	2.63	664.7	3.75	1079.1	5.57
	2.50	233.2	1.10	412.6	2.27	554.4	3.10	760.1	4.20	1150.1	5.83
	3.00	272.1	1.40	473.8	2.63	624.2	3.51	838.7	4.56	1196.8	5.99
	3.50	309.2	1.66	529.2	2.95	685.0	3.86	902.6	4.85	1228.7	6.11
	4.00	293.4	1.56	579.3	3.25	743.0	4.12	954.8	5.08	1251.3	6.19
	4.50	319.2	1.72	624.7	3.51	794.2	4.35	997.7	5.28	1267.7	6.25
	5.00	346.0	1.88	665.7	3.75	839.3	4.56	1038.8	5.43	1280.0	6.29
	5.50	370.9	2.03	705.7	3.95	879.2	4.74	1073.9	5.55	1289.4	6.33
	6.00	394.1	2.16	788.3	4.33	914.5	4.90	1103.7	5.66	1296.7	6.35
	6.50	415.6	2.29	831.2	4.52	945.8	5.04	1129.1	5.75	1302.5	6.37

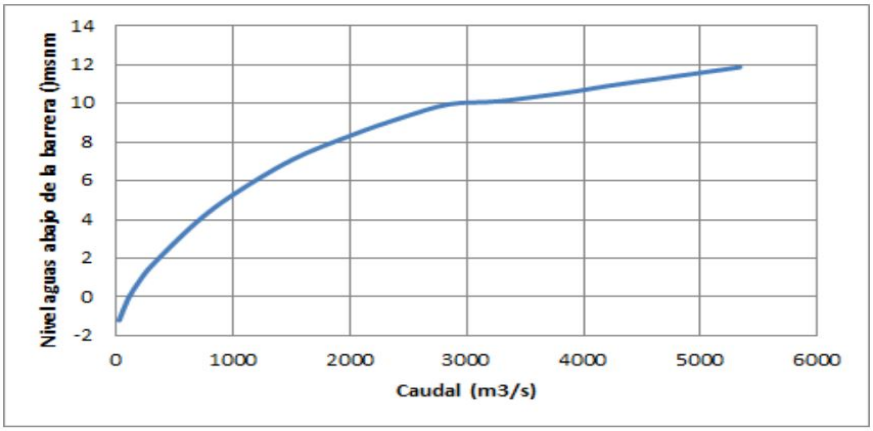


Figura 8-12 Curva nivel - caudal, aguas abajo de barrera móvil.

8.1.3.3.4. Definición del borde libre

La estimación del borde libre asociado a la protección de los equipos electromecánicos y diques

de cierre complementarios, se estimó a partir de la creciente de diseño (considerando un periodo de retorno de 500 años) utilizando las recomendaciones del USBR para revestimientos de canales en tierra, con un borde libre de 3 pies (0.91m), que sumados al nivel hidráulico, aguas arriba de la barrera (12.28 msnm) posicionaría el nivel de protección en la cota 13.20 msnm (redondeado).

Sin embargo, de manera complementaria se ha verificado el paso de la creciente con un periodo de retorno de 1000 años, respetando mínimo 2 pies de borde libre, posicionando nivel de protección en la cota 13.40 msnm (redondeado) para un nivel de creciente aguas arriba de 12.73 msnm (Véase Figura 8-13).

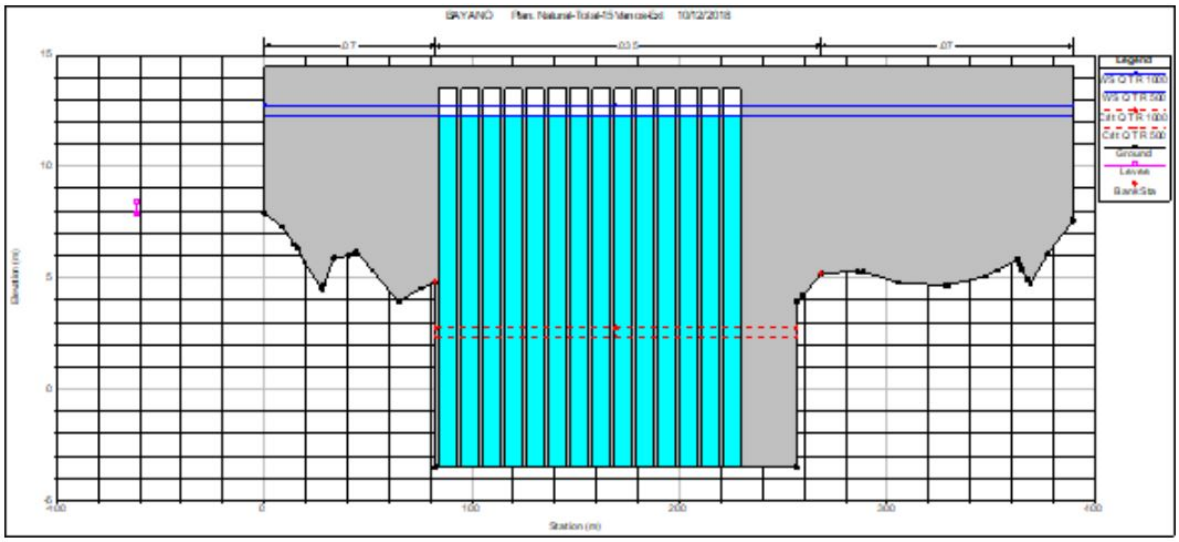


Figura 8-13 Nivel de flujo aguas arriba de la barrera móvil, creciente de diseño 500 años y verificación de 1000 años.

8.1.3.3.5. Compuertas tipo clapeta

Se prevé la conformación de un juego de compuertas tipo clapeta que operan sobre las compuertas radiales, cuya función principal es permitir limpieza de flotantes y el manejo de caudales inferiores a aquellos que pueden ser evacuados por las compuertas radiales (23.2 m³/s, caudal de descarga para una apertura de medio metro en la compuerta radial del canal de limpia), considerando las aperturas mínimas operacionales asociadas a estas.

Cada compuerta radial incluirá en su parte superior una compuerta de tipo clapeta de 6,5 m de ancho por 0,5 m de alto (Véase esquemas VF-1614-118-02-04-003-R2 y VF-1614-118-02-04-004-R2 Anexo 1 (Anexo 1.2.4), accionada por un par de cilindros hidráulicos de doble efecto que impedirán la apertura de la compuerta por la acción de la presión del agua sobre su cara, permitiendo su operación de forma controlada.

Cada clapeta será fabricada de lámina de acero soldada. Estará provista de rigidizantes para minimizar la deformación bajo cargas máximas. Cada compuerta radial con clapeta incluirá dos deflectores con superficie en acero inoxidable, solidarios al cuerpo de la compuerta y paralelos

entre sí, para servir como asientos de los sellos laterales de la clapeta.

La clapeta será accionada por medio de un par de servomotores de doble efecto. Para el accionamiento de estos servomotores se utilizará la misma unidad electro hidráulica de la respectiva compuerta radial. Los cojinetes de giro de la clapeta serán de tipo sellado, permanentemente lubricados.

La capacidad de descarga de las compuertas se define considerando la ecuación de descarga de un vertedero, dada por la siguiente expresión

$$Q(m^3/s) = C * E1 * Le * h^{(3/2)}$$

Donde:
C= Representa el coeficiente de descarga.
= Longitud efectiva de vertimiento (m).
h= Carga hidráulica sobre el vertedero (m).
$E1$= Factor de reducción por espesor del muro.

La longitud efectiva de vertimiento de puede estimar mediante la siguiente expresión.

$$Le = L0 - 2 * (N * Kp + Ka) * h$$

Donde:
$L0$= Ancho libre del vertedero (m).
Ka=Coeficiente de contracción por estribo= 0.18 (tomado del nomograma de diseño HDC 111-3/2)
N= Número de pilas, 0.
Kp= Coeficiente de contracción por pilas, no aplica.

El coeficiente de descarga se puede estimar mediante la siguiente expresión.

$$C = \frac{2}{3} * \sqrt{2 * g} * \mu$$

Donde,
$\mu =$
w = Altura del paramento, 10 m.

El factor de reducción por espesor se puede estimar mediante la siguiente expresión.

$E1 = 1$ si $e/h < 0.67$
$E1 = 0.7 + (0.185/(e/h))$ si $e/h \leq 3$
$E1 = 0.7 + (0.1/(e/h))$ si $e/h > 3$

e = Espesor del muro (compuerta clapeta), m. Estimada en 1.0 m

En la Tabla 8-6 se presentan los caudales logrados para diferentes condiciones de carga sobre las 14 compuertas clapetas.

Tabla 8-6 Caudal descargado por las 14 compuertas completas para diferentes cargas de agua sobre la compuerta.

Altura de carga en el vertedero (m)	Espesor de la pared del vertedero (m)	Relación e / h	Factor de reducción de coef. vert.	Coeficiente de descarga vertedero	Velocidad en el vertedero (m/s)	Caudal a descargar (m^3/s)
0,041	1.0	24.6	0.75	1.8	0.3	1.0
0,048	1.0	20.7	0.75	1.8	0.3	1.3
0,057	1.0	17.4	0.76	1.8	0.3	1.7
0,068	1.0	14.6	0.76	1.8	0.4	2.2
0,081	1.0	12.3	0.76	1.8	0.4	2.9
0,097	1.0	10.3	0.76	1.8	0.4	3.7
0,115	1.0	8.7	0.76	1.8	0.5	4.8
0,137	1.0	7.3	0.76	1.8	0.5	6.3
0,162	1.0	6.2	0.77	1.8	0.6	8.1
0,193	1.0	5.2	0.77	1.8	0.6	10.6
0,229	1.0	4.4	0.77	1.8	0.7	13.7
0,271	1.0	3.7	0.78	1.8	0.7	17.9
0,321	1.0	3.1	0.78	1.8	0.8	23.2

La regla de operación de estas estructuras deberá ser valorada en detalle en la posterior fase de diseño, considerando el esquema integrado de operación de todos los elementos que intervienen en el sistema, en función de su dinámica con los eventos hidrológicos a considerar.

8.1.3.3.6. Diseño hidráulico del diente contra socavación aguas abajo

El diseño hidráulico de la estructura de protección contra socavación a la salida de la barrera móvil, se valora bajo dos condiciones de operación.

8.1.3.3.6.1. Condición de operación 1, apertura parcial de compuertas.

Cuando la barrera móvil opera con aperturas parciales de las compuertas, la profundidad de socavación a la salida del vano se estima utilizando las expresiones de Valenti y Eggenberger-Muller para descarga con resalto hidráulico libre y Eggenberger-Muller y Shalash para descarga

con resalto hidráulico ahogado, dichas expresiones se relacionan a continuación.

Ecuación cálculo de socavación descarga resalto hidráulico ahogado - Eggenberger-Muller.

$$S + hd = (10{,}35 * H^{0.50} * q^{0.60} * hd^{0})/(D^{0.40})$$

En donde:
S= Profundidad de socavación al pie de la presa (m).
hd= Altura de escurrimiento aguas abajo de la barrera (m).
H= Carga o diferencia de nivel entre aguas arriba de la presa y aguas abajo en la corriente (m).
q= Caudal por unidad de ancho ($m^3/s/m$).
D= Diámetro de partícula asociado al porcentaje pasa 90% (mm).

Ecuación cálculo de socavación descarga resalto hidráulico ahogado - Shalash.

$$S + hd = (9{,}65 * H^{0.50} * q^{0.60} * hd^{0})/(D^{0.40})$$

En donde:
S= Profundidad de socavación al pie de la presa (m).
hd= Altura de escurrimiento aguas abajo de la barrera (m).
H= Carga o diferencia de nivel entre aguas arriba de la presa y aguas abajo en la corriente (m).
q= Caudal por unidad de ancho ($m^3/s/m$).
D= Diámetro de partícula asociado al porcentaje pasa 90% (mm).

Ecuación cálculo de socavación descarga resalto hidráulico libre - Eggenberger-Muller.

$$S + hd = (15{,}40 * H^{0.50} * q^{0.60} * hd^{0})/(D^{0.40})$$

En donde:
S= Profundidad de socavación al pie de la presa (m).
hd= Altura de escurrimiento aguas abajo de la barrera (m).
H= Carga o diferencia de nivel entre aguas arriba de la presa y aguas abajo en la corriente (m).
q= Caudal por unidad de ancho ($m^3/s/m$).
D= Diámetro de partícula asociado al porcentaje pasa 90%. (mm)

Ecuación cálculo de socavación descarga resalto hidráulico libre - Valenti.

$$(Dk/D\,1) * (D/D1)^{0{,}55}$$

En donde:
Dk= Profundidad de socavación al pie de la presa (m).
$D1$= Altura de flujo en la vena contraída aguas abajo de la compuerta (m).
D= Diámetro de partícula asociado al porcentaje pasa 90% (m).

Expresión que se relaciona con el número de Froude en la vena contraída mediante la Figura 8-14.

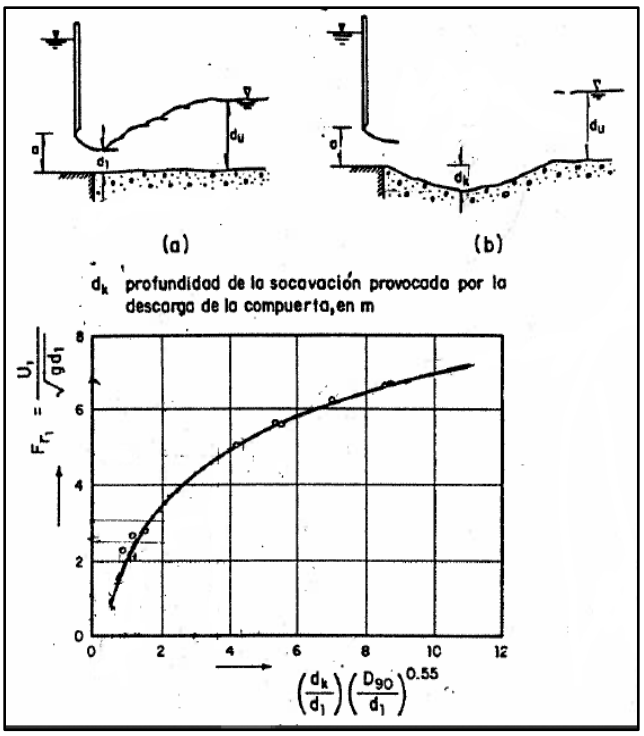


Figura 8-14 Correlación entre el número de Froude en la descarga de la compuerta y la profundidad de socavación aguas abajo de la misma

La condición del resalto hidráulico (ahogado o libre) se define comparando la profundidad conjugada del flujo aguas abajo de la barrera móvil con el nivel del río para dicho caudal, si la profundidad conjugada es mayor que nivel hidráulico impuesto por el río aguas abajo, el resalto se considera libre, en caso contrario se trata de un resalto ahogado.

Para lo anterior es necesaria estimar la condición hidráulica en la salida del vano, para esto se ha ejecutado un balance de energías entre la vena contraída aguas abajo de la compuerta y el punto de descarga. En la

Tabla 8-7 se sintetiza dicha valoración para la apertura de una compuerta radial, condición desfavorable en términos de socavación al permitir que se generen resaltos hidráulicos libres.

Tabla 8-7 Condición del resalto hidráulico a la salida de la estructura, esquema para apertura de una compuerta.

NAMO (msnm)	**6.5**	Caudal (m^3/s)	Nivel Aguas Abajo (msnm)	Altura de lámina vena contraída (m)	Altura de lámina salida de la estructura (m)	Profundidad Conjugada (m)	Nivel de agua profundidad conjugada (msnm)	Condición de resalto
Apertura de Compuer-tas (m)	0.5	53.9	-0.75	0.10	0.36	1.1	-2.4	Ahogado
	1	102.7	-0.06	0.34	0.44	2.0	-1.5	Ahogado
	1.5	148.9	0.37	0.69	0.82	2.7	-0.8	Ahogado
	2	191.9	0.78	1.14	1.33	3.4	-0.1	Ahogado
	2.5	233.2	1.10	1.70	1.98	4.0	0.5	Ahogado
	3	272.1	1.40	2.38	2.76	4.6	1.1	Ahogado
	3.5	309.2	1.66	3.17	2.83	5.0	1.5	Ahogado
	4.0	293.4	1.56	3.10	3.17	4.9	1.4	Ahogado
	4.5	319.2	1.72	3.42	3.50	5.2	1.7	Ahogado
	5	346.0	1.88	3.77	3.84	5.5	2.0	Libre
	5.5	370.9	2.03	4.09	4.17	5.7	2.2	Libre
	6	394.1	2.16	4.40	4.49	6.0	2.5	Libre
	6.5	415.6	2.29	4.69	4.78	6.2	2.7	Libre

En la

Tabla 8-8 se relacionan las profundidades de socavación estimadas por las metodologías antes referidas, en donde se logran valores máximos de 7.30 m para una condición de resalto hidráulico ahogado metodología de Eggenberger-Muller y de 13.70 m por la expresión de Eggenberger-Muller para resalto hidráulico libre, considerando un enrocado de protección aguas abajo con un D_{90} de 1.00 m.

Con el objetivo de controlar las profundidades de socavación se propone que, dentro del esquema de operación del sistema, no se permitan aperturas mayores a 2.0 m cuando se opere una única compuerta, procediendo con la apertura de una compuerta anexa cuando se requiera de mayor capacidad de descarga del sistema. En la Tabla 8-9 se presentan las estimaciones de socavación considerando la operación de dos compuertas, con profundidades máximas de socavación de 3.30 m (condición de resalto hidráulico ahogado), para una apertura de 3.00 m.

Tabla 8-8 Profundidad de socavación a la salida de la estructura, esquema para apertura de una compuerta

				Profundidad de Socavación (m)				
NAMO	**6.5**	Caudal (m^3/s)	Condición de resalto	Diámetro de Enrocado (D_{90})	Socavación - Valenti	Eggenberger-Muller-Libre	Eggenberger-Muller-Ahogado	Shalash - Ahogado
Apertura de Compuer-tas (m)	0.5	53.9	Ahogado	1.0			2.6	2.2
	1	102.7	Ahogado	1.0			4.0	3.5
	1.5	148.9	Ahogado	1.0			5.1	4.5
	2	191.9	Ahogado	1.0			5.9	5.2
	2.5	233.2	Ahogado	1.0			6.5	5.7
	3	272.1	Ahogado	1.0			6.9	6.1
	3.5	309.2	Ahogado	1.0			7.2	6.4
	4	293.4	Ahogado	1.0			7.1	6.3
	4.5	319.2	Ahogado	1.0			7.3	6.5
	5	346.0	Libre	1.0	7.3	13.7		
	5.5	370.9	Libre	1.0	7.9	13.6		
	6	394.1	Libre	1.0	8.6	13.5		
	6.5	415.6	Libre	1.0	9.1	13.3		

Tabla 8-9 Profundidad de socavación a la salida de la estructura, esquema para apertura de dos compuertas

				Profundidad de Socavación (m)		
NAMO	**6.5**	Caudal (m^3/s)	Condición de resalto	Diámetro de Enrocado (D_{90})	Eggenberger-Muller-Ahogado	Shalash - Ahogado
Apertura de Compuertas (m)	0.5	102.5	Ahogado	1.0	1.5	1.2
	1	191.6	Ahogado	1.0	2.4	2.0
	1.5	271.7	Ahogado	1.0	2.9	2.4
	2	345	Ahogado	1.0	3.2	2.6
	2.5	412.6	Ahogado	1.0	3.3	2.7
	3	473.8	Ahogado	1.0	3.3	2.7
	3.5	529.2	Ahogado	1.0	3.2	2.6
	4	579.3	Ahogado	1.0	3.0	2.4
	4.5	624.7	Ahogado	1.0	2.8	2.1
	5	665.7	Ahogado	1.0	2.5	1.9
	5.5	705.7	Ahogado	1.0	2.3	1.6
	6	788.3	Ahogado	1.0	1.8	1.2
	6.5	831.2	Ahogado	1.0	1.5	0.8

8.1.3.3.6.2. Condición de operación 2, apertura total de compuertas, manejo de las crecientes.

Considerando que ante eventos de crecientes se realiza la apertura total de las compuertas permitiendo su paso, se ha estimado a partir de la metodología de BORMANN Y JULIEN la profundidad de socavación a la salida de la estructura para la condición de diseño (evento asociada a 500 años) considerando un enrocado de protección aguas abajo con un D_{90} =1.0 m.

Cálculo de socavación salida del vano ecuación de Bormann y Julien.

$$S + c = 3.19 * (q0.6 * U1)/(D_{90})^{0.4} * Sen(\theta) * (Sen\,\phi/(Sen\theta + \phi))^{0.8}$$

En donde:

q= Caudal por unidad de ancho (m³/s/m).
$U1$= Velocidad de flujo a la salida del vano (m/s).
D_{90}= Diámetro característico del lecho (mm).
C= Desnivel entre la estructura y el lecho (m).
g= Aceleración de la gravedad (m).
θ= Ángulo de inclinación del chorro vertiente en el borde de la caída con respecto a la horizontal (°).

$$\theta = 0.316 * sen(\phi) + 0.15 * \ln((c + h1)/h\,1) + 0.13 * \ln(hd/h\,1) - 0.05 * \ln(U1/(\sqrt{g * h1})$$

$h1$= profundidad de flujo a la salida del vano (m).
hd= profundidad de flujo en el río (m).

Tabla 8-10 Profundidad de socavación a la salida de la estructura. Creciente de diseño Tr 500 años

Variable	Símbolo	Unidad	Q diseño
Periodo de retorno	Tr	años	500
Caudal	Q	m³/s	5336
Desnivel entre la estructura y el lecho	c	m	0
Ancho de la estructura	b	m	132.5
Caudal por unidad de ancho	q	m³/s/m	40.27
Profundidad del flujo al término del vano	h1	m	15.37
Velocidad del flujo al término del vano	U1	m/s	2.58
Profundidad del flujo en el río	hd	m	15.35

Diámetro que pasa el 90% del material del lecho del río	D_{90}	mm	1000.00
Ángulo de reposo de las partículas	ϕ	°	38.40
Ángulo de inclinación de la napa vertiente	θ	°	15.70
Profundidad de socavación máxima	**S**	**m**	**1.06**

El análisis de socavación asociado a la creciente de diseño, indica una profundidad máxima de 1.06 m a la salida de los vanos, considerando la conformación de un enrocado de protección aguas abajo de barrera con un D_{90} = 1.0 m.

Teniendo en cuenta los análisis ejecutados en cuanto a profundidades de socavación para aperturas parciales y totales de las compuertas, el nivel del diente de protección se debe llevar hasta la cota -10.50 msm (7.0 m por debajo del nivel de lecho), condición que se logra cuando se produce la apertura de una única compuerta radial 2.0 m (5.9 m de socavación + 1.0 m de protección adicional). Sin embargo, por requerimientos estructurales y geotécnicos de estabilidad de la obra, el nivel del dentalon se ha posicionado en la cota -11.0 msnm.

También se contempla en este sector disponer de un enrocado de protección (bloques de concreto de 1.0 X 1.0 m) desde la cota -11.00 msnm (nivel de protección del diente) hasta la cota -3.50 msnm (nivel de lecho de río), con una relación de talud 1.5 H : 1.0 V, lográndose una extensión de la protección de 11.25 metros.

La profundidad del dentellón aguas arriba de la barrera móvil obedece a requerimientos estructurales y geotécnicos de estabilidad de la estructura, que corresponde con el nivel -12.5 msnm.

8.1.3.3.7. Proyección del muro de salida aguas abajo de la barrera móvil

Como esquema de protección complementario aguas abajo de la barrera móvil, se proyecta un muro lateral sobre la margen derecha y otro sobre la margen izquierda, cuya longitud está asociada con el desarrollo del resalto hidráulico, previendo que se realicen aperturas parciales mayores a 2.0 metros operando una única compuerta. El nivel de cimentación de este muro deberá posicionarse en la cota -10.50 m, 7.0 m por debajo del nivel del lecho (-3.50).

Teniendo en cuenta las estimaciones reportadas en la

Tabla 8-11 la máxima longitud del resalto (23.5 m) se presenta para una apertura de 6.5 m (operación de una única compuerta radial en la barrera móvil), condición que no debe presentarse si se considera la recomendación indicada en la operación de las compuertas radiales para el control de la socavación aguas abajo de la barrera.

Tabla 8-11 Cálculo de longitud del resalto hidráulico para diferentes aperturas, operación de una única compuerta

				Salida de la Estructura			
		Caudal (m^3/s)	Condición del resalto	Altura de Lámina	Número de Froude Salida de la estructura	Profundidad Conjugada	Longitud del Resalto
NAMO (msnm)	6.5						
Apertura de Compuertas (m)	0.50	53.9	Ahogado	0.36			
	1.00	102.7	Ahogado	0.44			
	1.50	148.9	Ahogado	0.82			
	2.00	191.9	Ahogado	1.33			
	2.50	233.2	Ahogado	1.98			
	3.00	272.1	Ahogado	2.76			
	3.50	309.2	Ahogado	2.83			
	4.00	293.4	Ahogado	3.17			
	4.50	319.2	Ahogado	3.50			
	5.00	346.0	Libre	3.85	1.7	5.5	22.2
	5.50	370.9	Libre	4.17	1.6	5.7	22.7
	6.00	394.1	Libre	4.49	1.6	6.0	23.2
	6.50	415.6	Libre	4.78	1.5	6.2	23.5

8.1.3.3.8. Enrocado de protección talud izquierdo - aguas arriba de la barrera

Teniendo en cuenta el esquema de rebaje a conformar, y el perfilado de la banca aguas abajo y aguas arriba de la barrera móvil, se presenta a continuación el cálculo del enrocado de protección a colocar aguas arriba sobre la margen izquierda, considerando un talud de corte 2H:1V, recomendado para la conformación de este tipo de protecciones (Escarameia and May, 1992).

La metodología de Escarameia y May, 1992, permite estimar mediante las siguientes expresiones el diámetro de partícula a colocar en función de la velocidad media de flujo.

$D50 = 0.050 * (U\, d^2/(s-1))$ para revestimiento continuo.
$D50 = 0.064 * (U\, d^2/(s-1))$ para revestimiento en curva.
$D50$= Diámetro asociado al porcentaje pasa del 50%.
Ud= Velocidad media de flujo en la sección del río (m/s).
s= Densidad relativa de la piedra = 2.65.

Para la condición de diseño (creciente 500 años) la velocidad media de flujo aguas arriba de la barrera es de 2.08 m/s, que corresponde en la expresión antes indicada para un revestimiento en curva (teniendo en cuenta el perfilado a desarrollar sobra la banca izquierda y derecha) con un enrocado de diámetro 0.2 m (redondeando) en una extensión promedio de 18.0 m (Véase VF-1614-118-02-01-101).

8.1.3.3.9. Enrocado de protección talud derecho - aguas abajo de la barrera

Teniendo en cuenta el esquema de rebaje a conformar, y el perfilado de la banca aguas abajo y aguas arriba de la barrera móvil, se presenta a continuación el cálculo del enrocado de protección a colocar aguas abajo sobre la margen derecha, considerando un talud de corte 2H:1V, recomendado para la conformación de este tipo de protecciones (Escarameia and May, 1992).

La metodología de Escarameia y May, 1992, permite estimar mediante las siguientes expresiones el diámetro de partícula a colocar en función de la velocidad media de flujo.

$D50 = 0.050 * (U\, d^2/(s-1))$ para revestimiento continuo.
$D50 = 0.064 * (U\, d^2/(s-1))$ para revestimiento en curva.
$D50$= Diámetro asociado al porcentaje pasa del 50%.
Ud= Velocidad media de flujo en la sección del río (m/s).
s= Densidad relativa de la piedra = 2.65.

Para la condición de diseño (descarga de la compuerta del canal de limpia para una apertura de 2.0 m) la velocidad de flujo en el punto de salida del canal de limpia corresponde con 5.50 m/s (considerando una capacidad de descarga de 77.6 m³/s, Véase Tabla 8-12), que corresponde en la expresión antes indicada para un revestimiento continuo (teniendo en cuenta el perfilado a desarrollar sobra la banca derecha en ese sector) con un enrocado de diámetro 1.0 m (redondeando) o bloques de concreto de 1.0X1.0 m, en una extensión promedio de 18.0 m (Véase VF-1614-118-02-01-101).

8.1.3.4. Canal de limpia

Sobre margen derecha de la barrera móvil se constituye el canal de limpia con 5.0 metros de ancho y un muro divisorio que remata al nivel del NAMO (6.5 msnm), el fondo de la estructura se posiciona sobre la cota -0.10 msnm (lo que permite que la compuerta radial asociada al canal tenga un menor tamaño, 5.0 m de ancho X 7.1 m de alto), 4.1 metros por debajo del nivel de captación de la bocatoma nivel 4.0 msnm (con lo que se minimiza el ingreso de sedimentos a esta estructura).

Lo operación del canal de limpia se da a través de la apertura de una compuerta radial de 5.0 m de ancho X 7.1 m de alto, está induce velocidades de flujo al frente de las estructuras de captación permitiendo el arrastre de sedimentos.

Aguas abajo de la compuerta dentro del vano asociado a la canal de limpia se desarrolla una curva cóncava y una curva convexa (que permite la entrega de la estructura en la cota -3.5 msnm,

nivelando la descarga con los demás vanos de la barrera móvil) que remata en un diente de protección contra socavación, apoyado en un enrocado de protección.

Considerando los posibles procesos de degradación sobre el contrero de la solera asociado a al canal de limpia (producto del arrastre de sedimentos en altas velocidades de flujo), se prevé la constitución de un blindaje en la solera hasta un metro de altura.

En el esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 1 - Corte B-B del Anexo 1 (Anexo 1.2.1) se presenta una sección longitudinal del canal de limpia, y en el esquema VF-1614-118-02-04-005-R1 Anexo 1 (Anexo 1.2.4) Esquemas Mecánicos se presenta el detalle de las compuertas radiales.

8.1.3.4.1. Cálculo de capacidad compuerta radial

El régimen hidráulico del río Bayano impone una condición de operación particular para la descarga de la compuerta del canal de limpia, en donde los niveles del río aguas arriba y aguas abajo de la estructura junto con la apertura de la compuerta radial, define si la condición de descarga de la estructura es libre o sumergida.

Teniendo en cuenta lo anterior se ha estimado la capacidad de descarga de la compuerta siguiendo los lineamientos presentados en los HDC (Hydraulics Design Criteria) 320-4 al 320-8, que considera mediante las siguientes expresiones una condición de operación libre o sumergida.

Ecuación de descarga compuerta radial, descarga libre.

$$Q(m^3/s) = C1 * C2 * Go * B * \sqrt{2 * g * h}$$

En donde
Q= Caudal de descarga (m³/s).
$C2$= Coeficiente de descarga en función de la altura del paramento.
$C1$= Coeficiente de descarga función de la correlación G0/R.
Go= Apertura de la compuerta (m).
R= Radio de la compuerta, estimado en 22 m.
B= Ancho de la compuerta, 8.50 m.
h= Altura de carga hasta la solera del vano.

Ecuación de descarga compuerta radial, descarga sumergida.

$$Q(m^3/s) = Cs * L * Hs * \sqrt{2 * g * h}$$

En donde
Q= Caudal de descarga (m³/s).
Cs= Coeficiente de descarga función de la correlación Hs/G0
Go= Apertura de la compuerta (m).
Hs= Nivel aguas abajo, medido desde la solera del vano (m).

R= Radio de la compuerta, estimado en 18 m.
B= Ancho de la compuerta, 5.0 m.
h= Diferencia de nivel aguas arriba y aguas abajo de la barrera móvil.

Cuando la correlación Hs/G0 es >= 1.30 se considera una descarga sumergida, lo que implica que el nivel aguas abajo de la compuerta es al menos un 30% mayor a su apertura.

El nivel de flujo aguas arriba de la barrera corresponde con el NAMO = 6.50 msnm.

El esquema de cálculo parte de un escenario con la compuerta cerrada, es decir que el nivel de flujo aguas abajo de la barrera se posiciona en la cota -1.0 msnm (nivel mínimo de marea adoptado), tomando esta condición, se inicia el proceso iterativo que involucra las formulaciones previamente definidas y la curva nivel - caudal constituida aguas abajo de la barrera móvil (obtenida del ejercicio de modelación hidráulica del río Bayano, Véase Figura 8-12).

Los resultados reportados en la Tabla 8-12 muestran la capacidad de descarga de la compuerta para diferentes aperturas, que alcanza su umbral en 128.1 m³/s manteniendo el NAMO en la cota 6.50 msnm. Para una apertura de 0.5 m la compuerta radial permite el paso de 23.2 m³/s, indicando que caudales inferiores a este valor difícilmente podrán ser regulados por las compuerta del canal de limpia de la barrera móvil, requiriendo la operación de las compuertas clapeta (Véase numeral 8.1.3.3.5, estas operan sobre las compuertas radiales, y tienen la función principal de permitir el paso de flotantes y el manejo de caudales que no puedan ser evacuados por la compuertas radiales, considerando las aperturas mínimas operacionales asociadas estas).

Tabla 8-12 Capacidad de descarga compuerta radial canal de limpia.

		Número de compuertas	
NAMO (msnm)	6.5	Caudal (m³/s)	Nivel aguas abajo (msnm)
Apertura de Compuertas (m), limitada al 65% de la altura (7.10m)	0.50	23.2	-1.00
	1.00	43.7	-0.90
	1.50	61.6	-0.64
	2.00	77.6	-0.41
	2.50	93.1	-0.19
	3.00	107.1	-0.02
	3.50	119.6	0.10
	4.00	126.4	0.16
	4.50	128.1	0.18

8.1.3.4.2. Diseño hidráulico del diente contra socavación aguas abajo

El diseño hidráulico de la estructura de protección contra socavación a la salida del canal de limpia,

se valora bajo la condición de aperturas parciales, sabiendo que las estimaciones para aperturas totales arrojan socavaciones cercanas a 1.0 m para la creciente de diseño (500 años).

8.1.3.4.2.1. Condición de operación apertura parcial de compuertas.

Cuando el canal de limpia opera con aperturas parciales de las compuertas, la profundidad de socavación a la salida del vano se estima utilizando las expresiones de Valenti y Eggenberger-Muller para descarga con resalto hidráulico libre, y Eggenberger-Muller y Shalash para descarga con resalto hidráulico ahogado, dichas expresiones se relacionan a continuación

Ecuación cálculo de socavación descarga resalto hidráulico ahogado - Eggenberger-Muller.

$$S + hd = (10{,}35 * H^{0.50} * q^{0.60} * hd^{0})/(D^{0.40})$$

En donde:
S= Profundidad de socavación al pie de la presa (m).
hd= Altura de escurrimiento aguas abajo de la barrera (m).
H= Carga o diferencia de nivel entre aguas arriba de la presa y aguas abajo en la corriente (m).
q= Caudal por unidad de ancho (m³/s/m).
D= Diámetro de partícula asociado al porcentaje pasa 90% (mm).

Ecuación cálculo de socavación descarga resalto hidráulico ahogado - Shalash.

$$S + hd = (9{,}65 * H^{0.50} * q^{0.60} * hd^{0})/(D^{0.40})$$

En donde:
S= Profundidad de socavación al pie de la presa (m).
hd= Altura de escurrimiento aguas abajo de la barrera (m).
H= Carga o diferencia de nivel entre aguas arriba de la presa y aguas abajo en la corriente (m).
q= Caudal por unidad de ancho (m³/s/m).
D= Diámetro de partícula asociado al porcentaje pasa 90% (mm).

Ecuación cálculo de socavación descarga resalto hidráulico libre - Eggenberger-Muller.

$$S + hd = (15{,}40 * H^{0.50} * q^{0.60} * hd^{0})/(D^{0.40})$$

En donde:
S= Profundidad de socavación al pie de la presa (m).
hd= Altura de escurrimiento aguas abajo de la barrera (m).
H= Carga o diferencia de nivel entre aguas arriba de la presa y aguas abajo en la corriente (m).
q= Caudal por unidad de ancho (m³/s/m).
D= Diámetro de partícula asociado al porcentaje pasa 90%. (mm)

Ecuación cálculo de socavación descarga resalto hidráulico libre - Valenti.

$$(Dk/D\,1) * (D/D1)^{0{,}55}$$

En donde:

Dk= Profundidad de socavación al pie de la presa (m).
$D1$= Altura de flujo en la vena contraída aguas abajo de la compuerta (m).
D= Diámetro de partícula asociado al porcentaje pasa 90% (m).

Expresión que se relaciona con el número de Froude en la vena contraída mediante la Figura 8-15.

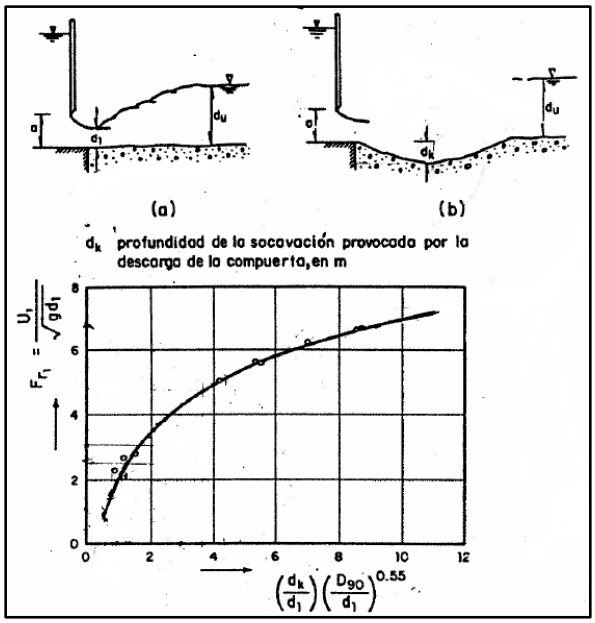


Figura 8-15 Correlación entre el número de Froude en la descarga de la compuerta y la profundidad de socavación aguas abajo de la misma.

La condición del resalto hidráulico (ahogado o libre) se define comparando la profundidad conjugada del flujo aguas abajo de la barrera móvil con el nivel del río para dicho caudal, si la profundidad conjugada es mayor que nivel hidráulico impuesto por el río aguas abajo, el resalto se considera libre, en caso contrario se trata de un resalto ahogado.

Para lo anterior es necesaria estimar la condición hidráulica en la salida del vano, para esto se ha ejecutado un balance de energías entre la vena contraída aguas abajo de la compuerta y el punto de descarga. En la Tabla 8-13 se sintetiza dicha valoración para diferentes aperturas de la compuerta radial del canal de limpia.

Tabla 8-13 Condición del resalto hidráulico a la salida de la compuerta del canal de limpia.

NAMO (msnm)	**6.5**	Caudal (m^3/s)	Nivel Aguas Abajo (msnm)	Altura de lámina vena contraída (m)	Altura de lámina salida de la estructura (m)	Profundidad Conjugada (m)	Nivel de agua profundidad conjugada (msnm)	Condición de resalto
Apertura de Compuertas (m)	0.5	23.2	-1.00	0.45	0.4	1.2	-2.3	Ahogado
	1	43.7	-1.00	0.88	0.7	1.8	-1.7	Ahogado

	1.5	61.6	-0.85	1.28	1.0	2.4	-1.1	Ahogado
	2	77.6	-0.66	1.67	1.3	2.8	-0.7	Ahogado
	2.5	93.1	-0.48	2.06	1.5	3.1	-0.4	Libre
	3	107.1	-0.35	2.43	1.8	3.5	0	Libre
	3.5	119.6	-0.25	2.78	2.0	3.7	0.2	Libre
	4	126.4	-0.20	2.98	2.1	3.9	0.4	Libre
	4.5	128.1	-0.19	3.05	2.1	3.9	0.4	Libre

En la Tabla 8-14 se relacionan las profundidades de socavación estimadas por las metodologías antes referidas, en donde se logran valores máximos de 7.00 m para una condición de resalto hidráulico ahogado metodología de Eggenberger-Muller y de 12.80 m por la expresión de Eggenberger-Muller para resalto hidráulico libre, considerando un enrocado de protección aguas abajo con un D_{90} de 1.00 m.

Considerando los análisis ejecutados en la valoración de socavación en la descarga del canal de limpia, se propone con el objetivo de mitigar posibles procesos erosivos que puedan llevar a la inestabilidad de la estructura, restringir las aperturas hasta un máximo de 2.0 m, logrando una profundidad teórica de socavación de 5.8 m (metodología de Eggenberger-Muller-Ahogado).

El nivel de protección en la descarga del canal de limpia se impone en la cota -11.0 msnm (requerimiento estructural y geotécnico de estabilidad de la obra), 7.5 m (abarcando 5.8 m de socavación estimada + 1.0m de factor de seguridad) por debajo del nivel del lecho, quedando al nivel de la protección utilizado en la descarga de las demás compuertas. También se contempla en este sector disponer de un enrocado de protección (bloques de concreto de 1.0 X 1.0 m) desde la cota -11.00 msnm (nivel de protección del diente) hasta la cota -3.50 msnm (nivel de lecho de río), con una relación de talud 1.5 H : 1.0 V, lográndose una extensión máxima de la protección de 11.25 metros.

Tabla 8-14 Profundidad de socavación en la salida del canal de limpia

				Profundidad de Socavación (m)				
NAMO	**6.5**	Caudal (m^3/s)	Condición de resalto	Diámetro de Enrocado (D_{90})	Socavación - Valenti	Eggenberger-Muller-Libre	Eggenberger-Muller-Ahogado	Shalash - Ahogado
Apertura de Compuertas (m)	0.5	23.2	Ahogado	1.0			2.0	1.7
	1	43.7	Ahogado	1.0			3.9	3.5
	1.5	61.6	Ahogado	1.0			5.0	4.5
	2	77.6	Ahogado	1.0			5.8	5.2
	2.5	93.1	Libre	1.0			6.5	5.8
	3	107.1	Libre	1.0			7.0	6.3

	3.5	119.6	Libre	1.0	4.2	12.6		
	4	126.4	Libre	1.0	4.4	12.8		
	4.5	128.1	Libre	1.1	4.5	12.8		

8.1.3.4.3. Capacidad de arrastre compuerta radial

La capacidad de arrastre de la compuerta radial se valoró utilizando la ecuación de Isbash, expresión que permite estimar el diámetro de la partícula a remover considerando el peso específico de la misma y la velocidad de flujo media en la sección (para una apertura limite de la compuerta radial de 2.0 m).

$$V = K * \sqrt{2 - g * \left(\frac{\gamma s - \gamma w}{\gamma w}\right) * d}$$

En donde:
V= representa la velocidad de flujo en sección, estimada con un NAMO con la geometría del canal de limpia, B= 5.0 m de ancho y H = 6.6 m (NAMO= 6.5 msnm - Fondo del canal = -0.1 msnm), condiciones más desfavorables.
γs= peso específico del material, 2.65 Ton /m³ para la roca.
γw= peso específico del agua, 1.00 Ton /m³.
K= para flujo en alta turbulencia corresponde con un valor de 0.86, (HDC 720-1)

En la Tabla 8-15 se presentan los diámetros de partículas a remover para diferentes aperturas en la compuerta radial del canal de limpia, en donde para una apertura en la compuerta de 2.0 m se logran velocidades de flujo de 2.4 m/s, permitiendo el arrastre de material con diámetro de hasta 0.23 m.

Tabla 8-15 Diámetro de partícula a remover en el canal de limpia para diferentes aperturas en la compuerta radial.

Apertura de Compuerta (m)	**Caudal (m³/s)**	**NAMO (msnm)**	**Nivel de Fondo (msnm)**	**Altura de Flujo (m)**	**Velocidad en el Canal de Limpia (m/s)**	**K**	**γs (Ton /m³)**	**γw (ton /m³)**	**Diámetro de la partícula a remover(m)**
0.5	23.2	6.5	-0.1	6.6	0.7	0.86	2.65	1	0.02
1.0	43.7	6.5	-0.1	6.6	1.3	0.86	2.65	1	0.07
1.5	61.6	6.5	-0.1	6.6	1.9	0.86	2.65	1	0.15
2.0	77.6	6.5	-0.1	6.6	2.4	0.86	2.65	1	0.23

8.1.3.4.4. Cálculo de socavación local - canal de limpia aguas arriba de la barrera móvil

Previendo posibles procesos de socavación local en la proyección del canal de limpia aguas arriba de la barrera móvil, se han utilizado las metodologías de Larras (1963) y de la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de socavación en pilas, esquema que se asemeja a la proyección del canal con su muro divisorio aguas arriba de la barrera móvil.

Método de Larras - cálculo de socavación en pilas.

$$ds = 1.05 * Kf * K\phi * a^{1.75}$$

En donde:
ds= profundidad de socavación local (m).
a= ancho de la pila, 6 metros que considera el canal de limpia y el muro divisorio.
Kf= factor de corrección por forma en pila, 1.4 para pilas rectangulares.
$K\phi$= factor de corrección por ángulo de ataque de la corriente, 1.11 para un ángulo de ataque de 0°.

Método de la CSU - cálculo de socavación en pilas.

$$ds/h = 2.0 * Kf * K\phi * Kc * Ka * (a/h) * Fr^{0.43}$$

En donde:
Kf= Factor de corrección por la forma de la pila, 1.1 forma cuadrada.
$K\phi$= Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo, 1 ángulo de ataque de 0°.
Kc= Factor de corrección por forma del lecho, 1.1 factor típico recomendado por el método.
Ka= Factor de corrección por acorazamiento del sedimento, 1, para D95 menor a 20mm.
Fr= Número de Froude aguas arriba de la pila, 0.18. tomada de la modelación hidráulica en HEC-RAS para la creciente de 500 años.
a= Ancho de la pila, 6 metros, considerando el canal de limpia con su muro divisorio.
h= Profundidad de flujo agua arriba de la pila, 15.78m. tomada de la modelación hidráulica en HEC-RAS para la creciente de 500 años.

En la

Tabla 8-16 se presentan las estimaciones logradas por las metodologías antes referidas, lográndose una profundidad de socavación máxima de 9.76 m, ubicando el nivel de protección requerido para el canal de limpia en la cota -13.26 msnm.

Tabla 8-16 Profundidad de socavación aguas en la proyección aguas arriba del canal de limpia.

	CSU	Larras
Kf	1.1	1.4
Kt	1	1.11
Kc	1.1	
Ka	1	
a' (m)	6	
Fr	0.18	
D50 (m)		
h (m)	15.78	
a (m)	6	6
Ds (m)	9.76	6.26

8.1.4. Diseño hidráulico de la captación lateral

La estructura de captación se localiza sobre la margen derecha del río Bayano, adyacente al canal de limpia dispuesto en la barrera móvil. De acuerdo con lo descrito en los criterios de diseño, el fondo de la captación se localiza encima de la solera del canal de limpia 4.1 m (cota 4.0 msnm), restringiendo de esta manera el ingreso de sedimentos de arrastre en la captación.

La estructura a la entrada está conformada un vano rectangular de 2.50 m de altura (Véase Figura 8-16) y 5.50 m de ancho con bordes abocinados en la solera y las paredes. Para el dimensionamiento se ha definido una velocidad de aproximación frente a las rejas de 1.0 m/s de acuerdo con las recomendaciones de Erbisti (2004) y con un taponamiento del 50% de la reja de entrada, acorde con lo descrito en los criterios de diseño de la bocatoma (véase capítulo 7).

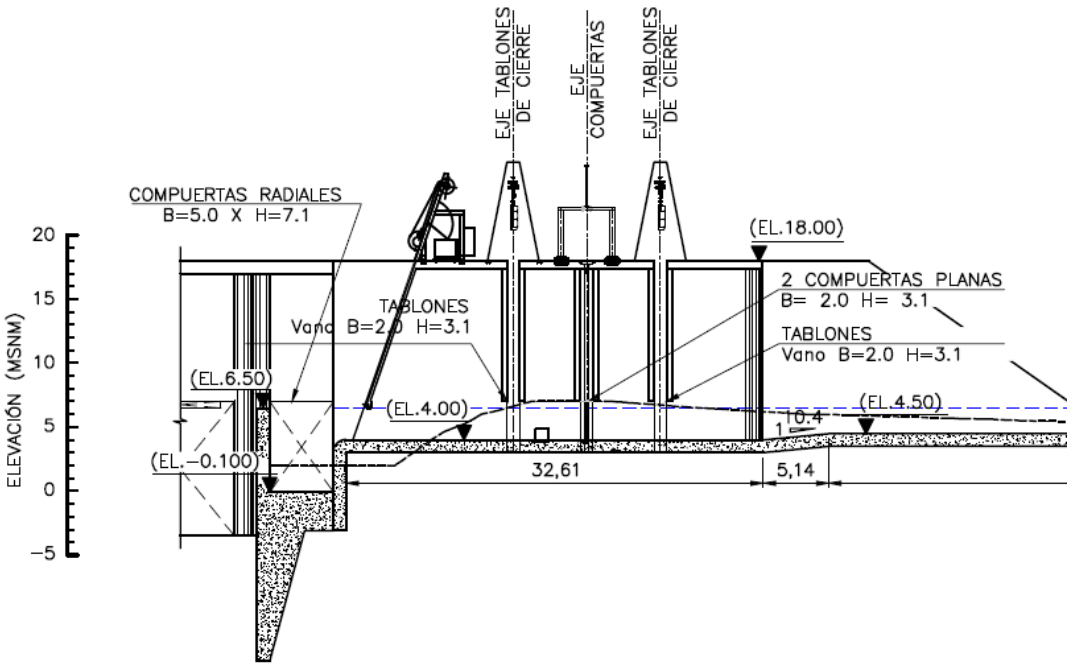


Figura 8-16 Corte longitudinal, estructura de captación.

Para impedir el paso de materiales sólidos a través de los vanos se dispusieron 21 barras de media pulgada de espesor espaciadas cada 0.25 m a lo ancho de cada vano. Para facilitar su limpieza y mantenimiento estas se instalarán con un ángulo de inclinación de 71° con respecto a la horizontal, el cual facilita la limpieza con los equipos dispuestos para tal fin en la plataforma localizada encima de la captación.

Con el fin de facilitar la maniobrabilidad de los tablones y las compuertas desde la plataforma conformada sobre la bocatoma, el canal de captación será dividido por un tabique que permite que el caudal de diseño por nave (3.00 m³/s) circule a través de dos secciones rectangulares de 2.0 m de ancho.

Finalmente, aguas abajo de la zona de tablones y compuertas de cierre se encuentra una nueva transición suavizada que conecta con el canal de toma de cada una de las naves del desarenador con un ancho constante de 3.2 m.

En el esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 Corte F-F del Anexo 1 (Anexo 1.2.1) se presenta una sección longitudinal de la estructura de captación.

8.1.5. Diseño hidráulico de la conducción para caudal ambiental

La descarga del caudal ambiental (2.35 m³/s) se realiza a través de una alcantarilla en cajón de 1.0 m X 1.0 m que se ubica de manera anexa en la estructura de captación, en cuya entrada (cota batea 3.83 msnm) se dispone de una compuerta plana para regular la capacidad de descarga. Aguas abajo del canal de limpia sobre el muro lateral previsto de protección contra inundaciones se tiene

contemplada la descarga del caudal ecológico (cota batea -2.20 msnm), que dispondrá de un enrocado de protección (Véase esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte E-E del Anexo 1 (Anexo 1.2.1)).

La capacidad de descarga de la estructura se estima bajo una condición de operación sumergida, (con una oscilación típica de nivel en la descarga del ducto del caudal ecológico entre la cota -1.0 msnm y la cota 3.82 msnm), y dos condiciones de nivel aguas arriba de la barrera (NAMO = 6.50 msnm y cota cresta del vertedero del desarenador 6.00 msnm, Véase numeral 5.4 y esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte E-E).

Para la condición de operación con descarga sumergida se realiza un balance de energía entre la entrada y salida de la estructura, involucrando pérdidas por entrada, por salida, por fricción y por la compuerta para diferentes condiciones de apertura.

$$Eentrada = Esalida + Hentrada + Hsalida + Hcompuerta + hfricción$$

En donde:
$Eentrada$= Corresponde con el nivel aguas arriba de la barrera móvil (msnm).
$Esalida$= Corresponde con el nivel aguas abajo de la barrera móvil (msnm).
$HEntrada$= Asociada por la forma de la entrada, $He = K * V^2/2 * g$, con $K = 0.5$ que corresponde a una entrada con arista recta. Tomado de la hidráulica general de Soleto Avila figura 8.8.
$HSalida$= Asociada a la disipación total de la cabeza de velocidad, $Hs = K * V^2/2 * g$, con $K = 1$ considerando la condición de entrega a una piscina.
$Hcompuerta$= Asociada al porcentaje de apertura de la compuerta, $He = K * V^2/2 * g$, con K estimado con una aproximación a una compuerta de forma circular HDC 330-1.
$Hfricción$= Asociada a una pérdida por fricción para el concreto con un **"n"** de Manning de 0.015.

En la

Tabla 8-17 se presentan los resultados asociados a la capacidad de descarga de la estructura de caudal ecológico. En condición de operación sumergida, considerando un nivel aguas arriba asociado a las cotas 6.00 msnm (cota cresta del vertedero del desarenador) y 6.5 msnm (Nivel de agua máximo de operación).

Para la condición más desfavorable en términos de capacidad en una condición típica de operación (nivel aguas arriba 6.00 msnm, cota cresta del vertedero del desarenador Véase numeral 10.1.7.1) y nivel aguas abajo (3.82 msnm), se logra evacuar la totalidad del caudal ecológico con una apertura de la compuerta en el 75.5%, lográndose una velocidad de 3.10 m/s.

Tabla 8-17 Capacidad de descarga en condición de operación sumergida para diferentes condiciones de apertura (estructura de caudal ecológico)

Condición de descarga ahogada - Nivel de descarga salida caudal ecológico, 3.82 msnm					
Nivel aguas arriba (msnm) - NAMO 6.5 msnm			**Nivel aguas arriba (msnm) - (msnm) - Cota cresta vertedero desarenador 6.00**		
Porcentaje de apertura de la compuerta	**Caudal (m^3/s)**	**Velocidad (m/s)**	**Porcentaje de apertura de la compuerta**	**Caudal (m^3/s)**	**Velocidad (m/s)**
10	0.02	0.15	10	0.01	0.14
20	0.09	0.46	20	0.08	0.42
30	0.28	0.95	30	0.26	0.86
40	0.58	1.44	40	0.52	1.30
50	1.06	2.11	50	0.95	1.91
60	1.62	2.69	60	1.46	2.43
70	2.26	3.23	70	2.04	2.91
80	2.89	3.61	80	2.60	3.26
100	4.03	4.03	100	3.64	3.64
71.4	**2.35**	**3.28**	**75.5**	**2.35**	**3.10**

8.1.6. Diseño hidráulico del desarenador Jesús María

A continuación, se describe el diseño de las obras que componen el desarenador Jesús María localizado aguas abajo de la estructura de captación. En el esquema VF-1614-118-02-01-101- ,VF-1614-118-02-01-102 Hoja 2 - Corte D-D, VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte F-F y Corte G-G del Anexo 1 (Anexo 1.2.1) se presenta una sección longitudinal y transversal del desarenador.

8.1.6.1. Canal de toma

Considerando las restricciones de espacio asociadas al sitio de obras en la captación Jesús María, se planteó un esquema factible que permite conducir el caudal de diseño al sistema de desarenación, de la captación lateral se desprende un canal principal (de base 3.2 m y una longitud los 88.32 m - Véase esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte F-F, esquema VF-1614-118-02-01-101, y Figura 8-17) cuya sección hidráulica permite el paso del caudal diseño (6.0 m^3/s).

El canal principal se subdivide en 3 canales que alimentan las naves del desarenador, cada uno de estos con capacidad para 3.0 m^3/s, teniendo en cuenta que una de las naves es de respaldo y será utilizada durante labores de limpieza o mantenimiento.

Para el dimensionamiento de los canales se ha considerado la condición de control hidráulico impuesta en el vertedero frontal del desarenador y una velocidad máxima de flujo de 1.0 m/s.

En nivel hidráulico en la zona de canales de la toma se posiciona en la cota 6.44 msnm, con una cota fondo del canal de 4.50 msnm, para una altura de flujo 1.94 m. El nivel de coronación del muro izquierdo se lleva a la cota 7.00 msnm, permitiendo contener el relleno de la zona anexa donde se desarrolla la vía de acceso a la barrera móvil.

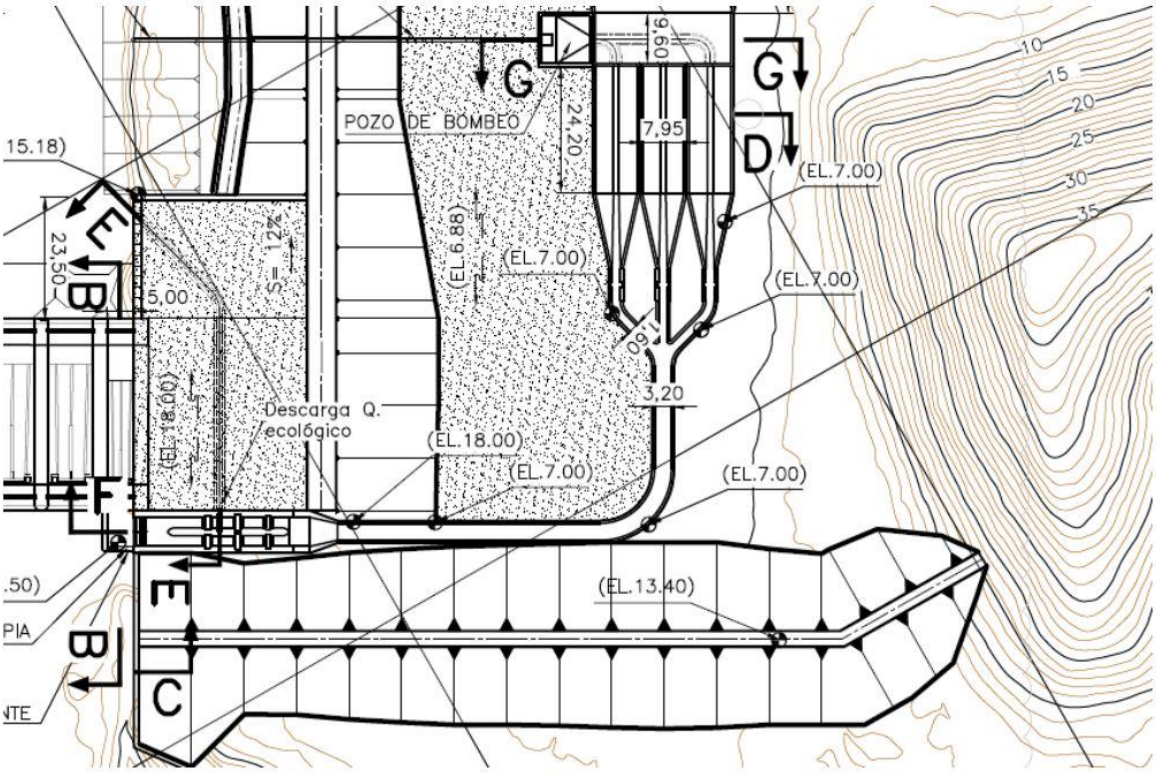


Figura 8-17 Vista en planta, canal de toma.

8.1.6.2. Zona de entrada

Con el fin de conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de cada una de las naves de desarenación y minimizar las pérdidas de energía por el cambio de sección transversal, se han previsto el desarrollo de las transiciones con una longitud de 14.32 m, asociadas a un ángulo de expansión de 12.5° (recomendación del USBR) con respecto al eje.

Las transiciones expanden la sección transversal rectangular hasta empalmar con las naves del desarenador de secciones compuestas. Cada transición tendrá una pendiente longitudinal de 9.8% iniciando al final del canal de toma en la cota 4.50 msnm y finalizando en la cota solera de la nave de desarenación 3.09 msnm.

8.1.6.3. Zona de desarenación

El principio de sedimentación en los desarenadores convencionales consiste en garantizar un tiempo de retención suficiente que permita que una partícula de cierto tamaño de decante, sin riesgo a que produzca resuspensión por velocidades de flujo mayores a los límites establecidos en las condiciones particulares de diseño de la estructura.

La estructura del desarenador consta de dos niveles, que representan un volumen útil de

sedimentación y la zona de acumulación de sedimentos (tolva), esta última con una pendiente lateral (mayor al 10%, según recomendaciones de la organización panamericana de la salud) que facilite las labores de lavado de la estructura.

El caudal de diseño corresponde con 6.00 m³/s distribuido en dos naves (más una nave adicional para utilizar en momentos de mantenimiento), con una relación de largo/ancho igual a 3, una longitud igual a 24.20 m, un ancho de 7.95 m y una relación 1V : 3.5H en la tolva (Véase Tabla 8-18 - alternativa 1), esquema logrado tras la ejecución de un ejercicio de optimización en la estructura en búsqueda del menor volumen total que permita la remoción de los sedimentos.

En la Tabla 8-18 se presentan las alternativas consideradas, que corresponde a configuraciones con tres naves (restringiendo el análisis con un mayor número de naves por limitaciones de espacio en el momento de implantación de las obras), relaciones L/B entre 3 y 5 y pendientes del talud en la tolva entre el 10 y el 100%.

Tabla 8-18 Ejercicio de optimización del desarenador

Alternativa	**Número de naves**	**Caudal por nave**	**Relación L/B**	**Longitud de la nave**	**Ancho de la nave**	**Talud de la tolva (relación 1V:ZH)**	**Volumen total de la estructura**
[No.]	**[No.]**	**[m³/s]**	**[-]**	**[m]**	**[m]**		**[m³]**
1	3	3	3.00	24.20	7.95	3.50	819.30
2			3.50	26.10	7.40	4.00	884.30
3			4.00	28.10	7.00	4.00	952.00
4			4.50	30.00	6.65	4.00	1016.40
5			5.00	31.35	6.30	4.50	1062.10

Los lineamientos de diseño asociados al dimensionamiento a las estructuras antes referidas se presenta a continuación.

La partícula de diseño del desarenador fue establecida en 0.2 mm según las recomendaciones de Mosonyi (1991) y Coronado del Águila (2004), bajo un escenario conservador teniendo en cuenta la operación de los equipos de bombeo a constituir bajo la carga hidráulica de diseño.

La velocidad de resuspensión se seleccionó de acuerdo con la recomendación de Camp (2002),

Velocidad de resuspensión de Camp.

$$Vr = a/100 \times d^{0,5}$$

Donde,
Vr= Velocidad horizontal de resuspensión [m/s]
a= Coeficiente adimensional de Camp respecto al diámetro de la partícula, (ver Tabla 8-19)
d= Diámetro de la partícula [mm]

Tabla 8-19 Coeficiente adimensional de Camp

Coeficiente (a) para hallar la velocidad horizontal con expresión de Camp	
d [mm]	**a**
1.0	36
1.0; 0.1	44
0.1	51

Respecto a la velocidad de sedimentación, esta se definió con base en los valores recomendados por Sudry (Sons, 2005) partiendo del tamaño de la partícula a sedimentar (0.2 mm) y una densidad agua-sedimento de 1,064 kg/m³, previendo un escenario en el cual la Central HIdroléctrica Bayano ubicada aguas arriba genere descargas de sedimentos que aumentan la concentración de sólidos en suspensión en el río Bayano. Bajo estas premisas se obtuvo una velocidad de sedimentación de 2.0 cm/s (véase Tabla 8-20).

Tabla 8-20 Velocidades de sedimentación de Sudry

Sudry - velocidad de sedimentación (cm/s)		**d (mm)**
		0.2
γ (kg/m³)	**1000**	3.0
	1033	2.5
	1064	2.0
	1100	1.5
	1150	0.8

Para determinar la longitud del desarenador se empleó la expresión de Velikanov para una eficiencia del desarenador del 95% y una velocidad horizontal seleccionada del 90% (factor de seguridad) de la velocidad de resuspensión, es decir 0.18 m/s.

Longitud de sedimentación de Velikanov.

$$L = \frac{\lambda^2 v^2 (\sqrt{h_u} - 0.2)^2}{7.51 w^2}$$

Donde,
L= Longitud de sedimentación [m]
v= Velocidad horizontal seleccionada [m/s]
h_u= Profundidad útil de escurrimiento [m]
w= Velocidad de sedimentación [m/s]

λ= Factor de la longitud de sedimentación con base en la eficiencia de desarenación

El canal de lavado se dimensionó con una sección efectiva a lo largo de la nave de 1.0 m de ancho y altura variable con una pendiente del 4% (Véase esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte F-F).

Finalmente, con base en la metodología de Velikanov para el diseño de desarenadores se calcularon las demás dimensiones de la estructura considerando las expresiones de la Tabla 8-21.

Tabla 8-21 Relaciones geométricas del desarenador por nave

$$h_u = h_{uv} + h_{ut} + h_s \qquad V_u = L \times A_u \qquad V_c = (((2 * hs * m + bc) + bc)/2) * hs * L$$

Donde,
h_{uv}= Altura vertical de escurrimiento, 1.92 m
h_{ut}= Altura útil de escurrimiento en la tolva, 0.23 m
h_s= Altura para retención de sedimentos en la tolva, 0.76 m.
B= Ancho del desarenador, 7.95 m.
A_u= Área efectiva de escurrimiento, 16.94 m².
m= Talud de la tolva (1V:XH), 1V:3.5H.
V_u= Volumen útil de escurrimiento, 409.16 m³.
V_c= Volumen para retención de sedimentos, 67.75 m³.
b_c= Ancho del canal de lavado de sedimentos, 1.0 m.

8.1.6.4. Zona de salida

La estructura de salida corresponde con un vertedero frontal posicionado en la cota 6.00 msnm (que descarga al tanque de bombeo que alimenta el sistema de bombeo) elemento que define el perfil hidráulico (Véase Anexo 2 (Anexo 2.2.1)) hacia aguas arriba hasta la estructura de captación (empatando con el NAMO en la cota 6.5 msnm, considerando unas pérdidas en el desarrollo del perfil de 0.12 m) teniendo en cuenta el tipo de régimen hidráulico (subcrítico) que se desarrolla en esta zona. (Ver Plano VF-1614-118-02-01-102 (Hoja 3 de 3)).

La altura de carga sobre el vertedero se estimó para evacuar el caudal de diseño a través de las naves del desarenador mediante la siguiente expresión

Ecuación caudal de descarga sobre el vertedero.

$$Q(m^3/s) = C * E1 ** h^{(3/2)}$$

En donde:
C= Representa el coeficiente de descarga, 1.83.
= Longitud efectiva de vertimiento (m), 7.55 m
h= Carga hidráulica sobre el vertedero (m), 0.38 m

$E1$= Factor de reducción por espesor del muro. 0.94

La longitud efectiva de vertimiento de puede estimar mediante la siguiente expresión.

$$= L0 - 2 * (N * Kp + Ka) * h$$

Donde,
$L0$= Ancho libre del vertedero (m). 7.55 =7.95-2*0.2
N= Número de pilas que sostendrán la compuerta del conducto de lavado. 2
e_p= Espesor de cada una de las pilas [m]. 0.2m
K_p= Coeficiente de contracción de las pilas. Se adoptó un valor de 0.02 para pilas Tipo 1 de acuerdo con la recomendación del HDC 111-5.

El coeficiente de descarga se puede estimar mediante la siguiente expresión.

$$C = 2/3 * \sqrt{2 * g} * \mu$$

Donde,
μ = (0.6035+0.0816*((h+0.0011)/w))*(1+(0.001/h)$^{(3/2)}$, 0.618.
w= Altura del paramento, 3.91 m.

El factor de reducción por espesor se puede estimar mediante la siguiente expresión.

$$\begin{aligned} E1 &= 1 && \text{si } e/h < 0.67 \\ E1 &= 0.7 + (0.185/(e/h)) && \text{si } e/h \leq 3 \\ E1 &= 0.7 + (0.1/(e/h)) && \text{si } e/h > 3 \end{aligned}$$

e= Espesor del muro, definido en 0.3 m

En la Tabla 8-22 se presentan las características hidráulicas del vertedero frontal del desarenador asociado al caudal de diseño, despejando h en la ecuación de caudal de descarga sobre el vertedero.

Tabla 8-22 Características hidráulicas del vertedero del desarenador

Altura de carga en el vertedero (m)	Espesor de la pared del vertedero (m)	Relación e / h	Factor de reducción de coef. vert.	Coeficiente de descarga vertedero	Velocidad en el vertedero (m/s)	Caudal a descargar (m³/s)
0.38	0.3	0.79	0.94	1.71	0.98	3.00 (6.00/2)

8.1.6.5. Conducto de lavado de sedimentos

Al final de la estructura de desarenación, en el fondo de la tolva se posiciona una compuerta plana de 1.0 X 1.0 m (Véase esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte F-F) que descarga al conducto de lavado de sedimentos de sección 1.5 X 1.0 m (Véase esquema VF-1614-118-02-01-

102 Hoja 3 - Corte G-G) hasta su descarga al pozo de bombeo de sedimentos (Véase esquema VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte G-G). Desde este punto a través de un sistema de bombeo se produce la entrega de sedimentos al río Bayano. La función de este conducto es evacuar el caudal producto del lavado de cada una de las naves del desarenador, a través del esquema antes descrito.

Para el dimensionamiento de esta estructura se ha considerado la ecuación de descarga de un orificio.

Ecuación de descarga de un orificio.

$$Q = C * A * \sqrt{2 * g * h}$$

Donde,
C= Coeficiente de descarga del orificio, se adoptó un valor de 0,80 (HDC 320-1).
A= Área del orificio (1.0 m²).
H= Altura de agua sobre el orificio, 3.82 m.

Dependiendo del nivel de agua en el desarenador, el conducto de lavado podrá operar a superficie libre o presurizado, siendo esta última la condición más exigente para el sistema, que se desarrolla siempre y cuando el nivel de agua supere en un 50% la altura de la compuerta, es decir que si el nivel de agua al frente de la compuerta es de al menos 1.5 m, el ducto de lavado funcionará a presión. Hacia el final del proceso de lavado del desarenador, cuando el nivel de agua esté por debajo de los 1.5 m, el conducto de lavado operará en una condición de flujo a superficie libre, por tal razón el conducto cuenta con una pendiente del 1% hasta su descarga en el pozo de bombeo de sedimentos, para evitar la acumulación de estos.

La sección del ducto de lavado será rectangular, con una base de 1.50 m y una altura de 1.0 m, con velocidades en la entrada del orificio de 6.9 m/s cuando se inicia el proceso de lavado del desarenador, está desciende a 2.9 m/s antes de entrar en la condición de operación de flujo a superficie libre.

El ducto de lavado operará con una frecuencia de 15 días, considerando el volumen establecido para el pozo de bombeo de sedimentos, que a su vez sirve de acceso al ducto si se requiere efectuar algún tipo de inspección o mantenimiento.

8.1.6.6. Diseño hidráulico del tanque de bombeo

El dimensionamiento del tanque de bombeo se efectuó tenido en cuenta las recomendaciones de la guía de diseño de estaciones de bombeo de la OPS (Organización Panamericana de la Salud) y de la organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura, donde se definen los volúmenes y características hidráulicas requeridas para este tipo de estructuras; además se garantizó de manera complementaria un volumen útil suficiente que permita el arranque de la bombas, estimado en un minuto para cada una de las unidades del sistema (seis unidades incluida la unidad de respaldo).

Las referencias antes indicadas, definen recomendaciones geométricas para la disposición de los esquemas de bombeo, y aspectos particulares asociados a: los volúmenes de los tanques cisterna y velocidades de flujo transversal asociadas a estas estructuras para evitar problemas de operación en la zona de succión de la bomba.

Teniendo en cuenta lo anterior se ha definido un volumen de almacenamiento útil en el tanque de bombeo asociado a un tiempo de retención de 15 minutos (1440 m^3 de volumen útil y 5,448.56 m^3 de volumen total, para un nivel de agua en el tanque de bombeo en la cota 5.38 msnm, este permiten el manejo de la secuencia de encendido y apagado de las bombas), lográndose una velocidad transversal de flujo de 0.04 m/s en la zona de aproximación al punto de succión de las bombas.

El arreglo del tanque es asimétrico con un ancho variable entre 25.85 y 40.50 m, permitiendo el empalme entre la descarga del vertedero del desarenador y el ancho requerido por el sistema de bombeo, considerando el arreglo geométrico dispuesto. También se requiere de un fondo variable (nivel 4.12 msnm y 0.00 msnm) que permita el paso de los ductos de lavado del desarenador y garantice el nivel de sumergencia requerido por el sistema de bombeo (Véase en el esquema VF-1614-118-02-01-101 y VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte F-F del Anexo 1 (Anexo 1.2.1)).

Como estructura de rebose se tiene contemplado un juego de nueve tuberías de 24" (9 tuberías con pendiente del 0.5%, que permiten la descarga del caudal del diseño de la captación - 6.0 m^3/s) que descarga al río Bayano, con su cota batea posicionada en el nivel 5.4 msnm (condición que garantiza 4 minutos de volumen útil en el tanque de bombeo), 0.02 m por encima del nivel 5.38 msnm), quedando un borde libre en referencia a la descarga del vertedero del desarenador de 0.62 m.

De manera conservadora y con el fin de evaluar la capacidad de respuesta del sistema de captación, dando tiempo suficiente al cierre de las compuertas en la estructura (velocidad de cierre estimada en 0.5 m/min), se ha considerado un escenario en el cual se presenta un evento de apagado del sistema de bombeo (por fallas en la alimentación eléctrica u otro motivo) acompañado del paso de una creciente que imposibilita la descarga a través de las 9 tuberías de desagüe. El objetivo de este escenario es evaluar el almacenamiento temporal que ofrece el tanque de bombeo, el desarenador y el canal de toma. Para este análisis se ha constituido un ejercicio de balance hídrico que considera el caudal de entrada en la zona de captación, cero caudal de salida asociado a las nueve tuberías de desagüe de 24" y el cambio en el almacenamiento en la zona del tanque del bombeo, desarenadores y canal de toma.

Las consideraciones del esquema desarrollado involucran los siguientes aspectos:

- Sistema de bombeo apagado.
- Nivel del agua en el tanque de bombeo 5.40 msnm en el tiempo cero.
- Nivel del agua en la zona de desarenadores, canal de enlace y estructura de captación de 6.50 msnm en el tiempo cero.
- Nivel de agua en río Bayano, 6.9 msnm, considerando un incremento de nivel instantáneo en el río Bayano de 0.4 m, asociado al inicio del paso de la creciente, o problemas en la operación

del sistema de compuertas radiales de la barrera móvil.
- Velocidad de cierre de las compuertas 0.5 m/min (altura de compuertas 2.5 m), para un tiempo de cierre de 5.0 min.
- Tiempo de inicio entre el cierre de las compuertas y la salida del sistema de bombeo de 1.0 min. Esquema conservador que prevé un tiempo de inicio de los equipos de generación de respaldo, ante cortes de energía.
- Capacidad nula de descarga de las tuberías de rebose.
- Volumen total disponible encima de la condición normal de operación del sistema (nivel del agua en el tanque de bombeo 5.40 msnm, nivel del agua en la zona de desarenadores, canal de enlace y estructura de captación de 6.50 msnm) de 3542.25 m³, considerando un nivel de rebose en las estructuras en la cota 7.0 msnm (altura de muros).
- Caudal de entrada al sistema, este considera un esquema simplificado de 2 tanques conectados por un orificio (compuerta plana de cierre de la estructura de captación), adoptando un coeficiente de descarga de 0.6. En el instante cero la diferencia de nivel entre aguas arriba (6.9 msnm) y aguas abajo (6.5 msnm) de las compuertas de cierre de la captación es de 0.4 m, esto representa un caudal de entrada estimado en 18.79 m³/s. De ahí en adelante el caudal de entrada se actualiza considerando el cambio volumétrico asociado al almacenamiento del tanque de carga desarenador y canal de enlace, hasta el cierre de la compuerta en el minuto 6.0.

Teniendo en cuenta lo anterior se presenta en la Tabla 8-23 el resumen del ejercicio desarrollado bajo las condiciones anteriormente expuestas, donde se evidencia que el nivel de agua máximo logrado en el tanque de carga, desarenador y canales, corresponde con la cota 6.85 msnm, para un volumen de agua almacenado de 3202.37 m³/s.

Un nivel de 6.90 msnm en el río Bayano, corresponde con una caudal 1434 m³/s, evento con una probabilidad de excedencia del 0.093%, considerando la curva de duración de caudales constituida para el sitio de captación (Véase Figura 6-54). Sin embargo considerando la configuración geométrica del sistema de desagüe (cota clave de tubería al inicio en 5.4 msnm y una pendiente del 0.5%), se empieza a restringir la capacidad de descarga del sistema cuando el nivel de agua en el río bayano en un esquema conservador supera la cota 5.03 msnm (cota batea de la tubería en la salida), nivel que se logra con un caudal de 945.1 m³/s, evento con una probabilidad de excedencia de 0.20% (Véase Figura 6-54).

Bajo el esquema anteriormente expuesto el sistema de excesos del tanque de carga puede manejar caudales en el río Bayano BAYANO de hasta 1434 m³/s (evento con una probabilidad de excedencia del 0.093%), considerando descarga nula a través de la tubería de desagüe y el inicio del cierre de las compuertas dentro de los tiempos previstos. En el caso de una condición de operación normal (NAMO en la cota 6.5 msnm), las 9 tuberías de 24” disponen de la capacidad suficiente para evacuar el caudal diseño de la estructura de captación (6.0 m³/s), esta capacidad de descarga se mantiene siempre y cuando los niveles en el río Bayano no superen la cota 5.03 msnm (caudal de 945.1 m³/s, evento con una probabilidad de excedencia de 0.20%).

El esquema detallado de operación de las compuertas de la estructura de captación, deberá abordarse en la siguiente fase de diseño, e integrarse con la regla de operación de la barrera móvil,

en un esquema que involucre el tránsito de las crecientes en el río Bayano (para establecer su variación de niveles con el tiempo).

Tabla 8-23 Verificación de capacidad de desagüe de las tuberías de rebose del tanque de carga.

Tiempo (seg)	Nivel de agua en el tanque de bombeo (msnm)	Nivel de agua en el Desarenador (msnm)	Volumen de agua acumulado por encima de la condición normal de operación (m^3)	Caudal de salida (tuberías de rebose) (m^3/s)	ΔH	Caudal de entrada al sistema por estructura de captación (m^3/s)
0	5,40	6,40	0,00	0,00	0,50	18,79
30	5,72	6,40	563,78	0,00	0,50	18,79
60	6,05	6,40	1127,55	0,00	0,50	18,79
90	6,36	6,40	1663,14	0,00	0,50	16,91
120	6,52	6,52	2114,66	0,00	0,38	13,19
150	6,62	6,62	2459,83	0,00	0,28	9,82
180	6,70	6,70	2714,34	0,00	0,20	7,14
210	6,76	6,76	2897,29	0,00	0,14	5,05
240	6,79	6,79	3024,85	0,00	0,11	3,45
270	6,82	6,82	3110,28	0,00	0,08	2,24
300	6,84	6,84	3163,91	0,00	0,06	1,33
330	6,85	6,85	3193,12	0,00	0,05	0,62
360	6,85	6,85	3202,37	0,00	0,05	0,00

8.1.7. Diseño hidráulico del pozo de bombeo de sedimentos

La estimación del volumen del pozo de bombeo se efectuó bajo una concentración de sólidos en suspensión de 64 mg/litro, valor de referencia considerando los tres muestreos ejecutados en el sitio de captación Jesús María el día 7 de noviembre de 2017. Teniendo en cuenta que el caudal de diseño es de 6.00 m^3/s y considerando que el desarenador retenga el 50% de los sólidos en suspensión, se ha estimado el volumen del tanque en 93.90 m^3 (Véase VF-1614-118-02-01-102 Hoja 3 - Corte G-G del Anexo 1 (Anexo 1.2.1)), que corresponde con una frecuencia de lavado de 15 días.

Tabla 8-24 Volumen estimado del pozo para bombeo de sedimentos.

Concentración	64	mg/litro
Remoción	50	%
Caudal	6,000	l/s
Carga	192,000	mg/s
Carga	0.000192	Ton/s
Carga a los 15 días	248.83	Ton/15 días
Densidad del sedimento	2.65	Ton/m³
Volumen semanal de sedimento	93.90	m³

El equipo de bombeo previsto en el pozo de sedimentos, permitirá en los momento de lavado del desarenador extraer el caudal producto de esta actividad (0.30 m³/s, 10% del caudal de diseño del desarenador) y descargarlo mediante una tubería de 24" (cota batea 3.0 msnm) al río Bayano. En la Figura 8-18 se muestra en color rojo la ubicación de la tubería de desagüe del pozo de bombeo de sedimentos, esta se desarrolla por debajo de la vía de acceso a la barrera móvil (que funciona como dique de cierre) ubicada en la banca derecha del cauce, se tiene previsto que esta tubería cuente con una válvula antirretorno que evita que en momento de crecientes el agua ingrese desde el río Bayano hacia la zona de captación.

El punto de descarga de la tubería de desagüe del pozo de sedimentos, se posiciona aguas abajo del canal de limpia (zona donde se inducen mayores velocidades de flujo considerando la descarga de esta estructura), permitiendo el rápido arrastre del material producto del desagüe del pozo de sedimentos.

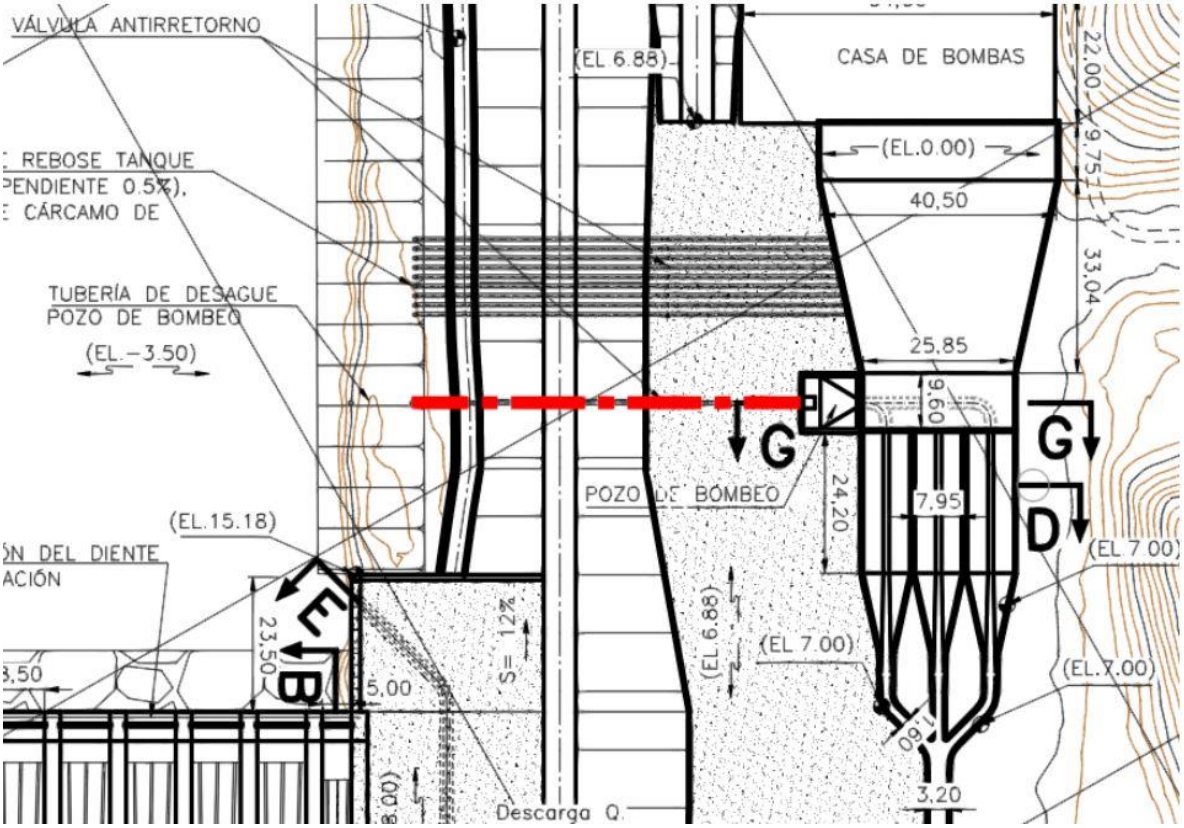


Figura 8-18 Ubicación de la tubería de desagüe del pozo de bombeo de sedimentos.

8.1.8. Esquema de operación de la barrera móvil

El esquema de operación de la barrera móvil tiene como objetivo garantizar el caudal asociado a la necesidad particular de bombeo en función de la etapa de operación, para esto se dispone de un conjunto de elementos de control en la obra de captación que permiten mantener el NAMO hasta ciertas condiciones de caudal en el río Bayano.

El esquema de operación contempla la descarga del caudal ecológico (2.35 m³/s), el caudal asociado a la necesidad de bombeo en la etapa final de desarrollo del proyecto (6.00 m³/s), la operación de compuertas tipo clapeta (sobre las compuertas radiales de la barrera móvil) para la descarga de caudales que no puedan ser manejados por la compuerta del canal de limpia, que se suma a 14 compuertas radiales posicionadas en la barrera móvil para el manejo de la crecientes.

El esquema de operación propuesto tiene como prioridad la descarga del caudal ecológico, para esto se ha garantizado que cuando el nivel de agua en la obra de captación alcance la cota cresta del vertedero del desarenador, por la estructura del caudal ecológico se puedan evacuar los 2.35 m³/s asociados con este requerimiento, umbral a partir del cual entraría en operación la estación de bombeo con un caudal máximo de 6.00 m³/s.

Una vez se superen los 8.35 m³/s (2.35 m³/s + 6.00 m³/s) de afluencia en el río Bayano, se debe

entrar a operar las compuertas tipo clapeta o la compuerta del canal de limpia con una apertura de 0.5 m lo que permite una descarga de 23.2 m³/s.

A partir de los 31.55 m³/s se debe operar la compuerta radial del canal de limpia hasta los 2 metros de altura, permitiendo el paso de 77.6 m³/s por esta estructura.

Cuando el caudal del río Bayano supere los 85.95 m³/s, entrarán en operación las compuertas radiales siguiendo el esquema que se presenta en la Tabla 8-25, requiriendo la operación de 5 compuertas con una apertura de 6.5 m para el mantener el NAMO en la cota 6.5 msnm, evacuado un caudal de 1,242.39 m³/s, momento a partir del cual no se puede mantener el nivel de agua máximo de operación y se deben abrir todas la compuertas radiales, evitando remansos aguas arribas de la obra de captación. Esquema de operación que deberá ser definido en la fase de diseño detallado bajos las condiciones particulares de crecientes a considerar.

Cabe la pena resaltar que la apertura de la primera compuerta de la barrera móvil deberá ser restringida a 2 metros, con el fin de contener las profundidades máximas de socavación aguas abajo de la estructura. Si se requiere de una mayor capacidad de descarga se deberá proseguir con la apertura de una compuerta anexa tal como se presenta en la regla de operación esquematizada en la Tabla 8-25.

Tabla 8-25 Esquema de operación de la barrera móvil para mantener el NAMO en la cota 6.5 msnm

			Obra a operar									
			Descarga caudal ecológico	Estación de Bombeo	Compuerta Clapeta	Apertura compuerta canal de limpia (m)	Apertura compuerta Barrera Móvil (m)					
NAMO (msnm)	Rango de Caudales						1	2	3	4	5	6-14
6.5	0	2.35	X									
6.5	>2.35	8.35	X	X								
6.5	>8.35	31.55	X	X	X	0.5						
6.5	>31.55	52.08		X	X	1						
6.5	>52.08	69.98		X	X	1.5						
6.5	>69.98	85.95		X	X	2						
6.5	>85.95	139.85		X		2	0.5					
6.5	>139.85	188.65		X		2	1					
6.5	>188.65	234.85		X		2	1.5					
6.5	>234.85	277.85		X		2	2					

			Obra a operar									
			Descarga caudal ecológico	Estación de Bombeo	Compuerta Clapeta	Apertura compuerta canal de limpia (m)	Apertura compuerta Barrera Móvil (m)					
NAMO (msnm)	Rango de Caudales						1	2	3	4	5	6-14
6.5	>277.85	325.63		X		2	2	0.5				
6.5	>325.63	373.61		X		2	2	1				
6.5	>373.61	421.66		X		2	2	1.5				
6.5	>421.66	469.77		X		2	2	2				
6.5	>469.77	511.04		X		2	2.5	2				
6.5	>511.04	549.98		X		2	3	2				
6.5	>549.98	587.04		X		2	3.5	2				
6.5	>587.04	571.2		X		2	4	2				
6.5	>571.2	597.08		X		2	4.5	2				
6.5	>597.08	623.8		X		2	5	2				
6.5	>623.8	648.77		X		2	5.5	2				
6.5	>648.77	671.99		X		2	6	2				
6.5	>671.99	693.46		X		2	6.5	2				
6.5	>693.46	734.74		X		2	6.5	2.5				
6.5	>734.74	776.04		X		2	6.5	3				
6.5	>776.04	817.37		X		2	6.5	3.5				
6.5	>817.37	858.71		X		2	6.5	4				
6.5	>858.71	848.14		X		2	6.5	4.5				
6.5	>848.14	874.86		X		2	6.5	5				
6.5	>874.86	899.83		X		2	6.5	5.5				
6.5	>899.83	923.05		X		2	6.5	6				
6.5	>923.05	944.52		X		2	6.5	6.5				
6.5	>944.52	952.25		X		2	6.5	6.5	0.5			

			Obra a operar									
			Descarga caudal ecológico	Estación de Bombeo	Compuerta Clapeta	Apertura compuerta canal de limpia (m)	Apertura compuerta Barrera Móvil (m)					
NAMO (msnm)	Rango de Caudales						1	2	3	4	5	6-14
6.5	>952.25	960.02		X		2	6.5	6.5	1			
6.5	>960.02	967.79		X		2	6.5	6.5	1.5			
6.5	>967.79	975.57		X		2	6.5	6.5	2			
6.5	>975.57	983.36		X		2	6.5	6.5	2.5			
6.5	>983.36	991.15		X		2	6.5	6.5	3			
6.5	>991.15	998.95		X		2	6.5	6.5	3.5			
6.5	>998.95	1006.75		X		2	6.5	6.5	4			
6.5	>1006.75	1014.55		X		2	6.5	6.5	4.5			
6.5	>1014.55	1022.36		X		2	6.5	6.5	5			
6.5	>1022.36	1030.17		X		2	6.5	6.5	5.5			
6.5	>1030.17	1037.98		X		2	6.5	6.5	6			
6.5	>1037.98	1059.07		X		2	6.5	6.5	6.5			
6.5	>1059.07	1067.31		X		2	6.5	6.5	6.5	0.5		
6.5	>1067.31	1075.59		X		2	6.5	6.5	6.5	1		
6.5	>1075.59	1083.88		X		2	6.5	6.5	6.5	1.5		
6.5	>1083.88	1092.18		X		2	6.5	6.5	6.5	2		
6.5	>1092.18	1100.48		X		2	6.5	6.5	6.5	2.5		
6.5	>1100.48	1108.79		X		2	6.5	6.5	6.5	3		
6.5	>1108.79	1117.11		X		2	6.5	6.5	6.5	3.5		
6.5	>1117.11	1125.42		X		2	6.5	6.5	6.5	4		
6.5	>1125.42	1133.74		X		2	6.5	6.5	6.5	4.5		
6.5	>1133.74	1142.07		X		2	6.5	6.5	6.5	5		
6.5	>1142.07	1150.39		X		2	6.5	6.5	6.5	5.5		

			Obra a operar									
			Descarga caudal ecológico	Estación de Bombeo	Compuerta Clapeta	Apertura compuerta canal de limpia (m)	Apertura compuerta Barrera Móvil (m)					
NAMO (msnm)	Rango de Caudales						1	2	3	4	5	6-14
6.5	>1150.39	1158.72		X		2	6.5	6.5	6.5	6		
6.5	>1158.72	1167.05		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5		
6.5	>1167.05	1172.8		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5	0.5	
6.5	>1172.8	1178.58		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5	1	
6.5	>1178.58	1184.36		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5	1.5	
6.5	>1184.36	1190.15		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5	2	
6.5	>1190.15	1195.95		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5	2.5	
6.5	>1195.95	1201.75		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5	3	
6.5	>1201.75	1207.55		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5	3.5	
6.5	>1207.55	1213.35		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5	4	
6.5	>1213.35	1219.15		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5	4.5	
6.5	>1219.15	1224.96		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5	5	
6.5	>1224.96	1230.77		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5	5.5	
6.5	>1230.77	1236.58		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5	6	
6.5	>1236.58	1242.39		X		2	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	
	>1242.39					Apertura de todas las compuertas						

8.1.9. Esquema de manejo del río durante construcción

La construcción de las obras de captación en Jesús María se constituyen en dos etapas que se encuentran asociadas a las fases de desvío propuestas en el río Bayano, dichas etapas permiten de manera secuencial la conformación sobre la margen derecha e izquierda de las obras que constituyen el esquema de captación, considerando un riesgo hidrológico máximo del 10% (como lo establece la dirección General de Aguas del Ministerio de Obras Públicas, 2004) condición que se logra para un periodo de retorno de 10 años, previendo que se constituyan en la fase 1 de desvío las siguientes obras en un tiempo máximo de un año.

- Estructura de captación

- Seis vanos incluyendo el canal de limpia (requeridos en la fase 2 de desvío),
- El dique de la vía de acceso a la barrera móvil ubicado aguas abajo de la barrera móvil,
- El dique que protege los canales de enlace

Como estructura de desvío se valoraron dos esquemas:

1) Un esquema convencional con un dique en material compactado (talud 2:1) y corona de 5 m, que para la creciente de valoración (10 años) genera una configuración con una base que supera los 50 m de ancho, restringiendo el espacio disponible para el desvío del caudal, obligando a velocidades de flujo por encima de las recomendaciones (6.0 m/s).

2) Un esquema mixto que utiliza en las zonas de mayor contracción ataguías celulares (cellular cofferdams), dejando los diques convencionados en tierra para las zonas donde no hay restricciones para su implantación.

Considerando las ventajas en términos de espacio, se adopta el esquema mixto, al permitir el paso de la creciente de 10 años con velocidades de flujo por debajo de los límites establecidos para este tipo de obras (6.0 m/s).

Los niveles de cierre de las obras se estimaron a partir de un ejercicio de modelación hidráulica en HEC-RAS (considerando un borde libre mínimo de 1.0 metros), este involucra la configuración del sistema en las dos fases de desvío propuestas (que se describen a continuación), teniendo como referente los niveles de coronación de las obras en Jesús María y la velocidad límite del flujo restringida a 6.0 m/s.

Fase 1 de desvío (Véase esquema VF-1614-118-02-01-103 del Anexo 1 (Anexo 1.2.1)), esta etapa involucra la conformación de las obras sobre la margen derecha dándose prioridad a la estructura de captación, a seis vanos incluyendo el canal de limpia (requeridos en la fase 2 de desvío), al dique de la vía de acceso a la barrera móvil ubicado aguas abajo de la barrera móvil, y al dique que protege los canales de enlace. La conformación de estas estructuras permite avanzar en la zona del desarenador y la estación de bombeo bajo un nivel de protección de 500 años, minimizando el riesgo que se produzcan sobrepasos que generen afectaciones en los equipos mecánicos.

En la Figura 8-19 y Figura 8-20 se presenta el esquema de modelación hidráulico implementado en la fase desvío 1 para la creciente de 10 años, donde se alcance un nivel máximo de creciente en la cota 10.31 msnm (justo aguas arriba del inicio del desvío) y una velocidad máxima de 5.29 m/s en la zona de mayor contracción.

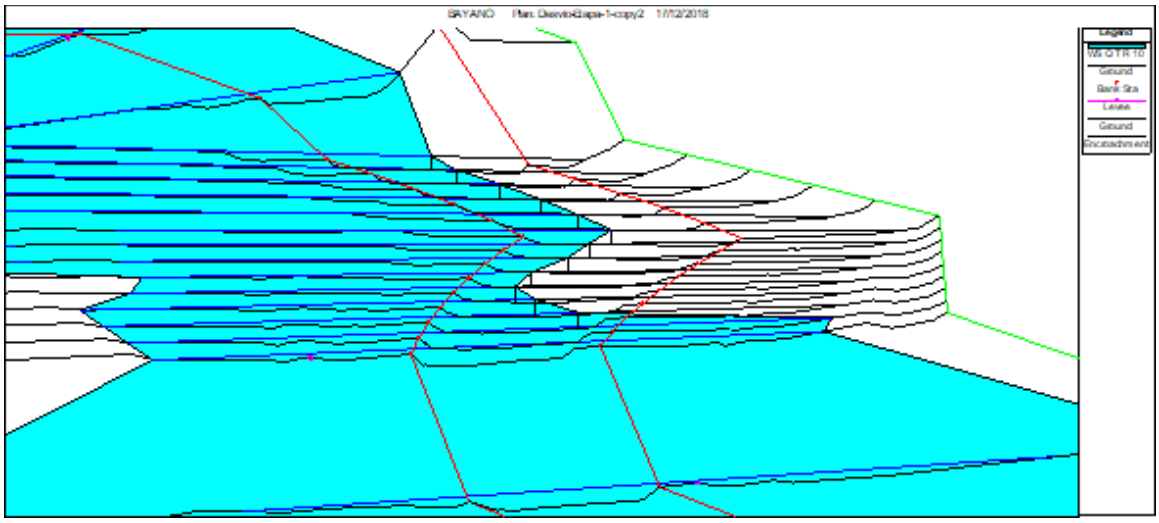


Figura 8-19 Planta esquema de desvío Fase 1 - río Bayano zona de presa

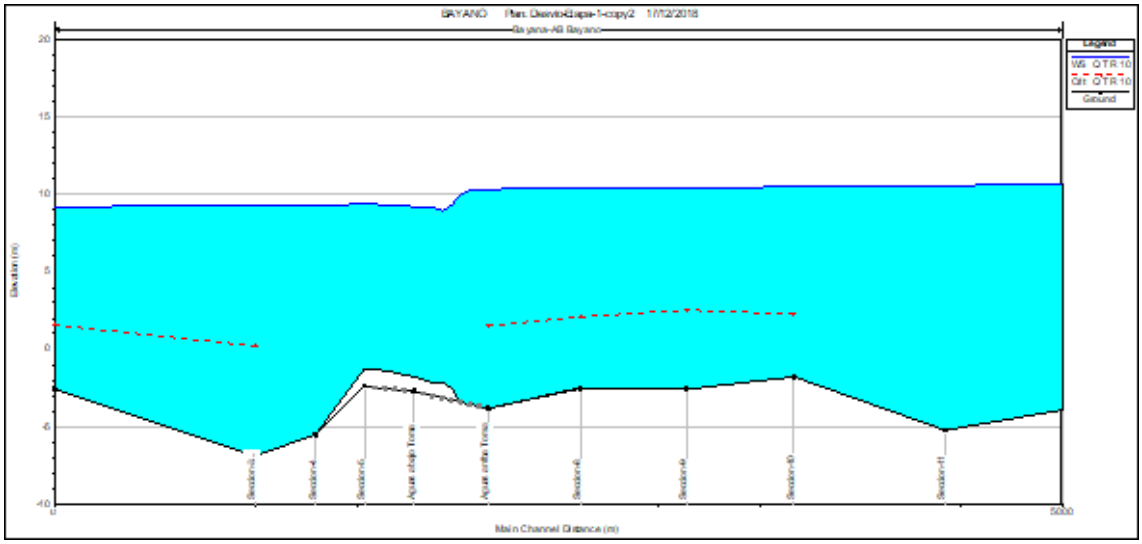


Figura 8-20 Perfil hidráulico esquema de desvío 1 - río Bayano zona de presa

Fase 2 de desvío (En el esquema VF-1614-118-02-01-104 del Anexo 1 (Anexo 1.2.1), esta etapa involucra la conformación de los nueve vanos faltantes de la barrera móvil (incluido el dique de cierre sobre la margen izquierda), y el perfilado de la banca izquierda aguas arriba y aguas abajo de la barrera móvil. En esta etapa se desvía el caudal por los vanos constituidos en la fase 1, dejando una de estas estructuras para conformar el cierre con las ataguías celulares (cellular cofferdams).

En la Figura 8-21 y Figura 8-22 se presenta el esquema de modelación hidráulico implementado en la fase desvío 2 para la creciente de 10 años, donde se alcance un nivel máximo de creciente en la cota 11.19 msnm (justo aguas arriba del inicio del desvío) y una velocidad máxima de 3.84 m/s en la zona de mayor contracción.

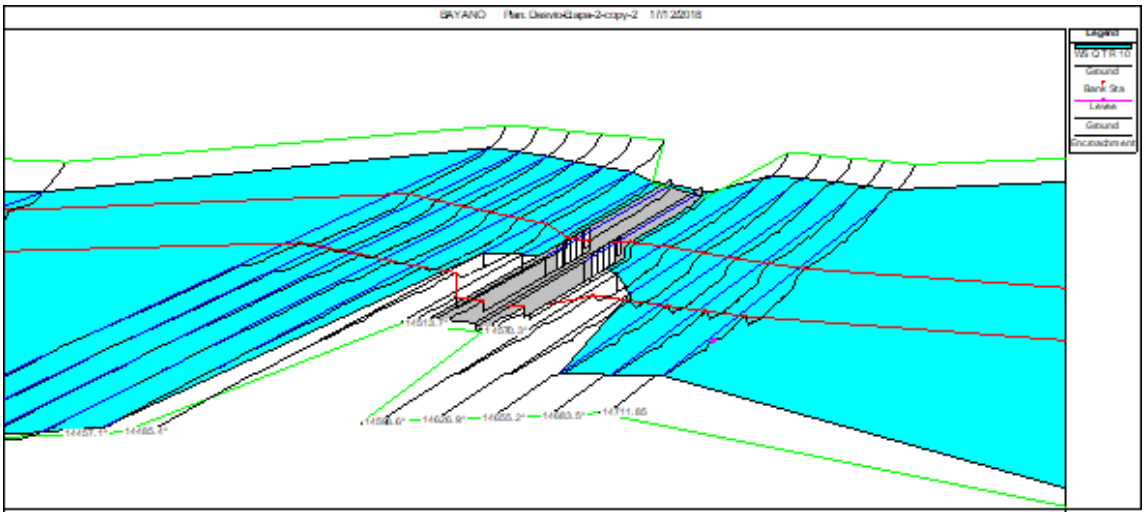


Figura 8-21 Planta esquema de desvío Fase 2 - río Bayano zona de presa

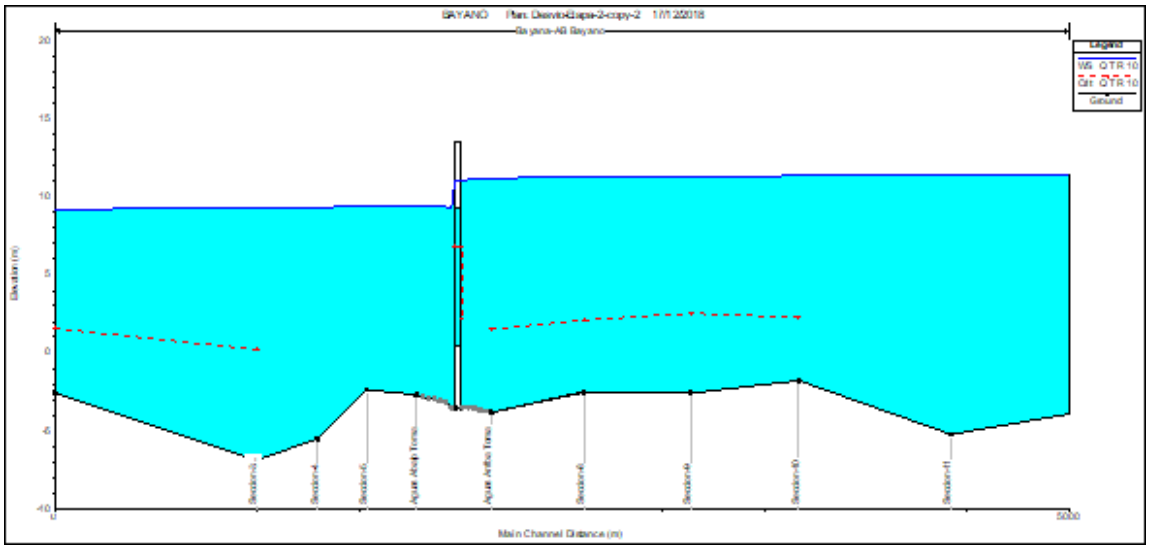


Figura 8-22 Perfil hidráulico esquema de desvío 2 - río Bayano zona de presa

8.1.9.1. Sobreniveles en el río Bayano producto del desvío.

Producto de las fases de desvío propuesta en el río Bayano durante la conformación de la obras de captación, se presenta en la Figura 8-23 el perfil comparativo de flujo para la creciente de diseño considerada (10 años), donde se evidencia el sobrenivel generado producto de la contracción hidráulica que induce las obras de desvío en el sitio de captación. El peralte máximo logrado (se dá justo aguas arriba del sitio de captación) corresponde con 0.87 m y 1.75 m para las fases de desvío 1 y 2 respectivamente, y este se disipa a medida que el perfil de flujo se desplaza hacías aguas arriba, con una sobreelevación promedio entre el sitio de la descarga de la CENTRAL

HIDROLÉCTRICA BAYANO y el sitio de la captación Jesús María de 0.63 y 1.32 m para las fases de desvío 1 y 2 respectivamente.

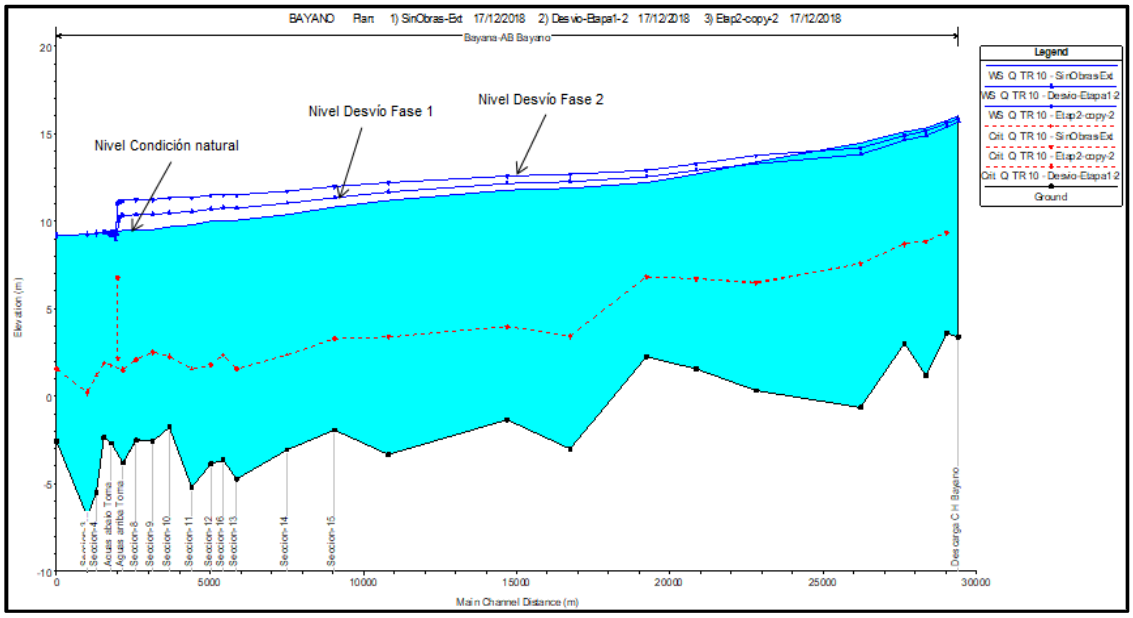


Figura 8-23 Perfil comparativo de flujo, creciente Tr 10 años. Condición natural, desvío fase 1, desvío fase 2.

De manera particular se presenta en la Figura 8-24 el perfil transversal de flujo en la zona del llanito (población que se ubica aguas arriba del sitio de captación Jesús María en la margen derecha del río Bayano), donde se presenta el perfil comparativo de flujo para el escenario en condición sin obras, fase de desvío 1 y fase de desvío 2, con niveles de flujo que corresponden con 11.77, 12.13, 12.6 msnm respectivamente.

La fase de desvío 2, impone una sobreelevación de 0.83 m (condición crítica), que no representa en referencia a la condición natural un área mayor de afectación, dado que para la creciente de 10 años en condición natural el río abarca la totalidad de la planicie de inundación.

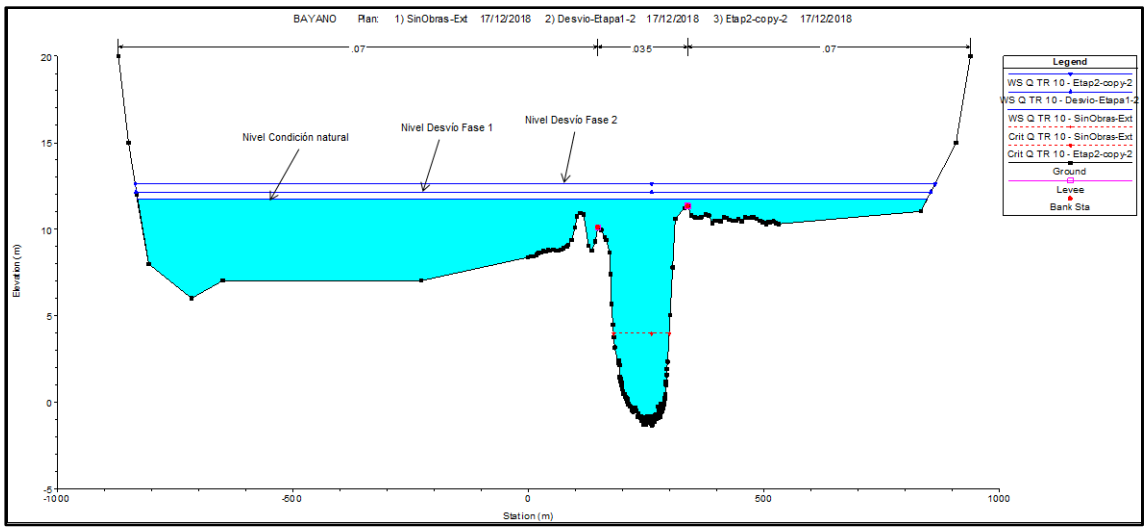


Figura 8-24 Perfil transversal de flujo, sección en población el llanito, condición natural, desvío fase1 y desvío fase 2.

Cabe aclarar que el esquema de desvío anteriormente expuesto se constituye en un ejercicio que demuestra la viabilidad del manejo del río durante construcción, en un esquema de desvío desarrollado en dos fases que permite la constitución de las obras asociadas con la estructura de captación Jesús María. Sin embargo, la configuración final del esquema y periodo de diseño de la creciente a considerar, estará en manos del contratista de obra, quien dentro de consideraciones definirá bajo que condiciones de riesgo lleva adelante el desarrollo de lo obra.

8.1.10. Modificación del régimen de descargas desde la Central Bayano

Como se indicó en el numeral 6.2.3.1 de acuerdo con los análisis de horas de turbinamiento en la Central, solamente el 2% del tiempo la Central Bayano turbina durante las 24 horas del día, el 50% del tiempo serían 6 las horas del día de turbamiento, por lo que las 18 horas restantes no se presentaría turbinamiento en la central, por lo que no se tendrían aportes desde la central hacia el sitio de toma Jesús María recibiendo solo los caudales producidos por la cuenca comprendida entre la central Bayano y el sitio de toma.

Ante esta restricción debida a la forma en que opera la Central Bayano, para asegurar la disponibilidad de los caudales para el proyecto, se tienen dos alternativas. Una de ellas es solicitar a la Central Bayano la descarga de caudales en horas distintas a las de su operación habitual o contar con un almacenamiento en la zona de Jesús María que permita almacenar parte de los caudales turbinados en la Central Bayano para entregar los al proyecto en las horas del día que la central no turbina. A continuación, se describen las dos alternativas.

8.1.10.1. Descargas desde la Central Bayano

Dentro de la información disponible se cuenta con los caudales medios diarios turbinados en la Central Bayano los cuales se estiman como el promedio de los caudales horarios turbinados

durante un día, aunque en la central turbine en un bloque de horas punta. El número de horas punta a turbinar, variará cada día en función de la demanda de energía y adicionalmente la Central no tiene asignado un caudal ambiental. De acuerdo con esto, durante algunas horas del día las afluencias al sitio de captación Jesús María corresponderán únicamente a las afluencias provenientes de la cuenca intermedia entre la Central Bayano y Jesús María (Ver numeral 6.2.5).

Por lo anterior se requiere la modificación de la operación de la central Bayano solicitando la descarga de caudales constantes desde el lago Bayano en aquellos días del año en que las afluencias de la cuenca intermedia sean inferiores al caudal del proyecto Bayano (6 m³/s) más el caudal ambiental (2.4 m³/s), por lo que es necesario adelantar negociaciones con el operador para la modificación del régimen de operación descargando a lo largo del día parte de los caudales que deberían ser turbinados en las horas punta y reduciendo el caudal turbinado en esas horas punta.

En la medida que el proyecto utilice caudales que representen energía no generada por parte de la Central Bayano, se origina un cargo por compensación a dicha central que debe asumir el proyecto como parte de sus costos. Este cargo se asume que corresponde al precio estimado que cobra dicha central para vender su energía.

8.1.10.2. Almacenamiento en Jesús María

Otra alternativa para contar con los caudales requeridos para el proyecto, es la disposición de un almacenamiento en la zona de Jesús María aguas arriba de la barrera móvil, tomando en cuenta que dicha barrera genera un represamiento, la elevación del nivel del agua en la zona y por consiguiente una capacidad de almacenamiento, pero también una en dicho almacenamiento se generará la depositación de sedimentos provenientes de la cuenca intermedia entre Bayano y Jesús María.

Para analizar la capacidad de almacenamiento en Jesús María es necesario analizar los siguientes aspectos:

- Capacidad de almacenamiento de acuerdo con levantamiento topobatimétrico.
- Modelación del almacenamiento en Jesús María.
- Análisis de la dinámica sedimentológica en la zona de Jesús María.

Capacidad de almacenamiento

En cuanto al primero de los puntos indicados, tomando en cuenta que el NAMO generado por la barrera móvil se ubica en la cota 6.5 msnm y que el nivel mínimo para que los caudales captados lleguen al tanque de bombeo corresponde a la cota 5.93 msnm, la capacidad de almacenamiento se reduce a la lograda entre estas dos cotas y corresponde a 2,131,380 m³ (Ver numeral 6.1.5.4). Por debajo de la cota 5.93 msnm se tendría una capacidad de 17,307,650 m³ que para su aprovechamiento podría contarse de manera alternativa con un sistema de bombeo de muy baja cabeza, pero que se afectará por los sedimentos afluentes a Jesús María. En la Figura 8-25 se esquematiza el volumen en esta zona.

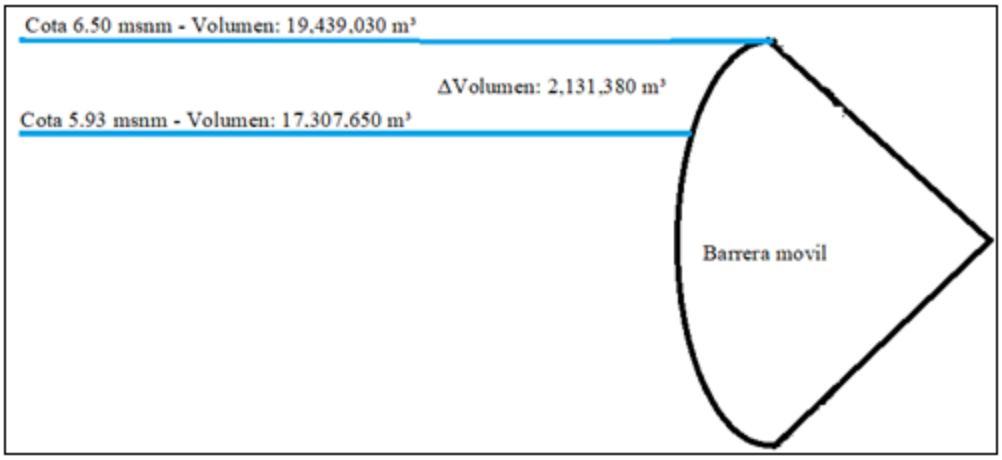


Figura 8-25 Esquema de la capacidad de almacenamiento en Jesús María

Es importante mencionar que en el desarrollo del presente estudio no se tuvo en cuenta la posible capacidad de almacenamiento que puede tenerse en cauces afluentes al río Bayano la cual puede estudiarse en etapas de estudio más avanzadas.

Modelación del almacenamiento en Jesús María

Tomando en cuenta que debido a la falta de información que permita conocer la dinámica sedimentológica y su efecto en la capacidad de almacenamiento en Jesús María, para conocer la influencia de la capacidad de almacenamiento en la disponibilidad hídrica para el proyecto Bayano, se desarrolló un modelo en Excel que realiza un balance de caudales en el sitio de captación a escala diaria, que considera la descarga de caudales desde la Central Bayano en un bloqueo horario que varía diariamente. La metodología utilizada se describe continuación:

- Se define una capacidad de almacenamiento en Jesús María, la cual tomando en cuenta que no es conocida, puede variarse para analizar diferentes escenarios.
- Se leen los caudales afluentes por la cuenca intermedia y se descuenta el caudal ecológico.
- Se define el déficit de la demanda de agua en Bayano después de suministrar el caudal disponible por la cuenca intermedia.
- Se leen los caudales turbinados en la Central Bayano.
- Se estima el volumen que puede almacenarse en Jesús María con dichos caudales turbinados, considerando que estos son turbinados sólo en horas punta.
- Con el volumen almacenado se determina el caudal disponible para atender el déficit en la demanda.
- Se define si la demanda diaria (6 m^3/s) puede ser atendida en su totalidad.
- Finalmente se estima el volumen final almacenado en Jesús María.

Con el modelo desarrollado se estimó el número de días de déficit que tendría el proyecto Bayano para diferentes capacidades de almacenamiento en Jesús María (Ver Figura 8-26). En el Anexo 3.2.1 se adjunta el modelo desarrollado.

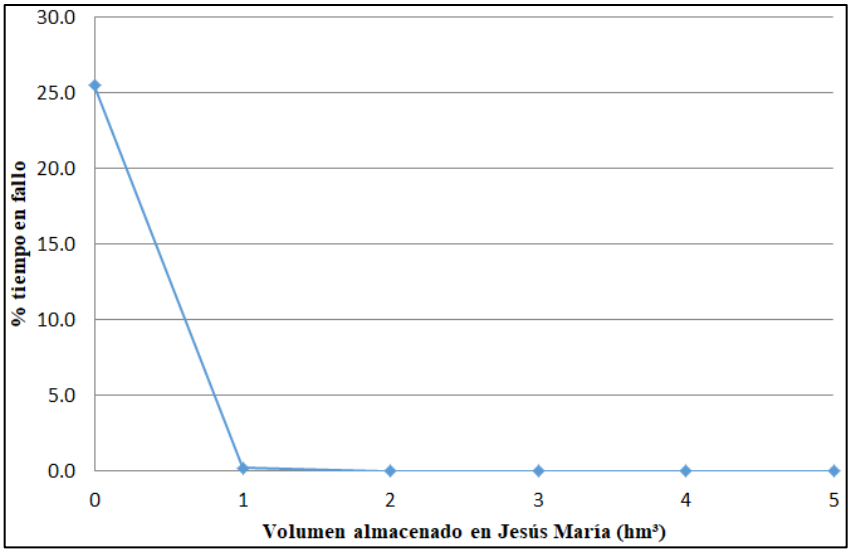


Figura 8-26 % del tiempo con déficit en el proyecto Bayano en función de la capacidad de almacenamiento en Jesús María

Tabla 8-26 Número de días con déficit en el proyecto Bayano en función de la capacidad de almacenamiento en Jesús María

Vol. Útil en Jesús María (hm³)	N° de Días de fallo en 42 años de simulación	% tiempo con fallos
0	3557	25.460
1	27	79.665
2	2	0.014
3	0	0
4	0	0
5	0	0

Los resultados obtenidos muestran que si no se dispone de capacidad de almacenamiento en Jesús María, el proyecto presentaría déficit en su caudal de captación el 25.48 % del tiempo (1 día al año), esta proporción baja drásticamente encontrando que si se dispone de una capacidad de almacenamiento de 1 hm³, los déficit disminuyen al 0.19 % del tiempo (menos de un día al año) y se concluye también que para garantizar que no se presenten déficit, sería necesario contar con una capacidad de almacenamiento de 3 hm³. Es importante señalar que no es posible aumentar el NAMO en Jesús María con el fin de incrementar la capacidad de almacenamiento, ya que áreas como el Llano y la Loma que se ubican en la cota 11 msnm aproximadamente se verían afectadas ante crecientes con periodos de retorno bajo (5 años) como lo muestran las manchas de inundación estimadas que se presentan en el Anexo 1.2.1, así como también se afectaría la descarga de la Central Bayano.

Lo anterior no significa que el proyecto Bayano no pueda asegurar el caudal requerido para el proyecto en caso de no asegura una capacidad de almacenamiento en Jesús María de 3 hm^3, puesto que se puede contar con la modificación de la operación de la central Bayano solicitando la descarga de caudales constantes desde el lago Bayano, por lo que es necesario adelantar negociaciones con el operador para la modificación del régimen de operación descargando a lo largo del día parte de los caudales que deberían ser turbinados en las horas punta y reduciendo el caudal turbinado en esas horas punta.

Tomando en cuenta que la central Bayano cuenta con tres juegos de turbinas tipo Francis paras un caudal de diseño de aproximadamente 200 m^3/s cada uno y que este tipo de turbinas no permite la generación de energía por debajo de un 40 % de su caudal de diseño, sería recomendable en el caso de que el estado adquiera la central, la instalación de una turbina con caudal de diseño inferior a las existentes que permita la producción de energía cuando se realicen las descargas de caudales para el proyecto Bayano (6 m^3/s). Esto tendría los beneficios de permitir contar con los caudales requeridos para llevar a la PTAP La Joya y generar energía para el consumo esperado en el bombeo de Jesús María.

Análisis de la dinámica sedimentológica

El área de la cuenca afluente hasta el sitio Jesús María es de 4211 km^2, de los cuales 3676 km^2 se encuentran regulados por el lago Bayano y no generarían transporte de sedimentos a Jesús María, sin embargo, la cuenca intermedia con un área de 535 km^2 no se encuentra regulada, ni tiene barreras que impidan la afluencia de sedimentos hacia el sitio de captación Jesús María.

Como se indicó anteriormente la cuenca del río Bayano no cuenta con registros de aforos sólidos, bien de sedimentos en suspensión o de arrastre de fondo que permitan la caracterización de sedimentos producidos en esta cuenca intermedia, por lo que no es posible conocer lo sedimentos afluentes a Jesús María, ni su distribución granulométrica.

Esta información se requerirá en etapas más avanzadas de diseño para modelar la dinámica sedimentológica en Jesús María en la que se deberá analizar tanto los sedimentos afluentes y su depositación aguas arriba de la barrera móvil que reducirán su capacidad de almacenamiento, así como la operación diaria de las compuertas de la barrera móvil, la cual influirá en la dinámica sedimentológica permitiendo la salida o lavado de sedimentos. Con dicha modelación se podrá establecer la reducción de la capacidad de almacenamiento y su evolución en el tiempo. Este análisis podría incluir también la dinámica sedimentológica de los afluentes al río Bayano aguas arriba de la barrera móvil, puesto que al elevar el nivel en el río Bayano tendrán una dinámica diferente a la actual, depositando sedimentos en sus cauces al igual que en el río Bayano.

De acuerdo con lo anterior se recomienda elaborar y ejecutar un programa de caracterización sedimentológica que incluya campañas de aforos líquidos y sólidos del río Bayano y sus afluentes aguas arriba de la barrera móvil, para contar con curvas granulométricas y obtener la relación del caudal líquido versus el caudal sólido que permitan ajustar las tasas de sedimentos afluentes al sector Jesús María.

En conclusión, en las condiciones actuales el río Bayano aguas arriba de la zona donde se ubicará la barrera móvil en Jesús María tiene una capacidad de almacenamiento de aproximadamente 19 hm^3 que supera la requerida para garantizar la disponibilidad de los caudales para el proyecto sin requerir modificaciones en la operación de la Central bayano (3 hm^3/s), la cual podría aprovecharse potencialmente con un sistema de bombeo de baja cabeza, pero dicha capacidad de almacenamiento no puede asegurarse ya que la misma barrera móvil que permitiría contar con este almacenamiento generará un cambio en la dinámica sedimentológica generando el almacenamiento de sedimentos en ésta zona. A la fecha no es posible establecer esta dinámica sedimentológica debido a que se carece de información de sedimentos que permita su análisis.

Lo anterior no significa que el proyecto Bayano no pueda asegurar el caudal requerido para el proyecto en caso de no asegura una capacidad de almacenamiento en Jesús María de 3 hm^3, puesto que se puede contar con la modificación de la operación de la central Bayano solicitando la descarga de caudales constantes desde el lago Bayano, por lo que es necesario adelantar negociaciones con el operador para la modificación del régimen de operación descargando a lo largo del día parte de los caudales que deberían ser turbinados en las horas punta y reduciendo el caudal turbinado en esas horas punta.

Tomando en cuenta que la central Bayano cuenta con tres juegos de turbinas tipo Francis paras un caudal de diseño de aproximadamente 200 m^3/s cada uno y que este tipo de turbinas no permite la generación de energía por debajo de un 40 % de su caudal de diseño, sería recomendable en el caso de que el estado adquiera la central, la instalación de una turbina con caudal de diseño inferior a las existentes que permita la producción de energía cuando se realicen las descargas de caudales para el proyecto Bayano (6 m^3/s). Esto tendría los beneficios de permitir contar con los caudales requeridos para llevar a la PTAP La Joya y generar energía para el consumo esperado en el bombeo de Jesús María.

En la medida que el proyecto utilice caudales que representen energía no generada por parte de la Central Bayano, se origina un cargo por compensación a dicha central que debe asumir el proyecto como parte de sus costos.

8.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS

8.2.1. Caracterización Geotécnica Captación Jesús María

8.2.1.1. Generalidades

La planta geológica del sitio de captación Jesús María muestra que las obras de la presa y el muro de cierre quedarán emplazadas en depósitos aluviales aterrazados (Qal) compuestos por sedimentos finos (arcillas y arenas con tamaños de grano fino a medio), algunos líticos oscuros de origen volcánico, con esporádicos fragmentos de rocas volcánicas. Este depósito tiene un espesor que puede variar entre los 20 a 25 m.

En el sitio donde estarán ubicadas las obras de toma, desarenador, tanque y casa de bombas, las

cuales estarán adosadas sobre el estribo derecho de la barrera móvil, se identificó también la presencia de rocas de la Formación Topaliza (TOM-TZ1).

En el sitio de toma se ejecutaron cuatro (4) perforaciones, identificadas como BAY-IN-JM-BH-03 y BAY-IN-JM-BH-04, en el estribo derecho donde estarán localizadas la obra de toma y el desarenador, y BAY-IN-JM-BH-01 y BAY-IN-JM-BH-02, en el estribo izquierdo. Además, se realizaron cinco (5) líneas de refracción sísmica, de las cuales tres (BAY-IN-JM-LRS-01, BAY-IN-JM-LRS-02 y BAY-IN-JM-LRS-03) se realizaron sobre la margen derecha y dos (BAY-IN-JM-LRS-04 y BAY-IN-JM-LRS-05) sobre la margen izquierda del río Bayano.

La ubicación de las exploraciones geotécnicas propuestas para este sitio se muestra en el plano VF-1614-118-02-02-106 (Anexo 1.1) y Figura GE-02 (Anexo 2.1.4.2).

8.2.1.2. Análisis de resultados de exploraciones geotécnicas

Los resultados de la geofísica en el sitio de Captación Jesús María se resumen en la Tabla 8-27, y muestran que en la margen derecha del río Bayano se encuentra un estrato de suelos blandos (Vs < 180 m/s) con espesor del orden de 7 a 9 m, cuyo límite inferior alcanza la EL. -3.75 msnm. Por debajo de este estrato se encuentra un estrato de suelo denso (Vs entre 180 y 360 m/s) con espesor variable de 16 a 18 m, cuyo límite inferior alcanza la EL. -21.75 msnm. La distribución de los estratos en sentido transversal al sentido del flujo se ilustra en el perfil de línea sísmica BAY-IN-JM-LRS-01 (véase Figura 8-27). Lo anterior sugiere que espesor del depósito aluvial en este sitio, sobre el cual estarían cimentadas todas las obras de captación, es significativo (de 20 a 25 m), lo cual es consistente con el espesor del depósito aluvial (Qal) encontrado en las perforaciones BAY-IN-JM-BH-02, BAY-IN-JM-BH-03 y BAY-IN-JM-BH-04.

En general, los resultados obtenidos de la geofísica son consistentes con lo encontrado en las cuatro perforaciones ejecutadas a lo largo del eje de la barrera móvil, según se describe a continuación.

Tabla 8-27 Resumen de resultados líneas sísmicas para el sitio de Captación Jesús María

Perfil	**E* - Suelo blando (0 < Vs < 180 m/s)**		**D* - Suelo denso (180 < Vs < 360 m/s)**		**C* - Suelo muy denso y roca blanda (360 < Vs < 760 m/s)**		**B* - Roca moderadamente meteorizada (760 < Vs < 1500 m/s)**		**Obra(s) asociada(s)**
	Elev. (msnm)	**Espesor (m)**	**Elev. (msnm)**	**Espesor (m)**	**Elev. (msnm)**	**Espesor (m)**	**Elev. (msnm)**	**Espesor (m)**	
BAY-IN-JM-LRS-01	6.95 a -4.5	7.0	0.25 a -22.5	20.5		0.0		0	Estribo derecho y desarenador
BAY-IN-JM-LRS-02	5.5 a -1.9	7.1	-1.9 a -20	17.9		0.0		0	Estribo derecho, toma y dique de protección.
BAY-IN-JM-LRS-03	15 a -1.82	7.0	7.63 a -20	18.2		0.0		0	Dique de cierre

BAY-IN-JM-LRS-04		0.0		0.0	-13.75 a 5	10.0	-20 a -13.75	10	Estribo izquierdo
BAY-IN-JM-LRS-05	5.95 a -4.28	5.7	0 a -20	15.8		0.0		0	Estribo izquierdo
Nota: * Según la clasificación de sitio NEHRP - BSSC.									
* Según la Clasificación NEHRP - BSSC SITE CLASSIFICATION									

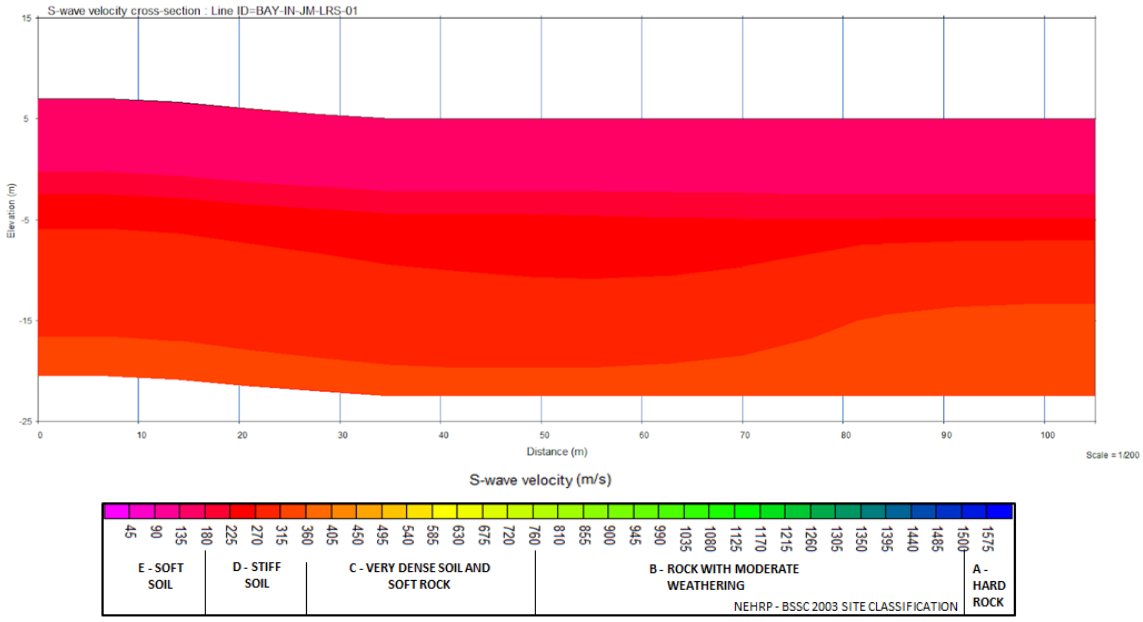


Figura 8-27 Perfil de la línea sísmica BAY-IN-JM-LRS-01.

La profundidad de exploración alcanzada en el sitio de captación, junto con la profundidad del nivel freático y espesor de suelo encontrado, se resume en la Tabla 8-28.

Tabla 8-28 Espesor de suelo y profundidad del nivel freático en perforaciones del sitio de Captación Jesús María

Exploración	Profundidad de la exploración (m)	Profundidad Nivel freático (m)	Espesor del suelo o depósito (m)	Unidad(es) litológica(s) involucrada(s)
BAY-IN-JM-BH-01	15.0	3.0	6.3	F. Topáliza
BAY-IN-JM-BH-02	20.0	3.5	> 20.0	Qal
BAY-IN-JM-BH-03	22.0	0.0	22.0	Qal
BAY-IN-JM-BH-04	22.5	3.8	> 22.5	Qal

Los resultados de ensayos de SPT ejecutados en dichas perforaciones, junto con los resultados

obtenidos de ensayos de laboratorio en muestras de suelo, se resumen en la Tabla 8-29, mientras que los resultados de ensayos de laboratorio en muestras de roca, recuperadas de la perforación BAY-IN-BH-01, se resumen en la Tabla 8-30. La variación en profundidad de dichos resultados se presenta en el Anexo 2.2.2.1.

Tabla 8-29 Resumen de resultados de SPT y ensayos de laboratorio en muestras de suelo del sitio Obra de toma Jesús Maria

ID	Prof. de muestra (m)		SPT	Gs	w (%)	Límites de Atterberg					Distribución granulométrica			Clasificación SUCS	Sector
	De	A	N golpes			LL (%)	LP (%)	IP	IL	Clasific. fracción fina*	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)		
BAY-IN-JM-BH-01	1.5	2.1	18	2.63	37	54	29	25	-0.96	CL	2.4	26.2	71.4	CL	1
BAY-IN-JM-BH-02	1.5	2.1	7		44	65	36	29	-1.24	CH	0.0	3.9	96.1	CH	1
BAY-IN-JM-BH-02	4.5	5.1	5	2.57	64	65	33	32	-1.03	CH	0.0	12.5	87.5	CH	1
BAY-IN-JM-BH-02	6.0	6.6	27		11	NP	NP	NP			54.3	36.2	9.5	GW	2
BAY-IN-JM-BH-02	9.0	9.6			4	NP	NP	NP			70.9	27.1	2.0	GP	3
BAY-IN-JM-BH-02	12.0	13.5		3.10											3
BAY-IN-JM-BH-02	15.0	16.5			3	NP	NP	NP			92.8	7.2	0.0	GP	3
BAY-IN-JM-BH-02	19.5	20.0									98.9	1.1	0.0	GP	3
BAY-IN-JM-BH-03	6.0	6.6	13	2.63	49	67	37	29	-1.28	CH	0.0	48.9	51.1	CH	1
BAY-IN-JM-BH-03	9.0	9.6	27		24										2
BAY-IN-JM-BH-03	12.0	12.6	R		3						46.2	51.9	1.9	SW	3
BAY-IN-JM-BH-03	15.0	15.6	R								16.0	82.1	1.9	SP	3
BAY-IN-JM-BH-04	3.0	3.6	4	2.70	45	56	31	25	-1.24	CL	0.0	16.7	83.3	CL	1
BAY-IN-JM-BH-04	6.0	6.6	12		35	NP	NP	NP			0.0	82.7	17.3	SP	2
BAY-IN-JM-BH-04	7.5	8.1	37		26	NP	NP	NP			0.0	88.3	11.7	SP	2
BAY-IN-JM-BH-04	10.5	11.1	R		21						0.0	99.4	0.6	SP	2
BAY-IN-JM-	18.0	19.5		2.78	8	NP	NP	NP			60.3	16.0	23.7	GM	3

ID	Prof. de muestra (m)		SPT	Gs	w (%)	Límites de Atterberg					Distribución granulométrica			Clasificación SUCS	Sector
	De	A	N golpes			LL (%)	LP (%)	IP	IL	Clasific. fracción fina*	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)		
BH-04															
BAY-IN-JM-BH-04	21.0	22.5			5						18.5	77.4	4.1	SP	3
Promedio sector	1	9	2.63	48	61	33	28	-1.15	CH, CL	0.5	21.6	77.9	CH, CL		
	2	26	2.66	23	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	13.6	76.7	9.8	SP		
	3	R	2.94	5	NP	NP	NP	N/A	N/A	57.7	37.5	4.8	GP, SP		

Los resultados muestran un estrato superior de suelos blandos arcillosos con N_{SPT} del orden de 7 golpes, y espesor del orden de 3 a 6 m. El contenido de finos en este estrato superior varía entre 71 y 96 y su índice de plasticidad, entre 25 y 32.

Debajo de este, se evidencia un estrato intermedio de suelo denso arenoso con contenido de finos del orden de 12%, correspondiente al aluvión matriz-soportado, con N_{SPT} del orden de 25 golpes, y espesor variable entre 3.6 y 9.0 m.

Debajo de este, continúa suelo denso, con el mismo contenido de finos, pero con mayor contenido de gravas, correspondiente al aluvión clasto-soportado, cuyos SPT dan rechazo. Este estrato se extiende hasta el final de las perforaciones BAY-IN-JM-BH-02, 03 y 04. En la perforación BAY-IN-JM-BH-01 este estrato se encuentra entre 3.0 y 6.3 m de profundidad.

Finalmente, la roca sana se encontró únicamente en la perforación BAY-IN-JM-BH-01, a partir de 6.3 m de profundidad. Esto es en el estribo izquierdo. Los resultados de ensayos de compresión de simple en muestras de roca recuperadas del sitio de captación se resumen en la Tabla 8-30.

La extensión de los sectores a largo de cada perforación se resume en la Tabla 8-31. Esta delimitación se realizó teniendo en cuenta la descripción litológica, los resultados de ensayos de laboratorio, SPT y geofísica.

Tabla 8-30 . Resumen de resultados de ensayos de laboratorio en muestras de roca recuperadas del sitio de captación Jesús María.

ID	Profundidad de la muestra (m)	Resultados ensayo de compresión simple en roca				
		Densidad (kN/m³)	Humedad (%)	Resistencia a compresión inconfinada (MPa)	Módulo de Young (MPa)	Deformación axial
BAY-IN-JM-BH-01	8.25	22.80	11.38	10.26	1,296	1.30%

BAY-IN-JM-BH-01	14.25	22.74	11.07	14.22	4,053	0.80%
	Promedio:	22.77	11.23	12.24	2,675	1.05%

Tabla 8-31 Extensión de los sectores geotécnicos del sitio de toma en las perforaciones.

Sector	**Descripción**	**Profundidad (m)**			
		BAY-IN-JM-BH-01	**BAY-IN-JM-BH-02**	**BAY-IN-JM-BH-03**	**BAY-IN-JM-BH-04**
1	Suelo blando (arcilloso)	0 - 3.0	0 - 5.1	0 - 6.3	0 - 6.0
2	Suelo denso matriz soportado (arenoso)	-	5.1 - 7.5	6.3 - 9.6	6.0 -18.0
3	Suelo denso, aluvial clasto soportado (gravoso)	3.0 - 6.3	7.5 en adelante	9.6 en adelante	18.0 en adelante
4	Roca sana	6.3 en adelante	> 20.0	> 23.50	> 22.50

Además de los ensayos indicados arriba, en tres perforaciones del sitio de captación se realización ensayos de permeabilidad, cuyos resultados se resumen en la Tabla 8-32. Los ensayos de permeabilidad se realizaron en los estratos de intermedios (aluvial matriz-soportado y aluvial clasto-soportado) y en la roca.

Tabla 8-32 Resumen de resultados de ensayos de permeabilidad en el sitio de captación Jesús María.

ID	**Profundidad del ensayo (m)**		**Permeabilidad en suelo**	**Permeabilidad en Roca (Lugeon)**		**Descripción del estrato**	**Sector**
	De	**A**	**(m/s)**	**(m/s)**	**(UL)**		
BAY-IN-JM-BH-01	12.30	15.00		4.30E-06	26.00	Arenisca tobácea. Formación Topáliza. Roca sana de origen volcanosedimentaria.	4
BAY-IN-JM-BH-02	6.00	9.00	6.53E-05			Sedimento fluvial. Grava arenosa.	3
BAY-IN-JM-BH-03	6.00	9.00	3.67E-05			Sedimento fluvial. Arena media.	2
	Promedio:		**5.10E-05**				

Para fines comparativos con los resultados de campo, se estimó la permeabilidad del sector 2 a partir de la correlación que propuesta en el Geotechnical Engineering Handbook (2002). Para suelos gruesos con $0.06<d_{60}<0.6$ mm y $1<C_U<20$, la expresión de correlación entre la permeabilidad k [m/s], el coeficiente de uniformidad $C_u=d_{60}/d_{10}$ y el tamaño específico d_{10} [cm] se indica en la Ecuación 14.

$$k = (\frac{A}{C_u + B} + C)d_{10}^2$$

Ecuación 14. Correlación permeabilidad (Geotechnical Engineering Handbook, 2002).

Donde los coeficientes A, B, C dependen de la densidad del material y tienen los siguientes valores típicos indicados en la Tabla 8-33.

Tabla 8-33 Coeficientes para la correlación entre la permeabilidad k de suelos gruesos y el tamaño específico d_{10} (Geotechnical Engineering Handbook, 2002)

	Densidad		
Factor	***Suelta***	***Media***	***Densa***
A	3.49	2.68	2.34
B	4.40	3.40	3.40
C	0.80	0.55	0.39

Los resultados de la estimación de la permeabilidad a partir de dicha correlación, se indican en la Tabla 8-34. La permeabilidad estimada por correlaciones para el sector 2 para densidad suelta y media, es un orden de magnitud mayor a la obtenida en los ensayos de permeabilidad in-situ; para densidad densa corresponde al mismo orden de magnitud a la obtenida en los ensayos de permeabilidad in-situ.

Tabla 8-34 Permeabilidad estimada por correlaciones a granulometría.

ID Perforación	**Profundidad (m)**		**D60 (cm)**	**D10 (cm)**	**CU**	**k por densidad (m/s)**		
	De	**Hasta**				**Suelta**	**Media**	**Densa**
BAY-IN-JM-BH-03	9.0	9.6	0.04	0.02	2.42	3.34E-04	2.57E-04	2.02E-04
BAY-IN-JM-BH-04	6.0	6.6	0.04	0.01	8.33	3.02E-05	2.19E-05	1.66E-05
BAY-IN-JM-BH-04	7.5	8.1	0.03	0.01	4.36	5.87E-05	4.39E-05	3.39E-05
Promedio =			0.04	0.01	5.04	1.41E-04	1.08E-04	8.40E-05

En el caso del sector 1, compuesto por suelos finos, el Geotechnical Engineering Handbook (2002) presenta dos correlaciones para estimar la permeabilidad [m/s] de suelos finos, expresadas en la Ecuación 15. y Ecuación 16., ambas son aplicables a suelos con relaciones de vacíos e>0.80. Dados los resultados de laboratorio obtenidos, fue viable aplicar la correlación expresada en la Ecuación 15. Esta expresión correlaciona el índice de plasticidad I_p, la humedad w_p(%) y la relación de vacíos e con la permeabilidad k [m/s].

$$k = 0.0174 \frac{(\frac{E - 0.027(w_p - 0.242 I_P)}{I_P})^{\wedge 4.29}}{1 + e}$$

Ecuación 15. Correlación 1 de permeabilidad para suelos finos (Geotechnical Engineering Handbook, 2002).

La segunda correlación, expresada en la Ecuación 16., correlaciona la relación de vacíos e, la

fracción de arcilla a (porcentaje de partículas inferiores a 0.002 mm) y el índice de actividad I_A (índice de plasticidad I_p/a).

$$k = 6.5 \times 10^{-11}(\frac{e}{a}(I_A + 1))^4$$

Ecuación 16. Correlación 2 de permeabilidad para suelos finos (Geotechnical Engineering Handbook, 2002).

Para aplicar dicha correlación (Ecuación 15.), se estimó la relación de vacíos a partir del contenido de humedad (w) y la gravedad específica (Gs) determinadas en el laboratorio y suponiendo una saturación (S) del 100%, a partir de la expresión e = Gs * w / S. La permeabilidad estimada por correlación con propiedad índices para diferentes muestras correspondientes al sector 1, se presenta en la Tabla 8-35. En general, los valores obtenidos para este sector son del orden de 1 x 10^{-8} m/s.

Tabla 8-35 Permeabilidad estimada por correlaciones para suelos finos (sector 1)

Prof. de muestra (m)			Gravedad específica, Gs	Humedad, w (%)	Límites de Atterberg				e	k (m/s)
De	A	Prof. promedio			LL (%)	LP (%)	IP	Clasific. fracción fina*		
1.5	2.1	0.6	2.63	37	54	29	25	CL	0.97	1.48E-08
1.5	2.1	2		44	65	36	29	CH	1.16	1.49E-08
4.5	5.1	5	2.57	64	65	33	32	CH	1.64	3.12E-08
6.0	6.6	6	2.63	49	67	37	29	CH	1.29	2.08E-08
3.0	3.6	3	2.70	45	56	31	25	CL	1.22	3.02E-08
								Promedio =	1.26	2.24E-08

8.2.1.3. Sectorización geotécnica del sitio de captación

La sectorización geotécnica del sitio de captación se ilustra en la Figura 8-28 y Anexo 2.2.2.2. La variación de sus propiedades y parámetros adoptados, a partir del análisis presentado arriba, se resume en la Tabla 8-36 y en el Anexo 2.2.2.1.

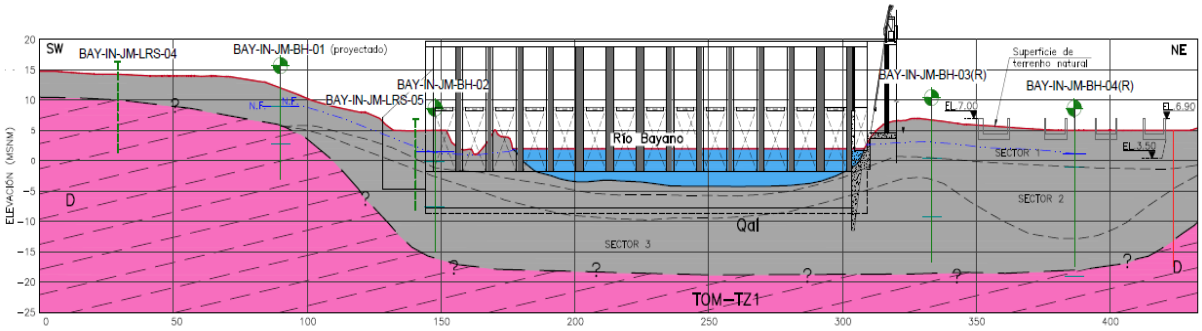


Figura 8-28 Sectorización geotécnica del sitio de captación - Perfil por el eje de la barrera móvil.

Tabla 8-36 Variación de propiedades para el sitio de captación.

Sector	Descripción	Prof. (m)	N60 SPT	Gs*	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	IP (%)	wn (%)	IL (%)
1	Suelo blando (arcilloso)	Variable (ver Figura)	4 - 18	2.63	0 - 2.4	3.9 - 48.9	51.1 - 96.1	25 - 32	37 - 64	-1.28 a -0.96
2	Suelo denso matriz soportado (arenoso)		12 - R (Npro m = 26)	2.66	0 - 54.3	36.2 - 99.4	0.6 - 17.3	N.P.	11 - 35	N.A.
3	Suelo denso, aluvial clasto soportado (gravoso)		Recha zo	2.94	16 - 98.9	1.1 a 82.1	0 a 23.7	N.P.	3 - 8	N.A.

Notas: (*) Los valores indicados con * corresponden al promedio de los datos del sector.
(**) El valor indicado con ** corresponden al promedio de todos los datos.

Convenciones:

N60 SPT =	Número de golpes del SPT normalizado	wn =	Contenido de humedad natural
Gs =	Gravedad específica	IL =	Índice de liquidez
Finos =	Contenido de finos	γt =	Peso unitario total

La Tabla 8-37 muestra los parámetros geotécnicos del suelo.

Tabla 8-37 Parámetros adoptados para el sitio de captación.

Sector	Descripción	Prof. (m)	γt (kN/m³)	Resistencia			Es (MPa)	Vs (m/s)	Permeabilidad (m/s)
				Su (kPa)	Efectiva				
					ϕ' (°)	c' (kPa)			
1	Suelo blando (arcilloso)	Variable (ver Figura)	17	80	28	10		135 - 180	
2	Suelo denso matriz soportado (arenoso)		18	N.A.	34	5	12	180 - 225	5.0E-05
3	Suelo denso, aluvial clasto soportado (gravoso)		19	N.A.	36	5	12	225 - 360	5.0E-05

Nota: Los valores corresponden al promedio de los datos.

Convenciones:

ϕ' =	Ángulo de fricción efectiva	γt =	Peso unitario total
c' =	Cohesión efectiva	Su =	Resistencia no drenada

Es =	Módulo de Young	N.A. =	No aplica
Vs =	Velocidad de onda cortante		

El resumen de los parámetros geotécnicos derivados del análisis de la información disponible para el sitio de captación se presenta en la Tabla 8-38.

Tabla 8-38 Resumen de la caracterización geotécnica de los suelos en el sitio de captación

Aspecto		**Zona**		
Unidad Geológica y sector		Qal - Sector 1	Qal - Sector 2	Qal - Sector 3
Resultados de exploraciones, ensayos in-situ, laboratorio y correlaciones.	Prof. nivel freático (m)	0		
	Espesor de suelo (m)	20		
	Recobro (%)	10 - 100		
	NCampoSPT	4 - 18	12 - R	R
	Tipo de suelo	CL, CH	SP, GW y GP	SW, SP, GP y GM
	Grava (%)	0 a 2.4	0 a 54.3	16 a 98.9
	Arena (%)	3.9 a 48.9	36.2 a 99.4	1.1 a 82.1
	Finos (%)	51.1 a 96.1	0.6 a 17.3	0 a 23.7
	wn (%)	37 a 64	11 a 35	3 a 8
	LP (%)	29 a 31	N.P.	N.P.
	LL (%)	54.1 a 66.5	N.P.	N.P.
	IP (%)	25 a 32	N.P.	N.P.
	IL	-1.28 a -0.96	N.A.	N.A.
	Gs	2.63	2.66	2.94
	Su (kPa)(según IP y N)	82	N.A.	N.A.
	ϕ'(°) Según correlación SPT	38 a 41		
	Es (MPa)			10.26 a 14.22
Parámetros adoptados	γt (kN/m³)	17	18	19
	Su (kPa)	82		
	c' (kPa)	10	5	5
	ϕ' (°)	28	34	36

La

Tabla 8-39 muestra los parámetros geotécnicos de la formación TOM-TZ1.

Tabla 8-39 Parámetros geotécnicos formación TOM-TZ1

Formación	sigci (MPa)	GSI	mi	γt (kpA)	E (MPa)
TOM-TZ1	14.2	37	13	22	140

El módulo de Young fue calculado usando el programa RocLab de Rocscience como lo muestra la Figura 8-29.

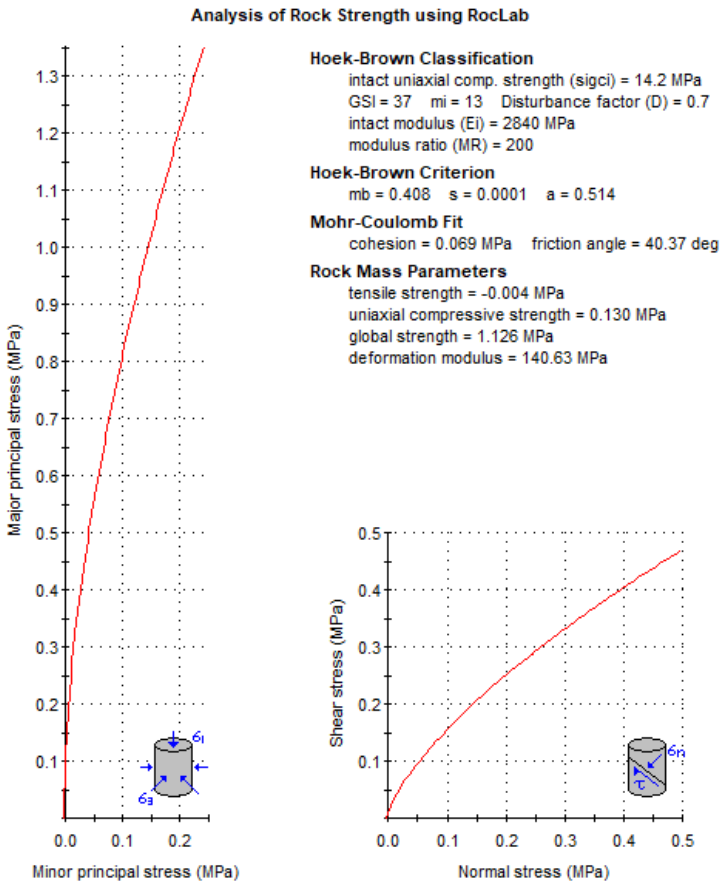


Figura 8-29 Resultados de RocLab

8.2.1.4. Consideraciones Adicionales

Adicionalmente, teniendo en cuenta la naturaleza arenosa del depósito aluvial en el sitio de captación y que el mismo se encuentra por debajo del nivel freático, se evaluó su susceptibilidad a licuación y el potencial de licuación.

En primera instancia, se evaluó la susceptibilidad a licuación teniendo en cuenta los criterios definidos por Bray & Sancio (2006) en función del índice de plasticidad (IP) y la relación contenido de humedad a límite líquido (w/LL), a saber:

- El estrato es susceptible a licuación si $IP \leq 12$ y $w/LL \geq 0.85$
- El estrato es moderadamente susceptible a licuación si $w/LL > 0.80$ y $12 < IP < 20$

La evaluación de la susceptibilidad se presenta en la Tabla 8-40. Esta muestra que aquellas muestras con resultados de límites de Atterberg no son susceptibles a licuación. Sin embargo, los criterios arriba mencionados no pueden aplicarse a las muestras de materiales granulares no plásticas, por consiguiente, se evaluó el potencial de licuación de estas.

Tabla 8-40 Evaluación de susceptibilidad a licuación.

ID	Prof. de muestra (m)			Clasificación SUCS	IP	w (%)	LL (%)	w/LL	Susceptible a licuación
	De	A	Prof. promedio						
BAY-IN-JM-BH-01	1.50	2.10	0.60	CL	25	37	54	0.68	no
BAY-IN-JM-BH-02	1.50	2.10	0.60	CH	29	44	65.2	0.67	no
BAY-IN-JM-BH-02	4.50	5.10	0.60	CH	32	64	65.4	0.98	no
BAY-IN-JM-BH-02	6.00	6.60	0.60	GW	0	11			revisar
BAY-IN-JM-BH-02	9.00	9.60	0.60	GP	NP	4	NP	NP	no
BAY-IN-JM-BH-02	15.00	16.50	1.50	GP	NP	3	NP	NP	no
BAY-IN-JM-BH-03	6.00	6.60	0.60	CH	29	49	66.5	0.74	no
BAY-IN-JM-BH-03	9.00	9.60	0.60			24			revisar
BAY-IN-JM-BH-03	12.00	12.60	0.60	SW		3			revisar
BAY-IN-JM-BH-03	15.00	15.60	0.60	SP					revisar
BAY-IN-JM-BH-04	3.00	3.60	0.60	CL	25	45	55.6	0.81	no
BAY-IN-JM-BH-04	6.00	6.60	0.60	SM	NP	35	NP	NP	no
BAY-IN-JM-BH-04	7.50	8.10	0.60	SM	NP	26	NP	NP	no
BAY-IN-JM-BH-04	10.50	11.10	0.60	SP		21			revisar
BAY-IN-JM-BH-04	18.00	19.50	1.50	GM	NP	8	NP	NP	no
BAY-IN-JM-BH-04	21.00	22.50	1.50	SP		5			revisar

La evaluación del potencial de licuación se realizó a partir de los resultados de SPT, conforme a los procedimientos indicados en el reporte No. UCD/GGM-10-02 (Idriss y Boulanger, 2010), teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- Magnitud del sismo: 7.6 (derivada de la evaluación de la amenaza sísmica)
- Aceleración pico: 0.38 g (derivada de la evaluación de la amenaza sísmica)
- Peso unitario: Varía entre 18 y 19 kN/m³ según el sector (adoptado)
- Nivel freático: varía por perforación (ver Tabla 8-28)
- Número de golpes y contenido de finos: según resultados de ensayos in-situ y de laboratorio (Ver Tabla 8-29)

Para evaluar el potencial de licuación se determinó la relación de esfuerzo cíclico inducido por sismo o CSR (por sus siglas en inglés), a partir de la Ecuación 17., y la relación de resistencia cíclica o CRR (por sus siglas en inglés) a partir de la Ecuación 18.

$$CSR_{M,\sigma'_v} = 0.65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{max}}{g} r_d$$

Ecuación 17. Esfuerzo cíclico inducido por sismo, CSR (Idriss y Boulanger).

$$CRR_{M,\sigma'_v} = CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1}.MSF.K_\sigma$$

Ecuación 18. Relación de resistencia cíclica, CRR (Idriss y Boulanger).

donde,

CSR es el esfuerzo cortante máximo generado por el sismo entre el esfuerzo efectivo vertical de una columna de suelo y CRR es la relación de resistencia cíclica.

CN es el factor de corrección por sobrecarga y está en función del esfuerzo vertical efectivo σ'_v, la densidad relativa D_R y el contenido de finos FC.

a_{max}es la aceleración horizontal máxima en la superficie del terreno generada por un sismo,

r_d está en función de la profundidad, características del movimiento del suelo y las propiedades dinámicas del suelo.

MSF es un factor de escala de magnitud, relacionada con las características del sismo, movimiento del terreno y suelo.

$K_\sigma$es un factor de corrección en función del esfuerzo vertical efectivo σ'_v, la densidad relativa D_R y el contenido de finos (FC).

La evaluación del potencial de licuación para las perforaciones BAY-IN-JM-BH-02, BAY-IN-JM-BH-03 y BAY-IN-JM-BH-04, respectivamente, se presenta en la Tabla 8-41, Tabla 8-42 y Tabla 8-43.

En general, los análisis sugieren que el Sector 2 en cuestión no es licuable, excepto en el intervalo de 6.0 a 6.6 m de profundidad de la perforación BAY-IN-JM-BH-04. No obstante, la continuidad de dicho intervalo es desconocida, por lo tanto, los resultados no son concluyentes. De allí que se recomienda, para etapas posteriores de estudio, verificar la continuidad del subestrato y sus implicaciones para el diseño de las obras de captación planteadas sobre la margen derecha del río Bayano.

Tabla 8-41 Análisis de licuación para perforación BAY-IN-JM-BH-02

Estrato	Espesor (m)	γ (kN/m³)	Prof.. (m)	σ'v (kPa)	rd	K0	CSR M=7.5, σ'v	N_{60}	C_N	$(N_1)_{60}$	FC	$(\Delta N_1)_{60}$	$(N1)_{60CS}$	CRR	FS
1	1.8	18	6.3	85.9	0.95	1.02	0.31	27	1.08	29.28	9.5	11.90	41.18	6.E+00	19.8
2	1.5	19	7.8	101.7	0.93	1.00	0.33	50	1.00	49.85	2.0	13.06	62.91	9.E+08	≫100
3	1.5	19	9.3	115.5	0.91	0.99	0.35	50	0.94	46.78	2.0	13.06	59.84	1.E+07	≫ 100

Tabla 8-42 Análisis de licuación para perforación BAY-IN-JM-BH-03

Estrato	Espesor (m)	γ (kN/m³)	Prof.. (m)	σ'v (kPa)	rd	K0	CSR M=7.5, σ'v	N_{60}	C_N	$(N_1)_{60}$	FC	$(\Delta N_1)_{60}$	$(N1)_{60CS}$	CRR	FS
1	1.8	18	7.8	63.9	0.93	1.05	0.50	25	1.26	31.44	7.6	13.92	45.36	4.E+01	75
2	1.5	18	9.3	78.9	0.91	1.02	0.49	27	1.13	30.56	7.6	13.92	44.48	2.E+01	50
3	1.5	19	10.8	91.9	0.89	1.01	0.48	50	1.05	52.43	7.6	13.92	66.35	3.E+11	≫100
4	1.5	19	12.3	105.7	0.87	1.00	0.48	50	0.98	48.89	0.00	0.00	48.89	3.E+02	≫ 100
5	1.5	19	13.8	119.5	0.85	0.98	0.47	50	0.92	45.98	0.00	0.00	45.98	5.E+01	110
6	1.5	19	15.3	133.3	0.83	0.97	0.46	50	0.87	43.54	0.00	0.00	43.54	2.E+01	34

Tabla 8-43 Análisis de licuación para perforación BAY-IN-JM-BH-04

Estrato	Espesor (m)	γ (kN/m³)	Prof. (m)	σ'v (kPa)	rd	K0	CSR M=7.5, σ'v	N_{60}	C_N	$(N_1)_{60}$	FC	$(\Delta N_1)_{60}$	$(N1)_{60CS}$	CRR	FS
1	1.8	18	6.3	88.9	0.95	1.01	0.30	12	1.07	12.80	17.3	8.48	21.28	2.E-01	0.73
2	1.5	18	7.8	103.9	0.93	1.00	0.33	37	0.99	36.49	11.7	10.42	46.92	9.E+01	260
3	1.5	18	9.3	116.1	0.91	0.99	0.34	50	0.93	46.64	11.7	10.42	57.06	4.E+05	≫ 100
4	1.5	18	10.8	128.4	0.89	0.98	0.36	50	0.89	44.35	0.6	0.00	44.35	2.E+01	64
5	1.5	18	18.75	77.4	0.78	1.03	0.56	50	1.14	57.11	23.7	7.47	64.59	1.E+10	≫ 100
6	1.5	18	20.25	89.7	0.76	1.01	0.53	50	1.06	53.06	11.7	10.42	63.48	2.E+09	≫ 100
7	1.5	18	21.75	102.0	0.74	1.00	0.51	50	1.00	49.76	4.1	21.34	71.10	8.E+15	≫ 100

8.2.2. Diseño Geotécnico Captación Jesús María

8.2.2.1. Generalidades

La captación en el río Bayano se realizará por la margen derecha del mismo, en el sector de Jesús María. Las obras de captación involucran una estructura de toma, desarenador, tanque de carga y casa de bombas, así como otros terraplenes complementarios proyectadas sobre la margen derecha

del río protegiendo contra inundación y que sirven de acceso a la plataforma adyacente a la barrera móvil.

Además, para la captación se requiere de una presa o barrera sobre el río Bayano, compuesta por una barrera móvil con 14 compuertas radiales, diques de cierre en ambos costados y otro dique auxiliar de cierre sobre un drenaje natural en la margen izquierda del río Bayano. El propósito de la barrera es regular los caudales del río y garantizar el nivel de operación requerido.

El diseño geotécnico de las obras de captación incluyó el diseño de excavaciones y rellenos conforme a los criterios de diseño, análisis de capacidad portante y asentamientos siguiendo a los asimismo los criterios.

Los diseños se realizaron teniendo en cuenta la zonificación geotécnica del sitio de captación descrita arriba en el numeral 8.2.1, e ilustradas en el Anexo 2.2.2.1 Caracterización sitio de toma y Anexo 2.2.2.2 Sectorización geotécnica del sitio de captación.

8.2.2.2. Nivel de Fundación

La definición del nivel de fundación involucró análisis de capacidad portante, análisis de asentamientos y análisis de redes de flujo (para la barrera).

El nivel de fundación para la estructura de la barrera móvil está definido por requerimientos hidráulicos y estructurales; sin embargo, este cumple con los criterios geotécnicos definidos en el numeral 6.3.3. Las losas de fundación sobre las que reposarán las cargas actuantes están dispuestas sobre la EL. -6.50 msnm (después de haber removido el aluvial más fino y compresible que se presenta entre los primeros 6 m y 8 m de profundidad), con dientes perimetrales de concreto que alcanza la EL.-12.50 msnm. Se estima que la losa quedará cimentada en el sector 2 (depósito aluvial predominantemente arenoso) y los dientes, en el sector 3 (depósito aluvial predominantemente gravoso).

Los diques de cierre estarán cimentados superficialmente sobre el sector 1 (depósito aluvial arcilloso), al igual que la estructura de toma, aunque su diente se estima que alcanzará el sector 3.

El nivel de fundación del desarenador y del tanque de carga se encuentra en el límite entre los sectores 1 y 2. La casa de bombas y la plataforma adyacente para la subestación se proyectan sobre rellenos, por encima del terreno natural, excepto en su extremo norte que se adentra en la ladera donde aflora roca de la Formación Topaliza (TOM-TZ1), la cual tendría que ser excavada.

8.2.2.2.1. Verificación de capacidad portante

Las dimensiones determinadas para efectuar el cálculo de la capacidad portante de la captación Jesús María son las mostradas en laTabla 8-44.

Tabla 8-44 Dimensiones de las estructuras de la captación Jesús María

Estructura	Base (m)	Longitud (m)	B/L
Obra de Toma	8	44.75	0.18
Desarenador	27	67	0.40
Tanque de Succión	42	43	0.98
Casa de Bombas	26	54	0.48
Barrera Móvil	37	168	0.22

Se cálculo la capacidad portante admisible requerida para el dimensionamiento estructural, de acuerdo con la metodología propuesta en los criterios de diseño. Estos resultados se presentan en el Anexo 2.2.2.3 A para la obra de toma, desarenador, tanque de succión y casa de bombas y en el Anexo 2.2.2.3 B para la barrera móvil.

En los cálculos de la capacidad portante se supuso que la inclinación del terreno, la inclinación de carga y la excentricidad de la carga eran despreciables. Los esfuerzos estructurales incluidos en los cálculos son los esfuerzos de operación (esfuerzos usuales) de cada estructura.

Los valores de capacidad portante calculados para las dimensiones indicadas, se presentan en la Tabla 8-45.

Tabla 8-45 Resultados de capacidad portante para la captación Jesús María

Estructura	Capacidad portante admisible (MPa)
Obra de Toma	3.6
Desarenador	2.7
Tanque de Succión	7.7
Casa de Bombas	5.7
Barrera Móvil	3.6

8.2.2.2.2. Verificación de asentamientos

Los resultados obtenidos en el cálculo de los asentamientos elásticos se presentan en la Tabla 8-46. Se observa que los asentamientos esperados son bajos y se consideran aceptables. Las memorias

de cálculos se presentan en el Anexo 2.2.2.3 A para la obra de toma, el desarenador, el tanque de succión y la casa de bombas y en el Anexo 2.2.2.3 B para la barrera móvil.

Tabla 8-46 Asentamientos calculados para la captación Jesús María

Estructura	**Asentamientos-Centro (cm)**
Obra de Toma	8.1
Desarenador	Cimentación Compensada
Tanque de Succión	Cimentación Compensada
Casa de Bombas	7.7
Barrera Móvil	9.3

8.2.2.2.3. Análisis de Flujo Superficial

Se realizaron análisis de flujo subsuperficial bidimensional sobre una sección longitudinal de la barrera móvil con el fin de determinar los gradientes hidráulicos bajo la estructura para las condiciones normales de operación. A partir de datos de permeabilidad obtenidos en campo, para el estrato del depósito aluvial (Qal) se adoptó un valor de permeabilidad de 5.10x10-5 m/s, y una una relación de isotropía de permeabilidad horizontal a vertical de Kh/Kv = 1.

La evaluación del potencial de tubificación se hizo a partir de los gradientes hidráulicos en la dirección del flujo, en los puntos de salida del agua, los cuales se compararon con los gradientes hidráulicos admisibles indicados en el numeral 6.3.3.1 (Criterios de diseño geotécnico de la presa) para el tipo de materiales de la fundación. El gradiente hidráulico i (cabeza hidráulica, Dh, dividida la por la longitud del flujo, L) en la salida debe ser menor a 0.17 para flujo a través de arena fina como es el caso predominante en el sitio de captación, y puede ser mayor para arena gruesa, grava y arcilla.

Los análisis de flujo se llevaron a cabo empleando el programa Slide® de Rocscience. Los gradientes hidráulicos bajo la fundación de la barrera fueron estimados en diferentes puntos a partir de la red flujo. El cálculo de gradientes hidráulicos se presenta en la Tabla 8-47. Los gradientes hidráulicos obtenidos varían entre 0.12 y 0.23. Se aclara que el valor de 0.23 se presenta en el estrato inferior que corresponde con material gravoso, y por tanto este valor se considera aceptable. Es decir, que el análisis indica que se satisfacen los criterios adoptados, por consiguiente, se eliminó la pantalla impermeable originalmente prevista durante la etapa de pre-factibilidad.

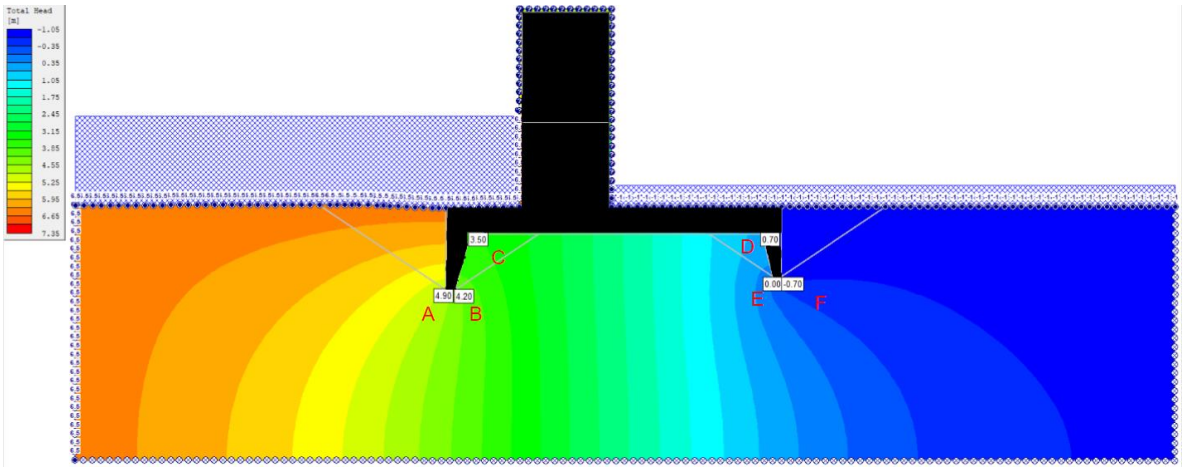


Figura 8-30 Cabeza Total de agua barrera móvil Jesús María

Tabla 8-47 Cálculo de gradientes hidráulicos, i, en la fundación de la Captación Jesús María

Cálculo de gradientes hidráulicos, *i*				
Punto, n	**Cabeza total, H_n [m]**	**Diferencial de cabeza, hn [m]**	**Longitud de flujo, L_F [m]**	**Gradiente, i_n**
A	4.90	1.60	8.87	0.18
B	4.20	2.30	9.87	0.23
C	3.50	3	16.2	0.18
D	0.70	5.8	48	0.12
E	0.00	6.50	52.62	0.12
F	-0.70	7.20	53.62	0.13
Dónde:	h_n = NAMO - H_n NAMO = 6.5 msnm $i_n = h_n/L_F$			

8.2.2.3. Diseño taludes de corte

A partir de los análisis básicos presentados al inicio de este capítulo, se realizó el predimensionamiento y modelo 3D de las excavaciones para las obras de captación, en AutoCAD Civil 3D. Posteriormente se verificó la estabilidad de las secciones críticas de corte en suelo, para las diferentes condiciones de carga a las que estarían expuestas, utilizando el programa Slide® de Rocscience.

Se analizó la sección transversal de excavación para fundación de la barrera móvil, la cual se considera temporal dado que estará expuesta durante el periodo de construcción de la barrera. Esta se evaluó bajo dos condiciones: carga estática y carga sísmica de 0.125 g (análisis pseudo estático). Teniendo en cuenta el funcionamiento de las obras de desvío del río, el nivel freático se estableció

en la superficie de la excavación.

Los resultados de los análisis de estabilidad se resumen en la Tabla 8-48. Los factores de seguridad obtenidos cumplen con los requisitos establecidos para taludes temporales, definidos en los criterios de diseño (véase numeral 5.3.3.2). Las superficies de falla bajo condiciones de carga estática y con sismo se ilustran, respectivamente en la Figura 8-19 y Figura 8-32. Los parámetros de suelo usados en el modelo se indican en la Tabla 8-49.

Tabla 8-48 Resultados de análisis de estabilidad

Sección	**Escenario**	**Talud de corte**	**F.S. mínimo**	
			Requerido	**Obtenido**
Sección Transversal - Talud más Crítico	Talud temporal – Estático	1.50H : 1V	1.30	1.57
	Talud temporal – Sismo		1.00	1.25

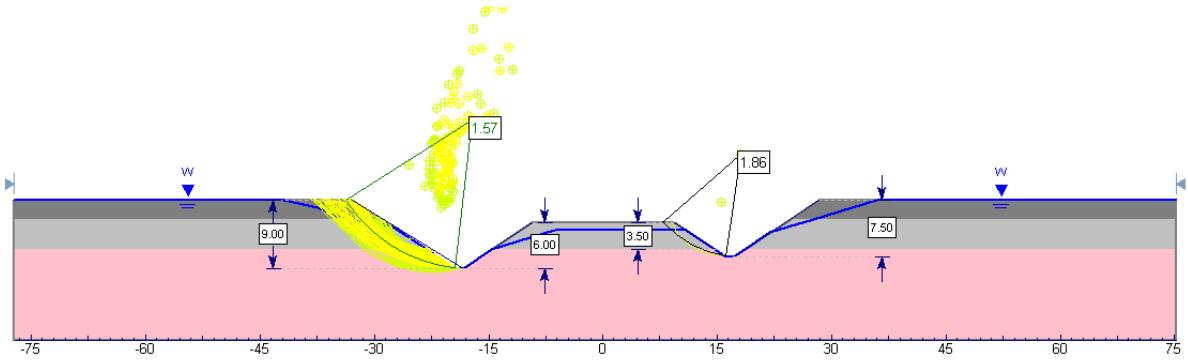


Figura 8-31 Sección transversal de la barrera móvil, superficie de falla bajo carga estática

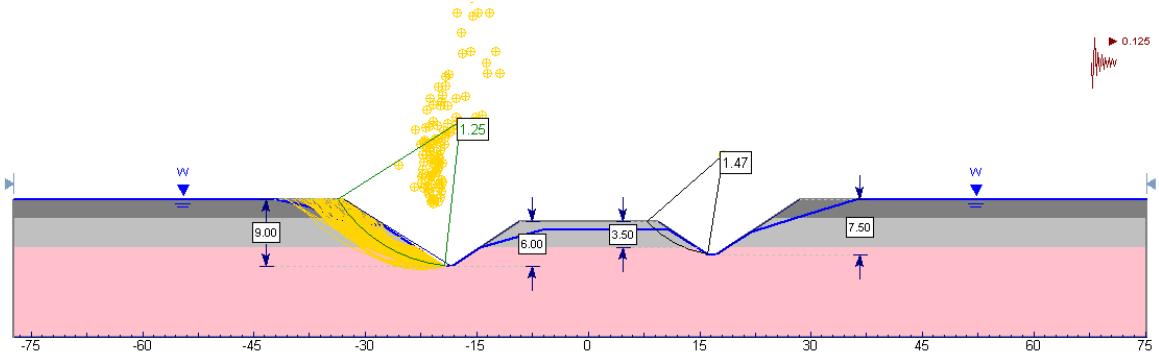


Figura 8-32 Sección transversal de la barrera móvil, superficie de falla con sismo

Tabla 8-49 Propiedades de materiales modelo barrera móvil

Descripción del material	Color	Peso unitario (kN/m^3)	Tipo de esfuerzo	Cohesión (kN/m^2)	Ángulo de fricción ϕ (°)
Suelo blando (arcilloso)		17	Mohr-Coulomb	10	28
Suelo denso matriz soportado (arenoso)		18	Mohr-Coulomb	5	34
Suelo denso, aluvial clasto soportado (gravoso)		19	Mohr-Coulomb	5	36

Para las excavaciones sobre la margen derecha, se analizaron las secciones A-A y B-B, identificadas en la Figura 8-33. Estas se analizaron bajo condiciones de carga estática y con sismo 0.125 g, por tratarse de corte principalmente temporales.

De acuerdo con los resultados de análisis cinemáticos no se evidencia potencial cinemático para los taludes de corte en roca con pendiente 0.50H:1.0V en el sitio de captación. Por consiguiente, los cortes requeridos en la formación Topaliza en los costados noreste y noroeste de la casa de bombas y subestación, se proyectaron en bancos de 10 m de altura con pendiente 0.50H:1.0V y bermas intermedias de 2 m de ancho.

Los resultados de los análisis de las secciones A-A y B-B se ilustran en la Figura 8-34 a la Figura 8-37. Mientras que los parámetros de los materiales de suelo que conforman el modelo se indican, respectivamente en la Tabla 8-50. En ambos casos se supuso que el nivel freático se encuentra cerca a la superficie de la excavación mientras que las zonas superiores se analizaron con un Ru de 0.1.

Los resultados de los análisis de estabilidad se resumen en la

Tabla 8-51 y Tabla 8-52. Los factores de seguridad obtenidos cumplen con los requisitos establecidos para taludes temporales y permanentes.

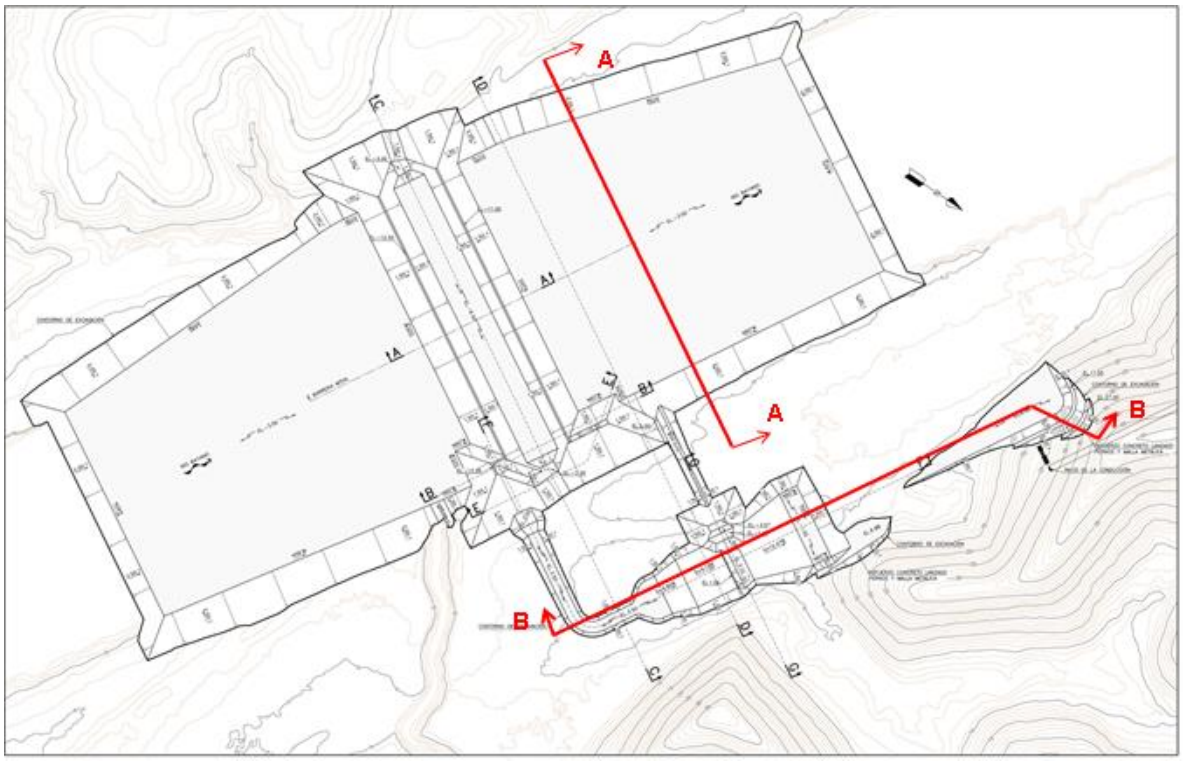


Figura 8-33 Planta de las secciones A-A y B-B.

Tabla 8-50 Propiedades de materiales modelo barrera móvil en Slide® de Rocscience

Descripción del material	**Color**	**Peso unitario (kN/m³)**	**Tipo de esfuerzo**	**Cohesión (kN/m²)**	**Ángulo de fricción ϕ (°)**	**Ru**
Suelo blando (arcilloso)		17	Mohr-Coulomb	10	28	0.1
Suelo denso matriz soportado (arenoso)		18	Mohr-Coulomb	5	34	0.1
Suelo denso, aluvial clasto soportado (gravoso)		19	Mohr-Coulomb	5	36	0.1

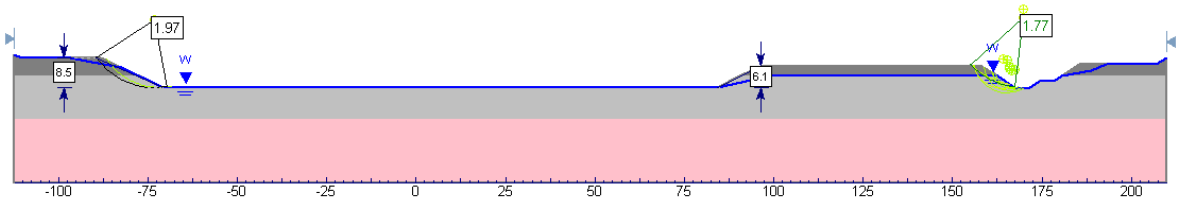


Figura 8-34 Sección A-A - Condición estática

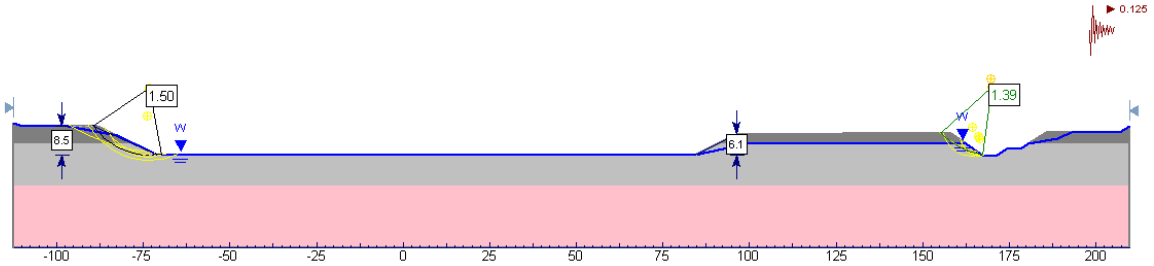


Figura 8-35 Sección transversal A-A - Condición pseudoestática

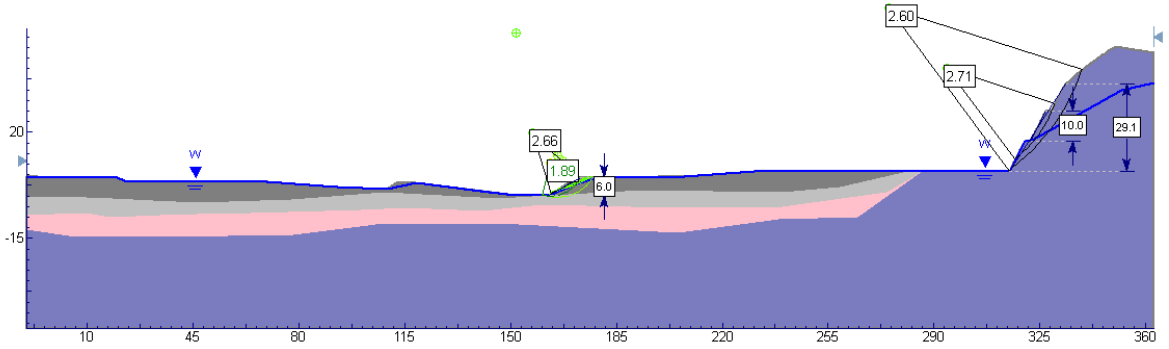


Figura 8-36 Sección B-B - Condición estática

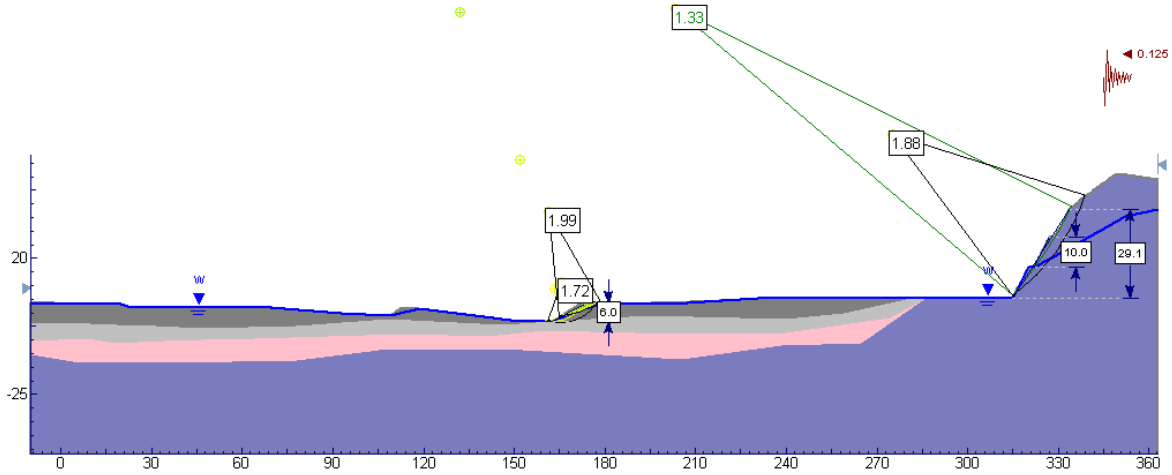


Figura 8-37 Sección transversal B-B del sitio de captación - Condición pseudoestática

Tabla 8-51 Resultados análisis de estabilidad sección A-A

Sección	Escenario	Talud de corte	F.S. mínimo	
			Requerido	Obtenido
Aluvial - dirección de falla izquierda a derecha-Talud más Crítico	Talud temporal – Estático	1.50H : 1V	1.50	1.77
	Talud temporal – Sismo		1.00	1.39

Tabla 8-52 Resultados análisis de estabilidad sección B-B

Sección	Escenario	Talud de corte	F.S. mínimo	
			Requerido	Obtenido
Aluvial - dirección de falla derecha a izquierda - Talud más Crítico	Talud temporal – Estático	1.50H : 1V	1.50	1.89
	Talud temporal – Sismo		1.00	1.33

8.2.2.4. Diseño de diques de cierre

Los esquemas hidráulicos plantean diques de cierre con cresta a la EL. 13.4 msnm sobre los estribos derecho e izquierdo de la barrera móvil. También está planteado un dique de protección ubicado a la derecha de la barrera móvil con una cresta a la EL. 13.0 msnm, el cual termina aguas abajo de esta, y un dique auxiliar fue planteado sobre un drenaje al costado izquierdo de la barrera móvil. La altura máxima de los diques es del orden de 8 a 10 m, y en el caso del dique auxiliar es de 9 m. La Figura 8-38 muestra los diques propuestos en planta.

Desde el punto de vista geotécnico se plantea la construcción de dichos diques con material proveniente de las excavaciones (captación, tramo 2 y tanque Malambo) debidamente compactado, con un tamaño máximo de 10 cm (4") y con contenido de finos entre un 50% y 15%, con el fin de garantizar una baja permeabilidad. Para este relleno se adoptó un peso unitario de 18 kN/m³, ángulo de fricción interna efectivo de 34°, cohesión de 5 kPa, y permeabilidad en un rango de $1x10^{-6}$ m/s a $1x10^{-7}$ m/s.

Se realizó un análisis de estabilidad de taludes, utilizando el programa Slide® de Rocscience, para los rellenos mostrados en la en la Figura 8-38. Conforme a los criterios de diseño presentados en el numeral 6.3.3.2, completados con prácticas usuales de diseño de terraplenes, se analizaron los siguientes escenarios:

- Final de construcción con carga (a) estática y (b) sismo 0.125 g. Ambos casos suponen nivel freático de acuerdo con las condiciones existentes.
- Condiciones normales de operación con carga (a) estática y (b) sismo 0.25 g. Para estos se tomó como condición de borde aguas arriba es el NAMO (EL.6.50 msnm) y salida de flujo

al pie del talud de aguas abajo.

- Durante operación con carga estática, considerando el nivel de aguas para un periodo de retorno (TR) de 500 años (EL. 12.28 msnm), como condición de borde aguas arriba y salida de flujo al pie del talud de aguas abajo.
- Desembalse rápido de 1m desde el nivel de aguas de TR=500 y NAMO, en condición estática.
- Desembalse rápido desde el nivel de aguas de TR=500 años hasta el nivel de aguas de NAMO, en condición estática.

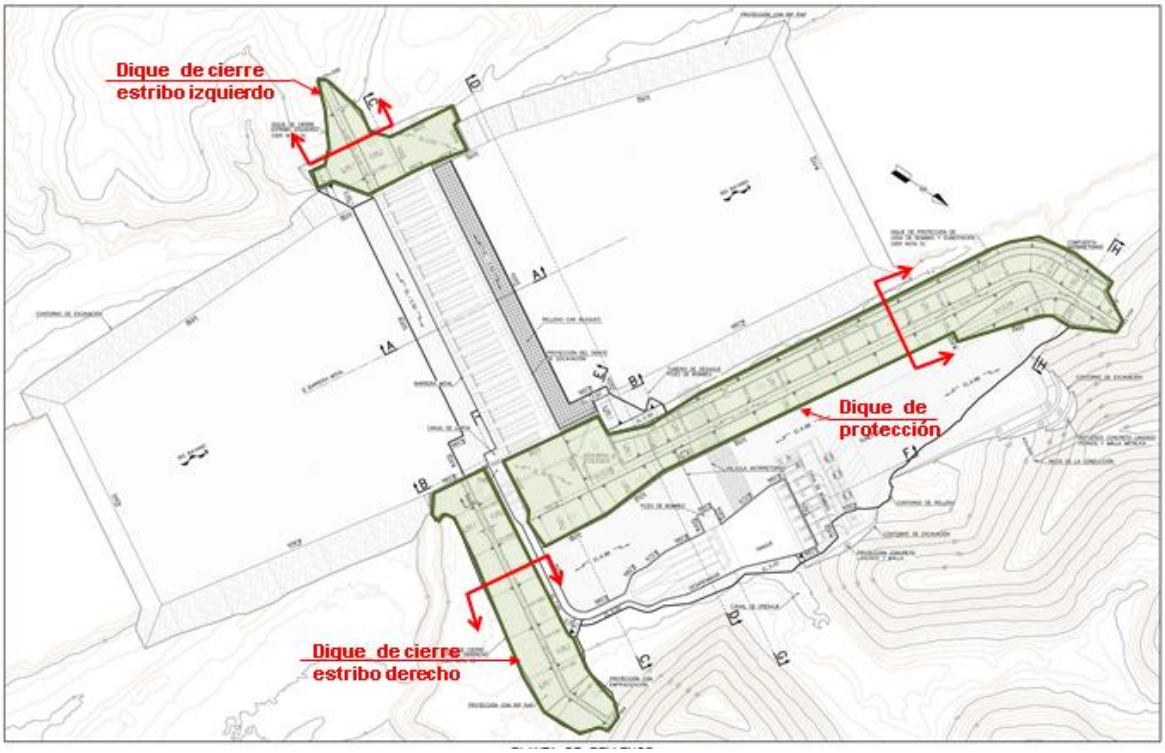


Figura 8-38 Localización en planta de los diques de cierre analizados

Las propiedades de los materiales utilizados en el modelo de análisis de los diques se indican en la Tabla 8-53 y los modelos con resultados para cada escenario se muestran en el Anexo 2.2.2.4. Los resultados de los análisis de estabilidad se resumen en la Tabla 8-54. Los factores de seguridad obtenidos en todos los escenarios cumplen con los requisitos establecidos en los criterios de diseño.

Tabla 8-53 Propiedades de materiales modelo diques en Slide® de Rocscience

Descripción del material	Color	Peso unitario (kN/m^3)	Tipo de esfuerzo	Cohesión (kN/m^2)	Ángulo de fricción ϕ (°)
Suelo blando (arcilloso)		17	Mohr-Coulomb	10	28
Suelo denso matriz soportado (arenoso)		18	Mohr-Coulomb	5	34
Suelo denso, aluvial clasto soportado (gravoso)		19	Mohr-Coulomb	5	36
Relleno		18	Mohr-Coulomb	5	34

Tabla 8-54 Resumen de resultados de análisis de estabilidad para diques de cierre

Escenario	Carga	Dique Derecho - Talud Crítico F.S.	Dique Izquierdo Talud Crítico F.S.	Dique Protección Talud Crítico F.S.	Dique Auxiliar Talud Crítico F.S.	F.S. Requerido
Final de construcción	Estática	2.00	2.08	1.63	2.69	1.50
	Sismo 0.125 g	1.52	1.60	1.39	2.09	1.00
Operación normal (NAMO = El.6.50 msnm)	Estática	1.84	1.95	1.73	2.69	1.50
	Sismo 0.25 g	1.07	1.20	1.15	1.69	1.00
Durante operación, para nivel de aguas TR500 (El. 12.28 msnm)	Estática	1.38	1.94	1.32	2.34	1.30
Desembalse rápido (1 m) desde NAMO	Estática	1.86	1.99	1.73	2.69	1.30
Desembalse rápido (1 m) desde N.A. TR500	Estática	1.42	1.56	1.47	2.60	1.30
Desembalse rápido desde N.A TR500 a NAMO	Estática	1.45	1.49	1.3	2.36	1.30

Con los resultados del análisis de infiltraciones, para condiciones normales de operación, se estimó el gradiente hidráulico (i) en la pata del dique. El gradiente es igual a la cabeza de presión (ΔH = 6.50 - 5.01 = 1.49 m) dividida por la longitud de flujo (L = 34.54 m). Para este escenario, el gradiente es 0.04 ($i = \Delta H / L = 1.49 / 34.54 = 0.04$) el cual se considera aceptable para los materiales de fundación del dique (aluvial arcilloso).

8.2.2.5. Manejo de desvío del río Bayano

Como parte del diseño geotécnico para poder construir la barrera móvil, se contemplaron dos (2) etapas de excavación, en ambas será necesario la implementación de ataguías celulares y ataguías térreas.

En la Etapa 1, no será necesario desviar el río Bayano de su cauce natural. Sin embargo, es necesaria la construcción de ataguías de protección con el fin de evitar la inundación de las excavaciones por efecto de una creciente. Para las excavaciones del canal de limpia, cinco vanos de las compuertas que hacen parte de la barrera móvil, la obra de toma, el desarenador y el tanque de carga de bombas de la casa de máquinas se contemplan ataguías longitudinales (paralelas a la dirección del flujo). Esta protección se complementa por medio de unas ataguías térreas de cierre en las zonas en donde la elevación del terreno natural sea inferior a la requerida de acuerdo con la evaluación de la cota de inundación para esta etapa.

Las ataguías longitudinales serán conformadas por una combinación de ataguía térrea y ataguía celular tanto aguas arriba como aguas abajo. El nivel de protección estimado aguas arriba se encuentra a la elevación 11.40 msnm. Teniendo en cuenta que el relieve natural aguas arriba tiene elevaciones inferiores a la requerida, es necesaria la construcción de una ataguía de cierre aguas arriba. La ataguía longitudinal aguas abajo tendrá una cresta a la elevación 11.40 msnm para la ataguía celular y la elevación 10.40 msnm para la ataguía de cierre contra el terreno natural. Las ataguías de la etapa 1 está ilustrada en la Figura 8-39.

La ataguía celular tendrá 292 m de longitud, con una altura variable entre 16.60 m a 20.58 m de los cuales 2.0 m estarán empotrados en el terreno natural, además la ataguía de cierre aguas arriba tendrá 177.3 m de longitud y una altura máxima de 6.40 m con taludes 2.0 H 1V.

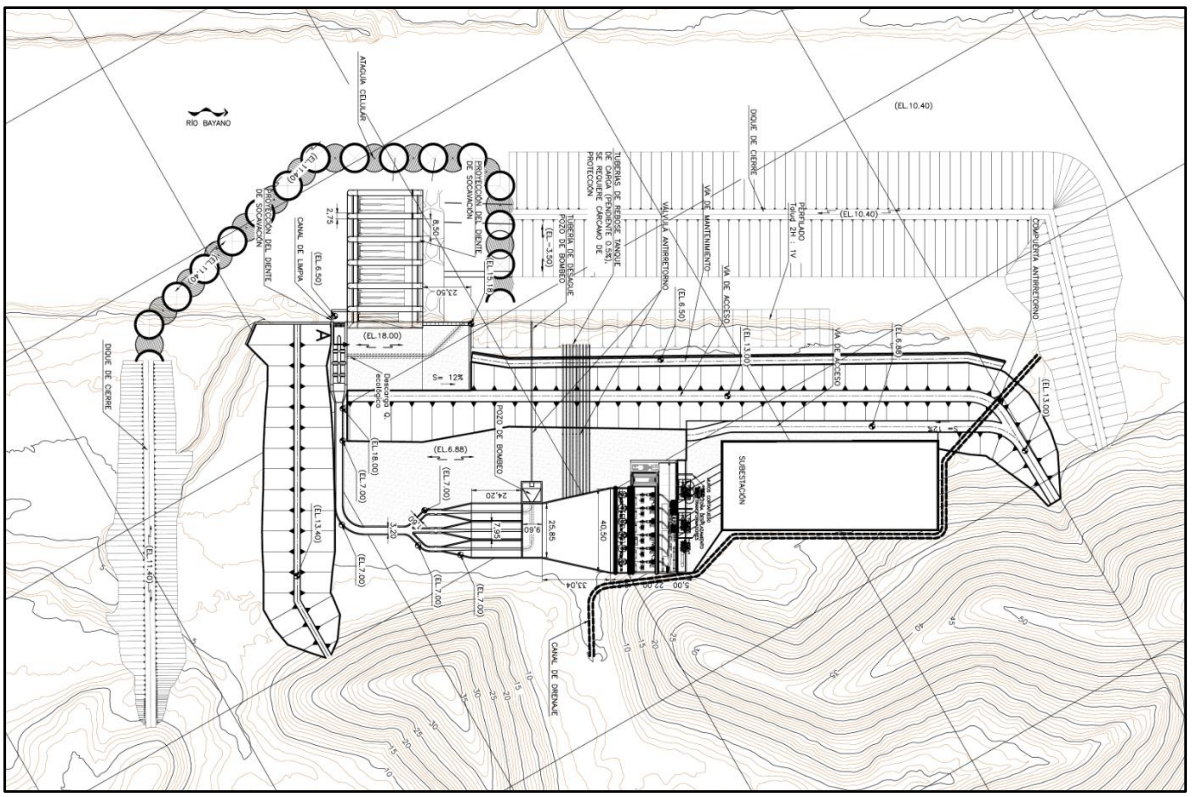


Figura 8-39 Desvío - Etapa 1

El material necesario para la conformación de las ataguías térreas y relleno de las celulares provendrá de las excavaciones. Las ataguías térreas deberán contar con una protección en enrocado para evitar la erosión en las caras mojadas de las mismas por efecto del flujo del río Bayano.

En la Etapa 2, se construirán las nueve compuertas faltantes de la barrera móvil, y se desviará el río Bayano por las cinco compuertas y el canal de limpia ya construidos en la etapa anterior. Para esto, es necesaria la construcción de ataguías de protección con el fin de evitar la inundación de las excavaciones por efecto de una creciente. Para esto se contemplan ataguías celulares que atraviesan y finalizan mediante ataguías térreas de cierre, como lo muestra la Figura 8-40.

El nivel de protección estimado aguas arriba se encuentra a la elevación 12.20 msnm. Teniendo en cuenta que el relieve natural aguas arriba tiene elevaciones inferiores a la requerida, es necesaria la construcción una ataguía de cierre aguas arriba. La ataguía aguas abajo tendrá una cresta a la elevación 10.40 msnm para la ataguía celular y también deberá efectuar una ataguía de cierre.

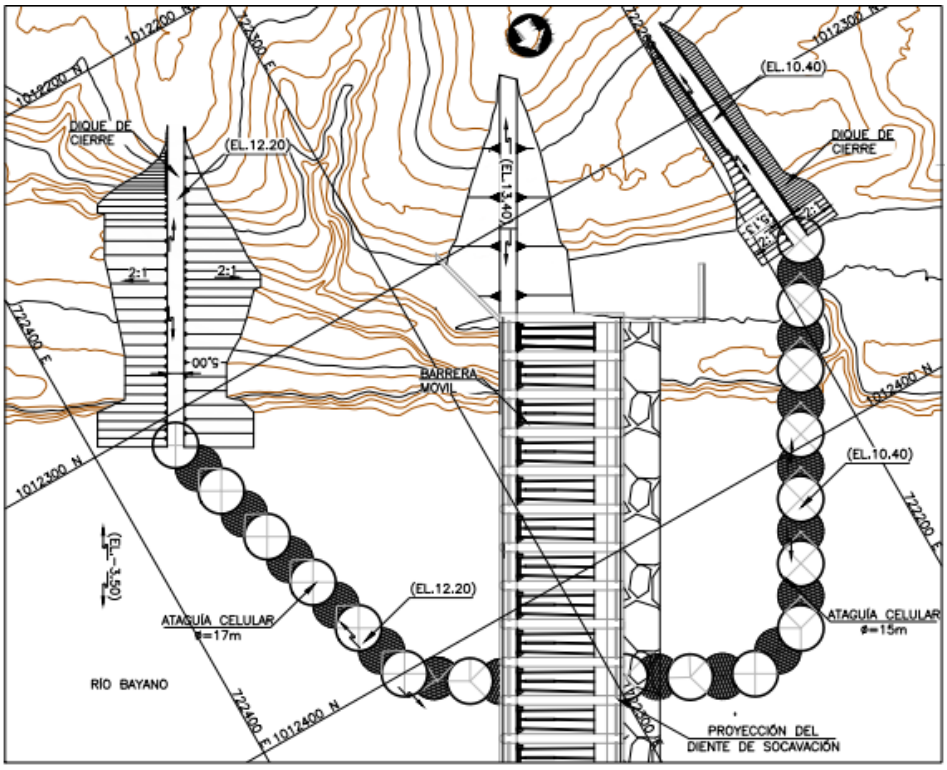


Figura 8-40 Desvío – Etapa 2

Para las ataguías celulares se realizó la revisión de la estabilidad teniendo en cuenta que las ataguías estarán en contacto directo con el flujo del río desde el inicio de su construcción, los Factores de Seguridad requeridos para los distintos escenarios en las etapas Final de Construcción y Largo Plazo se consideraron iguales.

El diseño de la alternativa de ataguía debe ser validado que sea estable y cumpla con los factores de seguridad, bajo los siguientes modos de falla posibles:

- Estabilidad interna de la estructura ante volcamiento y deslizamiento.
- Estabilidad global del sistema muro - fundación.

Los Factores de Seguridad mínimos establecidos en cada uno de los posibles modos de falla mencionados anteriormente se presentan a continuación en la Tabla 8-55.

Tabla 8-55 Factores de seguridad mínimos para el diseño del muro

Modo de falla	**FS Requerido**	**FS Obtenido**		
		Etapa II		**Etapa I**
		A. Arriba	**A. Abajo**	**A. Arriba**
		H 15.40 m	**H 15.40 m**	**H 15.40 m**
		φ= 17 m	**φ =15 m**	**φ= 16 m**

Estabilidad a volcamiento	1.50	4.05	3.91	3.98
Estabilidad a deslizamiento	1.50	1.85	1.81	1.83
Capacidad portante	2.00	2.02	2.50	2.03

En la Figura 8-41 se muestra la verificación de los diferentes modos de falla para la ataguía de la etapa 1.

En la Figura 8-42, se muestra la verificación de los diferentes modos de falla para la ataguía de diámetro 17 m y una altura de 15.40 m correspondiente a la Etapa 2.

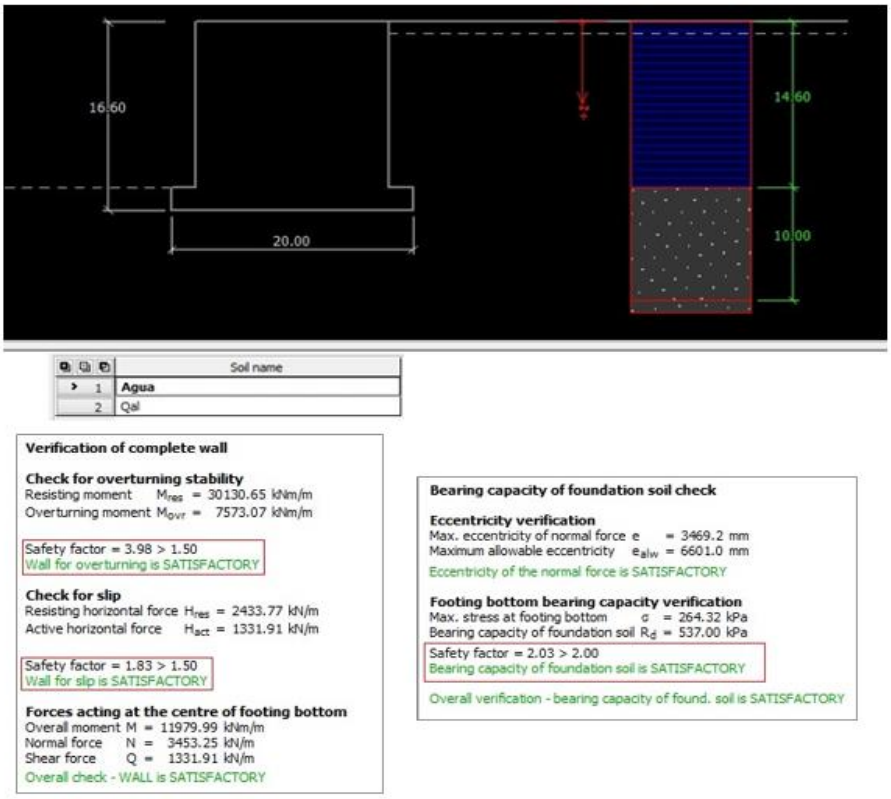


Figura 8-41 Verificación de los diferentes modos de falla para la ataguía de la Etapa 1

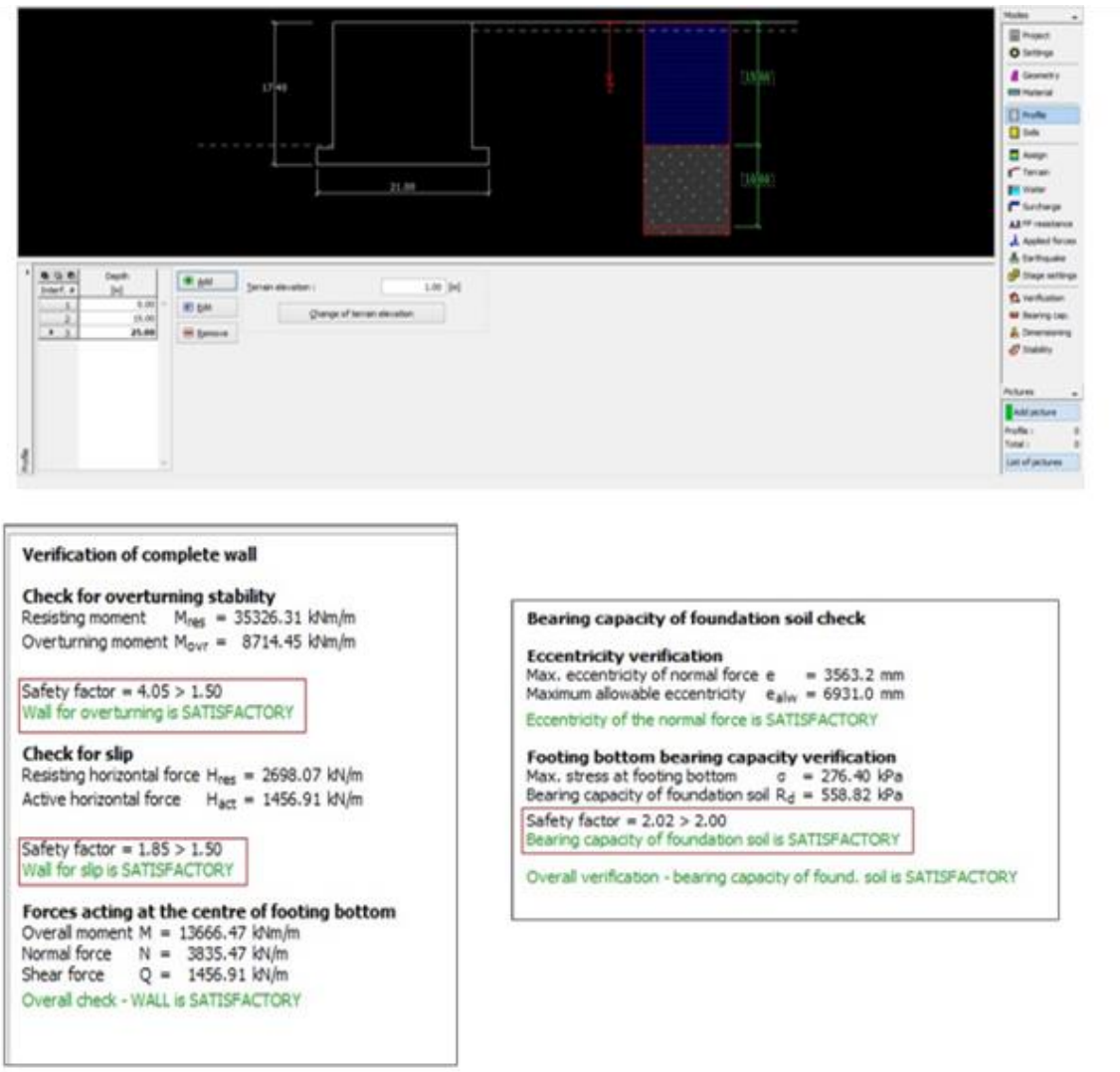


Figura 8-42 Verificación de los diferentes modos de falla para la ataguía aguas arriba de la Etapa 2

En la Figura 8-43 se muestra la verificación de los diferentes modos de falla para la ataguía de diámetro 15.00 m y una altura de 13.80 m correspondiente a la Etapa 2.

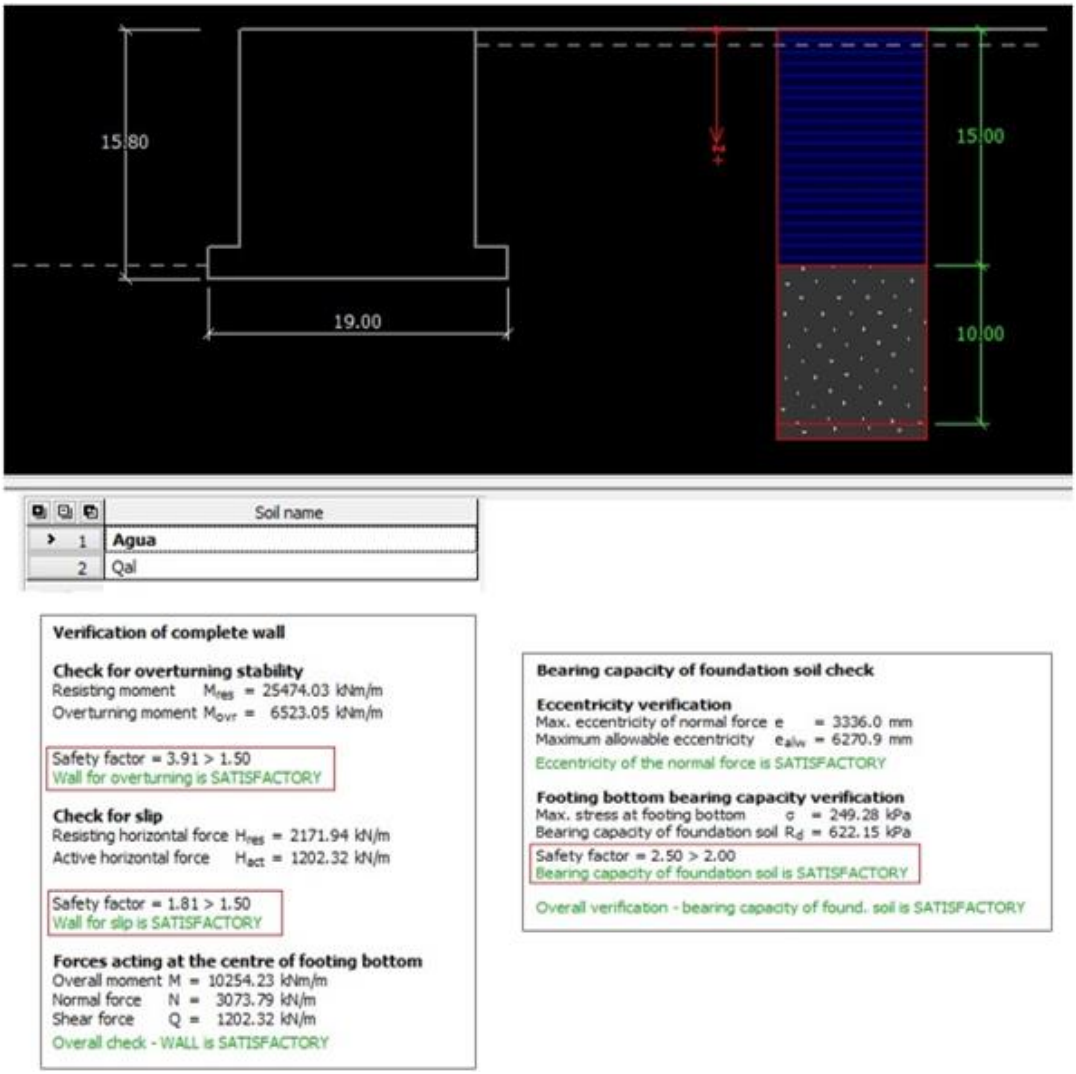


Figura 8-43 Verificación de los diferentes modos de falla para la ataguía abajo arriba de la Etapa 2

8.2.3. Listado de esquemas y cantidades de obra geotécnicos para la captación

Los diseños geotécnicos resultantes de los análisis descritos arriba, a nivel de factibilidad, se ilustran en los planos indicados en la Tabla 8-56 e incluidos en el Anexo 1.2.2.

Tabla 8-56 Listado de planos geotécnicos la captación y obras anexas

Código	Título	Contenido	Observaciones
VF-1614-118-02-02-111 (3 Hojas)	CAPTACIÓN	PLANTA DE EXCAVACIONES, PLANTA DE RELLENOS, ÍNDICE DE LOCALIZACIÓN, PLANTA DIQUE AUXILIAR	Véase Anexo 1.2.2

VF-1614-118-02-02-112 (3 Hojas)	CAPTACIÓN	SECCIONES DE EXCAVACIÓN Y RELLENOS	Véase Anexo 1.2.2
VF-1614-118-02-02-113	CAPTACIÓN	DETALLES DE DESVÍO	Véase Anexo 1.2.2

Además, en la Tabla 8-57 se resumen las cantidades de obra geotécnicas asociadas a los diseños de factibilidad presentadas en este informe.

Las memorias de cálculo de cantidades de obra se incluyen en el Anexo 2.2.2.5 Memoria de Cálculo de Cantidades de Obra Geotécnicas - Captación. Las cantidades fueron estimadas a partir de modelos 3D mediante comparación de superficies de excavación o relleno con la superficie del terreno natural en AutoCAD Civil 3D. Los archivos XML con las superficies de excavación o relleno se presentan en el Anexo 1.2.2.

Tabla 8-57 Cantidades de Obra Geotécnicas: Captación

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad Total
1,0	**Captación**		
1,1	**Barrera móvil sobre el río Bayano, diques de cierre y toma**		
1.1.1	**Localización y replanteo**	**Ha**	**9,72**
1.1.2	**Descapote y limpieza**	**m³**	**4.825**
1.1.3	**Excavación a corte abierto**		
1.1.3.1	Excavación en material no clasificado	m³	541.950
1.1.3.2	Excavaciones adicionales en material no clasificado	m³	27.100
1.1.4	**Rellenos**		
1.1.4.1	Relleno estructural con material in-situ	m³	65.770
1.1.4.2	Rellenos con bloques de concreto 1.0 x 1.0 m	m³	7.440
1.1.5	**Pantalla cortaflujo**	**m²**	
1.1.6	**Desvío**	**Global**	1
1.1.6.1	Ataguías celulares	m	586
1.1.6.1	Relleno para diques de cierre	m³	205.907
1,2	**Desarenador, tanque, casa de bombas y plataforma para subestación.**		
1.2.1	**Localización y replanteo**	**Ha**	**3,78**
1.2.2	**Descapote y limpieza**	**m³**	**18.917**
1.2.3	**Excavación a corte abierto**		
1.2.3.1	Excavación en material no clasificado	m³	31.070
1.2.3.2	Excavaciones adicionales en material no clasificado	m³	1.560
1.2.4	**Rellenos**		
1.2.4.1	Rellenos con material in-situ	m³	149.860
1.2.5	**Soporte y protección de taludes de excavación**		
1.2.5.1	Concreto lanzado	m³	191,00
1.2.5.2	Malla electrosoldada	m²	1.912,00
1.2.5.3	Lagrimales o drenes cortos	m	239,00
1.2.5.4	Pernos de anclaje	m	371,00

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad Total
1.2.5.5	Empradización	m²	13.400,00
1.2.5.6	Cunetas de drenaje	m	1.610,00
1.2.5.7	Huecos de drenaje profundo	m	1.610,00
1.2.5.8	Protección con RIP RAP	m³	19,617
1.2.5.9	Rellenos para filtros de diques	m³	6,784

8.3. DISEÑO ESTRUCTURAL

8.3.1. Barrera Móvil

8.3.1.1. Descripción

La barrera móvil hace parte de las estructuras que componen la captación de Jesús María. Corresponde, según el dimensionamiento obtenido por parte de los especialistas hidráulicos, a una estructura de 14 vanos de 8.5 m de ancho provistos de sendas compuertas radiales de 8.5 m por 10.5 m, más un vano adicional para conformar el canal de limpia provisto también con una compuerta radial de 5.0 m por 7.10 m. La barrera móvil tiene una altura de 21.5 m medida desde el nivel superior de la losa de fondo hasta la parte más alta del muro, espesor de pila de 2.75 m, espesor de la losa de fondo de 4.5 m, profundidad de diente aguas arriba de 4.5 m y profundidad de diente aguas abajo de 3.0 m. La Figura 8-44 y la Figura 8-45 muestran respectivamente el corte transversal y longitudinal de la barrera móvil.

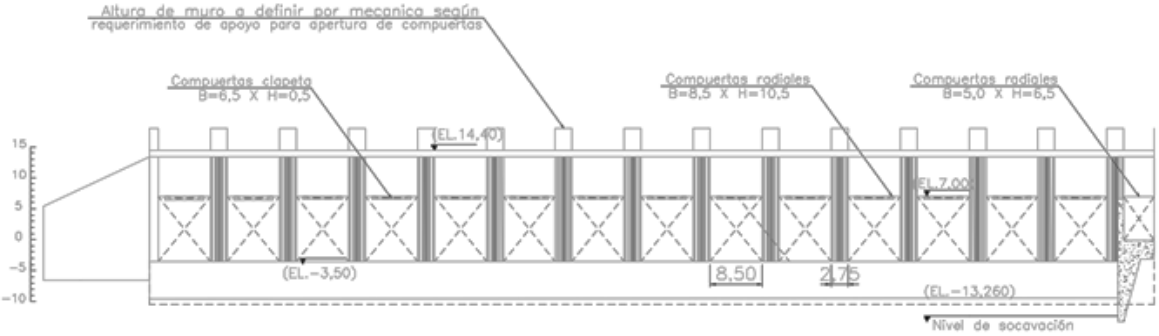


Figura 8-44 Corte transversal barrera móvil.

Fuente: Elaboración propia

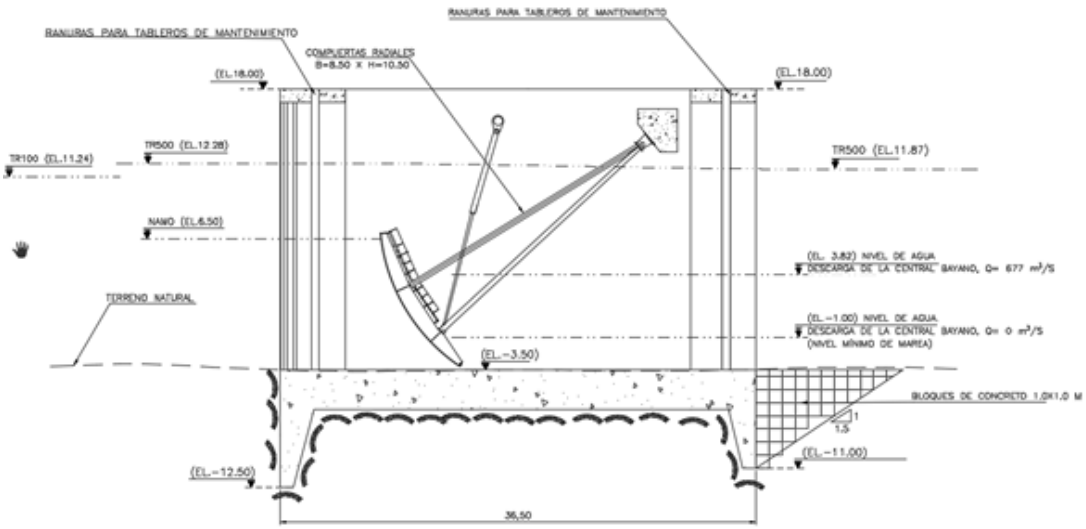


Figura 8-45 Corte longitudinal barrera móvil

Fuente: Elaboración propia

8.3.1.2. Cargas

Para los análisis estructurales adelantados, se consideraron las cargas muertas, hidrostáticas, de sismo, empujes de relleno según lo indicado en el Capítulo 5 de este documento.

8.3.1.2.1. Empuje de Agua

Se tiene en cuenta el empuje hidrostático que ejerce la masa de agua contenida en cada estructura, considerando en cada caso la condición de diseño más desfavorable. Se analiza la estructura de acuerdo a los niveles establecidos por los especialistas hidráulicos:

- NAMO (Nivel de aguas máximo de operación) Aguas Arriba 6.5 msnm
- NAME (Nivel de aguas máximo extraordinario) Aguas Arriba 10.96 msnm
- NAMO (Nivel de aguas máximo de operación) Aguas Abajo 3.82 msnm
- NAME (Nivel de aguas máximo extraordinario) Aguas Abajo 10.96 msnm

8.3.1.2.2. Subpresión

Corresponde al empuje ascendente debido al agua infiltrada bajo la fundación de la estructura. En su cálculo se consideró el nivel aguas abajo y aguas arriba de la estructura en las diferentes condiciones de operación.

8.3.1.2.3. Empuje de Tierras

Los empujes de tierra han sido calculados siguiendo las formulaciones indicadas en el Capítulo 5 de este documento, los empujes asociados a los niveles de relleno definidos para el diseño

estructural se determinan utilizando el coeficiente de empuje de relleno activo.

8.3.1.2.4. Cargas Sísmicas

Para la evaluación de las cargas producidas por el efecto sísmico, se tienen en cuenta los valores de aceleración sísmica determinados para el proyecto. Para adelantar los análisis de estabilidad, la aceleración horizontal se considera tomando las dos terceras partes de la aceleración pico del terreno PGA y para la aceleración vertical se tomó un coeficiente igual al 50% de la aceleración horizontal.

Se ha considerado el efecto del sismo en la estructura, en el agua y en los rellenos conforme a lo indicado en el Capítulo 5 del presente documento.

8.3.1.3. Casos de Carga

- CASO I – Usual durante operación (Compuerta Cerrada).

  Se considera el peso propio de la estructura, peso de agua contenida aguas arriba, subpresión al nivel NAMO aguas arriba y aguas abajo, empuje de tierras y empuje de agua a nivel NAMO.

- CASO II – Inusual durante operación (Compuerta Abierta).

  Se considera el peso propio de la estructura, subpresión al nivel NAME, empuje de tierras y empuje de agua a nivel NAME sin considerar peso de agua aguas abajo de la compuerta.

- CASO III – Extremo durante operación (Compuerta Cerrada).

  Corresponde al Caso I + Sismo de la estructura + Sismo del Relleno + Sismo del Agua.

8.3.1.4. Parámetros Geotécnicos

Según lo presentado en el numeral 8.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS a continuación se relacionan los parámetros geotécnicos utilizados en el proceso de análisis de estabilidad.

- Ángulo de fricción interna del suelo de fundación : 36°
- Capacidad Portante : 3600 kN/m²
- Peso específico del material de relleno : 18 kN/m³
- Aceleración pico del terreno (P.G.A) : 0.38 g

8.3.1.5. Análisis de Estabilidad

Con base en lo establecido en los criterios de diseño estructurales, se revisó la estabilidad de la

estructura, con objeto a determinar su predimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se realizó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

8.3.1.5.1. Resultados del análisis de estabilidad

Los siguientes cuadros muestran los resultados del análisis de estabilidad. Las estructuras han sido predimensionadas buscando que estas sean estables para los distintos casos de carga considerados.

Se efectuaron verificaciones para la estabilidad a la flotación, al deslizamiento y al volcamiento de la barrera móvil. Los resultados se pueden ver respectivamente en la Tabla 8-58, la Tabla 8-59 y la Tabla 8-60.

Tabla 8-58 Barrera Móvil - Factores de seguridad a flotación.

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	1.3	2.15
Inusual	1.2	1.29
Extremo	1.1	1.70

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-59 Barrera Móvil - Factores de seguridad al deslizamiento.

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	2.0	7.23
Inusual	1.7	2.25
Extremo	1.3	1.46

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-60 Barrera Móvil - Factores de seguridad al volcamiento.

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA A COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m²]**	**S MIN [kN/m²]**
Usual	100% de la base en compresión.	100% área a compresión	152	113
Inusual	75% de la base en compresión.	100% área a compresión	109	44
Extremo	Sin superar el esfuerzo	100% área a	226	21

	de la compresión de la base.	compresión		

Fuente: Elaboración propia

8.3.1.6. Diseño

Teniendo en cuenta las dimensiones determinadas en el análisis de estabilidad y mediante la elaboración de modelos matemáticos simplificados mediante SAP2000, se efectuó la verificación de la sección de las pilas de la barrera móvil a fin de garantizar que estas sean capaces de soportar las solicitaciones a las cuales estarán sujetas durante su operación. Las dimensiones adoptadas se pueden observar en la Figura 8-46.

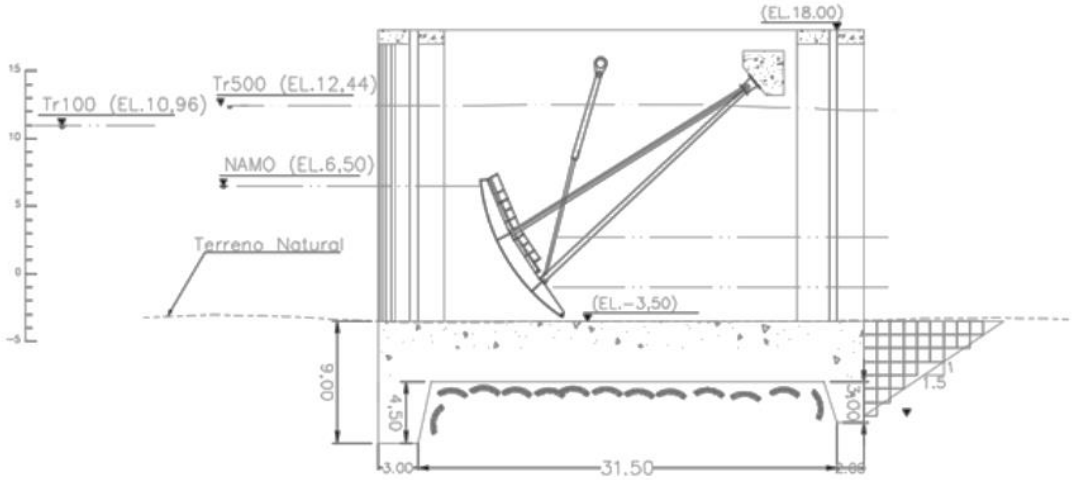


Figura 8-46 Dimensiones Barrera Móvil.

Fuente: Elaboración propia

La sección analizada corresponde a un muro de 2.75 m de espesor por 1.0 m de ancho y 21.5 m de altura. Se cargó la sección con el empuje de agua al nivel NAMO y el sismo de agua mediante una simplificación triangular de la carga aplicada correspondiente, además se consideró el sismo de la estructura para la aceleración PGA, condición que está gobernando el diseño. La Figura 8-47 muestra la asignación del empuje de agua y el sismo de agua al modelo idealizado mediante elemento frame de la pila de la barrera móvil.

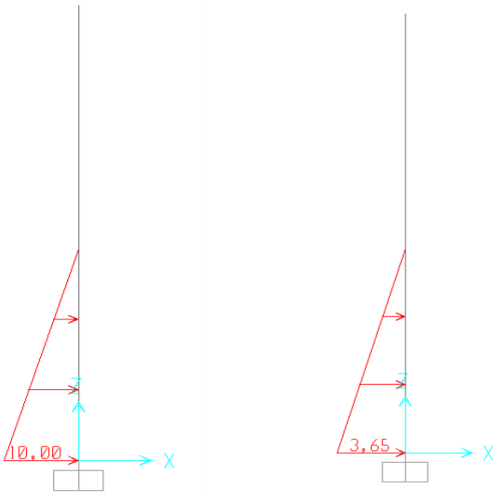


Figura 8-47 Asignación de Cargas SAP2000 (Empuje de agua y sismo de agua) – [t].

Fuente: Elaboración propia - SAP2000

Los diagramas de momento flector y fuerza cortante para las diferentes condiciones de cargas actuantes se muestran en la Figura 8-48, Figura 8-49 y la Figura 8-50.

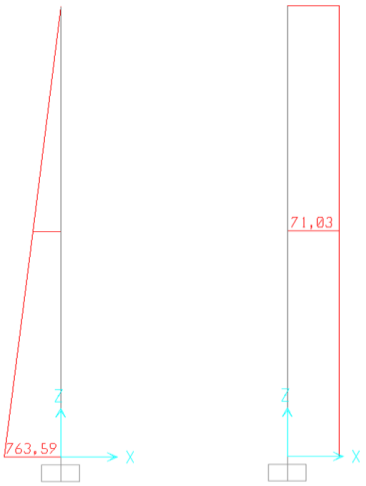


Figura 8-48 Diagrama de Momento y Corte – Sismo de la estructura – [t].

Fuente: Elaboración propia

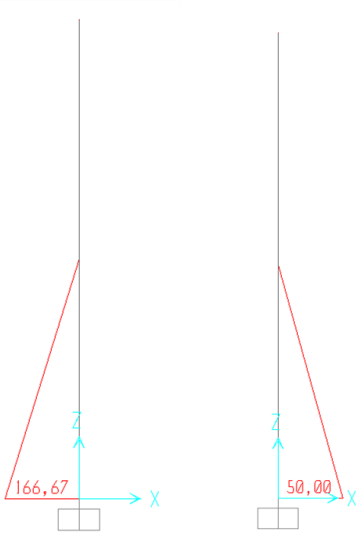


Figura 8-49 Diagrama de Momento y Corte – Empuje de Agua – [t].

Fuente: Elaboración propia

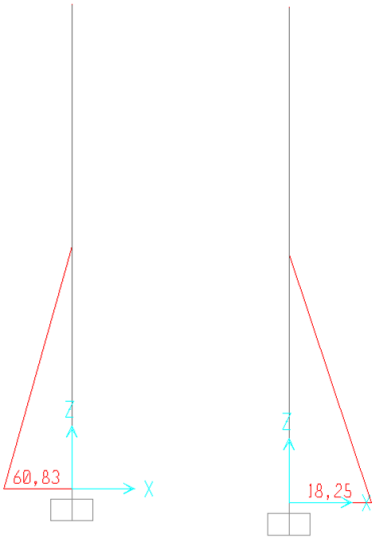


Figura 8-50 Diagrama de Momento y Corte –Sismo de agua – [t].

Fuente: Elaboración propia

Complementariamente se realizó una verificación mediante hoja de cálculo para comprobar que el espesor seleccionado de la pila se encuentra en un nivel de esfuerzos cortantes y flectores dentro del rango previsto como criterio estructural aceptado para esta estructura. Además, se verificó que el desplazamiento en la parte superior de la pila no supere los valores máximos permitidos teniendo en cuenta la limitante de desplazamientos por la presencia de equipos mecánicos el cual es del 1% de la altura total. La Tabla 8-61 presenta el resumen de la predimensión de la barrera móvil.

Tabla 8-61 Resumen predimensión barrera móvil.

Espesor de Analisis	=	2,75	m				Inercia	1,733	m4	
Peso del Muro	=	*W*	=	141,9	ton					
Altura del muro	=	21,50	m							
Fuerzas Cortantes										
		FUERZAS DE SERVICIO				**FUERZAS DE DISEÑO**			**BRAZO**	
Sismo de la estructura	=	*E*	=	71,0	ton	*E*	=	71,0 ton	10,75	m
Empuje del Agua	=	*H*	=	50,0	ton	*H*	=	60,0 ton	3,3	m
Sismo del Agua	=	*Ew*	=	24,3	ton	*Ew*	=	24,3 ton	4	m
		TOTAL		**145,3**	ton	**TOTAL**		**155,3** ton		
Momento Flector										
		FUERZAS DE SERVICIO				**FUERZAS DE DISEÑO**				
Sismo de la estructura	=	*E*	=	762,7	ton	*E*	=	762,7 ton		
Empuje del Agua	=	*H*	=	166,7	ton	*H*	=	200,0 ton		
Sismo del Agua	=	*Ew*	=	97,3	ton	*Ew*	=	97,3 ton		
		TOTAL		**1026,7**	ton	**TOTAL**		**1060,0** ton		
Resumen de Diseño										
Cuantia	=	0,0040				Refuerzo #10@8cm para un As= 108cm2				
Esfuerzo a Corte Actuante	=	58,05	ton/m^2							
Resistencia a Corte para 2,75 m de espesor	=	184,00	ton			**Comprobacón**	OK			
Deflexión Calculada por sismo estructura	=	1,19	cm			**DEFLEXIONES**				
Deflexión Calculada por empuje de agua	=	0,15	cm			Deflexión total	1,44	cm	OK	
Deflexión Calculada por sismo de agua	=	0,09	cm			1% de la altura	21,50	cm		

Fuente: Elaboración propia

8.3.2. Muros de Protección - Jesús María

8.3.2.1. Descripción

Los muros de protección se dimensionan como muros de gravedad. Aguas arriba de la barrera móvil se ubican dos muros de 13.4 m de altura con longitudes de 26 m y 48 m respectivamente. Aguas abajo de la barrera móvil se localizan dos muros, uno de 15 m de altura y 56 m de longitud y el otro de 13.4 m y 56 m de longitud. La Figura 8-51 muestra la localización de los muros de protección.

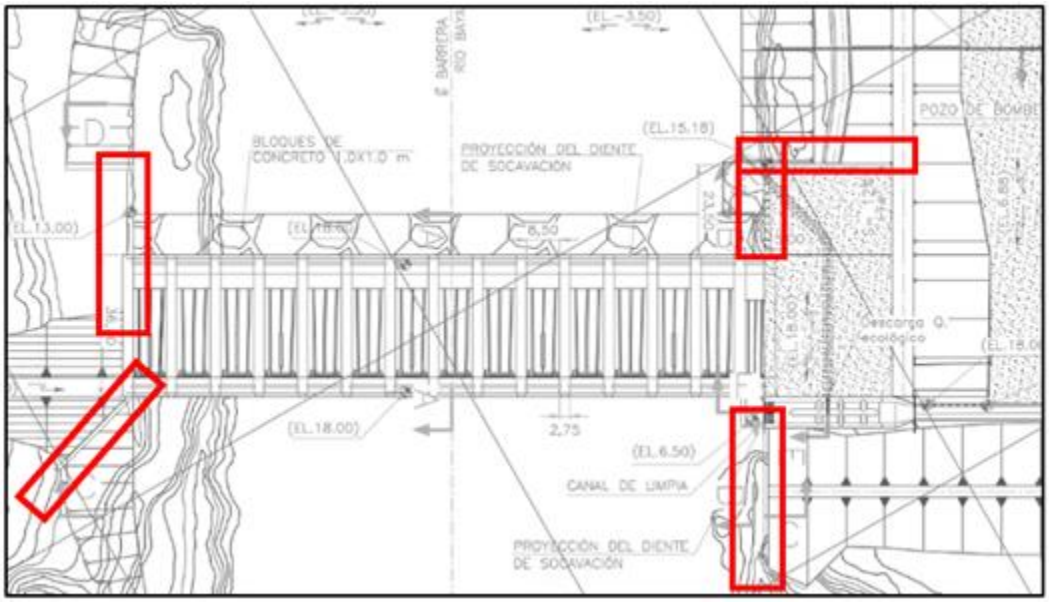


Figura 8-51 Localización Muros de Cierre.

Fuente: Elaboración propia

8.3.2.2. Cargas

Para los análisis estructurales adelantados, se consideraron las cargas muertas, hidrostáticas, empujes laterales de tierras y cargas de sismo según lo indicado en el Capítulo 5 de este documento.

8.3.2.2.1. Empuje de Agua

Se tiene en cuenta el empuje generado por el nivel freático el cual se considera como el 50% la altura del muro.

8.3.2.2.2. Subpresión

Corresponde al empuje ascendente debido al agua infiltrada bajo la fundación de la estructura. En su cálculo se consideró un nivel freático del 50% la altura total del muro debido a que no se cuenta con la información geotécnica correspondiente. Se deberá actualizar en una etapa posterior de los estudios.

8.3.2.2.3. Cargas Sísmicas

Para la evaluación de las cargas producidas por el efecto sísmico, se tienen en cuenta los valores de aceleración sísmica determinados para el proyecto.

Para adelantar los análisis de estabilidad, la aceleración horizontal se considera tomando las dos

terceras partes de la aceleración pico del terreno PGA y para la aceleración vertical se tomó un coeficiente igual al 50% de la aceleración horizontal.

Se ha considerado el efecto del sismo en la estructura y en el agua conforme a lo indicado en el capítulo 5 del presente documento.

8.3.2.3. Casos de Carga

- CASO I – Usual.

  Se considera el peso propio de la estructura, peso de agua sobre el muro, peso de relleno, empuje hidrostático, empuje de tierras y subpresión.

- CASO II – Inusual.

  Se considera el peso propio de la estructura, pesos de relleno, empuje de tierras y subpresión.

- CASO III – Extremo durante operación.

  Corresponde al Caso I + Sismo de la estructura y sismo de tierras

8.3.2.4. Parámetros Geotécnicos

Según lo presentado en el numeral 8.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS a continuación se relacionan los parámetros geotécnicos utilizados en el proceso de análisis de estabilidad.

- Ángulo de fricción interna del suelo de fundación : 36°
- Capacidad Portante : 3600 kN/m²
- Peso específico del material de relleno : 18 kN/m³
- Aceleración pico del terreno (P.G.A) : 0.345 g (Ver Figura 5-32)

8.3.2.5. Análisis de Estabilidad

Con base en lo establecido en los criterios de diseño estructurales, se revisó la estabilidad de la estructura, con objeto a determinar su predimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se realizó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

8.3.2.5.1. Resultados del análisis de estabilidad

Los resultados de análisis de estabilidad presentados corresponden al muro de mayor altura el cual es de 15 m y de 56 m de longitud. La Figura 8-52 muestra la sección transversal del muro analizado

y la Tabla 8-62, la Tabla 8-63 y la Tabla 8-64presenta los resultados obtenidos para análisis a flotación, deslizamiento y volcamiento. La estructura ha sido predimensionada buscando que sea estable para los distintos casos de carga considerados.



Figura 8-52 Sección Transversal Muro 15 m de Altura.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-62 Muros de protección - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	1.3	4.48
Inusual	1.2	4.36
Extremo	1.1	3.23

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-63 Muros de protección - Factores de seguridad al deslizamiento

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	2.0	3.20
Inusual	1.7	3.10
Extremo	1.3	1.56

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-64 Muros de protección - Factores de seguridad al volcamiento

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m²]**	**S MIN [kN/m²]**
Usual	100 % de la base a compresión	100 % Compresión	435	87
Inusual	75 % de la base en compresión.	100 % Compresión	443	60
Extremo	Sin superar el esfuerzo de compresión en la base	66 % Compresión	620	-156

Fuente: Elaboración propia

8.3.3. Bocatoma

8.3.3.1. Descripción

La Bocatoma hace parte de las estructuras que componen la captación de Jesús María. Según el dimensionamiento hidráulico tiene 2 compuertas con sus correspondientes tablones de cierre. La abertura prevista para el cierre de las compuertas planas es 2.0 m de ancho por 3.1 m de alto. La altura libre de las pilas es de 14.0 m proyectada desde la cota superior de la losa de fondo hasta el nivel superior de los muros (EL. 18.0 msnm) y espesor de pila de 1.5 m. El espesor de la losa de fondo de la bocatoma es de 1.5 m, que permite disponer de la rigidez para soportar las pilas. El ancho libre entre vanos es de 2.0 m. En la Figura 8-53 y la Figura 8-54 se muestra el corte longitudinal y la planta de la barrera móvil respectivamente.

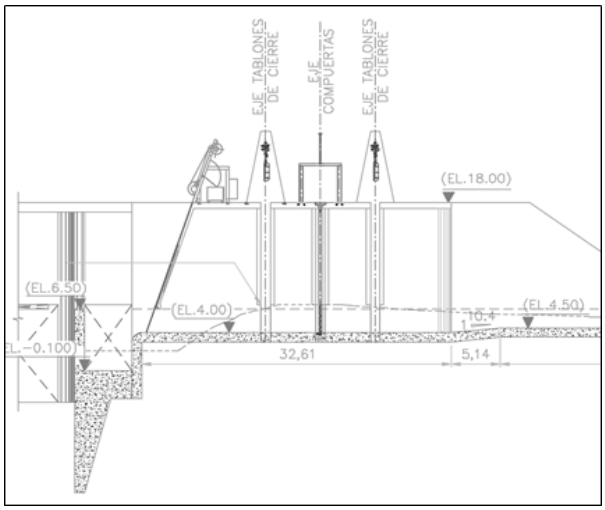


Figura 8-53 Corte Longitudinal Bocatoma

Fuente: Elaboración propia

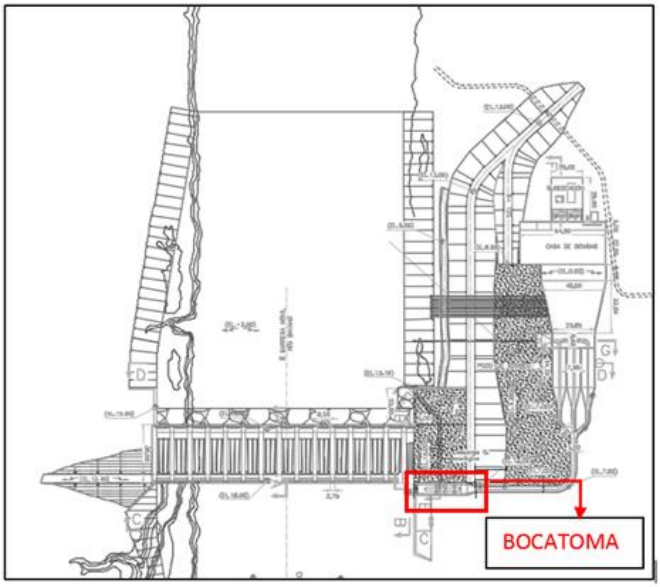


Figura 8-54 Planta Captación - Bocatoma.

Fuente: Elaboración propia

8.3.3.2. Cargas

Para los análisis estructurales adelantados de la bocatoma se utilizan las mismas consideraciones de carga de la barrera móvil, utilizando para el cálculo del empuje de carga de relleno el coeficiente de reposo. No se han considerado casos de carga con las compuertas abiertas dado que son escenarios menos críticos puesto que el agua contenida es una fuerza estabilizante.

8.3.3.3. Casos de Carga

- CASO I – Usual durante operación (Compuerta Cerrada).

  Se considera la estructura con el nivel normal de operación, compuertas cerradas, empuje del relleno y fuerza de subpresión correspondiente.

- CASO II – Inusual durante operación (Compuerta Cerrada).

  Se considera la estructura con el nivel Extremo de operación, compuertas cerradas, empuje del relleno y fuerza de subpresión correspondiente.

- CASO III – Extremo durante operación (Compuerta Cerrada).

  Corresponde al Caso I + Sismo de la estructura + Sismo del Relleno + Sismo del Agua.

8.3.3.4. Parámetros Geotécnicos

Según lo presentado en el numeral 9.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS a continuación se relacionan los parámetros geotécnicos utilizados en el proceso de análisis de estabilidad.

- Ángulo de fricción interna del suelo de fundación : 36°
- Capacidad Portante : 3600 kN/m²
- Peso específico del material de relleno : 18 kN/m³
- Aceleración pico del terreno (P.G.A) : 0.345 g (Ver Figura 5-32)

8.3.3.5. Análisis de Estabilidad

Con base en lo establecido en los criterios de diseño estructurales, se revisó la estabilidad de la estructura, con objeto a determinar su predimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se revisó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

8.3.3.5.1. Resultados Análisis de Estabilidad

Los siguientes cuadros muestran los resultados del análisis de estabilidad para los distintos casos de carga considerados. Se efectuaron verificaciones para la estabilidad a la flotación, al deslizamiento, y al volcamiento de la bocatoma, los resultados se pueden ver respectivamente en la Tabla 8-65 a la Tabla 8-67.

Tabla 8-65 Bocatoma - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	1.3	5.71
Inusual	1.2	2.39
Extremo	1.1	4.77

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-66 Bocatoma - Factores de seguridad al deslizamiento.

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	2.0	4.47
Inusual	1.7	3.22
Extremo	1.3	2.45

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-67 Bocatoma - Factores de seguridad al volcamiento.

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m²]**	**S MIN [kN/m²]**
Usual	100 % de la base a compresión	100 % Compresión	290	87
Inusual	75 % de la base en compresión.	100 % Compresión	234	31
Extremo	Sin superar el esfuerzo de compresión en la base	46 % Compresión	555	-195

Fuente: Elaboración propia

8.3.3.6. Diseño

A partir de las dimensiones obtenidas en el análisis de estabilidad y mediante la elaboración de modelos matemáticos simplificados en SAP2000, se efectuó la verificación de la sección de los muros de la bocatoma a fin de garantizar que sean capaces de soportar las solicitaciones a las cuales estarán sujetas durante su operación. Las dimensiones adoptadas se muestran en la Figura 8-55.

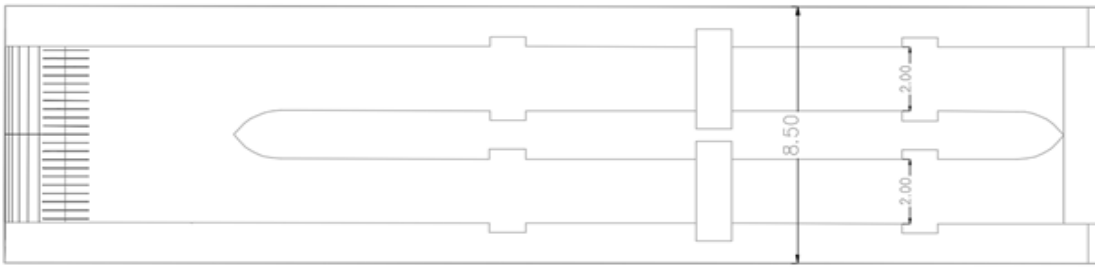


Figura 8-55 Dimensiones en planta - Bocatoma.

Fuente: Elaboración propia

El diseño de los muro extremos, internos y losa se realizó mediante la modelación de la estructura para el ancho total de la bocatoma B = 8.5 m (sección perpendicular al flujo) por metro de longitud. El modelo elaborado mediante elementos tipo frame, contempla altura de pilas de 14.0 m y 1.50 m de espesor de pilas y losa de fondo. Se aplicaron las cargas a la sección teniendo en cuenta el nivel NAMO y la acción del sismo para la aceleración PGA; condición que gobierna el diseño. La Figura 8-56 muestra el modelo en SAP2000 y la Figura 8-57 a la Figura 8-60 se muestra la asignación de cargas correspondientes al empuje de tierras, sismo de tierras (Mononobe-Okabe), sismo de la estructura (masa inercial) y la fuerza de subpresión asignada al modelo idealizado mediante elementos frame de la bocatoma.



Figura 8-56 Modelo Sap - Bocatoma

Fuente: Elaboración Propia

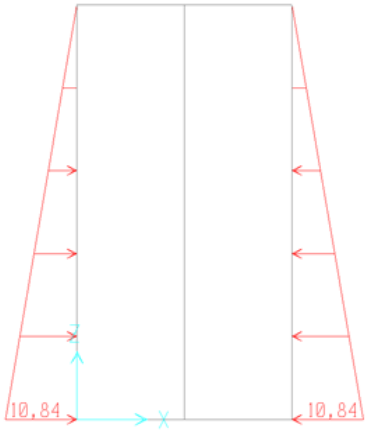


Figura 8-57 Empuje de Tierra - [t-m²]

Fuente: Elaboración Propia

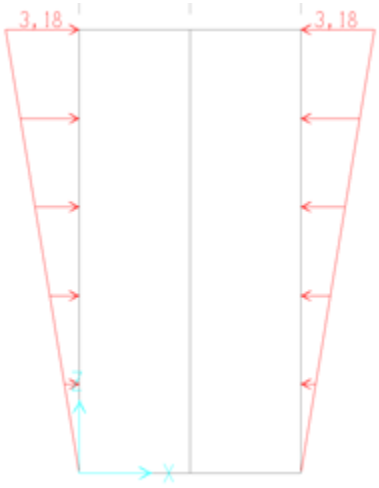


Figura 8-58 Mononobe-Okabe [t-m²]

Fuente: Elaboración Propia

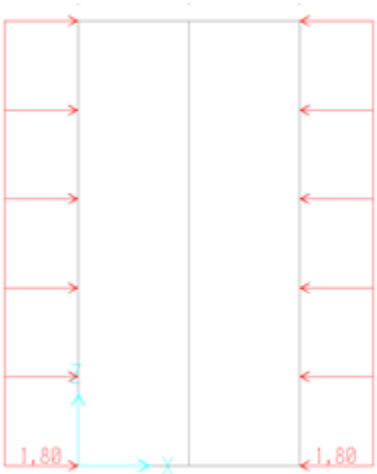


Figura 8-59 Sismo de la estructura [t-m²]

Fuente: Elaboración Propia



Figura 8-60 Subpresión - [t-m²]

Fuente: Elaboración propia

Los momentos y fuerzas cortantes obtenidas producto de las cargas mostradas anteriormente se muestran en la Figura 8-61 y la Figura 8-62.

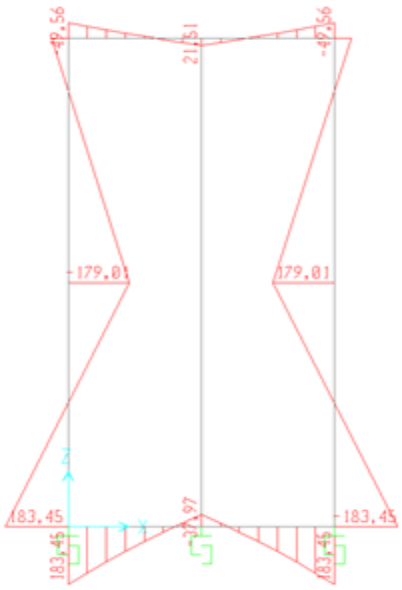


Figura 8-61 Diagrama de Momento Flector - [t-m]

Fuente: Elaboración propia

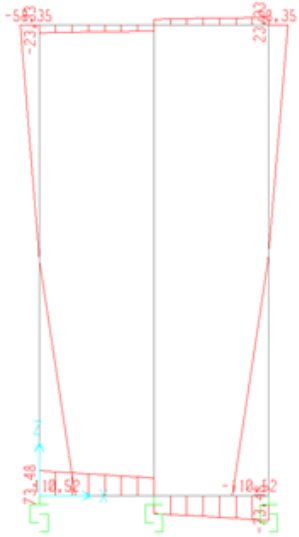
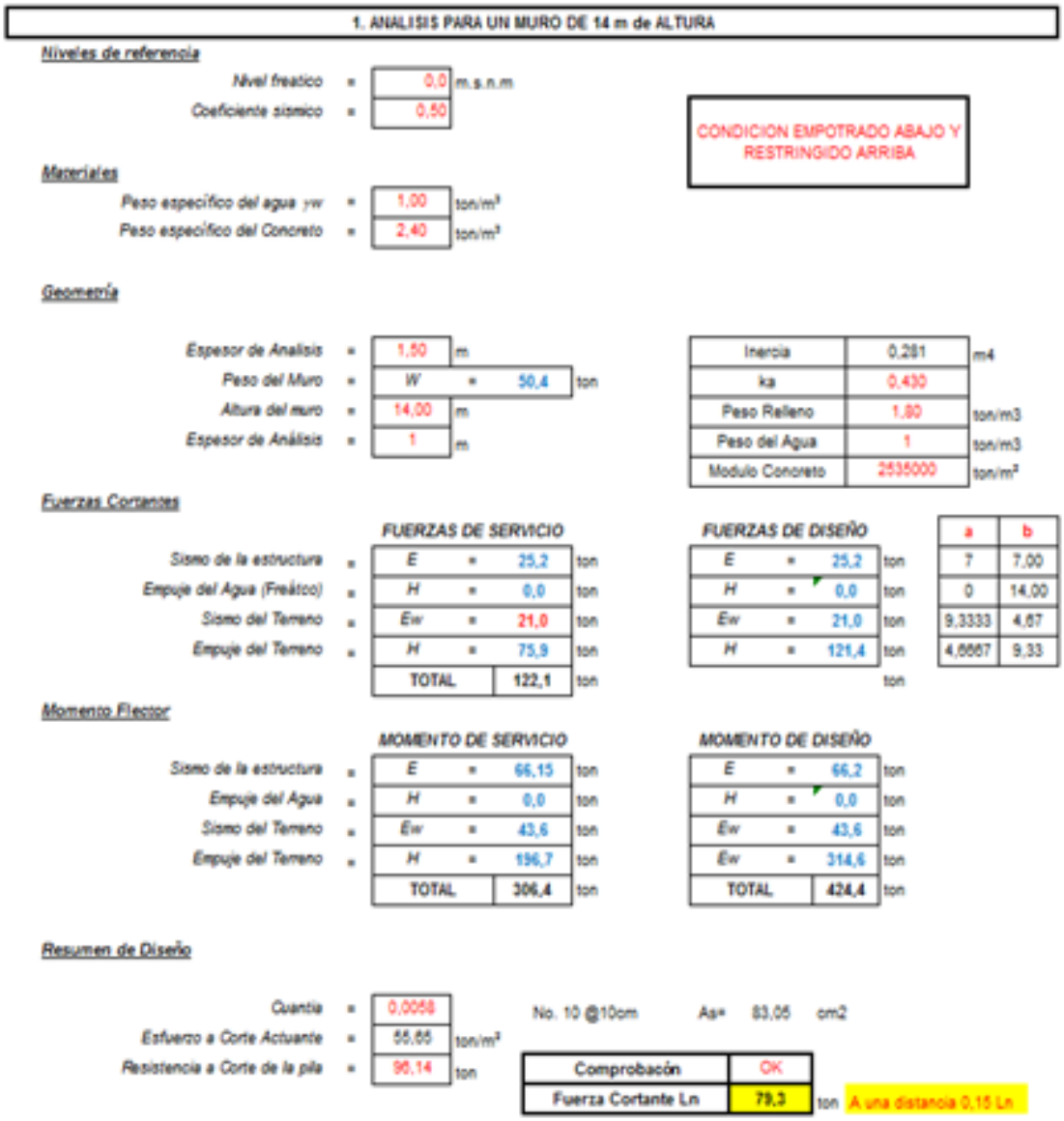


Figura 8-62 Diagrama de Fuerza Cortante - [t]

Fuente: Elaboración propia

Complementariamente se realizó una verificación mediante hoja de cálculo para comprobar que el espesor seleccionado para los muros de la bocatoma se encuentre en un nivel de esfuerzos cortantes y flectores dentro del rango aceptado como criterio estructural para esta estructura.

Tabla 8-68 Predimensión – Bocatoma.



1. ANALISIS PARA UN MURO DE 14 m de ALTURA

Niveles de referencia

Nivel freatico	=	0,0	m.s.n.m
Coeficiente sismico	=	0,50	

CONDICION EMPOTRADO ABAJO Y RESTRINGIDO ARRIBA

Materiales

Peso especifico del agua yw	=	1,00	ton/m³
Peso especifico del Concreto	=	2,40	ton/m³

Geometría

Espesor de Analisis	=	1,50	m
Peso del Muro	=	W = 50,4	ton
Altura del muro	=	14,00	m
Espesor de Análisis	=	1	m

Inercia	0,281	m4
ka	0,430	
Peso Relleno	1,80	ton/m3
Peso del Agua	1	ton/m3
Modulo Concreto	2535000	ton/m²

Fuerzas Cortantes

	FUERZAS DE SERVICIO			FUERZAS DE DISEÑO			a	b
Sismo de la estructura	E =	25,2	ton	E =	25,2	ton	7	7,00
Empuje del Agua (Freático)	H =	0,0	ton	H =	0,0	ton	0	14,00
Sismo del Terreno	Ew =	21,0	ton	Ew =	21,0	ton	9,3333	4,67
Empuje del Terreno	H =	75,9	ton	H =	121,4	ton	4,6667	9,33
	TOTAL	122,1	ton			ton		

Momento Flector

	MOMENTO DE SERVICIO			MOMENTO DE DISEÑO		
Sismo de la estructura	E =	66,15	ton	E =	66,2	ton
Empuje del Agua	H =	0,0	ton	H =	0,0	ton
Sismo del Terreno	Ew =	43,6	ton	Ew =	43,6	ton
Empuje del Terreno	H =	196,7	ton	Ew =	314,6	ton
	TOTAL	306,4	ton	TOTAL	424,4	ton

Resumen de Diseño

Cuantia	=	0,0058	
Esfuerzo a Corte Actuante	=	55,65	ton/m²
Resistencia a Corte de la pila	=	96,14	ton

No. 10 @10cm As= 83,05 cm2

Comprobacón	OK	
Fuerza Cortante Ln	79,3	ton A una distancia 0,15 Ln

Fuente: Elaboración propia

8.3.4. Canal de Conexión

8.3.4.1. Descripción

El canal de conexión conecta la bocatoma con el desarenador. El dimensionamiento hidráulico determinó un canal de conexión entre estas estructuras como se puede observar en la planta de la toma de la Figura 8-63. El canal tienen un ancho libre de 3.2 m y dos secciones de altura de muro. La sección 1 tiene altura de muros de 15.0 m como altura máxima y un espesor de 1.5 m. La

sección 2 tiene altura de muros de 2.5 m y un espesor de 0.3 m. El Canal 1 tiene dos aletas de 1.3 m de longitud. El espesor de la losa de fondo es de 1.5 m para el canal 1 y de 0.3 m para el canal 2. La Figura 8-64 muestra la sección transversal en donde se aprecia los dos tipos de canales.

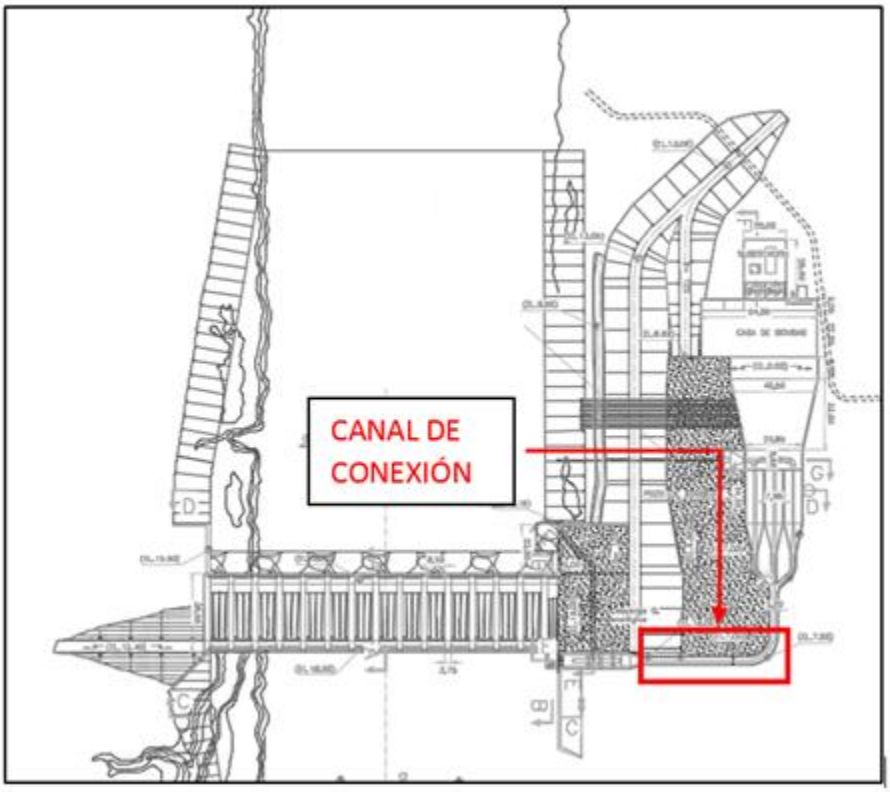


Figura 8-63 Planta Toma - Canales de Conexión

Fuente: Elaboración propia

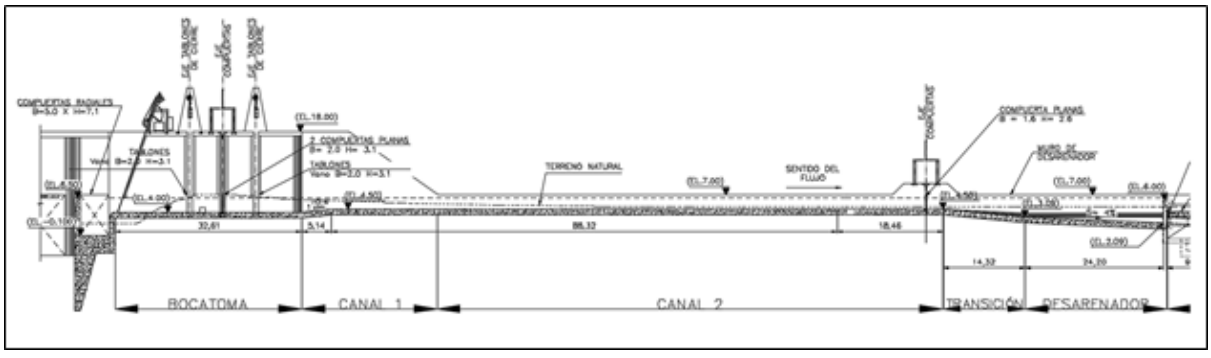


Figura 8-64 Sección Transversal Canales

Fuente: Elaboración propia

8.3.4.2. Cargas

Para los análisis estructurales adelantados los canales de conexión se utilizan las mismas consideraciones de carga de la barrera móvil, utilizando para el cálculo del empuje de relleno el coeficiente activo.

8.3.4.3. Casos de Carga

- CASO I – Usual durante operación.

  Se considera la estructura con el nivel normal de operación, nivel de relleno terminado empujes hidrostáticos, fuerza de subpresión correspondiente y pesos de agua interna.

- CASO II – Inusual durante operación.

  Se considera la estructura vacía, nivel de relleno terminado
  empujes hidrostáticos, fuerza de subpresión al 50%.

- CASO III – Extremo durante operación.

  Corresponde al Caso I + Sismo de la estructura + Sismo del Relleno

8.3.4.4. Parámetros Geotécnicos

Según lo presentado en el numeral 9.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS a continuación se relacionan los parámetros geotécnicos utilizados en el proceso de análisis de estabilidad.

- Ángulo de fricción interna del suelo de fundación : 36°
- Capacidad Portante : 2700 kN/m²
- Peso específico del material de relleno : 18 kN/m³
- Aceleración pico del terreno (P.G.A) : 0.345 g (Ver Figura 5-32)

8.3.4.5. Análisis de Estabilidad

Con base en lo establecido en los criterios de diseño estructurales, se revisó la estabilidad de la estructura, con objeto a determinar su predimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se revisó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

8.3.4.5.1. Resultados Análisis de Estabilidad

Debido a que es una estructura encajonada, para garantizar la estabilidad al deslizamiento y al volcamiento los niveles de relleno deberán estar en ambos costados del canal. La estabilidad al

volcamiento y deslizamiento se analiza considerando una altura máxima de relleno desequilibrado. Para diferencias de relleno de 0 m la estructura es estable a volcamiento y deslizamiento.

Se efectuaron verificaciones para la estabilidad a la flotación, al deslizamiento y al volcamiento del canal 1 y el canal 2, los resultados se pueden ver en la Tabla 8-69, la Tabla 8-70 y la Tabla 8-71 para el canal 1 y desde la Tabla 8-72 a la Tabla 8-74 para el canal 2.

Tabla 8-69 Canal de conexión - Factores de seguridad a flotación - Canal 1

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	1.3	7.34
Inusual	1.2	3.55
Extremo	1.1	5.80

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-70 Canal de Conexión - Factores de seguridad al deslizamiento - Canal 1

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	2.0	2.72
Inusual	1.7	10.56
Extremo	1.3	2.74

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-71 Canal de Conexión - Factores de seguridad al volcamiento - Canal 1

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m²]**	**S MIN [kN/m²]**
Usual	100 % de la base a compresión	100 % Compresión	315	21
Inusual	75 % de la base en compresión.	100 % Compresión	243	48
Extremo	Sin superar el esfuerzo de compresión en la base	100% Compresión	313	20

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-72 Canal de Conexión - Factores de seguridad a flotación - Canal 2

ANÁLISIS A FLOTACIÓN

CASO	FACTOR REQUERIDO	FACTOR OBTENIDO
Usual	1.3	1.58
Inusual	1.2	1.53
Extremo	1.1	1.49

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-73 Canal de Conexión - Factores de seguridad al deslizamiento - Canal 2

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	2.0	5.11
Inusual	1.7	4.58
Extremo	1.3	3.10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-74 Canal de Conexión - Factores de seguridad al volcamiento - Canal 2

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m²]**	**S MIN [kN/m²]**
Usual	100 % de la base a compresión.	100 % Compresión	20.4	6.0
Inusual	75 % de la base en compresión.	100 % Compresión	16.2	2.0
Extremo	Sin superar el esfuerzo de compresión en la base.	% Compresión	16.4	6.4

Fuente: Elaboración propia

8.3.4.6. 9.3.4.6. Diseño

A partir de las dimensiones obtenidas en el análisis de estabilidad se efectuó la verificación de la sección de los muros de los canales de conexión a fin de garantizar que sean capaces de soportar las solicitaciones a las cuales estarán sujetas durante su operación. Las dimensiones obtenidas del análisis de estabilidad para el canal 1 y el canal 2 se muestran en la Figura 8-65 y la Figura 8-66.

		MAGNITUD	UNIDADES
ALTURA INTERNA DEL CANAL	h1	13,5	m
ESPESOR DEL RADIER	h2	1,50	m
ALTURA DE TODA LA ESTRUCTURA	h_{total}	15,00	m
LARGO DE LA ZARPA IZQUIERDA	L_{z1}	0,00	m
LARGO DE LA ZARPA DERECHA	L_{z2}	0,00	m
ESPESOR DE LA PARTE SUPERIOR DEL MURO	a	1,50	m
ESPESOR DE LA BASE DEL MURO	c	1,50	m
ANCHO DEL CANAL	b	3,20	m
ANCHO DE LA BASE DEL MURO	c	1,50	m
ALTURA LÁMINA DE AGUA (NAMO)	hw	2,00	m
ALTURA LÁMINA DE AGUA (NAME)	hw	6,00	m
ANCHO BASAL DE LA FUNDACIÓN	L_1	6,20	m

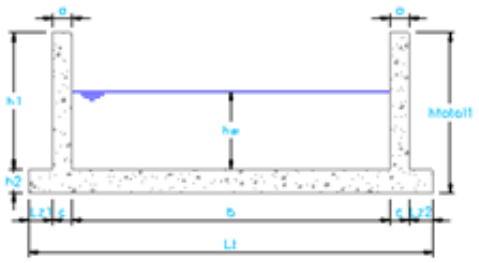


Figura 8-65 Dimensiones Canal 1

Fuente: Elaboración propia

		MAGNITUD	UNIDADES
ALTURA INTERNA DEL CANAL	h1	2,50	m
ESPESOR DEL RADIER	h2	0,30	m
ALTURA DE TODA LA ESTRUCTURA	h_{total}	2,80	m
LARGO DE LA ZARPA IZQUIERDA	L_{z1}	1,30	m
LARGO DE LA ZARPA DERECHA	L_{z2}	1,30	m
ESPESOR DE LA PARTE SUPERIOR DEL MURO	a	0,30	m
ESPESOR DE LA BASE DEL MURO	c	0,30	m
ANCHO DEL CANAL	b	3,20	m
ANCHO DE LA BASE DEL MURO	c	0,30	m
ALTURA LÁMINA DE AGUA (NAME)	hw	2,00	m
ANCHO BASAL DE LA FUNDACIÓN	L_1	6,40	m

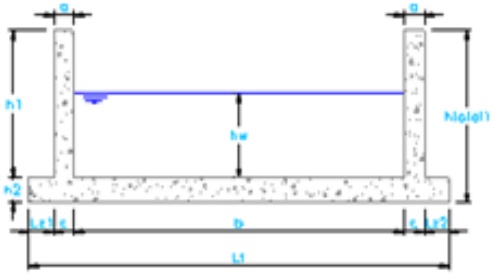


Figura 8-66 Dimensiones Canal 2

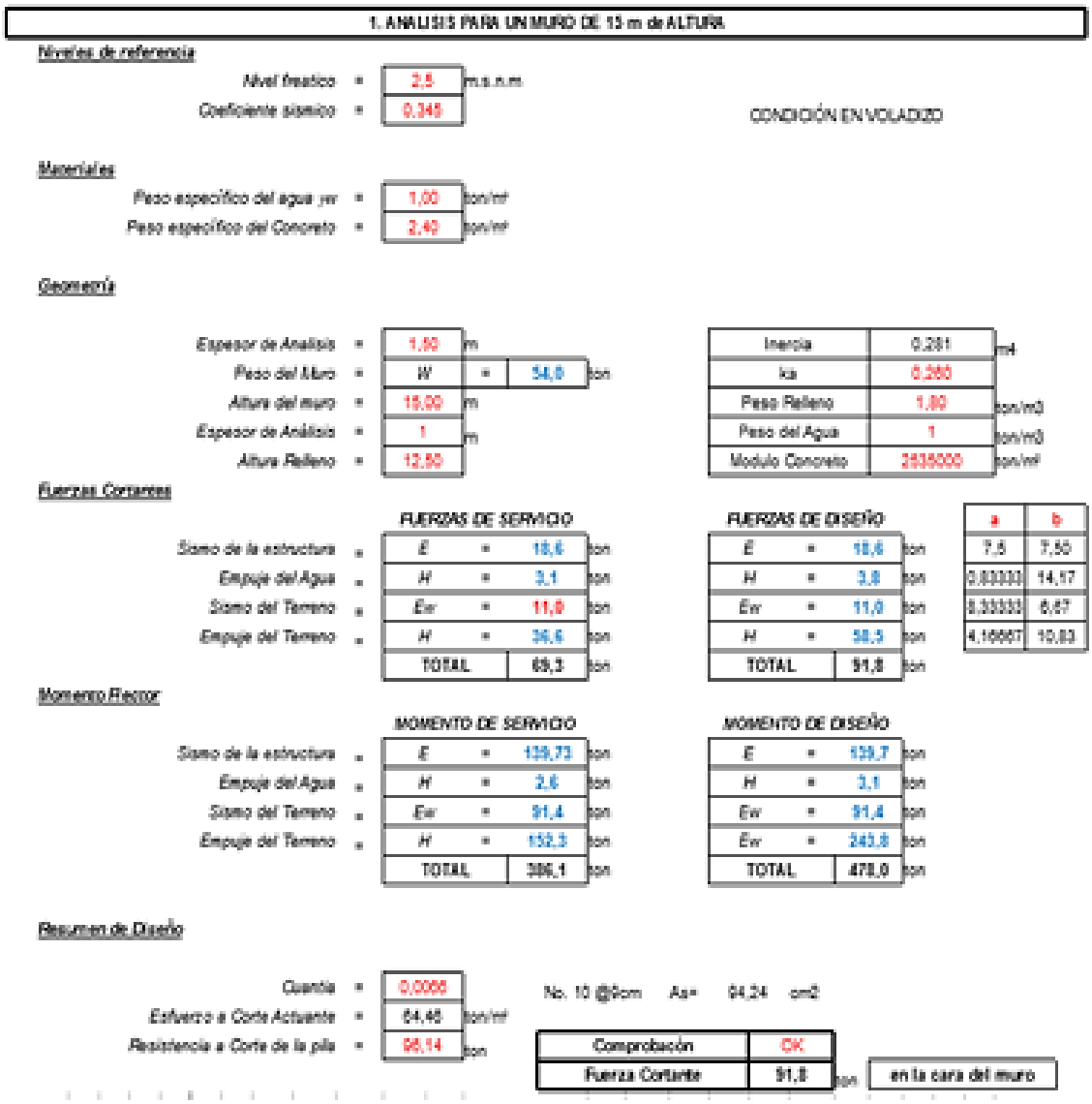
Fuente: Elaboración propia

Para la verificación se realizó una hoja de cálculo en la cual se asignaron todos los empujes y fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura y se mayoran las cargas según los requisitos de norma.

Para el canal 1 se analizó una sección de 15.0 m de alto por 1.5 m de espesor y por 1.0 m de ancho. Se verificó que la sección seleccionada resista la fuerza cortante únicamente con la resistencia que aporta el concreto y que la cuantía de refuerzo a flexión este dentro de los rangos establecidos por norma.

Para el canal 2 se analizó una sección de 2.5 m de alto por 0.3 m de espesor y por 1.0 m de ancho. Se verificó que la sección seleccionada resista la fuerza cortante únicamente con la resistencia que aporta el concreto y que la cuantía de refuerzo a flexión este dentro de los rangos establecidos por norma. En la Tabla 8-75 y en la Tabla 8-76 se muestra el dimensionamiento del canal 1 y el canal 2.

Tabla 8-75 Predimensión Canal 1



1. ANALISIS PARA UN MURO DE 15 m de ALTURA

Niveles de referencia

Nivel freatico	=	2,5	m.s.n.m
Coeficiente sismico	=	0,345	

CONDICIÓN EN VOLADIZO

Materiales

Peso especifico del agua ,γw	=	1,00	ton/m³
Peso especifico del Concreto	=	2,40	ton/m³

Geometría

Espesor de Analisis	=	1,00	m		
Peso del Muro	=	W	=	54,0	ton
Altura del muro	=	15,00	m		
Espesor de Análisis	=	1	m		
Altura Relleno	=	12,50			

Inercia	0,281	m4
ka	0,280	
Peso Relleno	1,80	ton/m3
Peso del Agua	1	ton/m3
Modulo Concreto	2535000	ton/m²

Fuerzas Cortantes

	FUERZAS DE SERVICIO				FUERZAS DE DISEÑO			
Sismo de la estructura	E	=	18,6	ton	E	=	18,6	ton
Empuje del Agua	H	=	3,1	ton	H	=	3,8	ton
Sismo del Terreno	Ew	=	11,0	ton	Ew	=	11,0	ton
Empuje del Terreno	H	=	36,6	ton	H	=	58,3	ton
	TOTAL		69,3	ton	TOTAL		91,8	ton

a	b
7,5	7,50
0,83333	14,17
5,33333	6,67
4,16667	10,83

Momento Flector

	MOMENTO DE SERVICIO				MOMENTO DE DISEÑO			
Sismo de la estructura	E	=	139,73	ton	E	=	139,7	ton
Empuje del Agua	H	=	2,6	ton	H	=	3,1	ton
Sismo del Terreno	Ew	=	91,4	ton	Ew	=	91,4	ton
Empuje del Terreno	H	=	152,3	ton	Ew	=	243,8	ton
	TOTAL		386,1	ton	TOTAL		478,0	ton

Resumen de Diseño

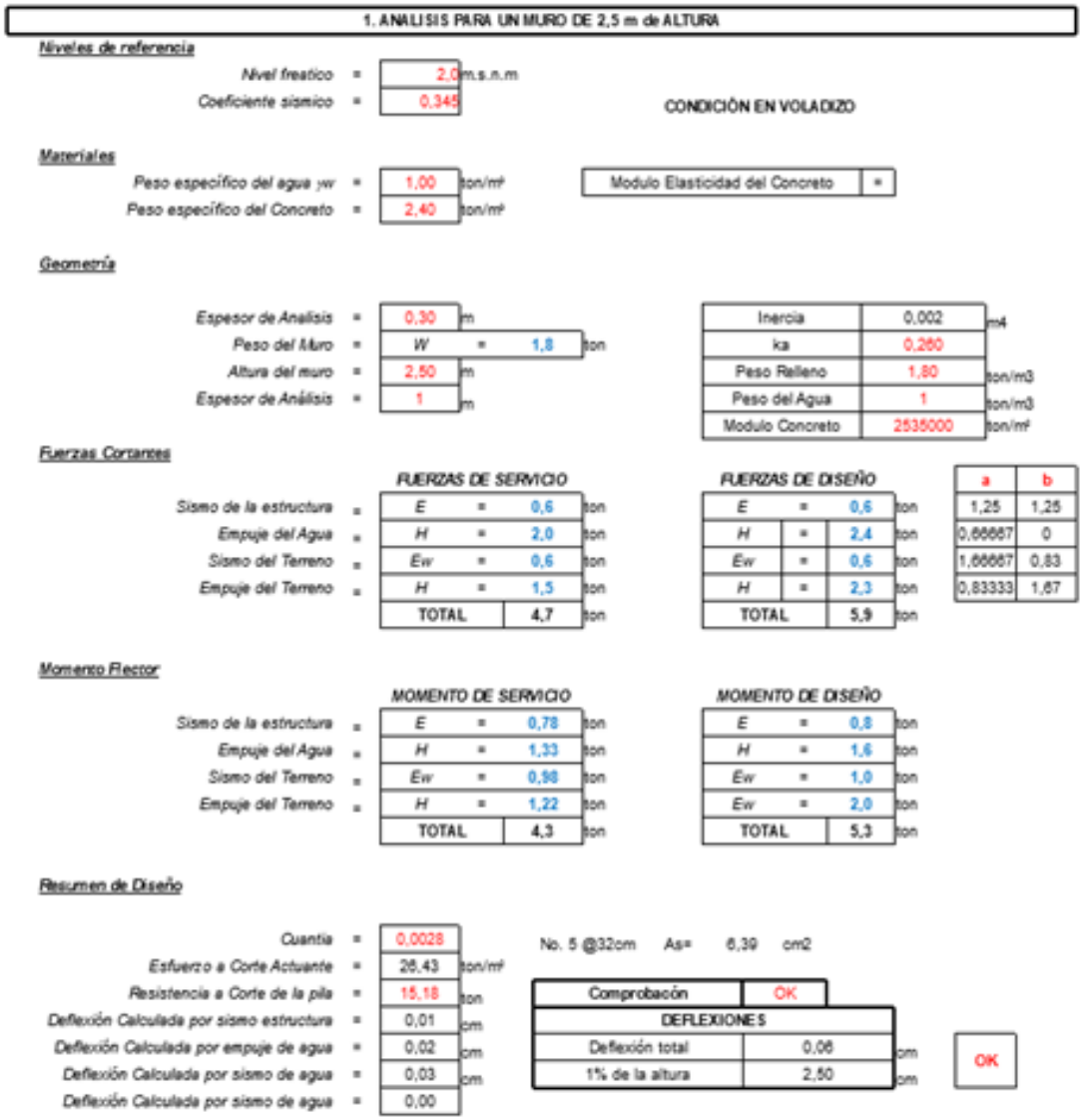
Cuantia	=	0,0055	
Esfuerzo a Corte Actuante	=	64,46	ton/m²
Resistencia a Corte de la pila	=	96,14	ton

No. 10 @9cm As= 94,24 cm2

Comprobación	OK	
Fuerza Cortante	91,8	ton en la cara del muro

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-76 Predimensión Canal 2



1. ANALISIS PARA UN MURO DE 2,5 m de ALTURA

Niveles de referencia

Nivel freatico	=	2,0	m.s.n.m
Coeficiente sismico	=	0,345	

CONDICIÓN EN VOLADIZO

Materiales

Peso específico del agua ,w	=	1,00	ton/m³
Peso específico del Concreto	=	2,40	ton/m³

Modulo Elasticidad del Concreto =

Geometría

Espesor de Analisis	=	0,30	m	
Peso del Muro	=	W = 1,8	ton	
Altura del muro	=	2,50	m	
Espesor de Análisis	=	1	m	

Inercia	0,002	m4
ka	0,260	
Peso Relleno	1,80	ton/m3
Peso del Agua	1	ton/m3
Modulo Concreto	2535000	ton/m²

Fuerzas Cortantes

	FUERZAS DE SERVICIO				FUERZAS DE DISEÑO				a	b
Sismo de la estructura	E	=	0,6	ton	E	=	0,6	ton	1,25	1,25
Empuje del Agua	H	=	2,0	ton	H	=	2,4	ton	0,66667	0
Sismo del Terreno	Ew	=	0,6	ton	Ew	=	0,6	ton	1,66667	0,83
Empuje del Terreno	H	=	1,5	ton	H	=	2,3	ton	0,83333	1,67
TOTAL	4,7			ton	TOTAL		5,9	ton		

Momento Rector

	MOMENTO DE SERVICIO				MOMENTO DE DISEÑO			
Sismo de la estructura	E	=	0,78	ton	E	=	0,8	ton
Empuje del Agua	H	=	1,33	ton	H	=	1,6	ton
Sismo del Terreno	Ew	=	0,98	ton	Ew	=	1,0	ton
Empuje del Terreno	H	=	1,22	ton	Ew	=	2,0	ton
TOTAL	4,3			ton	TOTAL		5,3	ton

Resumen de Diseño

Cuantia	=	0,0028	
Esfuerzo a Corte Actuante	=	26,43	ton/m²
Resistencia a Corte de la pila	=	15,18	ton
Deflexión Calculada por sismo estructura	=	0,01	cm
Deflexión Calculada por empuje de agua	=	0,02	cm
Deflexión Calculada por sismo de agua	=	0,03	cm
Deflexión Calculada por sismo de agua	=	0,00	

No. 5 @32cm As= 6,39 cm2

Comprobación	OK
DEFLEXIONES	
Deflexión total	0,06 cm
1% de la altura	2,50 cm

OK

Fuente: Elaboración propia

8.3.5. Canal de Transición

8.3.5.1. Descripción

El canal de transición comunica los canales de conducción con el desarenador, según el dimensionamiento hidráulico son tres canales con una longitud de 14.32 m y un ancho libre variable de 1.6 m a 7.95 m. Los muros tienen una altura libre variable de 2.5 m hasta 3.9 m con un espesor de 0.5 m. La losa de fondo tiene un espesor de 0.5 m. En la Figura 8-67 y la Figura 8-68 se muestra la localización en planta del canal y el corte longitudinal.

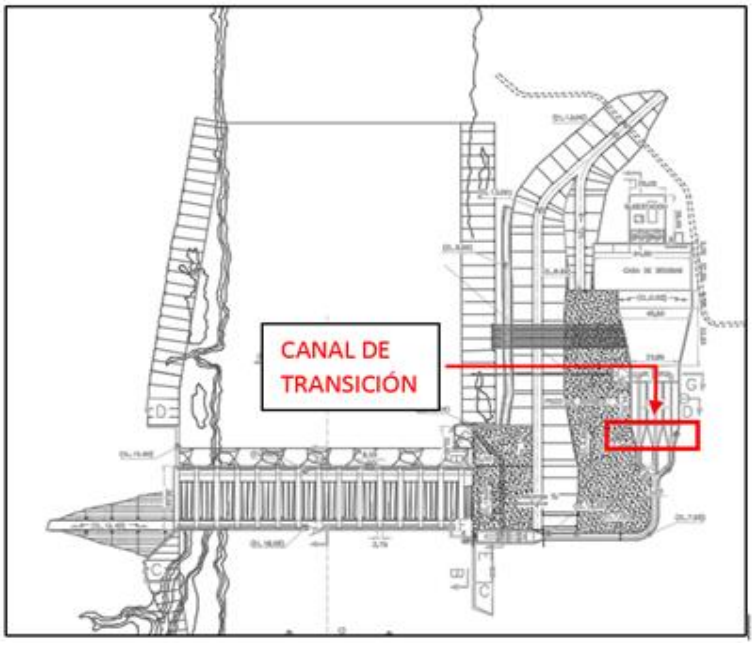


Figura 8-67 Planta Captación - Canal de Transición

Fuente: Elaboración propia

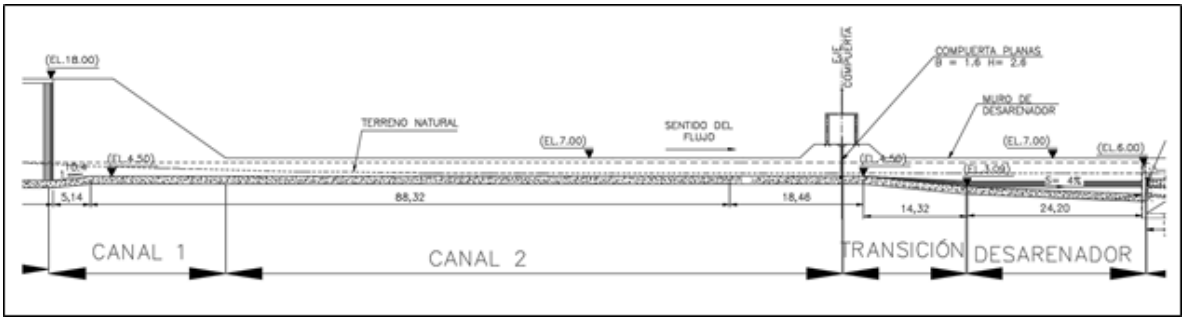


Figura 8-68 Corte Longitudinal

8.3.5.2. Cargas

Para los análisis estructurales adelantados del canal de transición se utilizan las mismas consideraciones de carga de la barrera móvil, utilizando para el cálculo del empuje de relleno el coeficiente activo.

8.3.5.3. Casos de Carga

- CASO I – Usual durante operación.

  Se considera la estructura con el nivel normal de operación, nivel de relleno terminado,

empujes hidrostáticos, fuerza de subpresión correspondiente y pesos de agua interna.

- CASO II – Inusual durante operación.

  Se considera la estructura vacía, nivel de relleno terminado
  empujes hidrostáticos, fuerza de subpresión al 50%*.

- CASO III – Extremo durante operación.

  Corresponde al Caso I + Sismo de la estructura + Sismo del Relleno.

* La condición del 50% de la subpresión en el caso Inusual obedece al evento en el que se cierren las compuertas y se empiece a disipar la subpresión del caso usual.

8.3.5.4. Parámetros Geotécnicos

Según lo presentado en el numeral 8.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS a continuación se relacionan los parámetros geotécnicos utilizados en el proceso de análisis de estabilidad.

- Ángulo de fricción interna del suelo de fundación : 36°
- Capacidad Portante : 2700 kN/m²
- Peso específico del material de relleno : 18 kN/m³
- Aceleración pico del terreno (P.G.A) : 0.345 g (Ver Figura 5-32)

8.3.5.5. Análisis de Estabilidad

Con base en lo establecido en los criterios de diseño estructurales, se revisó la estabilidad de la estructura, con objeto a determinar su predimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se revisó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

8.3.5.5.1. Resultados Análisis de Estabilidad

Debido a que el canal de transición es una estructura encajonada, para garantizar la estabilidad al deslizamiento y al volcamiento los niveles de relleno deberán estar en ambos costados del canal. Sin diferencias de relleno la estructura es estable a volcamiento y deslizamiento. Teniendo en cuenta que la sección es variable de analizó la sección de mayor ancho y mayor altura.

Se realizó la verificación a flotación del canal de transición para los casos usual, inusual y extremo. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 8-77.

Tabla 8-77 Canal de Transición - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	1.3	1.72
Inusual	1.2	1.57
Extremo	1.1	1.68

Fuente: Elaboración propia

8.3.5.6. Diseño

A partir de las dimensiones obtenidas en el análisis de estabilidad se efectuó la verificación de la sección de los muros del canal a fin de garantizar que sea capaz de soportar las solicitaciones a las cuales estarán sujetas durante su operación. Las dimensiones asignadas son las de la Figura 8-69.



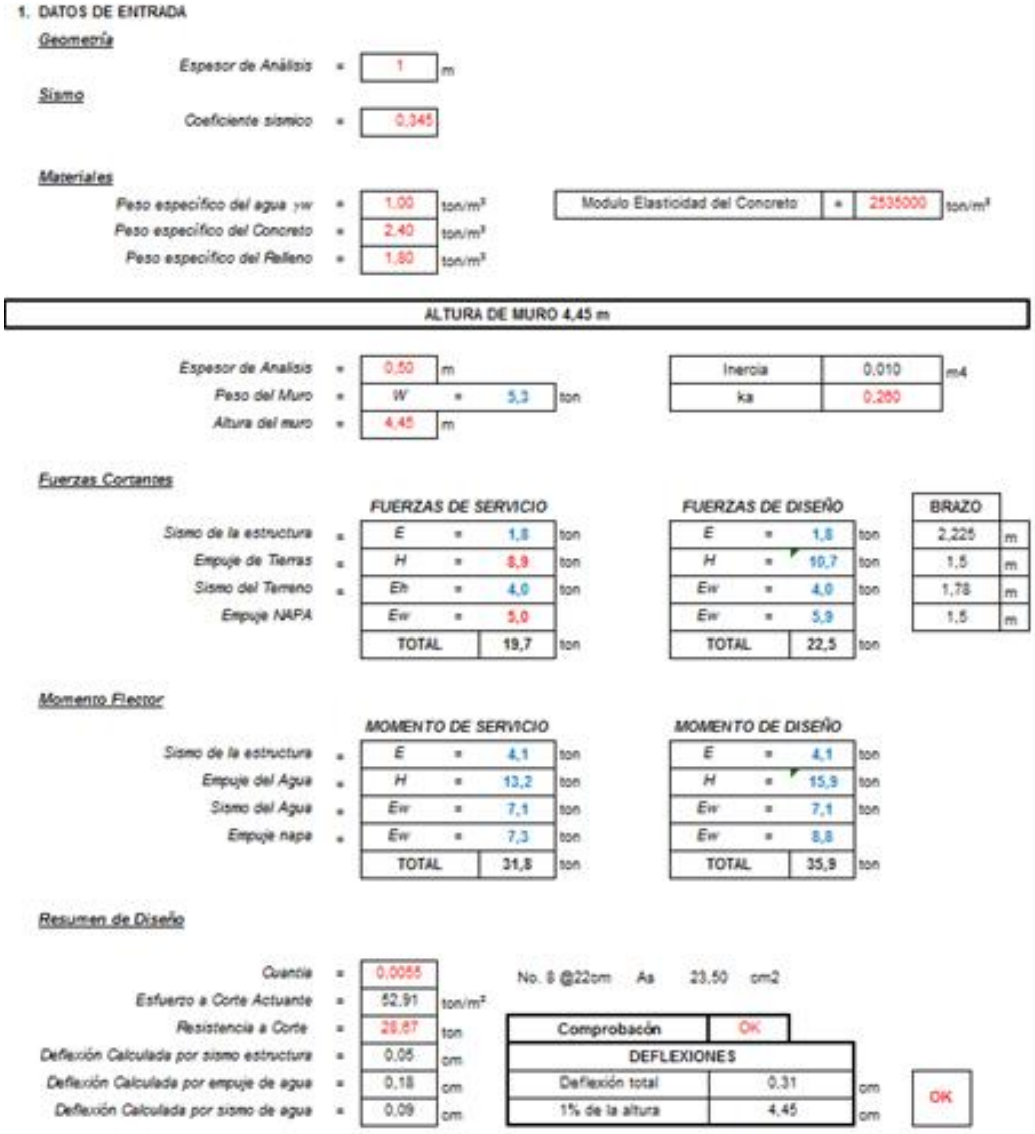
Figura 8-69 Dimensiones Canal de Transición

Fuente: Elaboración propia

Para la verificación del diseño se realizó una hoja de cálculo en la cual se asignaron todos los empujes y fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura y se mayoran las cargas según los requisitos de norma.

Para el diseño de los muros del canal de transición se analizó una sección de 4.45 m de alto (teniendo en cuenta la altura libre más el espesor de la losa) por 0.5 m de espesor y por 1.0 m de ancho. Se verificó que la sección seleccionada resista la fuerza cortante únicamente con la resistencia que aporta el concreto y que la cuantía de refuerzo a flexión este dentro de los rangos establecidos por norma. En la Tabla 8-78 se muestra la predimensión de los muros del canal de transición.

Tabla 8-78 Predimensión Canal de Transición.



1. DATOS DE ENTRADA

Geometría

Espesor de Análisis = 1 m

Sismo

Coeficiente sísmico = 0,345

Materiales

Peso específico del agua γw	= 1,00	ton/m³	Modulo Elasticidad del Concreto = 2535000 ton/m²
Peso específico del Concreto	= 2,40	ton/m³	
Peso específico del Relleno	= 1,80	ton/m³	

ALTURA DE MURO 4,45 m

Espesor de Análisis	= 0,50	m		Inercia	0,010	m4
Peso del Muro	= W = 5,3	ton		ka	0,280	
Altura del muro	= 4,45	m				

Fuerzas Cortantes

	FUERZAS DE SERVICIO			FUERZAS DE DISEÑO			BRAZO	
Sismo de la estructura	E = 1,8	ton		E = 1,8	ton		2,225	m
Empuje de Tierras	H = 8,9	ton		H = 10,7	ton		1,5	m
Sismo del Terreno	Eh = 4,0	ton		Ew = 4,0	ton		1,78	m
Empuje NAPA	Ew = 5,0			Ew = 5,9			1,5	m
TOTAL	19,7	ton		TOTAL	22,5	ton		

Momento Flector

	MOMENTO DE SERVICIO			MOMENTO DE DISEÑO		
Sismo de la estructura	E = 4,1	ton		E = 4,1	ton	
Empuje del Agua	H = 13,2	ton		H = 15,9	ton	
Sismo del Agua	Ew = 7,1	ton		Ew = 7,1	ton	
Empuje napa	Ew = 7,3	ton		Ew = 8,8		
TOTAL	31,8	ton		TOTAL	35,9	ton

Resumen de Diseño

Cuantía	= 0,0055		No. 8 @22cm	As 23,50 cm2	
Esfuerzo a Corte Actuante	= 52,91	ton/m²			
Resistencia a Corte	= 28,67	ton	Comprobación	OK	
Deflexión Calculada por sismo estructura	= 0,05	cm	DEFLEXIONES		
Deflexión Calculada por empuje de agua	= 0,18	cm	Deflexión total	0,31	cm
Deflexión Calculada por sismo de agua	= 0,09	cm	1% de la altura	4,45	cm

OK

Fuente: Elaboración propia

8.3.6. Desarenador Jesús María

8.3.6.1. Descripción

El desarenador Jesús María es una estructura que cuenta con tres canales de ancho libre 7.95 m cada uno y una longitud de 24.20 m. Los muros internos y externos varían en su altura desde los 3.9 m hasta los 4.90 m y espesor de 0.50 m. La losa de fondo de cada uno de los módulos que componen la sección transversal del desarenador tiene un espesor de 2.0 m en la zona de mayor sección. En la Figura 8-70 y la Figura 8-71 se muestra la planta y el corte longitudinal del desarenador.

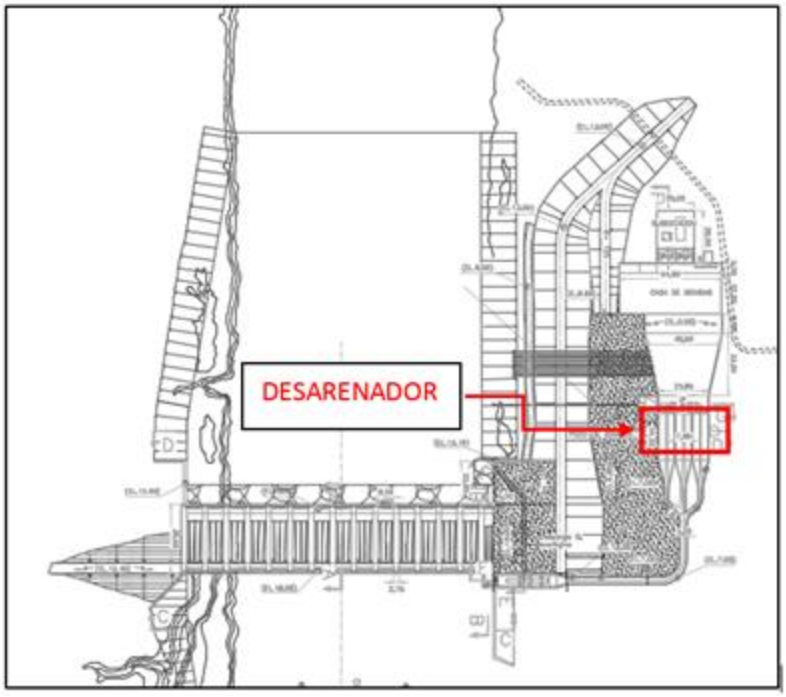


Figura 8-70 Planta Captación - Desarenador

Fuente: Elaboración propia

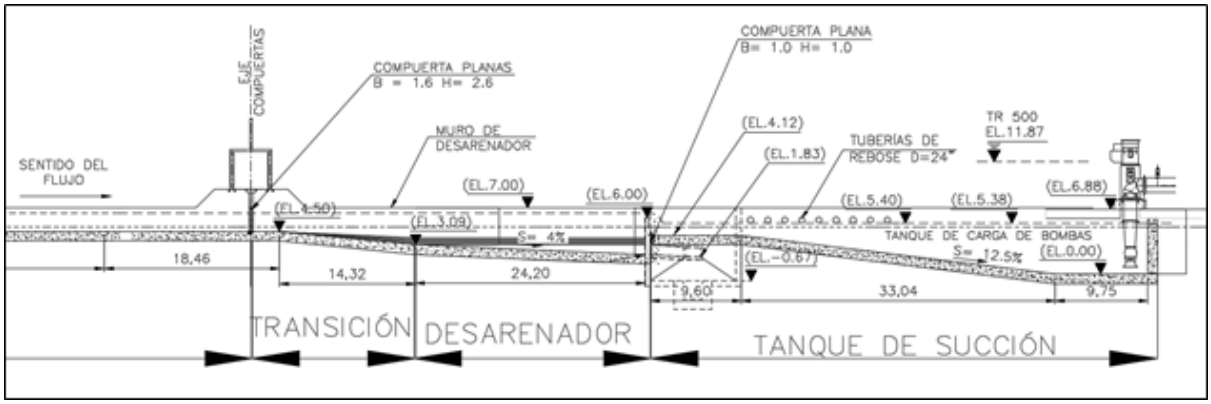


Figura 8-71 Corte Longitudinal Desarenador

Fuente: Elaboración propia

8.3.6.2. Cargas

Para los análisis estructurales adelantados, se consideraron las cargas muertas, hidrostáticas, de sismo, empujes de relleno según lo indicado en el Capítulo 5 de este documento.

8.3.6.2.1. Empuje de Agua

Se tiene en cuenta el empuje hidrostático que ejerce la masa de agua contenida en cada estructura, considerando en cada caso la condición de diseño más desfavorable. Se analiza la estructura de acuerdo a los niveles establecidos por los especialistas hidráulicos:

- NAMO (Nivel de aguas máximo de operación) 6.5 msnm.

8.3.6.2.2. Subpresión

Corresponde al empuje ascendente debido al agua infiltrada bajo la fundación de la estructura. En su cálculo se consideró el nivel aguas abajo y aguas arriba de la estructura en las diferentes condiciones de operación.

8.3.6.2.3. Cargas Sísmicas

Para la evaluación de las cargas producidas por el efecto sísmico, se tienen en cuenta los valores de aceleración sísmica determinados para el proyecto. Para adelantar los análisis de estabilidad, la aceleración horizontal se considera tomando las dos terceras partes de la aceleración pico del terreno PGA y para la aceleración vertical se tomó un coeficiente igual al 50% de la aceleración horizontal.

Se ha considerado el efecto del sismo en la estructura, en el agua conforme a lo indicado en el capítulo 5 del presente documento.

8.3.6.3. Casos de Carga

- CASO I – Usual durante operación.

  Se considera la estructura con el nivel normal de operación, nivel de relleno terminado empujes hidrostáticos, fuerza de subpresión correspondiente y pesos de agua interna.

- CASO II – Inusual durante operación.

  Se considera la estructura vacía, nivel de relleno terminado
  empujes hidrostáticos, fuerza de subpresión al 50%*.

- CASO III – Extremo durante operación.

  Corresponde al Caso I + Sismo de la estructura + Sismo de Agua

* La condición del 50% de la subpresión en el caso Inusual obedece al evento en el que se cierren las compuertas y se empiece a disipar la subpresión del caso usual.

8.3.6.4. Parámetros Geotécnicos

Según lo presentado en el numeral 8.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS a continuación se relacionan los parámetros geotécnicos utilizados en el proceso de análisis de estabilidad.

- Ángulo de fricción interna del suelo de fundación : 36°
- Capacidad Portante : 2700 kN/m²
- Peso específico del material de relleno : 18 kN/m³
- Aceleración pico del terreno (P.G.A) : 0.345 g (Ver Figura 5-32)

8.3.6.5. Análisis de Estabilidad

Con base en lo establecido en los criterios de diseño estructurales, se revisó la estabilidad de la estructura, con objeto a determinar su predimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se revisó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

8.3.6.5.1. Resultados Análisis de Estabilidad

La estabilidad del desarenador se realizó para un módulo de 7.95 m el cual deberá ser estable por sí solo a deslizamiento, volcamiento y flotación. Se considera la sección de mayor altura, la cual corresponde a 4.90 m.

Los siguientes cuadros muestran los resultados del análisis de estabilidad. La estructura ha sido predimensionada buscando que esta sea estable para los distintos casos de carga considerados. Se efectuaron verificaciones para la estabilidad a la flotación, al deslizamiento y al volcamiento del desarenador, los resultados se pueden ver respectivamente en la Tabla 8-79, la Tabla 8-80 y en la Tabla 8-81.

Tabla 8-79 Desarenador - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	1.3	3.43
Inusual	1.2	3.12
Extremo	1.1	3.25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-80 Desarenador - Factores de seguridad al deslizamiento

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	2.0	3.73
Inusual	1.7	17.1

Extremo	1.3	2.21

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-81 Desarenador - Factores de seguridad al volcamiento

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m²]**	**S MIN [kN/m²]**
Usual	100 % de la base a compresión	100 % Compresión	125	30
Inusual	75 % de la base en compresión.	100 % Compresión	34	34
Extremo	Sin superar el esfuerzo de compresión en la base	100 % Compresión	150	1.6

Fuente: Elaboración propia

8.3.6.6. Diseño

A partir de las dimensiones obtenidas en el análisis de estabilidad se efectuó la verificación de la sección de los muros del desarenador a fin de garantizar que sea capaz de soportar las solicitaciones a las cuales estarán sujetas durante su operación. Las dimensiones asignadas son las de la Figura 8-72.

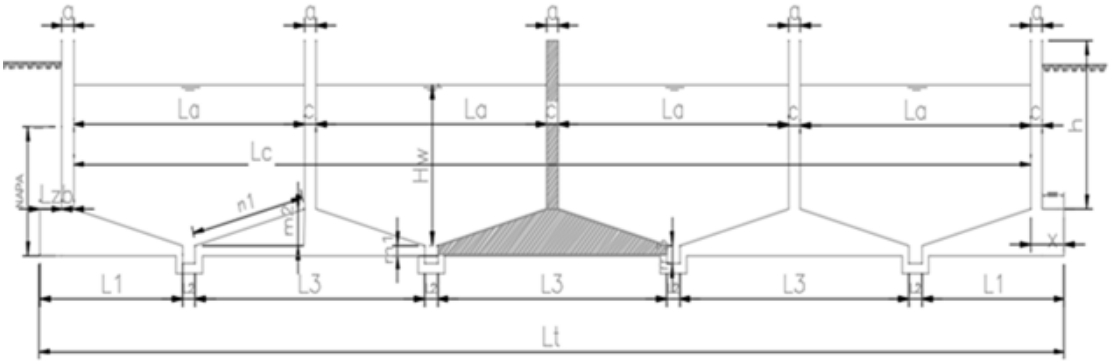


Figura 8-72 Dimensiones Desarenador

Fuente: Elaboración propia

Ancho libre de cada canal [La] : 7.95 m
Espesor de Muro [a] : 0.50 m
Ancho canal de lavado [L2] : 1.0 m
Altura de muros [h] : 4.90 m
Espesor losa m² : 2.0 m

Para la verificación del diseño se realizó una hoja de cálculo en la cual se asignaron todos los

empujes y fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura y se mayoran las cargas según los requisitos de norma. El diseño consiste en analizar una sección de 0.50 m de espesor por 4.90 m de alto y 1.0 m de ancho. Se verificó que la sección seleccionada resista la fuerza cortante únicamente con la resistencia que aporta el concreto y que la cuantía de refuerzo a flexión este dentro de los rangos establecidos por norma. La Tabla 8-82 muestra la predimensión de los muros del desarenador.

Tabla 8-82 Predimensión Desarenador

1. DATOS DE ENTRADA

Geometría

Espesor de Análisis	=	1	m

Sismo

Coeficiente sísmico	=	0,345	

Materiales

Peso específico del agua γ_w	=	1,00	ton/m³
Peso específico del Concreto	=	2,40	ton/m³
Peso específico del Relleno	=	1,80	ton/m³

Condición de Análisis	Voladizo	
Modulo Elasticidad del Concreto	= 2535000	ton/m²

Espesor de Análisis	=	0,50	m
Peso del Muro	= W =	5,9	ton
Altura del muro	=	4,90	m
Altura Nivel Freatico	=	4,40	m (CONDICIÓN EXTREMA)

Inercia	0,010	m4
ka	0,280	

Fuerzas Cortantes

	FUERZAS DE SERVICIO			FUERZAS DE DISEÑO			BRAZO	
Sismo de la estructura	E =	2,0	ton	E =	2,0	ton	2,45	m
Empuje de Tierras	H =	6,1	ton	H =	9,7	ton	1,6	m
Sismo del Terreno	Eh =	2,4	ton	Ev =	2,4	ton	3,27	m
Empuje NAPA	Ev =	9,7		Ev =	11,6		1,5	m
TOTAL		20,2	ton	TOTAL		25,7	ton	

Momento Flector

	MOMENTO DE SERVICIO			MOMENTO DE DISEÑO		
Sismo de la estructura	E =	5,0	ton	E =	5,0	ton
Empuje de Tierras	H =	9,9	ton	H =	15,8	ton
Sismo del Agua	Ev =	7,9	ton	Ev =	7,9	ton
Empuje napa	Ev =	14,2	ton	Ev =	17,0	
TOTAL		37,0	ton	TOTAL		45,7	ton

Resumen de Diseño

Cuantia	=	0,0071	
Esfuerzo a Corte Actuante	=	60,58	ton/m²
Resistencia a Corte	=	28,67	ton
Deflexión Calculada por sismo estructura	=	0,07	cm
Deflexión Calculada por empuje de agua	=	0,21	cm
Deflexión Calculada por sismo de agua	=	0,19	cm

No. 6 @10cm	As= 30,38	cm2
Comprobación	OK	
DEFLEXIONES		
Deflexión total	0,47	cm
1% de la altura	4,90	cm

OK

Fuente: Elaboración propia

8.3.7. Tanque de Carga de Bombas

8.3.7.1. Descripción

El tanque de carga de bombas es una estructura de paso que almacena el agua que sale del desarenador y se dirige posteriormente a la casa de bombas. La estructura tiene 42.75 m de largo, donde los primeros 33.04 m presentan una diferencia de altura de 4.15 m con una pendiente de 12.5% y un cambio de sección en cuanto al ancho pasando de 25.85 m a 40.5 m. Los 9.75 m de largo restantes presentan una sección constante en cuanto al ancho de 40.5 m y una altura de 7.8 m incluyendo el espesor de la losa de fondo. (Ver Figura 8-73 y Figura 8-74).

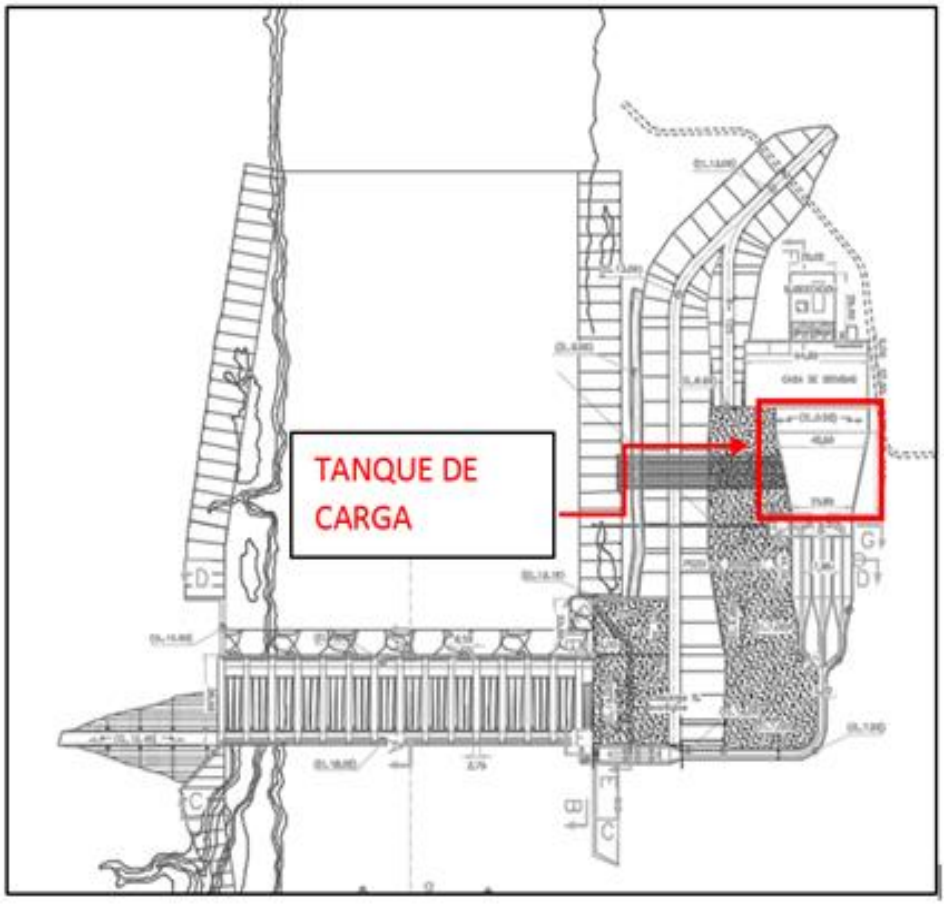


Figura 8-73 Planta de localización tanque de carga

Fuente: Elaboración propia



Figura 8-74 Planta del tanque

Fuente: Elaboración propia

8.3.7.2. Cargas

Para los análisis realizados se consideraron cargas muertas, hidrostáticas, sismo y empujes de relleno, según lo indicado en el Capítulo 5 de este documento.

8.3.7.2.1. Empuje de agua

Se tuvo en cuenta el empuje hidrostático que ejerce la masa de agua contenida en el tanque de acuerdo a los niveles establecidos por los especialistas hidráulicos.

1. Nivel de lámina de agua 5.40 m

8.3.7.2.2. Subpresión

Corresponde al empuje ascendente debido al agua infiltrada bajo la fundación de la estructura. En su cálculo se consideró una subpresión constante a lo largo de la base de la estructura.

8.3.7.2.3. Cargas Sísmicas

Para la evaluación de las cargas producidas por el efecto sísmico, se consideraron los valores de aceleración sísmica determinados para el proyecto. Para adelantar los análisis de estabilidad, para la aceleración horizontal se tomó un coeficiente que corresponde a las dos terceras partes de la aceleración pico del terreno PGA y para la aceleración vertical se tomó un coeficiente igual al 50% del coeficiente de aceleración horizontal.

Se ha considerado el efecto del sismo en la estructura, en el agua conforme a lo indicado en el Capítulo 5 del presente documento.

8.3.7.3. Casos de carga

- CASO I: Condición usual durante operación. En este se considera que la estructura trabaja con un nivel normal de operación, se asume un nivel de relleno terminado, se tienen en cuenta empujes hidrostáticos, subpresión y pesos de agua interna.

- CASO II: Condición inusual durante operación. En este caso se considera la estructura vacía, nivel de relleno terminado, empujes hidrostáticos, fuerza de subpresión al 30%*.

- CASO III: Condición extrema durante operación Corresponde al Caso I + Sismo de la estructura + Sismo de Agua.

* No es muy común que el tanque se encuentre completamente sin agua, por esta razón, se tomó un porcentaje bajo de la subpresión, al asumir que el tanque va a tener constantemente agua.

8.3.7.4. Parámetros geotécnicos

Según lo presentado en el numeral 9.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS a continuación se relacionan los parámetros geotécnicos utilizados en el proceso de análisis de estabilidad.

- Ángulo de fricción interna del suelo de fundación : 36°
- Capacidad Portante : 7700 kN/m²
- Peso específico del material de relleno : 18 kN/m³
- Aceleración pico del terreno (P.G.A) : 0.345 g (Ver Figura 5-32)

8.3.7.5. Análisis de estabilidad

Con base en lo establecido en el Capítulo 5, se revisó la estabilidad de la estructura, con el objetivo de determinar su predimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se revisó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

La estabilidad se realizó transversalmente y se tomó la sección más crítica, es decir, la más ancha

y la más profunda. En el análisis se espera que las dimensiones iniciales del tanque permitan que este sea estable por sí solo a deslizamiento, volcamiento y flotación.

8.3.7.5.1. Resultados del análisis de estabilidad

Por un lado, debido a que el tanque se encuentra enterrado, el análisis de deslizamiento y volcamiento depende de la diferencia de altura de relleno. En este caso, el tanque tiene la misma altura de relleno a ambos lados, por esta razón, la diferencia de alturas es cero y la estructura se considera estable.

Por otro lado, la subpresión genera el efecto de flotación en la estructura. En este caso, esta sería carga crítica que generaría inestabilidad en la estructura. El análisis de flotación se realizó para los casos de carga mencionados anteriormente. La Tabla 8-83 presenta los resultados del análisis de estabilidad a flotación del tanque.

Tabla 8-83 Tanque de Carga de bombas - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	1.3	1.68
Inusual	1.2	1.79
Extremo	1.1	1.56

Fuente: Elaboración propia

8.3.7.6. Diseño

A partir de las dimensiones obtenidas en el análisis de estabilidad se efectuó la verificación de la sección de los muros del tanque a fin de garantizar que sea capaz de soportar las solicitaciones a las cuales estarán sujetos durante su operación.

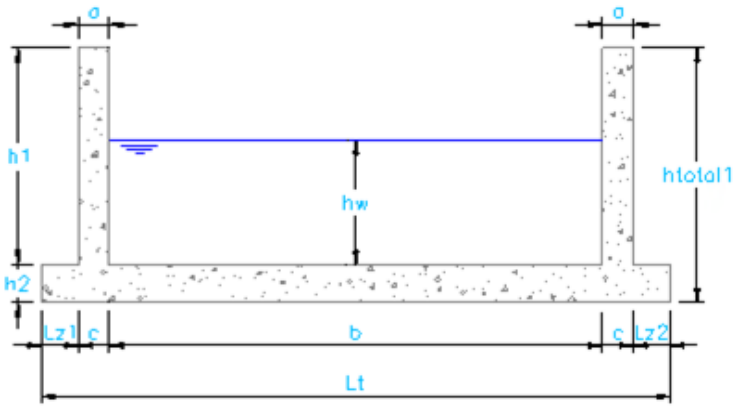


Figura 8-75 Corte transversal del tanque

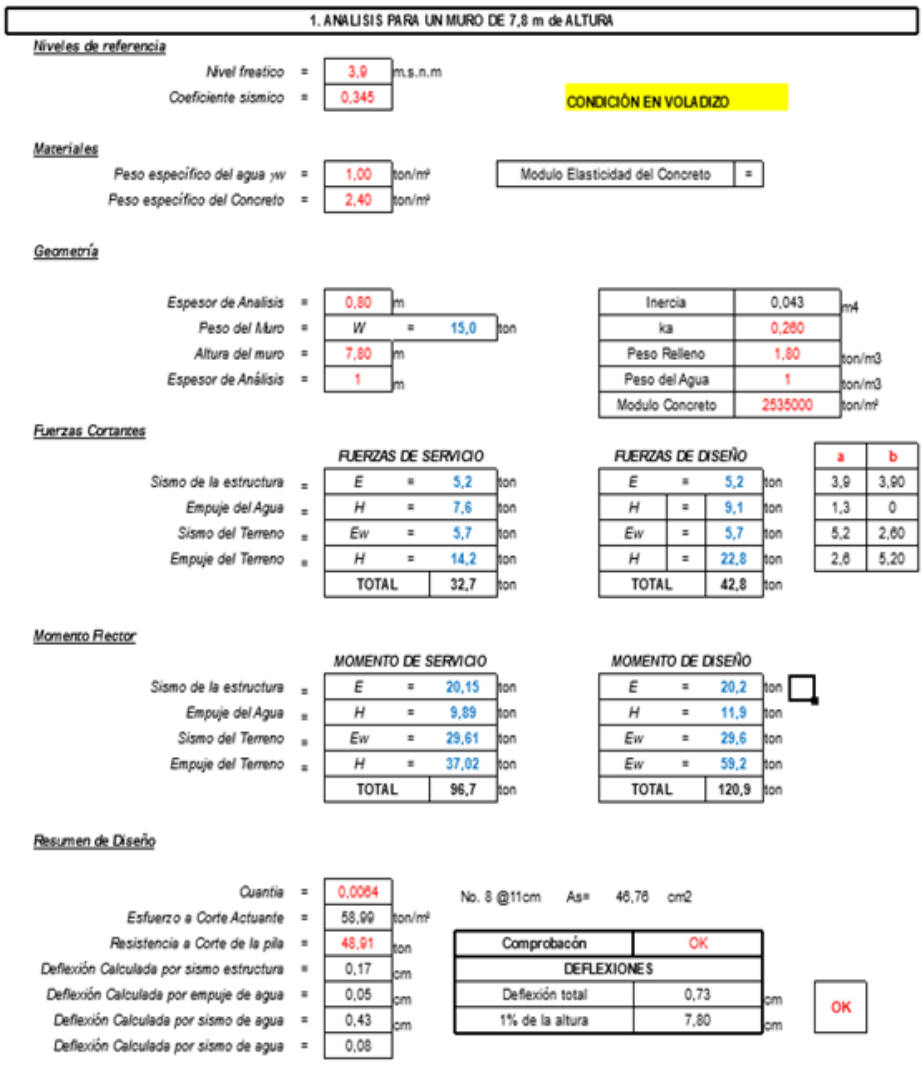
Elaboración propia

Ancho Base de losa [b]	: 40.5 m
Espesor de losa [a]	: 0.8 m
Altura de muro [h_1]	: 7.0 m
Espesor de muro [a]	: 0.8 m
Ancho zarpa izquierda [L_{z1}]	: 2.0 m
Ancho zarpa izquierda [L_{z2}]	: 2.0 m

En la Tabla 8-84 se puede observar el diseño de una hoja de cálculo que se realizó para la verificación del diseño. En esta se asignaron los empujes y fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura las cuales fueron mayoradas, de acuerdo con la norma.

Para el diseño de los muros del tanque, se analizó una sección de 0.8 m de espesor por 7.8 m de alto por 1.0 m de ancho. Se verificó que la sección seleccionada resistiera la fuerza cortante con la resistencia del concreto y que la cuantía del refuerzo a flexión esté dentro de los rangos establecidos por la norma.

Tabla 8-84 Predimensionamiento del tanque



1. ANALISIS PARA UN MURO DE 7,8 m de ALTURA

Niveles de referencia

Nivel freatico	=	3,9	m.s.n.m
Coeficiente sismico	=	0,345	

CONDICIÓN EN VOLADIZO

Materiales

Peso específico del agua γ_w	=	1,00	ton/m³
Peso específico del Concreto	=	2,40	ton/m³

Modulo Elasticidad del Concreto =

Geometría

Espesor de Analisis	=	0,80	m	
Peso del Muro	=	W = 15,0	ton	
Altura del muro	=	7,80	m	
Espesor de Análisis	=	1	m	

Inercia	0,043	m4
ka	0,260	
Peso Relleno	1,80	ton/m3
Peso del Agua	1	ton/m3
Modulo Concreto	2535000	ton/m²

Fuerzas Cortantes

	FUERZAS DE SERVICIO				FUERZAS DE DISEÑO			
Sismo de la estructura	E	=	5,2	ton	E = 5,2			ton
Empuje del Agua	H	=	7,6	ton	H = 9,1			ton
Sismo del Terreno	Ew	=	5,7	ton	Ew = 5,7			ton
Empuje del Terreno	H	=	14,2	ton	H = 22,8			ton
TOTAL	32,7			ton	TOTAL	42,8		ton

a	b
3,9	3,90
1,3	0
5,2	2,60
2,6	5,20

Momento Flector

	MOMENTO DE SERVICIO				MOMENTO DE DISEÑO			
Sismo de la estructura	E	=	20,15	ton	E = 20,2			ton
Empuje del Agua	H	=	9,89	ton	H = 11,9			ton
Sismo del Terreno	Ew	=	29,61	ton	Ew = 29,6			ton
Empuje del Terreno	H	=	37,02	ton	Ew = 59,2			ton
TOTAL	96,7			ton	TOTAL	120,9		ton

Resumen de Diseño

Cuantia	=	0,0064
Esfuerzo a Corte Actuante	=	58,99 ton/m²
Resistencia a Corte de la pila	=	48,91 ton
Deflexión Calculada por sismo estructura	=	0,17 cm
Deflexión Calculada por empuje de agua	=	0,05 cm
Deflexión Calculada por sismo de agua	=	0,43 cm
Deflexión Calculada por sismo de agua	=	0,08

No. 8 @11cm As= 46,76 cm2

Comprobacón	OK
DEFLEXIONES	
Deflexión total	0,73 cm
1% de la altura	7,80 cm

OK

Fuente: Elaboración propia

8.3.8. CASA DE BOMBEO JESÚS MARÍA

8.3.8.1. Descripción

La casa de bombeo Jesús María es una estructura superficial en pórticos de concreto reforzado resistente a momento. La estructura principal cuenta con dos ejes de columnas en el sentido longitudinal eje sobre el cual se ubican las ménsulas para apoyo del puente grúa y siete ejes de columnas en el sentido transversal. Se dispone de cuatro niveles de vigas aéreas para formar los pórticos resistentes a momentos. En la zona de carga de bombas se tiene una losa de 0.5 m de espesor apoyada en columnas de 0.8 m por 1.2 m separadas cada 10 m para dar soporte al piso técnico y a las bombas de eje vertical.

La sección de las columnas de la estructura principal es de 1.5 m por 1.5 m y la sección de las vigas es de 0.6 m por 0.6 m. Para recibir las fuerzas debidas al cambio de dirección de la tubería se dispuso un bloque de anclaje a lo largo de la tubería de salida; así mismo la estructura cuenta con fundacion para cada equipo que lo requiera.

Al ser una estructura superficial la casa de bombeo tiene una cubierta metálica liviana en toda el área. La fundación de la estructura es mediante zapatas con vigas de amarre en las dos direcciones.

Contiguo a la casa de bombas se encuentra el edificio de área de oficinas el cual tiene 10.40 m de altura por 9.0 m de ancho y 56.10 m de profundidad. La estructura tiene una cubierta plana en concreto reforzado de 0.15 m de espesor, columnas de 1.0 m por 0.90 m separadas cada 9.0 m y vigas de 0.60 m por 0.60 m. La cimentación es mediante zapatas con vigas de amarre. La Figura 8-76 y la Figura 8-77 muestran el corte transversal y la planta de la Casa de Bombeo.

La zona de transformadores tiene 5 muros cortafuego. 3 muros de 8.40 m de altura por 7.80 m de ancho por 0.50 m de espesor y 2 muros de 8.40 m de altura por 10 m de ancho y 0.50 m de espesor. Se dispone de un foso recolector de aceite de 8.40 m de ancho por 7.20 m de largo y 0.60 m de alto. El espesor de los muros y la losa del foso colector de aceite es de 0.50 m. La fundación del transformador en planta tiene dimensiones de 8.0 m por 8.0 m.

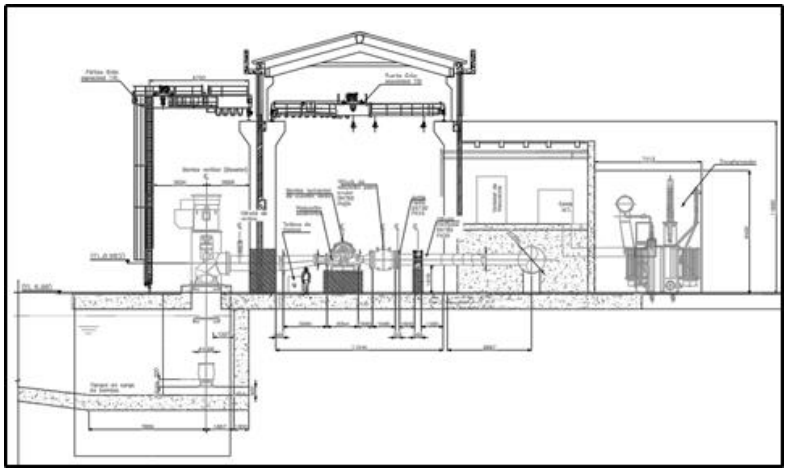


Figura 8-76 Corte Transversal Bombeo Jesús María

Fuente: Elaboración propia

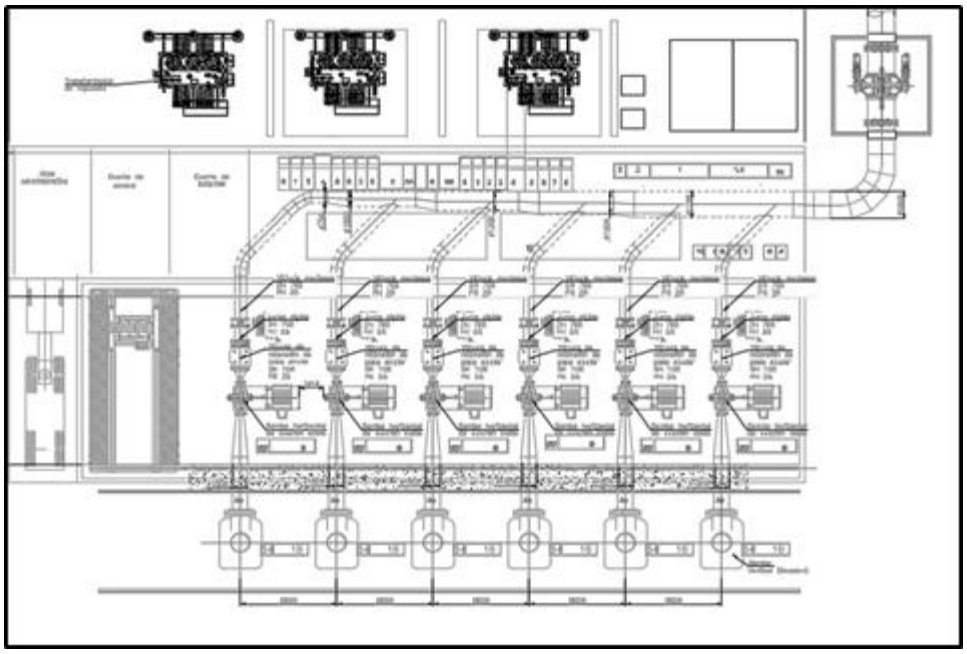


Figura 8-77 Planta Bombeo Jesús María

Fuente: Elaboración propia

8.3.8.2. Diseño

Para el predimensionamiento de la Casa de Bombas Jesús María se realizaron tres modelos en SAP2000. Un modelo para la estructura principal de la Casa de Bombas, otro modelo para la estructura contigua para área de oficinas y un último modelo para la losa de la zona de succión de las bombas verticales.

8.3.8.2.1. Predimensión Estructura Principal

El análisis consiste en una estructura de 15.75 m de altura por 14 m de ancho y 56.10 m de profundidad, columnas separadas cada 9.0 m y 4 niveles de vigas aéreas. Se calculó toda la masa inercial (Columnas, vigas, cubierta metálica, elementos no estructurales) y se aceleró por el coeficiente sísmico presentado en el Capítulo 5 de este documento. Mediante el método de la fuerza horizontal equivalente se determinó la distribución de fuerza horizontal por nivel de vigas y por cada columna. En la Tabla 8-85 se muestra el cálculo de la fuerza horizontal por cada elevación.

Tabla 8-85 Distribución de Fuerzas Horizontales en Altura.

Nivel	mi	hi	mi.hik	Cvi	Fi	Vi
	(kg)	(m)	(kg.mk)	(_)	(kN)	(kN)
Cubierta	57275	15.75	982408	0.403	6042.04	6042

Elevación 3	56757	12	735518	0.302	4523.61	10566
Elevación 2	56757	8	484231	0.199	2978.14	13544
Elevación 1	56757	4	236978	0.097	1457.47	15001
			2439134.98	1		

Fuente: Elaboración propia

La Figura 8-78 muestra el modelo 3D, la Figura 8-79 y la Figura 8-80 muestra la aplicación de la fuerza sísmica en altura para las direcciones X y Y.

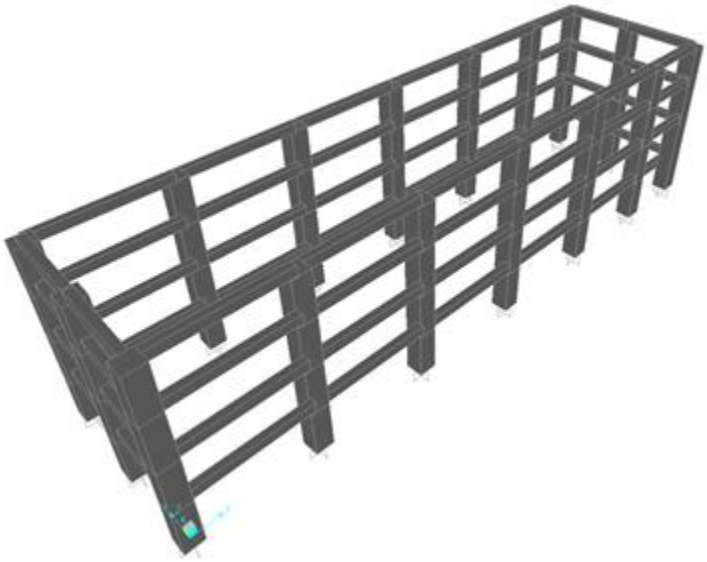


Figura 8-78 Modelo 3D SAP2000 - Estructura Principal.

Fuente: Elaboración propia

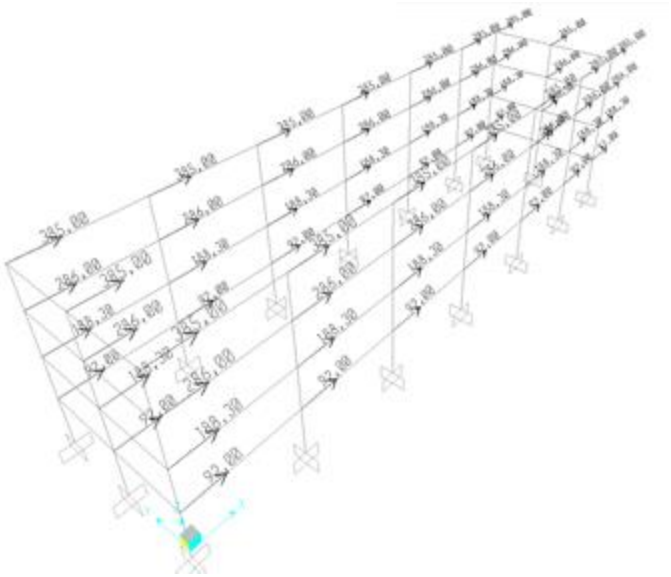


Figura 8-79 Aplicación Fuerza Sísmica Fx [kN]

Fuente: Elaboración propia

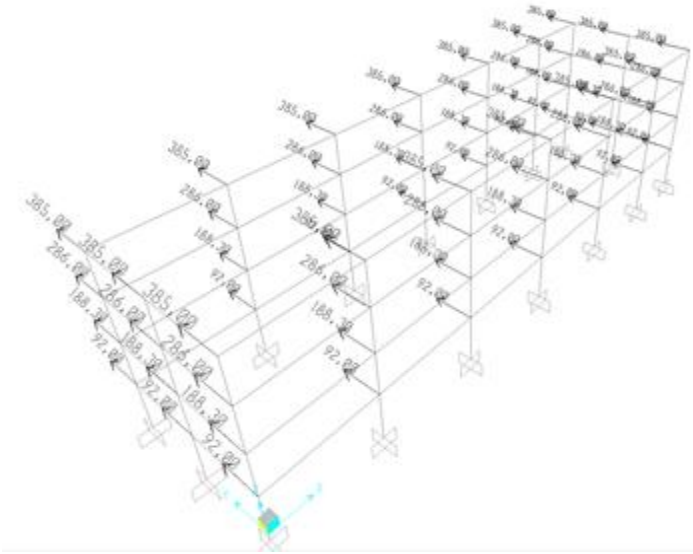


Figura 8-80 Fuerza Sísmica Fy [kN]

Fuente: Elaboración propia

Se verificó que el desplazamiento en la parte superior de la columna no superará el 1% de la altura total de la estructura, límite aceptado de derivas:

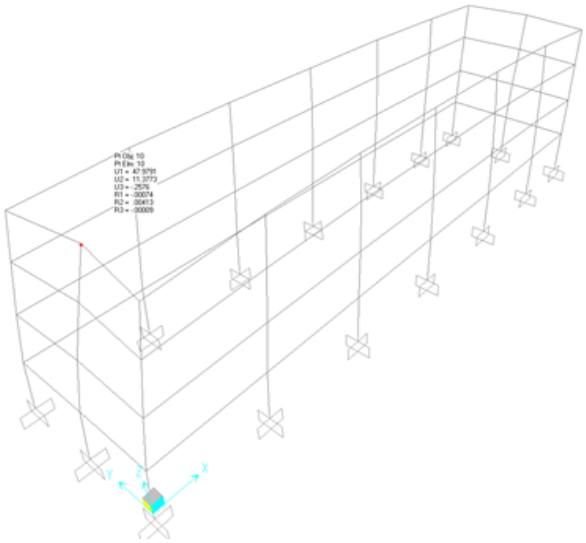


Figura 8-81 Desplazamiento por sismo en la dirección X [mm]

(ver Tabla 8-86)
Fuente: Elaboración propia

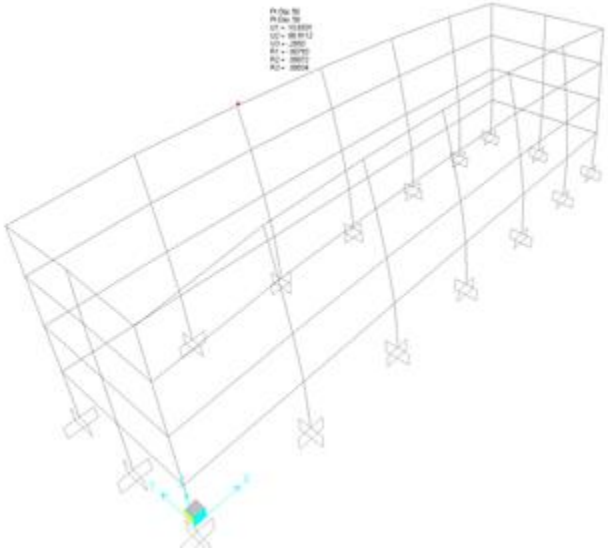


Figura 8-82 Desplazamiento por sismo en la dirección Y [mm]

(ver Tabla 8-86)
Fuente: Elaboración propia

Los desplazamientos obtenidos de la Figura 8-81 y de la Figura 8-82 son los siguientes:

Tabla 8-86 Desplazamientos - Casa de bombas

Dirección del Sismo	Desplazamiento (mm)
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección X	49.0
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección Y	88.0
Desplazamiento máximo permitido	157.5

Fuente: Elaboración propia.

Estos resultados cumplen con los límites previamente definidos.

8.3.8.2.2. Predimensión Estructura Área de Oficinas

El análisis consiste en una estructura de 10.4 m de altura por 9.0 m de ancho y 56.1 m de profundidad. Columnas separadas cada 9 m de sección 1.0 m por 0.9 m y vigas aéreas en dos niveles de sección 0.6 m por 0.6 m.

Se calculó toda la masa inercial (Columnas, vigas, cubierta plana, elementos no estructurales) y se aceleró por el coeficiente sísmico de la zona presentado en el capítulo 5 de este documento. Mediante el método de la fuerza horizontal equivalente se determinó la distribución de fuerza horizontal por cada piso y por cada columna. La Tabla 8-87 muestra el cálculo de la fuerza horizontal por nivel.

Tabla 8-87 Distribución de Fuerza Horizontal en Altura.

Nivel	mi (kg)	hi (m)	mi.hik (kg.mk)	Cvi (_)	Fi (kN)	Vi (kN)
Cubierta	46196	10,4	420773,64	0,542	4760,99	4760,99
Elevación 2	53782	7,4	355341,4	0,458	4020,63	8781,62
			776115,04	1		

Fuente: Elaboración propia

La Figura 8-83 muestra el modelo 3D en SAP2000 de la estructura de la zona de oficinas y la Figura 8-84 y la Figura 8-85 muestra la aplicación de la fuerza sísmica en cada nivel de la estructura.

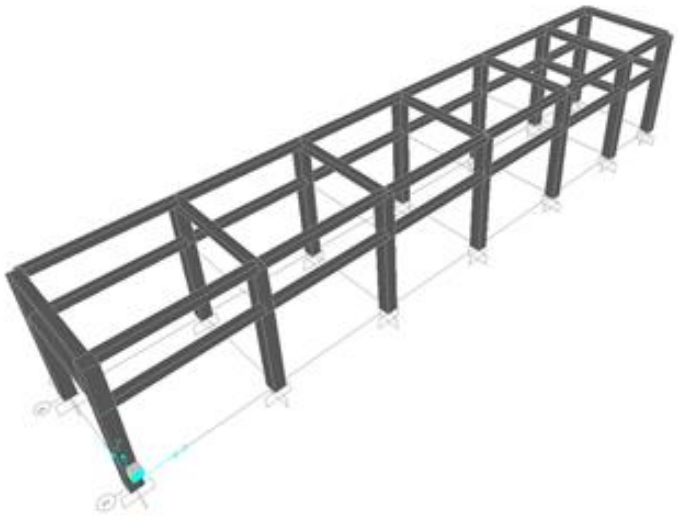


Figura 8-83 Modelo 3D SAP2000 - Estructura Edificio Oficinas

Fuente: Elaboración propia

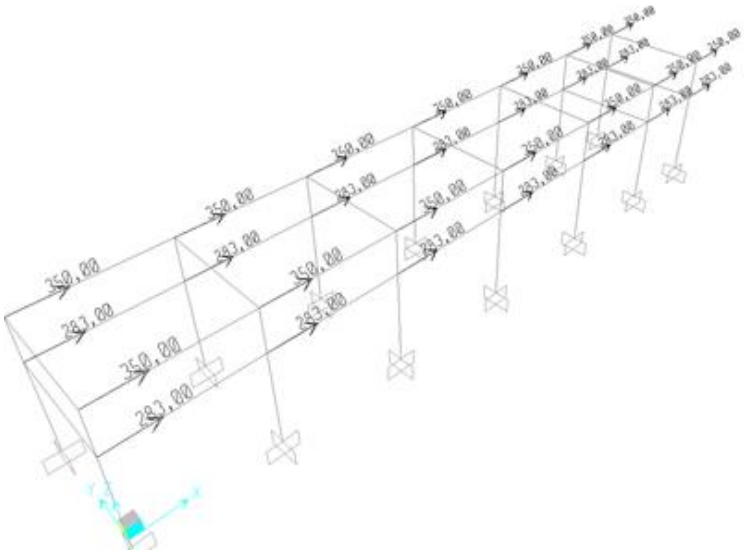


Figura 8-84 Aplicación Fuerza Sísmica Fx [kN]

Fuente: Elaboración propia

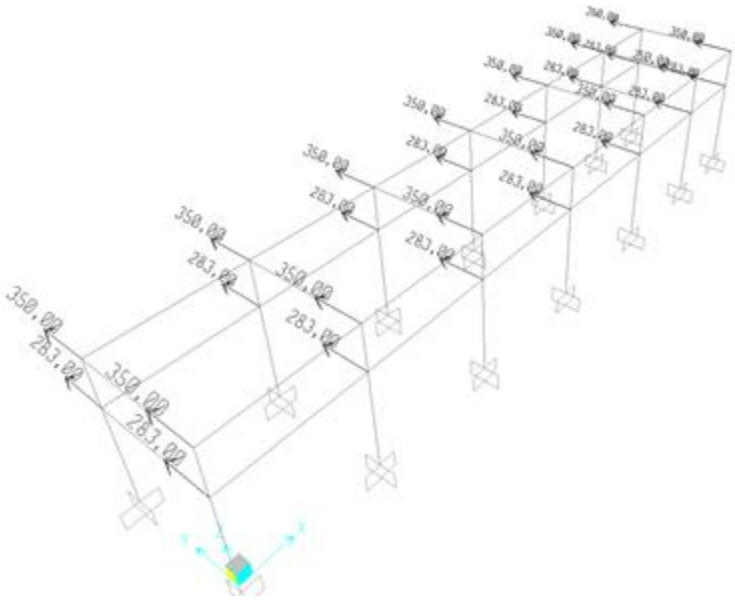


Figura 8-85 Aplicación Fuerza Sísmica Fy [kN]

Fuente: Elaboración propia

Se verificó que el desplazamiento en la parte superior de la columna no superará el 1% de la altura total de la estructura:

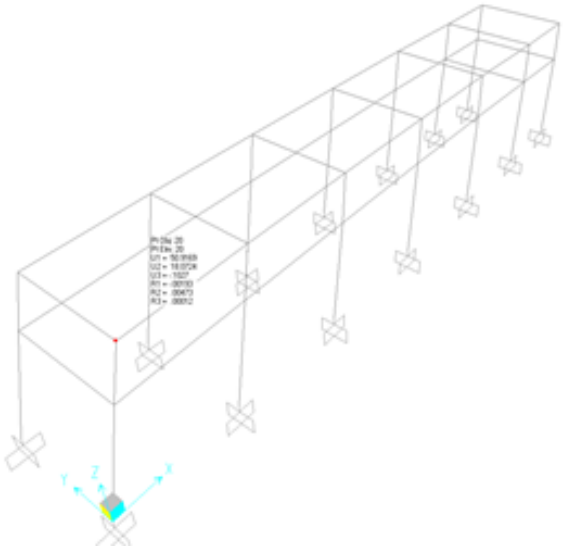


Figura 8-86 Desplazamiento por sismo en la dirección X [mm]

(Ver Tabla 8-88)
Fuente; Elaboración propia

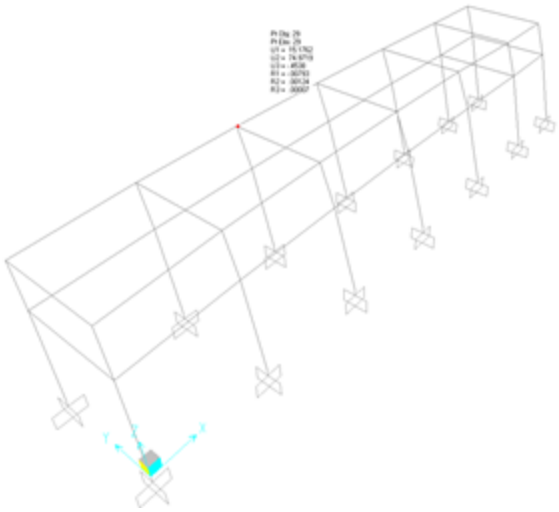


Figura 8-87 Desplazamiento por sismo en la dirección Y [mm]

(Ver Tabla 8-88)
Fuente: Elaboración propia

Los desplazamientos obtenidos de la Figura 8-86 y la Figura 8-87 son los siguientes:

Tabla 8-88 Desplazamiento horizontal.

Dirección del Sismo	Desplazamiento (mm)
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección X	51
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección Y	75
Desplazamiento máximo permitido	104

Fuente: Elaboración propia

8.3.8.2.3. Predimensión Losa Bombas Verticales

El análisis consiste en una losa de 10.75 m de ancho por 40 m de profundidad. El sistema estructural corresponde a una losa aligerada con loseta de 8 cm de espesor y viguetas en el sentido longitudinal de 0.12 m por 0.6 m separadas cada 1.0 m. En el sentido transversal se disponen vigas cargueras de 1.0 m de altura por 0.7 m de ancho. Se consideró una carga viva de 2 t/m² y el peso de los equipos como son las bombas verticales (30 t) y la grúa pórtico. La Figura 8-88 muestra el modelo 3D en SAP2000 y la Figura 8-89 y la Figura 8-90 muestra la asignación de carga muerta y carga viva.



Figura 8-88 Modelo 3D Losa Bombas Verticales

Fuente: Elaboración propia

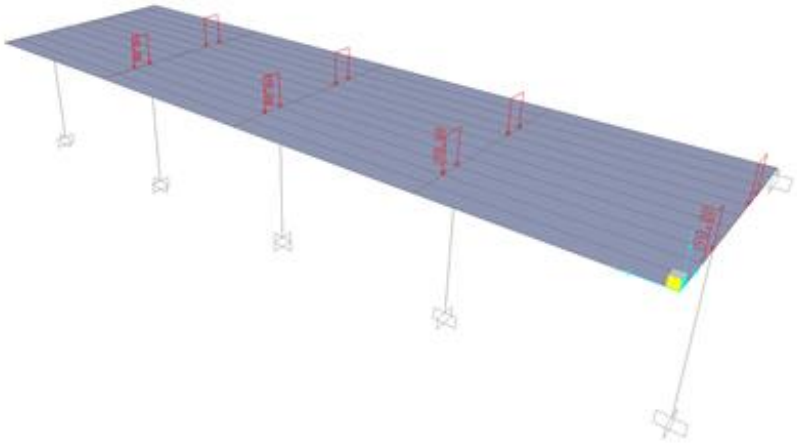


Figura 8-89 Asignación Carga Equipos [kN]

Fuente: Elaboración propia

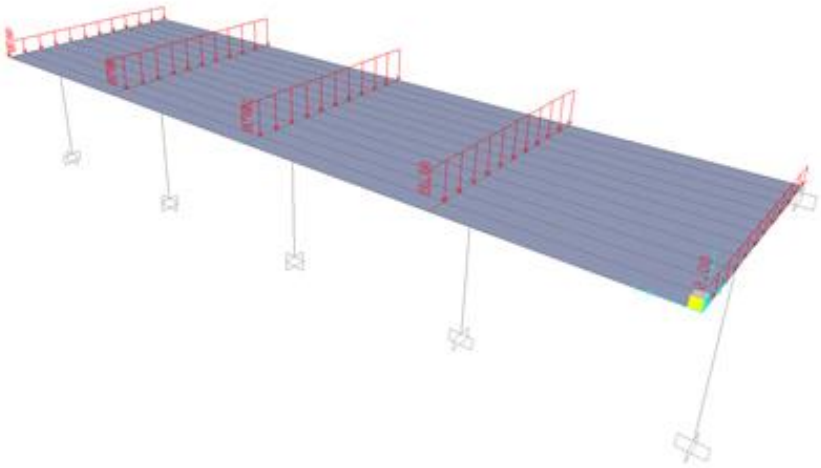


Figura 8-90 Asignación Carga Viva [kN]

Fuente: Elaboración propia

Se verificó que la sección seleccionada resistiera la fuerza cortante con la resistencia del concreto y que la cuantía del refuerzo a flexión esté dentro de los rangos establecidos por la norma. La Figura 8-91 muestra el diseño de columnas mediante el programa SAP2000 y la Figura 8-92 y la Figura 8-93 muestra las solicitaciones de momento M11 y M²2 en la losa.

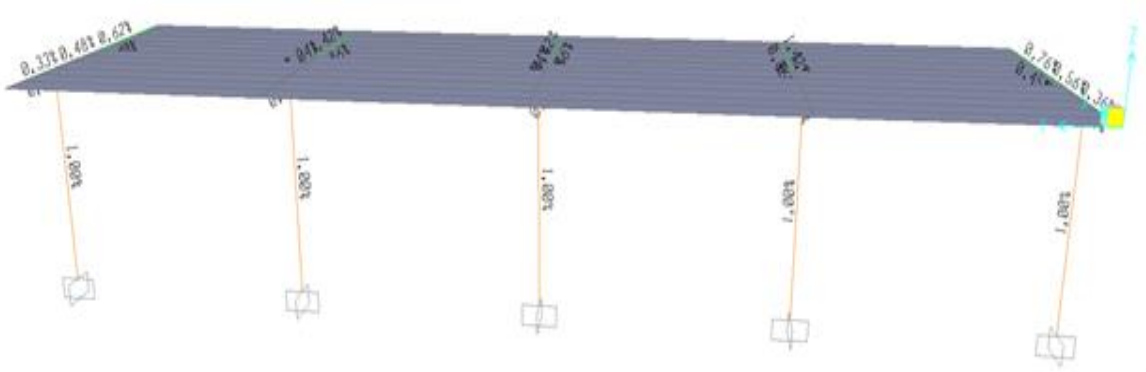


Figura 8-91 Diseño Columnas - Porcentaje de Refuerzo

Fuente: Elaboración propia



Figura 8-92 Diseño de Vigas Cargueras - Acero de Refuerzo [mm]

Fuente: Elaboración propia

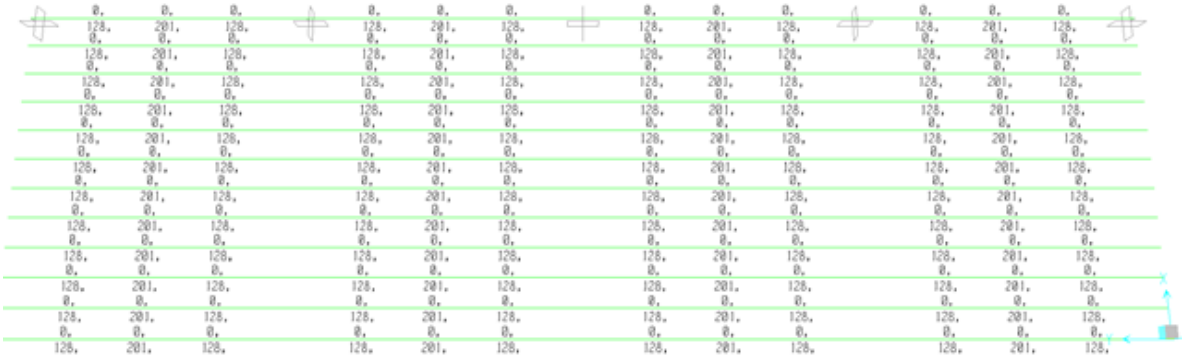


Figura 8-93 Diseño de Viguetas - Acero de Refuerzo [mm]

Fuente: Elaboración propia

8.3.8.2.4. Predimensión Bloque de Anclaje

El predimensionamiento del bloque de anclaje de la tubería de salida de la casa de bombas de Jesús María para la alternativa 12 consiste en analizar las fuerzas recibidas por parte del departamento de Mecánica las cuales incluyen los efectos por presión estática, presión dinámica, golpe de ariete y fuerzas de contracción y expansión debido al cambio de temperatura.

El Bloque de anclaje tiene 39.5 m de longitud por 8.8 m de ancho y 4.4 m de alto, el cual recibe las fuerzas provenientes de 6 bombas horizontales.

8.3.8.2.4.1. Casos de Carga

- CASO I – Estado Normal de Operación (Fuerzas de presión)
- CASO II – Estado Extremo de Operación (Fuerzas de presión + Sismo Longitudinal)

- CASO III – Estado Extremo de Operación (Fuerzas de presión + Sismo Transversal)

8.3.8.2.4.2. Estabilidad

Se verificó la estabilidad del bloque de anclaje a volcamiento y deslizamiento siguiendo los procedimientos descritos en el Capítulo 5 de este documento. Los resultados obtenidos se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 8-89 Factores de seguridad al deslizamiento

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR ACTUANTE**
Caso I	2.0	2.87
Caso II	1.3	1.91
Caso III	1.3	1.79

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8-90 Factores de seguridad al volcamiento

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m²]**	**S MIN [kN/m²]**
Caso I	100 % de la base a compresión	100 % Compresión	175	66
Caso II	75 % de la base en compresión.	100 % Compresión	174	46
Caso III	Sin superar el esfuerzo de compresión en la base	90 % Compresión	207	27

Fuente: Elaboración propia

8.3.8.2.5. Predimensión Fundación Transformador

A partir del peso suministrado del transformador por parte de los especialistas eléctricos el cual corresponde, se realizó el predimensionamiento de la fundación del transformador. La Figura 8-94 muestra las dimensiones adoptadas.

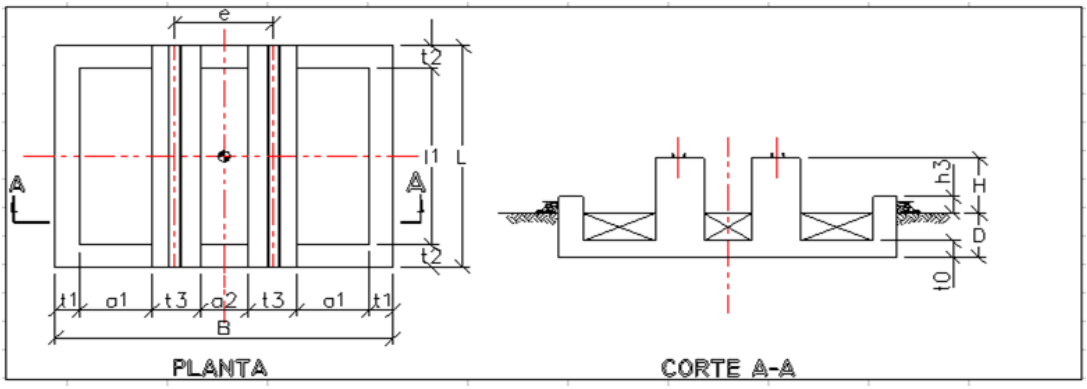


Figura 8-94 Fundación Transformador

Fuente: Elaboración propia

- Longitud total de la Cimentación [L] : 8.0 m
- Ancho total de la cimentación [B] : 8.0 m
- Espesor losa de fondo [to] : 0.25 m
- Ancho viga lateral [t1] : 0.60 m
- Ancho viga frontal y posterior [t2] : 0.60 m
- Ancho viga de apoyo transformador [t3] : 0.80 m

Según las cargas y la geometría seleccionada se obtienen los siguientes esfuerzos a nivel de fundación los cuales son adecuados.

	Reacciones a nivel de fundación			Excentricidad		Área efectiva			Esfuerzo
	Fz	Mxx	Myy	ex	ey	B'	L'	A'	Q
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m²)	(kPa)
P4	2408,2	0,0	0,0	0,00	0,00	8,0	8,0	64,0	25,0
P5x+	2975,9	0,0	3491,3	0,00	1,17	8,0	5,7	45,2	53,2
P5x-	1840,5	0,0	3491,3	0,00	1,90	8,0	4,2	33,6	42,1
P5y+	2975,9	3491,3	0,0	1,17	0,00	5,7	8,0	45,2	53,2
P5y-	1840,5	3491,3	0,0	1,90	0,00	4,2	8,0	33,6	42,1
P6	2408,2	0,0	0,0	0,00	0,00	8,0	8,0	64,0	25,0
Esfuerzo máximo actuante sobre el suelo:				Qact=	53,20	kPa			
Esfuerzo Admisible del suelo:				Qadm=	**400,00**	kPa	**VERIFICA**		

Figura 8-95 Esfuerzos Fundación Transformador

Fuente: Elaboración propia

8.4. DISEÑO MECÁNICO

8.4.1. Captación Jesús María

Para el embalse del agua y la captación de la misma en Jesús María se ha previsto una barrera móvil de 165 metros de ancho. En esta barrera móvil se instalarán 14 compuertas radiales para la

regulación del nivel de la captación y el tránsito de crecientes. En el vano más adyacente a la toma se tendrá un canal de limpia, obturado mediante una compuerta radial.

Cada compuerta radial de la barrera móvil tendrá unas dimensiones de 8,5 m x 10,5 m. La compuerta radial del canal de limpia tendrá una dimensión de 5,0 m x 7,1 m.

Cada vano contará con ranuras aguas arriba y aguas abajo de las compuertas radiales para la instalación de tablones de cierre para mantenimiento.

Las compuertas radiales contarán con una unidad oleo-hidráulica, con sus respectivos tableros de potencia, los cuales estarán ubicados en casetas ubicadas sobre las pilas intermedias.

En los planos listados a continuación, que se anexan a este documento, se presentan las principales características de las compuertas.

Tabla 8-91 Planos mecánicos de las compuertas

IDENTIFICACIÓN	CONTENIDO
VF-1614-118-02-04-101	JESÚS MARÍA - ARREGLO GENERAL
VF-1614-118-02-04-102	JESÚS MARÍA - BARRERA MÓVIL - COMPUERTAS RADIALES - PLANTA
VF-1614-118-02-04-103	JESÚS MARÍA - BARRERA MÓVIL - COMPUERTAS RADIALES - CORTE A-A
VF-1614-118-02-04-104	JESÚS MARÍA - BARRERA MÓVIL - COMPUERTAS RADIALES - CORTE B-B
VF-1614-118-02-04-105	JESÚS MARÍA - CAPTACIÓN - DETALLES MECÁNICOS
VF-1614-118-02-04-106	JESÚS MARÍA - DESARENADOR - DETALLES MECÁNICOS

8.4.2. Estación de Bombeo Jesús María

El esquema de bombeo propuesto considera bombas horizontales como equipo de bombeo principal y bombas booster para garantizar el NPSH requerido por las bombas horizontales.

8.4.2.1. Número de bombas

Para la selección del número de unidades se tuvo como criterio que la capacidad de las bombas permita la entrada gradual en operación de acuerdo con la proyección de demanda de bombeo en el tiempo, de manera tal que la demanda de los años iniciales pueda ser atendida con 1 o 2 grupos de bombeo y posteriormente se realice la entrada en operación de los grupos restantes.

Como criterio adicional, se definió una redundancia mínima del 20%, en caso de falla o salida por

mantenimiento de uno de los grupos de bombeo.

En el esquema actual de la estación de bombeo Jesús María se han previsto 6 grupos de bombeo, compuestos por:

- 6 bombas principales de 1,20 m³/s de capacidad, 5 de operación y 1 de respaldo.
- 6 bombas verticales (*booster*) de 1,20 m³/s de capacidad, 5 de operación y 1 de respaldo.

8.4.2.2. Definición del layout de las estaciones de bombeo

Las dimensiones de las estaciones de bombeo fueron estimadas con base en las dimensiones referenciales de las bombas pre-seleccionadas y los espacios requeridos para la instalación de sistemas auxiliares, zonas de circulación, accesos y espacios para el mantenimiento de los equipos.

La distribución general y las dimensiones principales de la estación de bombeo en Jesús María se presentan en los planos que se enuncian a continuación, y que se anexan a este documento:

Tabla 8-92 Planos mecánicos de la estación de bombeo Jesús María.

VF-1614-118-02-04-108	JESÚS MARÍA - ESTACIÓN DE BOMBEO - PLANTA
VF-1614-118-02-04-109	JESÚS MARÍA - ESTACIÓN DE BOMBEO - PERFIL

En la Figura 8-96 se presenta una vista extraída del plano VF-1614-118-02-04-108 en el cual se presenta la distribución de equipos considerada para la estación de bombeo de Jesús María.

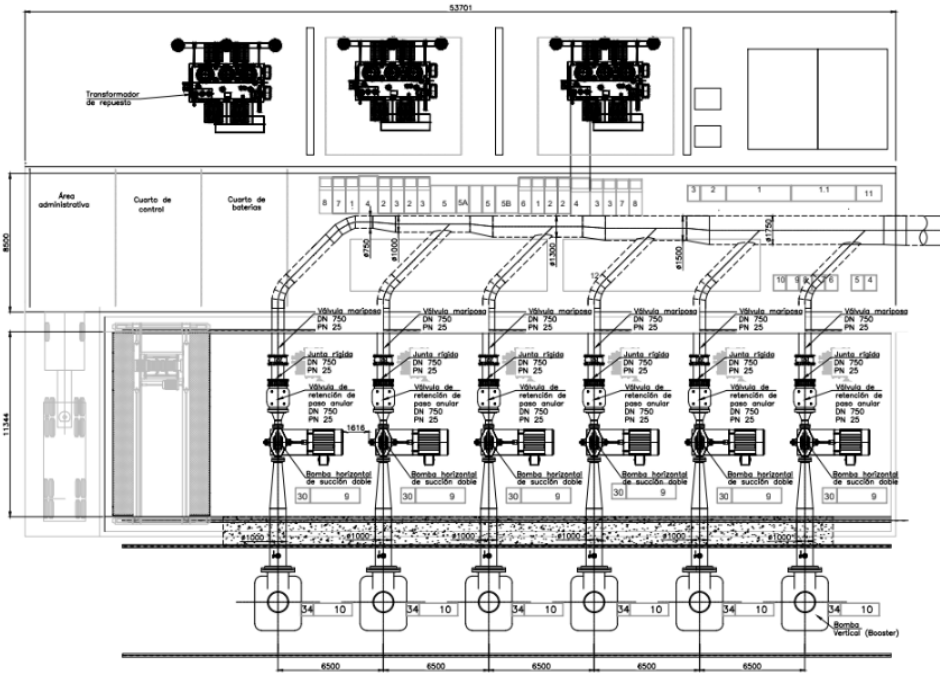


Figura 8-96 Distribución equipos Estación de Bombeo Jesús María

8.4.2.3. Llenado de la conducción

De acuerdo con lo informado por los fabricantes de las bombas, el arranque de las bombas de la conducción podrá realizarse contra válvula cerrada y luego realizar una apertura de las mismas. Sin embargo, a manera de previsión, dentro del presupuesto se incluirá una bomba de llenado adicional de menor tamaño.

Según las recomendaciones de diversas referencias, las conducciones deben llenarse a velocidades inferiores a 0,3 m/s (1 ft/s) con el fin evacuar el aire de manera controlada a través de las válvulas ventosas. Esto implica que el caudal de llenado de la conducción deberá ser inferior a 2,9 m^3/s.

8.4.2.4. Requerimiento de bombas verticales (booster)

Considerando el requerimiento de NPSH de las bombas seleccionadas, se evaluó la alternativa de tener una casa de máquinas a una profundidad suficiente para garantizar un NPSH de 25 m.

En el caso de Jesús María, teniendo en cuenta la proximidad del río, no se considera recomendable realizar una instalación de la profundidad requerida para prescindir de las bombas verticales (booster). Para el nivel de factibilidad se considera una mejor solución incluir las bombas verticales (booster) en lugar de realizar una excavación de la profundidad requerida.

8.5. DISEÑO ELÉCTRICO

8.5.1. Captación Jesús María

8.5.1.1. Configuración de conexión

En la Tabla 8-93 se describen los equipos hidromecánicos en la Captación Jesús María con requerimiento de energía eléctrica.

Tabla 8-93 . Listado de cargas Captación Jesús María.

ITEM		JMCR1 a 14	JMCR15	JMPG1	JMCP1 a 8	JMPG2	JMCE 1	JMCD 1 a 4	JMBS1 a 2
Descripción	Unidad	Compuertas radiales	Compuerta radial canal limpia	Pórtico Grúa	Compuertas planas Captación	Pórtico Grúa	Compuerta caudal ecológico	Compuertas desarenador	Bomba sedimentos
Cantidad Operación		14	1	2	2	2	1	3	
Cantidad respaldo	Un.								2 (1 de respaldo)
Obra		Barrera móvil	Barrera móvil	Barrera móvil	Toma	Toma	Toma	Desarenador	Desarenador
Localización	-	Jesús María	Jesús María	Jesús María	Jesús María	Jesús María	Jesús María	Jesús María	Jesús María
Tipo de actuador	-	Cilindros + Unidad hidráulica	Cilindros + Unidad hidráulica	Motores eléctricos	Cilindros + Unidad hidráulica	Motores eléctricos	Motor eléctrico	Motor eléctrico	Motor eléctrico
Potencia estimada por equipo	[kW]	20	15	10	10	10	1	1	360
Potencia total	[kW]	280	15		20	20	1	3	
Equipo esencial	-	SI	NO	NO	NO	NO	SI	NO	NO

*Potencia sin considerar eficiencia de equipos eléctricos

Para la operación de las compuertas radiales de la barrera móvil se definió la instalación de una unidad hidráulica para dos compuertas, con un requerimiento total de potencia eléctrica de cada unidad de 45 kW, esto teniendo en cuenta que las 14 compuertas pueden operar al tiempo.

La demanda coincidente asociada a esta obra es considerable (del orden de los 460 kVA); dada la cercanía con la estación de bombeo, se estableció la alimentación principal para la captación desde el barraje de media tensión de la estación de bombeo Jesús María, a nivel de 6.9 kV. A partir de esta acometida se alimentará un transformador tipo “pad mounted” 500 kVA - 6.9 /0.48 kV, el cual se ubicaría en cercanías de la barrera móvil.

Puesto que se considera esencial el funcionamiento de las compuertas radiales de la barrera móvil y se prevé que todas las compuertas pueden operar de forma simultánea, se contará con una planta Diésel de emergencia, con capacidad para cumplir este requerimiento. De acuerdo a la capacidad requerida para la operación de las compuertas de la barrera móvil, y los sistemas de control, comunicaciones e iluminación se estimó una planta Diesel de 400 kVA.

En el anexo 2.2.5-E1 se presenta el cuadro de cargas del sistema eléctrico de la Captación Jesús María.

En el plano VF-1614-118-02-04-150 Captación Jesús María - Diagrama Unifilar se presenta la

configuración de conexión de este sistema.

8.5.1.2. Tableros eléctricos

El sistema eléctrico está conformado por los tableros indicados en la Tabla 8-94.

Estos tableros se ubicarían en una caseta cerca de la barrera móvil, anexo a la localización del transformador de distribución principal y de la caseta para la planta Diesel de emergencia.

Tabla 8-94 Tableros de distribución Eléctrica Captación Jesús María.

Identificación del Tablero	**Función**
Tablero de principal de distribución TPD-CJM (480 Vc.a.)	Transferencia entre la fuente de suministro normal y la planta Diésel
Tablero de distribución TD-CRBM-CJM (480 Vc.a.) * Concentra las cargas esenciales	Tablero para suministro de energía a cada una de las unidades hidráulicas de las compuertas de la barrera móvil y de la compuerta de caudal ecológico.
Centro de control de motores CCM-CJM (480 Vc.a.)	Tablero para suministro de las unidades hidráulicas de la compuerta radial del canal de limpia, compuertas planas de la captación, compuertas de los desarenadores y grúa pórtico.
Tablero de distribución de servicios de las casetas TD-IT-CJM (480 /208 Vc.a.)	Tablero para el suministro de servicios de iluminación y tomas de las casetas, e iluminación exterior.
Tablero de transferencia de corriente continua TTR-CC (480/125 Vc.c.)	Transferencia para el sistema de corriente continua con cargador/rectificador principal y de respaldo, y dos bancos de baterías.
Tablero de distribución de corriente continúa TD-CC-CJM (125 Vc.c.)	Tablero de distribución de corriente continúa para el suministro de corriente continua a todas las cargas de estas obras.

c.a. = corriente alterna, c.c. = corriente continua

8.5.2. Estación de bombeo Jesús María

8.5.2.1. Acometida eléctrica

La alimentación eléctrica de la estación de bombeo se plantea mediante una subestación de transformación anexa a la casa de máquinas, la cual se denominaría Subestación Eléctrica Bombeo Jesús María. La tensión de llegada a la subestación será a 230 kV la cual se transformará a 6.9 kV, nivel de tensión seleccionado en media tensión para la alimentación de los motores.

El nivel de tensión a 230 kV, se seleccionó teniendo en cuenta las redes de alta tensión cercanas a la estación de bombeo conforme al Diagrama unifilar del sistema Interconectado Nacional de ETESA de septiembre de 2017, véase Anexo 2.2.5-E2 y el Plan de Expansión del Sistema Interconectado Nacional 2017-2031.

En la Figura 8-97 se presenta la red eléctrica en la zona cercana a la estación de bombeo Jesús María. En la Figura 8-98 se presenta la localización geográfica de las subestaciones cercanas al sistema de bombeo Jesús María.

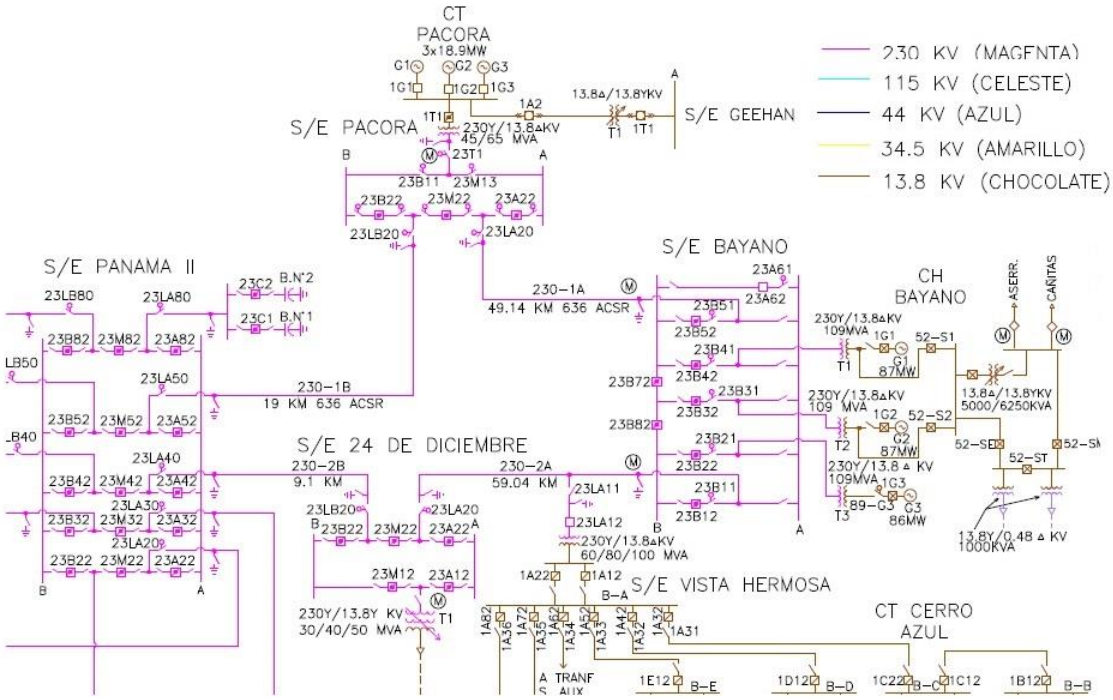


Figura 8-97 Red eléctrica zona de influencia Estación de bombeo Jesús María. Fuente ETESA



Figura 8-98 Subestaciones de 230 kV cercanas a Jesús María. Fuente Elaboración propia a partir de Google earth

Para el sistema de bombeo Jesús María, como se observa del unifilar y ubicación geográfica, en la actualidad existe una línea de 230 kV que conecta la subestación Pácora con la SE Bayano la cual pasa cerca al sitio de ubicación previsto para la estación de bombeo y SE Jesús María.

En el Plan de Expansión del Sistema Interconectado Nacional 2017-2031, entre las obras de expansión previstas para el sistema a nivel de 230 kV está la construcción de la línea Panamá II - Chepo 230 kV, la cual implica el aumento de la capacidad de la línea Panamá II - Bayano, hasta el área de Chepo mediante el cambio de conductor y la construcción de la subestación Chepo 230 kV. A esta nueva SE Chepo se conectará la línea existente proveniente desde la central hidroeléctrica Bayano.

La nueva SE Chepo 230 kV en configuración interruptor y medio permitirá a) la conexión de la línea de transmisión de doble circuito proveniente desde Panamá II b) la conexión de la línea existente de doble circuito hacia Bayano y c) la salida de la nueva línea de circuito sencillo hacia Metetí. Se indica como fecha de inicio de operación de esta SE y líneas asociadas, Julio de 2020.

En la Figura 8-99 se presenta la reconfiguración del sistema para el año 2020 con la nueva SE Chepo 230 kV.

Acorde con esta reconfiguración del sistema se recomienda que la conexión de la SE eléctrica Jesús María de 230 kV se conecte a la SE Chepo y a la SE Bayano, como se esquematiza en la Figura 8-100, mediante la apertura de una de las líneas que conectan a estas subestaciones, reconfigurando la línea como SE Chepo - SE Jesús María - SE Bayano.

Línea de 230 kV para Jesús María.

El suministro a la estación de bombeo se realizará mediante una línea aérea de doble circuito que partirá del sitio de intervención de la línea SE Chepo - SE Bayano, con una longitud estimada de 10 km, la cual se realizaría mediante torres (celosía de acero galvanizado). A efectos de estimar un presupuesto para la línea se considera conductor 714 Dove ACCC, igual al que se prevé instalar

en la reconfiguración de la línea existente Panamá II - Bayano, hasta el área de Chepo, según información presentada en el Plan de Expansión del Sistema Interconectado Nacional 2017-2031.

Para llevar a cabo las conexiones para Jesús María se debe consultar con AES y ENSA propietarios de las subestaciones Bayano y Chepo respectivamente y con el Transmisor ETESA.

ETESA informó que cuando algún agente del mercado necesita seleccionar alguna línea de ETESA debe informarle y realizar el Estudio Eléctrico que demuestre que este cambio en la configuración del sistema no ocasiona daño alguno al SIN, proceso que deberá ser realizado con posterioridad por el promotor del proyecto.

878

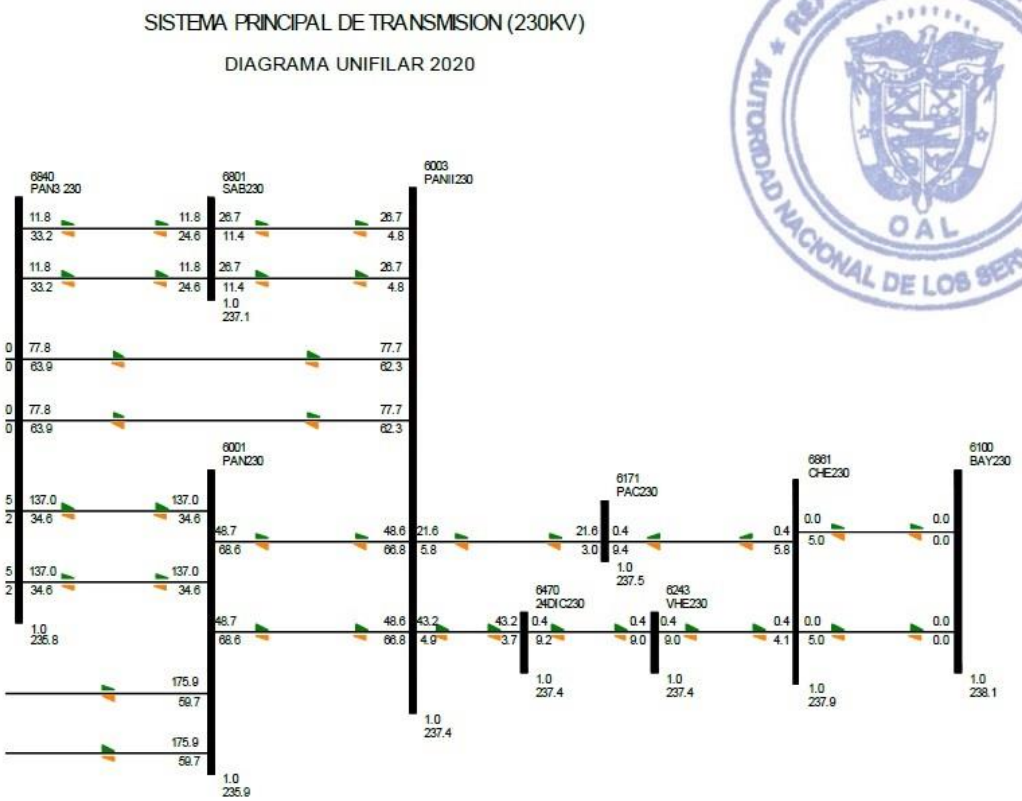


Figura 8-99 Sistema de 230 kV - 2020 Cerca a Jesús María

Fuente Plan de Expansión del Sistema Interconectado Nacional 2017-2031

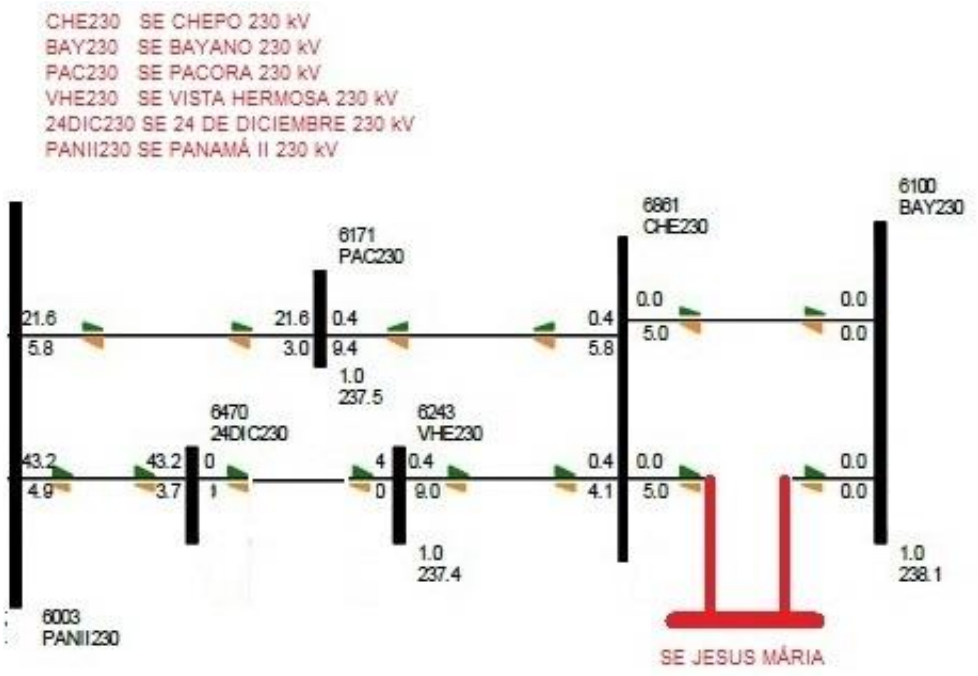


Figura 8-100 Propuesta conexión SE Jesús María

Fuente Elaboración propia a partir del Plan de Expansión del Sistema Interconectado Nacional 2017-2031

Para mitigar los gastos de energía que tendrá el sistema de bombeo se plantea para una etapa posterior del proyecto estudiar la posibilidad de suministro de energía complementaria mediante la construcción de un parque solar fotovoltaico para autoconsumo.

8.5.2.2. Configuración de conexión subestación a 230 kV para sistemas de bombeo Jesús María

La configuración de la subestación será en interruptor y medio con las siguientes características por ser esta la configuración actualmente en uso por ETESA:

- El tipo de subestación a instalar sería de tipo convencional de acuerdo con la disponibilidad de espacio para su implantación. La misma sería ubicada anexa a la casa de máquinas.

- La SE será alimentada por dos circuitos de alta tensión, exclusivas para este servicio.
  - Desde la SE Chepo y desde la SE Bayano.
  - En la subestación es posible el suministro de energía desde cualquiera de las dos subestaciones a las cuales se conecta.

- Bahías para transformación. Se dispondrá de dos bahías de transformación que permitirán la conformación de dos barrajes de media tensión para suministro de energía a los grupos

de bombeo, como se presenta en la Figura 8-101 y el plano VF-1641-118-0204-151 para la estación Jesús Maria.

- Los transformadores serán trifásicos, con aislamiento en aceite mineral de relación de transformación 230/6.9 kV, impedancia de cortocircuito de 12%. La capacidad de los transformadores se determinó de 15/20 MVA ONAN/ONAF de acuerdo con las cargas de los grupos de bombeo.

- Con la capacidad de 15/20 MVA cada uno de los transformadores suministra el 100% de requerimiento para los cinco grupos de bombeo en operación. Se prevé, de acuerdo al crecimiento de la demanda de agua, que la condición normal de operación durante los primeros diez años del proyecto sea con máximo cuatro grupos de bombeo.

- Con la capacidad de 15/20 MVA es viable la protección de los transformadores por el lado de media tensión con interruptores para instalación en celda de media tensión de 6.9 kV de 3000 A.

  En la Tabla 8-95 se resumen las principales características de los transformadores de potencia.

Tabla 8-95 Características Transformadores de potencia.

Parámetro	**Unidad**	**SUBESTACIÓN JESÚS MARÍA**
Número de transformadores	-	2
Tipo de enfriamiento	-	ONAN/ONAF
Capacidad nominal	MVA	15/20
Voltaje de conexión a SIN	kV	230
Voltaje de conexión a la estación de bombeo	kV	6.9
Frecuencia	Hz	60
Tipo	-	Trifásico -Bidevanado
Impedancia de corto-circuito	%	12%

La impedancia de cortocircuito del 12% de acuerdo con la tabla 1 de la norma IEC 60076-5 Power transformers - Part 5: Ability to withstand short circuit, permite limitar la corriente de falla de los equipos de media tensión a 14 kA, el valor comercial más cercano es de 20 kA.

- La disposición de los transformadores se realizó siguiendo las recomendaciones

presentadas en la norma NFPA 850-2015. Recommended practice for fire protection for electric generating plants and high voltage direct current converter stations, en cuando previsiones en caso de incendio, distancias de seguridad, diseño de muros cortafuego y foso colector de aceite.

Se estima que el área ocupada por el transformador, tenga unas dimensiones de aproximadamente 5.7 metros de largo por 8.1 metros de alto. Se prevé que a la plataforma del transformador se permita el acceso de un camión (camabaja) que llevará el transformador hasta este lugar. El peso total estimado para el transformador es de 75 toneladas.

En la Figura 8-101 se presenta la configuración en alta tensión para la subestación Jesús María.

Desde cada uno de los transformadores de potencia se alimentará un barraje a nivel de 6.9 kV (barraje A y barraje B, los cuales estarán acoplados mediante un interruptor en posición normalmente abierto) desde los cuales se alimentarán los grupos de bombeo y transformadores de servicios auxiliares en cada barraje.

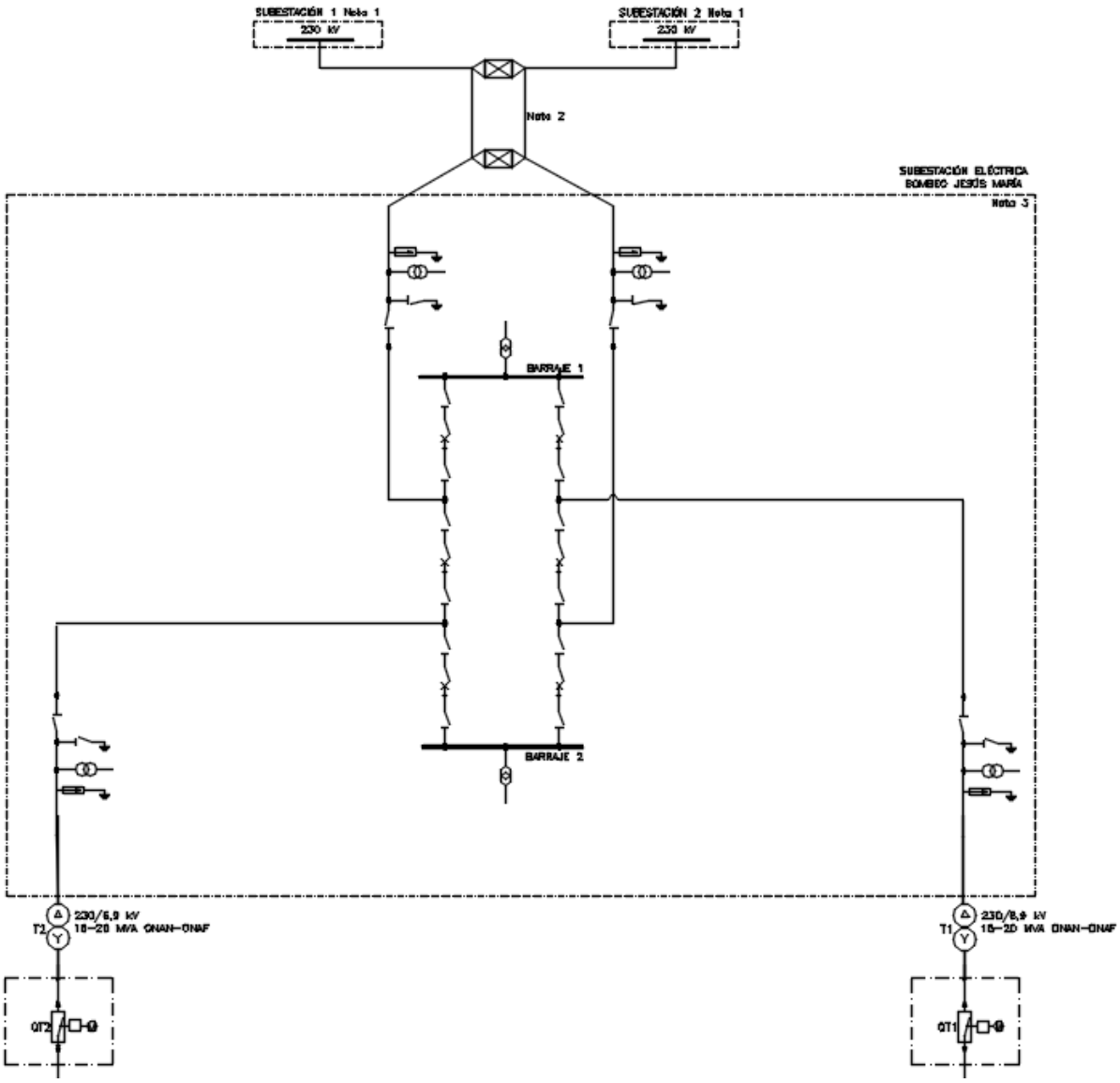


Figura 8-101 Subestación 230 kV

Fuente: Elaboración propia

8.5.2.3. Configuración de conexión en media tensión

De acuerdo con las características de las bombas seleccionados para cada estación de bombeo, se determinó que los motores asociados a las bombas serán de tipo inducción, trifásicos y para un nivel de tensión de 6.9 kV.

El nivel de tensión está conforme a los voltajes estándar adoptados en Panamá en el RIE en media tensión y al nivel de tensión de variadores de frecuencia encontrados en el mercado (consulta a

fabricantes Anexo 2.2.5-E4) para la capacidad de los motores requeridos en Jesús María.

En la Tabla 8-96 se resumen las principales características de los grupos de bombeo; bombas y motores.

Tabla 8-96 Características Grupos Estación de bombeo Jesús María

	Estación Jesús María	
	Grupos de bombeo	
Descripción	**Bombas verticales (*Booster*)**	**Bombas Horizontales**
Tipo de Instalación	Casa de Máquinas	
Cantidad	5+1 reserva	5+1 reserva
Sitio de Captación	Captación Jesús María	Descarga bomba Vertical (*Booster*)
Sitio de Entrega	Succión bomba principal	Tanque Jesús María
Caudal total [m³/s]	6	6
Altura total de bombeo [m]	50	170
Caudal por bomba [m³/s]	1.2	1.2
Potencia en Punto de Operación [MW]	710	2.350
	Motor vertical	**Motor horizontal**
Tipo	Inducción	Inducción
Potencia [MW]	0.69	2.4
Potencia [MVA]	0.8	2.94
Factor de potencia	0.85	0.90
Eficiencia	96%	96%
Nivel de tensión [kV]	6.9	6.9

Los motores serán alimentados desde los barrajes de media tensión, cada barraje alimentará la mitad de la carga.

Se plantea como solución técnico económico factible el arranque de dos motores horizontales mediante variadores de frecuencia-VDF, de acuerdo con las opciones de mercado aplicables a este tipo de proyecto, estos variadores cuentan con alta confiabilidad dada por la redundancia en sus componentes y facilidad de reemplazo de partes sin sacar de servicio el equipo. Para reducir

tiempos de reparación en caso de falla en elementos componentes de los VDFs se tendría que prever repuestos junto con la adquisición de los equipos principales. Los demás motores horizontales tendrán arrancador suave.

Mediante esta solución se logra un arranque suave de los motores logrando limitar las caídas de tensión a valores aceptables de acuerdo con la normatividad aplicable en Panamá en el punto de conexión y al interior de la estación de bombeo durante su arranque. Adicionalmente, el VDF permite realizar la parada normal suavemente de los motores evitando perturbaciones en el sistema de bombeo; también mediante la implementación con el último motor que arranque se realizará la regulación de caudal de bombeo.

Para los motores de las bombas verticales (booster) el arranque será directo.

8.5.2.4. Barrajes de media tensión de 6.9 kV

El sistema de media tensión está conformado por un sistema de celdas blindadas de 6.9 kV, nivel de aislamiento 95 kV, corriente corto de 20 kA (1 s) en las cuales, se instalarán los elementos de protección y de maniobra de los equipos. En la Tabla 8-97 se describe el grupo de celdas que conforman cada uno de los barrajes en la estación Jesús María.

Estas celdas y los variadores de frecuencia se ubicarán sobre el macizo de la tubería de distribución en la casa de máquinas.

Tabla 8-97 Barrajes de media tensión Estación Jesús María.

Tipo de celda	**Equipos principales incluidos**	**Cantidad**		**Capacidad de interruptor A**
		Barraje A	**Barraje B**	
Celda de llegada de transformador 230/6.9 kV	-Interruptor de protección - Relé multifuncional para transformador	1	1	3000
Celda de acometida al variador de velocidad	-Interruptor de protección -Relé de protección de sobrecorrriente	1		630
Celda de acometida al variador de velocidad	-Interruptor de protección -Relé de protección de sobrecorrriente		1	630
Celda de salida a motor vertical	-Interruptor de protección - Relé multifuncional para motor	3	3	630

Tipo de celda	Equipos principales incluidos	Cantidad		Capacidad de interruptor A
		Barraje A	Barraje B	
Celda de salida a motor horizontal	-Interruptor de protección - Relé multifuncional para motor	2	2	630
Celda de salida a transformador de servicios auxiliares	-Interruptor de protección - Relé multifuncional para transformador	1	1	630
Celda de salida servicios de la captación	Interruptor de protección - Relé multifuncional para línea	1		630
Celda de salida servicios del tanque Malambo	-Interruptor de protección - Relé multifuncional para línea		1	630
Celda de medida	Transformadores de media y Equipos de medición	1	1	
Celda de acople	- Interruptor de acople	1		3000
Celdas de extensión		1	1	

8.5.2.5. Conexiones de media tensión de 6.9 kV

8.5.2.5.1. Conexión transformadores de potencia a celdas de media tensión

La conexión por el lado de baja de los transformadores con las celdas de media tensión se efectuaría por intermedio de barras de fase no segregada, tensión máxima de 6.9 kV, conforme a la norma ANSI C 37.23, y corriente seria de 3000 A.

8.5.2.5.2. Conexión desde las celdas de media tensión hacia los motores verticales y horizontales, y transformadores de servicios auxiliares

La conexión desde las celdas de media tensión con los motores horizontales y verticales, y transformadores de servicios auxiliares se prevé mediante cables XLPE de 15 kV.

El conductor usado desde las celdas de media tensión hasta cada uno de los motores de las bombas horizontales es (1x4/0 AWG).

El conductor usado desde las celdas de media tensión hasta cada una de los motores de las las bombas verticales es (1x6AWG).

El conductor usado desde las celdas de media tensión hasta cada uno de los transformadores para servicios auxiliares es (1x6 AWG).

El predimensionamiento de los cables se realizó teniendo en cuenta criterios de ampacidad, regulación y corriente de cortocircuito durante tres ciclos. En el Anexo 2.2.5-E5 se presenta el cuadro de cargas de las cargas principales de las estaciones de bombeo.

8.5.2.5.3. Compensación reactiva en media tensión

Se prevé la instalación de un banco de condensadores para la corrección del factor de potencia de cada uno de los motores de inducción, los cuales se instalarán en en paralelo con cada motor.

Para los motores horizontales se instalaría bancos de condensadores de 500 kVAR, 6.9 kV, 3F, tipo metal enclosed, para servicio interior. La capacidad de estos bancos se estimó considerando un factor de potencia inicial de 0.9 y un factor de potencia final de 0.97.

Para los motores verticales se instalaría bancos de condensadores de 150 kVAR, 6.9 kV, 3F, tipo metal enclosed para servicio exterior. La capacidad de estos bancos se estimó considerando un factor de potencia inicial de 0.85 y un factor de potencia final de 0.97.

8.5.2.6. Sistemas auxiliares de baja tensión

En la casa de máquinas para los servicios auxiliares de baja tensión en corriente alterna tanto de la estación de bombeo como de la subestación eléctrica asociada se prevé que cada barraje de media tensión tenga asociado un transformador 6.9/0.480 kV, tipo pad mounted, con capacidad de 400 kVA. El transformador tendrá la capacidad de suplir los servicios de toda la estación y subestación. El transformador será instalado al exterior de la casa de máquinas. Adicionalmente, se prevé para el presupuesto la instalación de dos plantas Diésel con capacidad de suministro de las cargas esenciales de la estación y subestación.

Para los servicios auxiliares de corriente continua se prevé un sistema con dos bancos de baterías de 125 Vcc cada uno con su cargador alimentado desde los servicios auxiliares de corriente alterna. Los cargadores dispondrán diodos de bloqueo en todos sus circuitos de salida para evitar las corrientes inversas entre ellos (voltage dropper). Estos servicios serán dimensionados para las cargas de la estación de bombeo y de la subestación eléctrica asociada.
En la etapa de ingeniería básica se deberá confirmar la potencia para los servicios auxiliares de la estación.

8.6. VÍAS

8.6.1. DESCRIPCIÓN DE LOS TRAZADOS

Se realizó el diseño geométrico a nivel de factibilidad de la vía de acceso a la captación Jesús

María, el trazado de esta vía se describe a continuación.

8.6.1.1. Acceso a captación Jesús María

Consiste en una vía de 2.33 km totalmente nueva que se desprende de un carreteable existente, tiene un radio mínimo de 21 metros y un radio máximo de 275 metros. En cuanto al diseño de rasante, parte de la abscisa K0+000 en la cota 7.0 y llega en la abscisa K2+320 a la cota 6.0 alcanzando el punto más alto en el K1+863 con una cota de 31.85 donde se cruza con la tubería que viene de la captación; la pendiente longitudinal varía entre -0.50% y 12.0%.

En la zona de cruce con la tubería, se planteó un relleno de dos metros sobre el lomo del tubo para su protección.

Al estar muy cerca del río Bayano se debe definir una cota de protección contra inundaciones, considerando un periodo de retorno de 25 años, la rasante de la vía debe quedar por encima de la cota 9.50; debido a esto se genera un terraplén de aproximadamente 60 metros entre las abscisas K1+830 y K1+890. En la base de este terraplén se propone la implementación de un arco metálico que permita el paso de las aguas para que estas no se embalsen, esta solución debe ser estudiada en la siguiente etapa de diseño.

Adicionalmente, al inicio de la vía queda un tramo de 300 metros por debajo de la cota 9.50, ya que corresponde al empalme con la vía existente que está en la cota 7.0.

Esta vía fue trazada sobre topografía lidar que fue suministrada por estudios preliminares de ACP.

En la Figura 8-102 se presenta el esquema del acceso a la captación Jesús María.



Figura 8-102 Acceso a captación Jesús María

8.6.2. Diseño geotécnico para la vía de acceso

8.6.2.1. Configuración de taludes

Para esta etapa de diseño se implementaron taludes de corte 0,75 H: 1,0 V y taludes de relleno 1,5 H: 1,0 V, los cuales deben ser validados y actualizados en la etapa posterior de diseño.

8.6.2.2. Estructura de pavimento

Para esta etapa de diseño se implementó como estructura de pavimento una capa para la calle en tosca de 25 cm de espesor, la cual debe ser validada en la etapa posterior de diseño.

8.6.3. Sistema de drenaje

Para esta etapa de diseño se implementó una cuneta triangular en concreto con una sección de 90 cm de ancho y 30 cm de profundidad, la cual debe ser validada en la etapa posterior de diseño (ver Figura 8-103).

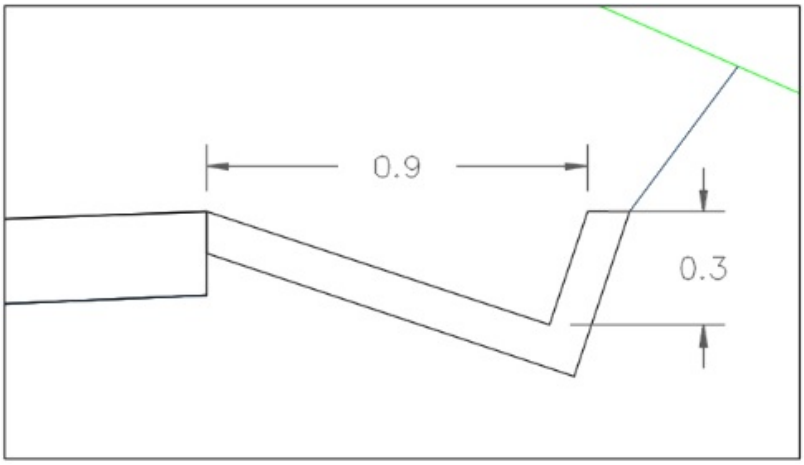


Figura 8-103 Esquema cuneta

8.6.4. Resultados del diseño geométrico

8.6.4.1. Planos

Como resultados del diseño geométrico se presenta para cada vía planos generales, planos planta-perfil y planos de secciones transversales cada 50 metros. En los planos generados se incluye el diseño geométrico en planta y en perfil con sus respectivos cuadros de elementos de curvatura.

Los planos de diseño geométrico de las vías de acceso diseñadas se presentan en el Anexo 1 (Anexo 1.2.6).

8.6.4.2. Memorias de cálculo

A partir del modelo digital del terreno alineamiento en planta, alineamiento en perfil y secciones transversales generadas, se calcularon con el software de diseño Civil 3D, los volúmenes cada 10 metros de movimientos de tierra, terraplenes y calle en tosca. En la Tabla 8-98 se presenta el resumen de cantidades de obra.

Tabla 8-98 Resumen de cantidades de obra

Eje de Diseño	Longitud (km)	Vol, Corte (m^3)	Vol, Relleno (m^3)	Vol, Calle en Tosca (m^3)
Acceso captación Jesús María	2,3	84518	13478	3708
Total	**2,3**	**84518**	**13478**	**3708**

Adicionalmente en el Anexo 2 (Anexo 2.2.6) se presenta el listado de localización del eje de las

vías y las memorias de cantidades de obra.

8.7. DISEÑO SISTEMA DE CONTROL

8.7.1. Diseño de obras

Los planos de control, instrumentación y comunicaciones asociados al presente sistema son los siguientes:

VF-1614-118-02-04-170	ARQUITECTURA GENERAL DE CONTROL Y COMUNICACIONES
VF-1614-118-02-04-169	DIAGRAMA DE CONTROL, COMUNICACIONES E INSTRUMENTACIÓN - JESÚS MARÍA

A continuación se presentan las consideraciones de control, instrumentación y comunicaciones para las obras de Jesús María:

Tabla 8-99 Diseño de control Jesús María.

Descripción	**Compuertas radiales**	**Compuerta radial canal limpia**	**Compuertas planas Captación**	**Compuerta caudal ecológico**
	Jesús Maria			
Unidad hidráulica (UH)	Medición de presión salida bombas (PIT) [1 x UH: 7 en total]	Medición de presión salida bombas (PIT) [1 x UH: 1 en total]	Medición de presión salida bombas (PIT) [1 x UH: 2 en total]	-
	Medición de temperatura cuba (TE + TIT) [1 x UH: 7 en total]	Medición de temperatura cuba (TE + TIT) [1 x UH: 1 en total]	Medición de temperatura cuba (TE + TIT) [1 x UH: 2 en total]	-
	Medición de nivel cuba (LIT) [1 x UH: 7 en total]	Medición de nivel cuba (LIT) [1 x UH: 1 en total]	Medición de nivel cuba (LIT) [1 x UH: 2 en total]	-

Descripción	Compuertas radiales	Compuerta radial canal limpia	Compuertas planas Captación	Compuerta caudal ecológico
	Válvula solenoide para selección de compuerta [2 x UH: 14 en total]	-	-	-
Control (PLC)	Controlador (PLC): [1 x UH: 7 en total]	Controlador (PLC): [1 x UH: 1 en total]	Controlador (PLC): [1 x UH: 2 en total]	Integración a PLC de compuertas de captación
	- Supervisión y comando UH. - Supervisión y comando compuertas.	- Supervisión y comando UH. - Supervisión y comando compuertas.	- Supervisión y comando UH. - Supervisión y comando compuertas (incluyendo compuerta caudal ecológico - sólo en un PLC) - Supervisión y comando motor eléctrico compuerta caudal ecológico (sólo en un PLC) - Regulación de caudal ecológico (sólo en un PLC)	-
	Enclavamiento bombas Unidad hidráulica - Operación principal/respaldo	Enclavamiento bombas Unidad hidráulica - Operación principal/respaldo	Enclavamiento bombas Unidad hidráulica - Operación principal/respaldo	-

Descripción	Compuertas radiales	Compuerta radial canal limpia	Compuertas planas Captación	Compuerta caudal ecológico
	Horómetro para conmutación de las bombas de la unidad hidráulica	Horómetro para conmutación de las bombas de la unidad hidráulica	Horómetro para conmutación de las bombas de la unidad hidráulica	-
	Conexión con anillo de comunicaciones - caseta central	Conexión con anillo de comunicaciones caseta central, canal de limpia, captación, caudal ecológico, desarenador	Conexión con anillo de comunicaciones caseta central, canal de limpia, captación, caudal ecológico, desarenador	-
	Enclavamiento por nivel aguas arriba	-	-	-
	Enclavamiento por nivel aguas abajo	-	-	-
	Operación por pasos de las compuertas	Operación por pasos de la compuerta	-	-
	Transferencia de operación entre las dos compuertas controladas por la mism UH	-	Transferencia de operación entre el conjunto de compuertas de los dos vanos controlados por la misma UH	-

Descripción	Compuertas radiales	Compuerta radial canal limpia	Compuertas planas Captación	Compuerta caudal ecológico
	-	-	Operación automática en caso de cierre total de compuertas radiales - compuerta caudal ecológico	-
	Operación conjunta de las 14 compuertas	-	Operación de 1 UH a la vez y operación de las dos compuertas de un vano de manera simultánea.	-
	Control y supervisión compuertas radiales Nivel 1	Control y supervisión canal de limpia Nivel 1	Control y supervisión captación y caudal ecológico Nivel 1	Nivel 0
Compuertas	Medición continua de posición (ZT) [1 x compuerta: 14 en total]	Medición continua de posición (ZT) [1 x compuerta: 1 en total]	-	Medición continua de posición (ZT) [1 x compuerta: 1 en total]
	Indicación de posición abierto (ZSO) [1 x compuerta: 14 en total]	Indicación de posición abierto (ZSO) [1 x compuerta: 1 en total]	Indicación de posición abierto (ZSO) [1 x compuerta: 2 en total]	Indicación de posición abierto (ZSO) [1 x compuerta: 1 en total]

Descripción	Compuertas radiales	Compuerta radial canal limpia	Compuertas planas Captación	Compuerta caudal ecológico
	Indicación de posición cerrado (ZSC) [1 x compuerta: 14 en total]	Indicación de posición cerrado (ZSC) [1 x compuerta: 1 en total]	Indicación de posición cerrado (ZSC) [1 x compuerta: 2 en total]	Indicación de posición cerrado (ZSC) [1 x compuerta: 1 en total]
	Medición de presión servos (PIT) [2 x compuerta: 28 en total]	Medición de presión servos (PIT) [2 x compuerta: 2 en total]	Medición de presión servo (PIT) [1 x compuerta: 2 en total]	-

Tabla 8-100 Diseño de control Jesús María.

Descripción	Compuertas desarenador	Bomba sedimentos desarenador	Bombeo	Caseta central
	Jesús Maria			
Control (PLC)	Integración a PLC de bombeo de sedimentos	Controlador (PLC): [1 en total]	Controlador (PLC): [1 en total]	Controlador (PLC): [1 en total - redundante] IHM: [1 en total - redundante]
	-	- Supervisión estado de los tanques: nivel, sedimentos - Supervisión del estado de las compuertas de descarga de sedimentos	- Supervisión y comando de los variadores para las bombas horizontales. - Supervisión y comando de los arrancadores para las bombas verticales.	Supervisión y comando de servicios auxiliares eléctricos.

Descripción	Compuertas desarenador	Bomba sedimentos desarenador	Bombeo	Caseta central
	-	Enclavamiento bombas Unidad hidráulica - Operación principal/respaldo	-	-
	-	- Horómetro para conmutación de las bombas - Horómetro para la operación automática de las bombas (semanalmente)	Horómetro para la conmutación de las bombas verticales y las bombas horizontales	-
	-	Conexión con anillo de comunicaciones caseta central, canal de limpia, captación, caudal ecológico, desarenador	Conexión redundante con caseta central	Conexión red troncal en fibra óptica del proyecto
	-	-	Enclavamiento operación del sistema de bombeo con el nivel de agua del tanque de carga de los desarenadores.	-
	-	-	-	- Transferencia automática planta diesel compuertas radiales - Transferencia automática planta diesel SSAA bombeo

Descripción	Compuertas desarenador	Bomba sedimentos desarenador	Bombeo	Caseta central
	-	Operación de las bombas de acuerdo al nivel del tanque sumidero (prender/apagar)	-	-
	-	Enclavamiento compuertas de captación con compuertas de desarenador: señalización y alarma	Enclavamientos para las secuencias de operación de las bombas verticales y horizontales	-
	Nivel 0	Control y supervisión desarenador Nivel 1	Control y supervisión del bombeo Nivel 1	Control y supervisión centralizado Jesús María Nivel 2
	Indicación de posición abierto (ZSO) [1 x compuerta: 3 en total]	-	-	-
	Indicación de posición cerrado (ZSC) [1 x compuerta: 3 en total]	-	-	-
Tanques	Medición de sedimentos (LSH) [1 x tanque: 3 en total]	Medición de sedimentos (LSH) [1 x tanque: 1 en total]	-	-
	Medición de nivel (LIT) [1 x tanque: 3 en total] [2 x carga: 2 en total]	-	-	Medición de nivel embalse (LIT) [2 en total]

Descripción	Compuertas desarenador	Bomba sedimentos desarenador	Bombeo	Caseta central
	-	Medición de nivel (LSL) [1 x tanque: 1 en total]	-	-
	-	Medición de nivel (LSH) [1 x tanque: 1 en total]	-	-
Válvulas	-	-	Indicación de posición abierto (ZSO) [1 x válvula: 6 en total]	-
	-	-	Indicación de posición cerrado (ZSC) [1 x válvula: 6 en total]	-
Conducción	-	-	Caudalímetro (FIT) [1 en total]	-
	-	-	Medición de presión (PIT) [1 en total]	-

9. DISEÑO CONDUCCIÓN

9.1. DISEÑOS HIDRÁULICOS

Los análisis hidráulicos de la conducción del proyecto fueron realizados en tres fases. En la primera de ellas se realizó el planteamiento general de la conducción, dimensionamiento y cálculo de pérdidas hidráulicas, y definición de estructuras como tanques o sistemas de bombeo y accesorios como cambios de dirección, válvulas, etc, requeridos para la operación. Este proceso se realizó con base en la topografía disponible, fotos aéreas, aplicado los criterios de diseño, haciendo el máximo aprovechamiento de zonas públicas existentes o no ocupadas, y minimizando el uso de terrenos privados y los impactos ambientales que pudieran generarse, de acuerdo con el párrafo 1.1.6 de la sección 01 35 13 de los términos de referencia.

En la segunda fase se desarrolló un modelo de la conducción en el software EPANET, el cual guarda las características de la conducción definidas en la primera fase descrita, con el objetivo de comprobar el funcionamiento hidráulico de las tuberías.

Finalmente, en la tercera fase se desarrolló un modelo de transiente hidráulico de la conducción en el que se estudian escenarios de paradas y arranques de los sistemas de bombeo, con el fin de estimar los valores de sobrepresión en la conducción en casos extremos.

En este numeral se presentan los diseños hidráulicos de la conducción compuesta por los tramos 2, 4, 5 y 10, así como la estructura que complementa el diseño, Tanque Malambo.

9.1.1. Tanque Malambo

El tanque de carga Malambo se localiza al final del tramo 2, entre las abscisas K6+789 y K6+831, cota de fondo 172 msnm, tiene 41 m de largo, 41 m de ancho y 3.3 m de profundidad. Las dimensiones indicadas permiten adecuar la estructura a la topografía existente en la zona y minimizar las excavaciones. Igualmente, el tanque fue dimensionado para un tiempo de retención de 15 minutos y un caudal de 6.0 m^3/s, para almacenar un volumen de 5,547 m^3, como se observa en la Figura 9-1.

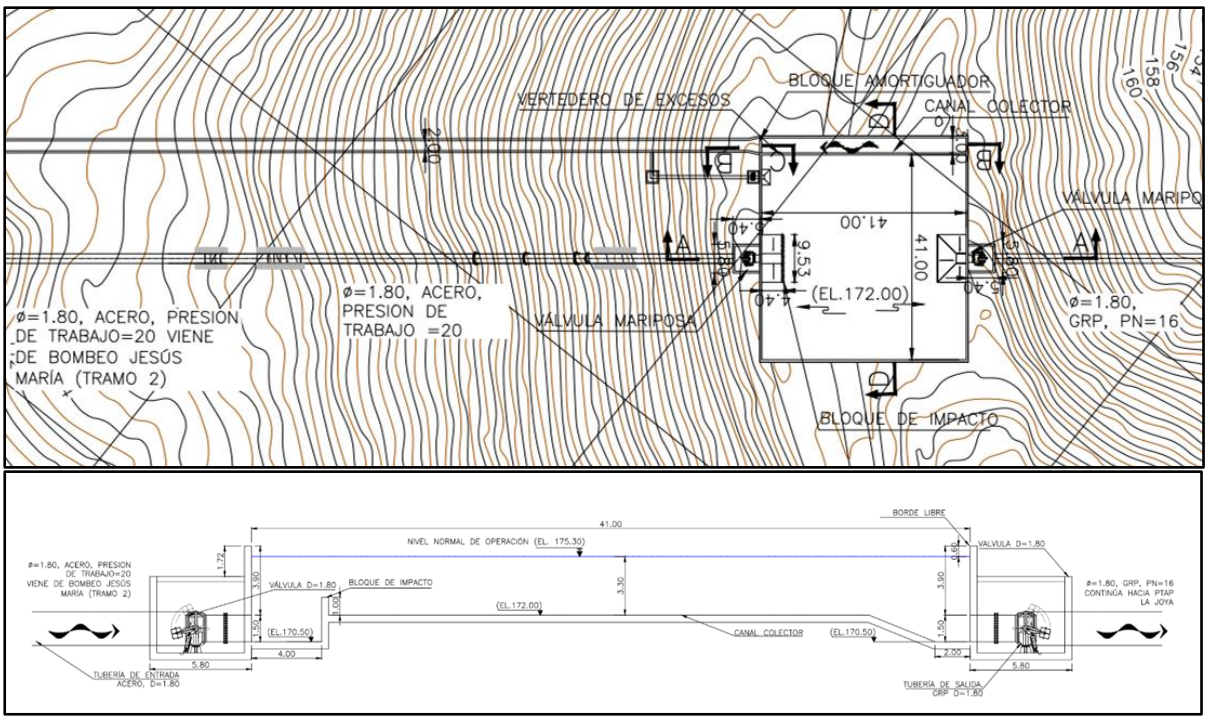


Figura 9-1 Esquema Tanque Malambo

Para definir la cota de implantación del tanque Malambo se intentó minimizar la excavación en el sitio elegido para su ubicación, teniendo en cuenta que, a mayor altura de implantación del tanque, menores serán sus costos de excavación. Para la implantación (cota de fondo en el tanque) se tiene una limitante hidráulica, la cual corresponde a garantizar una presión mínima de entrega de 5 mca en la PTAP La Joya. De acuerdo con los cálculos hidráulicos realizados, se pudo establecer que la cota de implantación para garantizar las presiones de llegada a los sitios mencionados es la 172 msnm.

Para la cota de implantación establecida en el tanque Malambo (172 msnm) con cota máxima de 175.3 msnm, se tiene una cabeza de bombeo de 202.88 m.

9.1.1.1. Rebose Tanque Malambo

De acuerdo con lo expuesto en el numeral 5, se diseñó el vertedero de rebose para el caudal máximo de entrada, en este caso 6 m³/s, se diseñó como un vertedero rectangular de pared gruesa que pueda caber dentro de la longitud de muro dimensionada para el tanque Malambo (41 m), aprovechando el borde libre del mismo (0.6 m), se proyecta lámina máxima sobre el vertedero de 0.4 m, dejando un borde libre para el escenario de rebose de 0.2 m, con estos parámetros y usando los criterios definidos en el numeral 5, se dimensionó un vertedero con longitud de 41 m, tal como se muestra en la
Tabla 9-1.

Tabla 9-1 Cálculo Longitud Vertedero Tanque Malambo.

Tanque	b (m)	h (m)	w (m)	□	e (m)	e/h	ε1	h' (m)	h'/h	1-h'/h	ε2	Q (m³/s)
Malambo	41	0.4	3.3	0.621	0.5	1.25	0.848	0	0	1	1.0128	16.32

Donde:
b = ancho del vertedero (m).
h = cabeza de agua entre cresta del vertedero y lamina (m).
w = altura del vertedero (m).
□ = coeficiente de contracción vertical de la altura h en la cresta del vertedor y de la contracción horizontal.
e = espesor del vertedero (m).
ε1 = es el coeficiente al considerar al vertedor de pared gruesa.
h' = Altura lámina aguas abajo del vertedero (m).
ε2 = es el coeficiente al considerar el efecto de sumersión h' en la descarga.
Q = Caudal vertido (m³/s).

Se puede apreciar que para una lámina máxima de 0.4 m se puede evacuar el caudal máximo de entrada con un vertedero de ancho 41 m, el cual cabría en alguna de las paredes del tanque Malambo.

9.1.1.2. Canal Colector de excesos Malambo

El caudal vertido debe ser captado y evacuado a través de un caudal colector, hacía una canal de transición y posteriormente a un disipador que llevará el líquido hasta el cuerpo de agua receptor.

Siguiendo los criterios del numeral 5, se calculó el alcance del chorro proveniente del vertedero para dimensionar el ancho del canal, ver Tabla 9-2.

Tabla 9-2 Cálculo Alcance Chorro Malambo.

Tanque	Y2 (m)	w (m)	X (m)	V(m/s)	t (s)	Y(m)
Malambo	3.7	3.3	2.298	2.801	0.82	0

Donde:
Y2 = Altura lámina de agua antes del vertedero (w) (m).
X = Alcance del chorro en horizontal (m).
V = velocidad horizontal (m/s).
t = tiempo de caída del chorro (s).

Como factor de seguridad se adopta 3.0 m de base en el tanque, el canal colector tendrá la misma longitud del tanque, ver planos en Anexo 1 (Anexo 1.3.1).

9.1.1.3. Canal de Transición Malambo

Después de canal colector el flujo pasa a un canal de transición que lleva el flujo a un disipador escalonado. Usando los criterios de diseño expuestos en el numeral 5, se dimensiona el canal de transición, como se evidencia en la Tabla 9-3.

Tabla 9-3 Dimensiones Canal de Transición

Desagüe	Tramo	Longitud	Cota Batea		Pendiente	Ancho	Pendiente	Altura del	Ancho	Área	Manning	Caudal	Caudal	Velocidad para	Comprobación
			Aguas Arriba	Aguas Abajo		Inferior	Lateral	Canal	Superior			Máximo	de Diseño	Q Diseño	Para Q Diseño
		L			S	W	XH:1V	y	T	A	n	Q max	Q	V	
		m	m	m	%	m	m/m	m	m	m²		m³/s	m³/s	m/s	
Malambo	Malambo	20	172	171.9	0.50%	2	0	1.5	2	3	0.015	10.06	6	2	Sección Cumple

De acuerdo con la localización del tanque Malambo y la topografía del lugar, se determinó que el canal de transición hasta el disipador tendrá una longitud de 20 m, sección rectangular en concreto para que tenga la capacidad de evacuar el caudal vertido, el cual contará con un ancho de 2.0 m y altura de 1.5 m.

9.1.1.4. Disipador Escalonado Malambo

Finalmente, el flujo vertido será captado por un disipador escalonado que llevará el flujo hasta el cuerpo de agua receptor, según los criterios expuestos en el numeral 5, se realizaron los cálculos para dimensionar el disipador en función de la topografía del trazado seleccionado para el disipador en función de tres valores de pendiente. De acuerdo con lo anterior, se plantearon tres tipos de escalón los cuales se caracterizan a continuación:

Tabla 9-4 Características primera parte Disipador Malambo

Resumen Resultados Rápida Escalonada		
Ancho del canal	B (m)	2
Altura del escalón	S (m)	1
Largo del escalón	H (m)	1.52
Largo desarrollo del resalto	L (m)	13.3
Altura de los muros	Hw (m)	0.9

Tabla 9-5 Características segunda parte Disipador Malambo

Resumen Resultados Rápida Escalonada		
Ancho del canal	B (m)	2
Altura del escalón	S (m)	0.8
Largo del escalón	H (m)	3.41
Largo desarrollo del resalto	L (m)	11
Altura de los muros	Hw (m)	0.9

Tabla 9-6 Características Tercera parte Disipador Malambo

Resumen Resultados Rápida Escalonada		
Ancho del canal	B (m)	2
Altura del escalón	S (m)	1
Largo del escalón	H (m)	1.99
Largo desarrollo del resalto	L (m)	11.29
Altura de los muros	Hw (m)	1

Los cálculos detallados basados en la metodología expuesta en el numeral 6, se presentan en el Anexo 2 (Anexo 2.3.1).

9.1.1.5. Desagüe de Tanque Malambo

Se dimensionó una tubería de desagüe para el caudal obtenido en 8 horas de vaciado, según lo expuesto en el numeral 5. Para el tanque Malambo se proyecta una tubería de 0.6 m de diámetro que llevará el caudal evacuado y descargará en el disipador de energía, para llevar el líquido hasta el cuerpo receptor.

Los planos de trabajo del tanque Malambo se presentan en el Anexo 1 (Anexo 1.3.1).

9.1.2. Conducción

En este numeral se presenta la metodología desarrollada para el dimensionamiento de los diferentes tramos que componen el proyecto en estudio, basándose en los criterios de diseño definidos en el numeral 5, para un nivel de factibilidad.

La alternativa 12 consiste en captar en la zona de Jesús María, con entrega de caudales a la PTAP

La Joya (6 m³/s). Esta alternativa además está compuesta por un tanque de carga en el sector Malambo, la localización de estas estructuras se definió en el numeral 7.

Para la definición del trazado en planta y perfil, de los diferentes tramos de impulsión y conducción, se requiere conocer con precisión la localización de las diferentes estructuras que complementarán el sistema en estudio.

Tomando en cuenta que se tiene una longitud de conducción que pasa por un amplio número de distritos, resulta recomendable contar con un equipo especializado en gestión predial que permita agilizar estos procesos.

9.1.2.1. Servidumbres eléctricas

De acuerdo con el párrafo 1.1.6 de la sección 01 35 13 de los términos de referencia, debe hacerse el máximo aprovechamiento de zonas públicas existentes o no ocupadas y minimizar el uso de terrenos privados y los impactos ambientales que puedan generarse.

Para cumplir con este requerimiento se ha planteado un alineamiento en planta, siguiendo los criterios expuestos en el numeral 5.

Siguiendo lo expuesto anteriormente y de acuerdo con la experiencia de INGETEC uno de los factores más problemáticos y que dilata los proyectos lineales, como el caso de Bayano, es la adquisición y expropiación predial. Por esta razón, se buscó maximizar el aprovechamiento de las servidumbres existentes como criterio para el trazado de la conducción. Esta consideración evita el reasentamiento, afectación al tejido social y sus costumbres, además de representar un costo menor costo al proyecto.

Por lo anterior y tomando en cuenta que el planteamiento de alineamientos de conducción por fuera de las servidumbres disponibles en las zonas en las que se tengan asentamientos humanos (nucleados o dispersos) implicaría el reasentamiento de personas con los costos asociados y la afectación al tejido social y sus costumbres y que en el caso de zonas rurales los impactos ambientales fuera de las servidumbres se espera sean mayores que dentro de ella, para la concepción de los alineamientos de la conducción

El trazado de las conducciones, se planteará a través del aprovechamiento de las servidumbres existentes en la zona de estudio la cual corresponde a la línea de transmisión Bayano (230 kV), ver Figura 9-2.

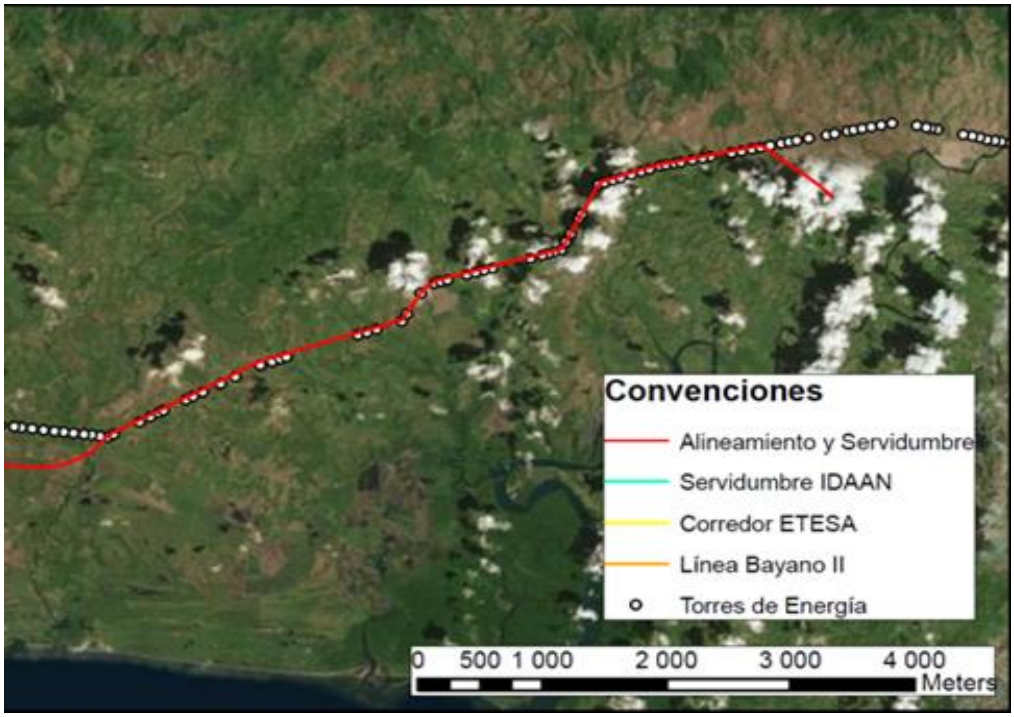


Figura 9-2 Servidumbre trazado conducción

Para determinar la posibilidad de utilización de la servidumbre de red energética encontrada en la zona de estudio, se realizó la consulta y análisis desde el punto de vista jurídico y técnico.

Para determinar la disposición de la servidumbre desde el punto de vista jurídico se realizó un análisis legislativo regulatorio contenido en la Ley 6ta de 1997 en el título VI "Uso y adquisición de inmuebles y servidumbres" en el cual se resalta los artículos listados en la Tabla 9-7.

Tabla 9-7 Resumen artículos ley 6ta de 1997 en el título VI

Ítem	Objetivo
Artículo 117	Declaración de inmueble de utilidad pública
Artículo 118	Derechos de las concesiones y licencias de ocupación
Artículo 119	Acuerdos para adquisición de bienes y/o servidumbres
Artículo 120	Adquisición de bienes y/o servidumbres de manera forzosa
Artículo 123	Oposición para la adquisición de bienes para uso de servidumbre
Artículo 125	Compensación por adquisición de inmuebles por adquisición de servidumbres

Ítem	Objetivo
Artículo 126	Compensación por constitución de inmuebles por adquisición de servidumbres
Artículo 131	Uso gratuito de suelo, subsuelo y espacio aéreo de servidumbres
Artículo 132	Servidumbre gratuita

De acuerdo con los análisis y consultas realizadas se resaltan los siguientes ítems, los cuales se representan en la Figura 9-3.

- Para líneas de 115 kV se estipula que el ancho de la franja a lado y lado del eje de la torre de transmisión es de 15 m, para un total de 30 m de franja de servidumbre.
- Para líneas paralelas de 115 kV se debe tener una separación de 8 m, entre las torres de transmisión, lo cual implica un total 38 m de franja de servidumbre.
- Para líneas de 230 kV se estipula que el ancho de la franja a lado y lado del eje de la torre de transmisión es de 20 m, para un total de 40 m de franja de servidumbre.
- Para líneas paralelas de 230 kV se debe tener una separación de 8 m, entre las torres de transmisión, lo cual implica un total 48 m de franja de servidumbre.
- Si la estructura de transmisión es en concreto el ancho de la franja a lado y lado del eje de la torre de transmisión es de 15 m, para un total de 30 m de franja de servidumbre.
- Si la estructura de transmisión es metálica el ancho de la franja a lado y lado del eje de la torre de transmisión es de 20 m, para un total de 40 m de franja de servidumbre.

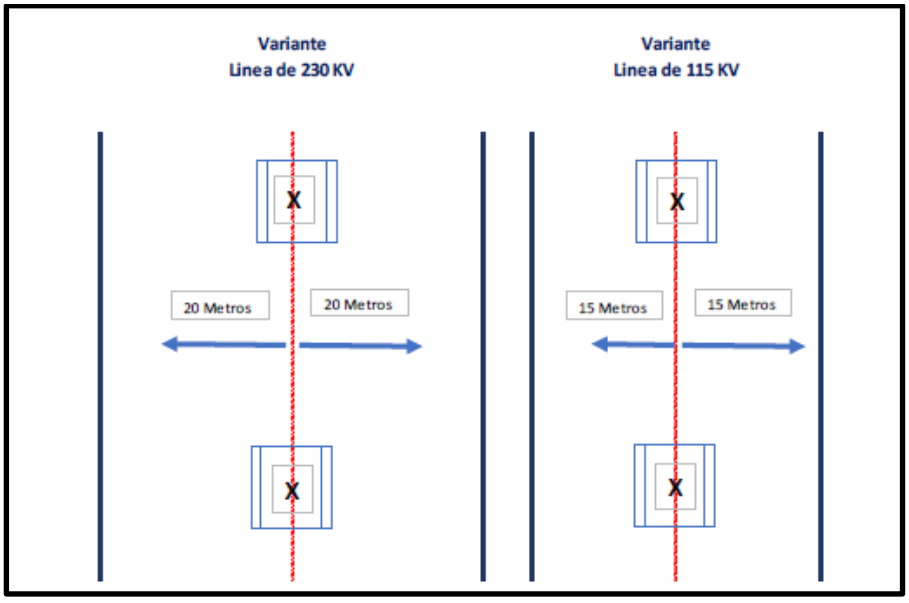


Figura 9-3 Franja de servidumbre de líneas de transmisión individuales

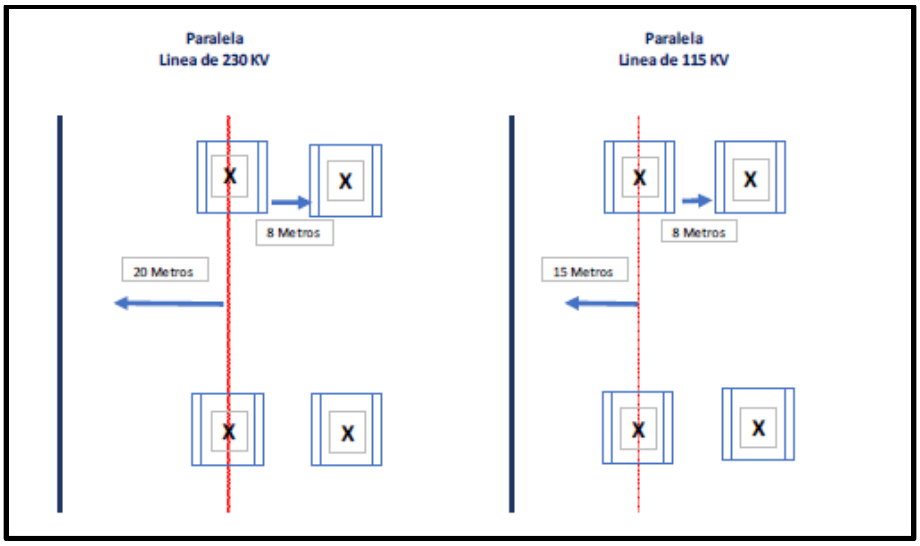


Figura 9-4 Franja de servidumbre de líneas de transmisión paralelas

Con las restricciones encontradas en términos de servidumbre, se concluye que solo puede aprovecharse un costado de la servidumbre de la línea de transmisión de 230 kV, en la cual puede instalarse solamente una tubería debido al tamaño de la excavación requerida para su instalación, debido a que en el trazado de ésta línea existe interferencia con líneas de energía de 115 kV que reducen el ancho de la servidumbre disponible (ver Figura 9-4). Lo anterior tomado en cuenta que la alternativa seleccionada requerirá tubería con un diámetro máximo de 2.5 m, para la cual es necesario tener como mínimo una zona de trabajo y ocupación de 7 m de ancho y 5 m de profundidad al tratarse de una sola tubería. La disposición mínima de cimentación se muestra en la Figura 9-5.

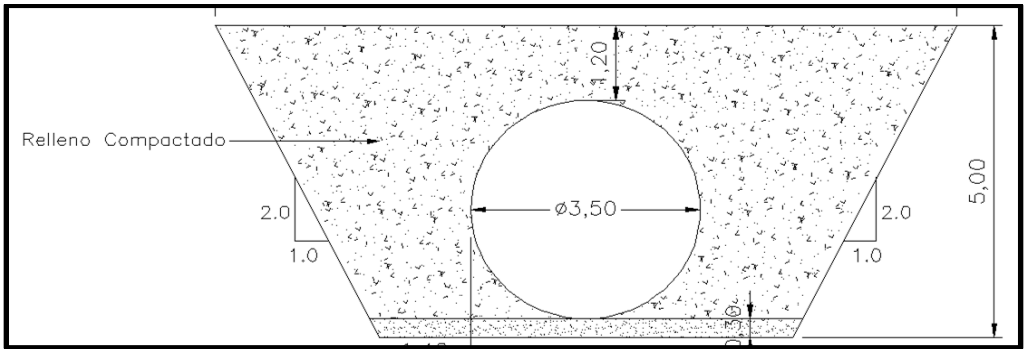


Figura 9-5 Configuración típica de cimentación de la tubería de conducción

En aquellos casos en lo que no se cuente con servidumbres públicas y tomando en cuenta que se tiene una longitud de conducción que pasa por un amplio número de distritos, resulta recomendable contar con un equipo especializado en gestión predial que permita agilizar estos procesos.

9.1.2.2. Servidumbres viales

Se considera Servidumbre, la denominación de un tipo de derecho real que limita el dominio de un predio denominado fundo sirviente, en favor de las necesidades de otro llamado fundo dominante perteneciente a otra persona.

Dentro de dichas servidumbre y limitaciones, destacan las siguientes: las llamadas servidumbres comunales, establecidas en el orden urbano y en el rural por razones de seguridad personal, de salubridad, de comodidad, etc., así como las previstas para el establecimiento y uso de servicios públicos de comunicaciones (carreteras, ferrocarriles, telégrafos, etc.); las que condicionan los servicios gubernamentales, como la zona militar, la zona marítimo-terrestre y la navegación aérea.

9.1.2.2.1. Servidumbres para autopistas

Siendo esta la Panamericana: Ancho de 50 metros a cada lado del eje de vía. Cuando entra en los poblados la servidumbre puede llegar a ser solo de 25 metros a cada lado del eje de vía, dependiendo de los tejidos municipales.

9.1.2.2.2. Servidumbres para vías secundarias

Calles principales, estas regularmente tienen entre 30 metros en total, 15 metros a cada lado a partir del eje de vía, y otras de 40 metros de servidumbre en total, 20 metros a cada lado a partir del eje de vía.

9.1.2.2.3. Servidumbres para vías terciarias

Ancho de 15 metros de servidumbre en total, 7.50 metros a cada lado a partir del eje de la vía.

9.1.2.2.4. Servidumbres para calles internas

Aquellas calles localizadas dentro de barridas por norma no deberían tener menos de 12.80 metros de servidumbre en total, 6.40 metros a cada lado a partir del eje de la vía.

En aquellos casos en lo que no se cuente con servidumbres públicas y tomando en cuenta que se tiene una longitud de conducción que pasa por un amplio número de distritos, resulta recomendable contar con un equipo especializado en gestión predial que permita agilizar estos procesos.

9.1.2.3. Alineamiento en Planta

El alineamiento de los diferentes tramos tiene como finalidad llevar los caudales captados en el sector Jesús María hacia la PTAP La Joya, pasando a través de las diferentes estructuras que componen la alternativa estudiada.

Para cumplir con los requerimientos de servidumbre y los criterios expuestos en el numeral 5, se ha planteado un alineamiento en planta, con la ayuda de las fotografías aéreas, planimetría y topografía obtenidas a partir del levantamiento Lidar realizado por esta Consultoría, ver Figura 9-6.



Figura 9-6 Trazado tramos conducción en planta

En la Figura 9-7 se aprecia un ejemplo del alineamiento típico en zona rural, con disponibilidad de servidumbre dada por la línea de transmisión eléctrica, dejando una distancia suficiente entre la base de las torres eléctricas y el eje de la tubería, para efectos de excavación.

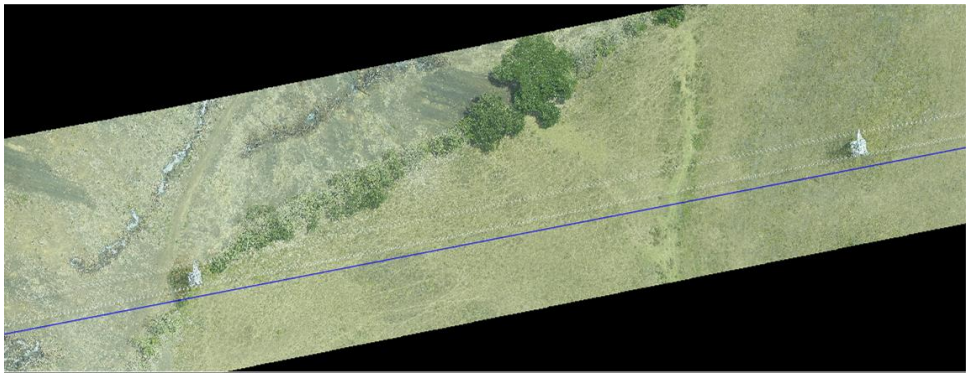




Figura 9-7 Alineamiento en zona rural con disponibilidad de servidumbre eléctrica.

Fuente: Ingetec S.A, Fotografía Aérea Tramo 5

En otras zonas rurales se tiene disponibilidad de servidumbre vial, como se aprecia en la Figura 9-8.

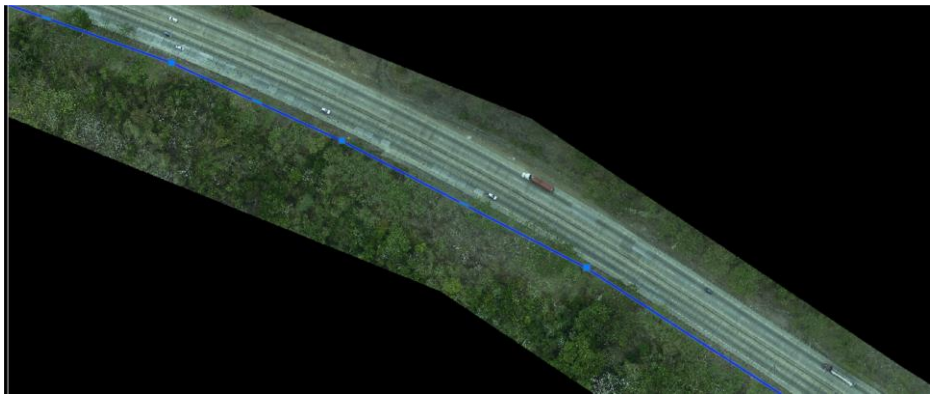


Figura 9-8 Alineamiento en zona rural con servidumbre vial

Fuente: Ingetec S.A, Fotografía Aérea

En zonas rurales, sin servidumbres eléctricas ni viales, ver Figura 9-9, se trazó la tubería intentando minimizar la pendiente de la tubería, evitando alineamientos a lo largo de taludes y garantizando que el trazado vaya por zonas de menor altura a la del punto de origen (tanque de carga) en el caso de flujo a gravedad. Para los casos de tramo en impulsión se aplican los mismos criterios pero procurando que la línea piezométrica no se cruce con la línea de terreno del trazado definido.



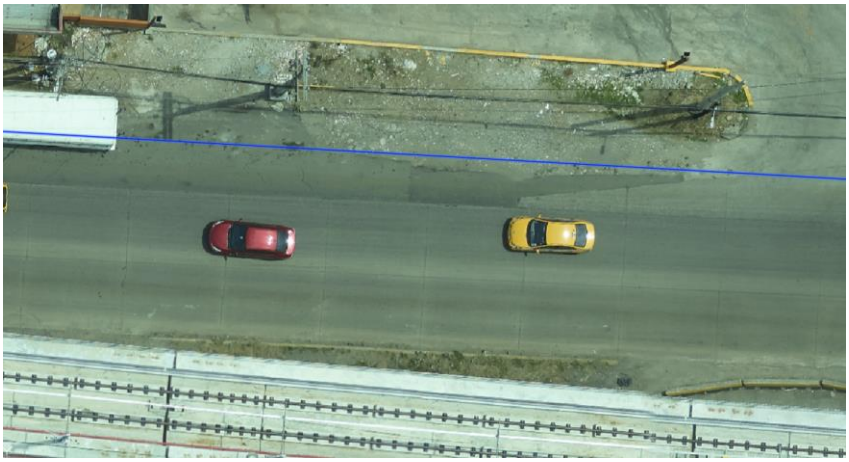
Figura 9-9 Alineamiento en zona rural sin disponibilidad de servidumbre.

Fuente: Ingetec S.A, Fotografía Aérea Tramo 4

En las zonas urbanas se aprovecharon al máximo las servidumbres viales, y en los casos donde el espacio disponible en las servidumbres fuese mínima se optó por alinear la tubería por las bermas, ver Figura 9-10.



Nota: Se intenta aprovechar la servidumbre vial, pero la falta de espacio en la misma obliga a trazar el eje de la tubería por la berma.



Nota: Detalle de trazado en planta, como se puede apreciar en la servidumbre se tiene una línea eléctrica, lo que obliga a trazar la tubería por la berma.

Figura 9-10 Alineamiento en zona urbana.

Fuente: Ingetec S.A, Fotografía Aérea

Con el trazado en planta definido se procedió a generar un abscisado para los tramos 2, 4, 5 (K0+000 a K34+158) y 10 (K0+000 a K5+700), esto para propósitos de localización.

A continuación, se describen los tramos de conducción considerados en la etapa de factibilidad, para el transporte de caudales desde la captación, hasta los sitios de entrega y de acuerdo con el abscisado descrito anteriormente.

- Tramo 2. Captación Jesús María – tanque de carga Malambo (K0+000 a K6+789), el tanque de carga Malambo se ubicará entre las abscisas (K6+789 a K6+831).
- Tramo 4: Tanque de carga Malambo – Línea de Transmisión 230 kV (K6+831 a K11+812) al este de Chepo.
- Tramo 5: Línea de Transmisión 230 kV al este de Chepo – derivación hacia PTAP La Joya (K11+812 a K34+158).
- Tramo 10: Abscisa K34+158 del tramo 5 a PTAP La Joya (K0+000 a K5+700).

9.1.2.4. Alineamiento en Perfil

Una vez definido el trazado en planta se procedió a realizar el alineamiento en el perfil, se busca con este proceso reducir al máximo el número de accesorios (codos, ventosas, purgas), lo cual influye en el cálculo de las pérdidas menores, ver numeral 5.

Se buscó que la cota clave de la tubería estuviese a 1.2 o 2 m respecto a la cota del terreno para minimizar las excavaciones, sin embargo, en la búsqueda de minimizar el número de codos y válvulas se necesitó enterrar la tubería a profundidades mayores en algunos sectores específicos, ver Figura 9-11.

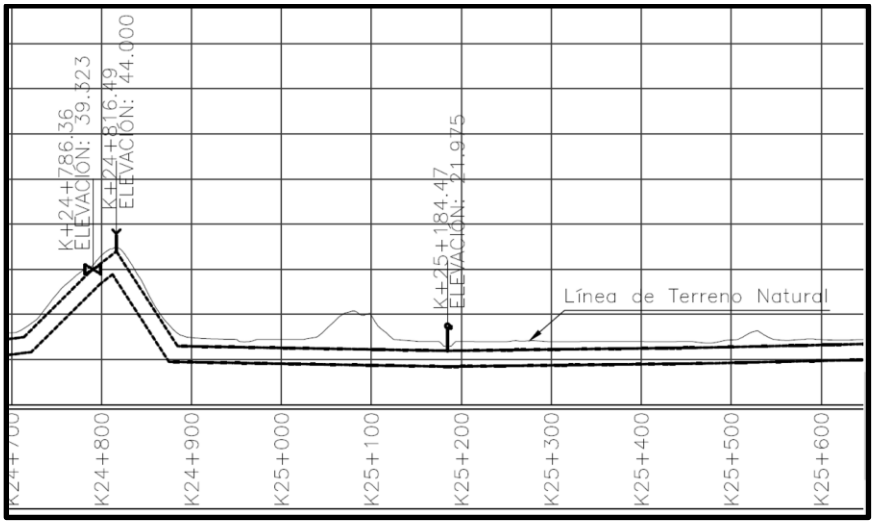


Figura 9-11 Ejemplo Alineamiento en perfil de la conducción

Fuente: Ingetec S.A, sector del Tramo 5.

En la Figura 9-11 se aprecia un caso típico de alineamiento de la tubería en el perfil, se tiene un tramo de 800 m en el Tramo 5, se tendrá un punto alto en la abscisa K24+800, un punto bajo en la K25+200 y cuatro codos, necesitando una válvula ventosa y una válvula de purga. Si se hubiese dejado un alineamiento paralelo al terreno se tendrán 3 puntos altos (abscisas K24+800, K25+100 y K25+550) y puntos bajos en (K24+950, K25+200 y K25+560), necesitando tres ventosas y tres purgas y un número de codos muy superior al del alineamiento propuesto.

De esta manera se minimizan las pérdidas menores ocasionadas por los diferentes accesorios, que en su gran mayoría se encuentran en el perfil.

El proceso explicado se replicó para todo el trazado en perfil de los tramos en estudio.

9.1.2.5. Selección material de tuberías

Teniendo en cuenta los criterios expuestos anteriormente y en el numeral 5, conociendo además que para el dimensionamiento de la conducción se seleccionan diámetros que generen pérdidas hidráulicas acordes con la cabeza hidráulica disponible, se concluye que las tuberías de Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (GRP - Glass Reinforced Plastic Pipe, por sus siglas en inglés) y Acero son las únicas que tienen diámetros comerciales que permiten transportar altos caudales como los requeridos para el desarrollo del proyecto. Por lo anterior se adoptan estos dos materiales para esta etapa de factibilidad.

La tubería en GRP se fabrica en distintos diámetros en diferentes partes del mundo y algunos de los rangos de disponibilidad son los siguientes:

- Diámetros disponibles: 300 – 3500 mm.
- Presiones de trabajo: 1.0 – 25 bar.
- Longitudes por tubo de hasta 12 m.

En la Tabla 9-8 se presentan las características de la tubería en GRP, las unidades usadas en son: (SN (N/m²), PN (Bar), DN-Dext Max-Dint Min (mm), Peso (Kg)).

Tabla 9-8 Características tubería GRP.

SN 10000		**TUBERÍA - Dint MÍN**							**RANGO DE PESO**	
		(mm) – PN (Bares)							**(kg)**	
DN	**Dext Máx**	**PN 1**	**PN 6**	**PN 10**	**PN 16**	**PN 20**	**PN 25**	**PN 32**	**Desde**	**Hasta**
900	923.0	884.9	886.8	886.8	890.2	892.3	893.0	893.4	84.4	117.7
900	923.0	884.9	886.8	886.8	890.2	892.3	893.0	893.4	84.4	117.7
1100	1,127.0	1,081.6	1,083.1	1,083.1	1,087.7	1,090.1	1,090.9	1,091.5	124.8	174.1

SN 10000		TUBERÍA - Dint MÍN (mm) – PN (Bares)							RANGO DE PESO (kg)	
DN	**Dext Máx**	**PN 1**	**PN 6**	**PN 10**	**PN 16**	**PN 20**	**PN 25**	**PN 32**	**Desde**	**Hasta**
1200	1,229.0	1,180.0	1,181.5	1,181.5	1,186.4	1,189	1,189.9	1,190.5	148.0	205.1
1300	1,331.0	1,278.3	1,279.8	1,279.8	1,285.2	1,287.8	1,288.9	1,289.5	173.1	239.4
1400	1,433.0	1,376.3	1,378.1	1,378.1	1,383.9	1,3867	1,387.8	1,388.5	200.2	278.2
1500	1,535.0	1,474.8	1,476.5	1,476.5	1,482.7	1,485.6	1,486.8	1,487.5	229.3	317.3
1600	1,637.0	1,573.1	1,574.7	1,574.7	1,581.4	1,584.4	1,585.8	1,586.6	259.9	359.4
1700	1,739.0	1,671.0	1,673.2	1,673.2	1,680.2	1,683.3	1,684.7	1,685.6	293.8	407.3
1800	1,841.0	1,769.6	1,771.4	1,771.4	1,778.9	1,782.2	1,783.7	1,784.6	328.2	452.6
1900	1,943.0	1,868.1	1,869.7	1,869.7	1,877.7	1,881.1	1,882.7		377.7	502.0
2000	2,045.0	1,966.5	1,968.2	1,968.2	1,976.4	1,980.0	1,981.6		419.0	554
2100	2,147.0	2,064.8	2,066.5	2,066.5	2,075.2	2,078.9	2,080.6		460.5	609.4
2200	2,249.0	2,162.8	2,164.8	2,164.8	213.9	2,177.8	2,179.6		505.5	670.2
2300	2,351.0	2,261.2	2,263.2	2,263.2	2,272.6	2,276.6	2,278.5		551.3	731.1
2400	2,453.0	2,359.2	2,361.6	2,361.6	2,371.4	2,375.5	2,377.5		599.8	797.0
2500	2,555.0	2,458.1	2,459.8	2,459.8	2,470.1	2,474.4			677.7	857.9
2600	2,657.0	2,556.2	2,558.1	2,558.1	2,568.9	2,573.3			731.0	928.5
2700	2,759.0	2,654.5	2,656.5	2,656.5	2,667.6	2,672.1			788.2	999.8
2800	2,861.0	2,752.8	2,754.8	2,754.8	2,766.4	2,771.0			847.3	1,074.4
2900	2,963.0	2,851.2	2,853.3	2,853.3	2,865.1	2,869.9			908.2	1,149.9
3000	3,065.0		2,951.5	2,951.5	2,963.9	2,968.8			971.6	1,169.7
3100	3,167.0		3,049.9	3,049.9	3,062.7				1,091.0	1,247.9
3200	3,269.0		3,148.1	3,148.1	3,161.4				1,162.7	1,330.1
3300	3,371.0				3,260.1				1,235.7	1,345.6
3400	3,473.0				3,358.9				1,311.6	
3500	3,575.0				3,457.6				1,390.6	
3600	3,677.0									
3700	3,779.0									
3800	3,881.0									
3900	3,983.0									

SN 10000		TUBERÍA - Dint MÍN							RANGO DE PESO	
		(mm) – PN (Bares)							(kg)	
DN	Dext Máx	PN 1	PN 6	PN 10	PN 16	PN 20	PN 25	PN 32	Desde	Hasta
4000	4,085.0									

Se puede apreciar que para GRP con SN 10000, que es la resistencia escogida para este proyecto, el diámetro máximo es 1.8 m, el cual tiene como presión de diseño máxima PN 25 bares, mientras que el mayor diámetro disponible para PN 25 es 2.4 m, esto es importante dado el análisis realizado en la modelación del numeral 9.1.3, donde se definió que las máximas presiones en los tramos 4, 5 y 10 serán del orden de 20 bares (200 mca), mientras que para el tramo 2 se tienen presiones superiores a 20 bar por lo cual se adopta tubería de acero.

9.1.2.6. Dimensionamiento de las tuberías

Con el trazado en planta y perfil definidos así como los materiales a usar, se procede a establecer la capacidad hidráulica máxima en los diferentes tramos de conducción del proyecto, la cual puede ser una limitante para la derivación de caudales desde el río Bayano.

A partir de datos conocidos como el caudal, pendiente, longitud en los tramos de conducción y topografía se determinaron las pérdidas de energía en el sistema, las cuales influyen en el comportamiento hidráulico de la conducción para definir los diámetros requeridos. El cálculo se realiza siguiendo los criterios expuestos en el numeral 5.

9.1.2.6.1. Pérdidas por fricción

Debido a los altos caudales manejados en el presente estudio se tienen valores de Reynolds mayores a 4,000, lo cual obliga a usar la ecuación de Colebrook-White para el cálculo de pérdidas por fricción, ver numeral 5.

Para aplicar la ecuación de Colebrook-White es necesario identificar los coeficientes de rugosidad de los materiales seleccionados, los cuales se presentan en la Tabla 9-9.

Tabla 9-9 Coeficientes de fricción tuberías seleccionadas.

Material	Coeficientes de Colebrook White (Ks) (m)
GRP	0.000029
Acero	0.000046

9.1.2.6.2. Pérdidas menores

Para calcular las pérdidas menores, a través de la ecuación presentada en el numeral 5, fue necesario identificar todos los codos, tees, reducciones y válvulas que tendría el trazado en planta y perfil, a los accesorios identificados se les determinó las pérdidas menores correspondientes, en la
Tabla 9-10 se presenta un resumen del total de accesorios obtenido en los tramos 2, 4, 5 y 10.

Tabla 9-10 Cálculo pérdidas menores.

Tramo	Total Codos	Tees	Reducciones	Válvulas sobrevelocidad
2 (K0+000 - K6+789)	80	0	1	1
4 (K6+831 a K11+812)	77	1	0	2
5 (K11+812 - K34+158)	256	0	0	4
10 (K0+000 - K5+701)	73	0	0	1

Para calcular las pérdidas menores es necesario conocer primero los diámetros que tendrán cada uno de los tramos que componen la conducción, los cuales definen el diámetro de válvulas de cierre en la conducción, dato necesario para determinar las pérdidas menores en este tipo de accesorios, por lo cual las pérdidas menores totales se presentan en la Tabla 9-15.

9.1.2.6.3. Análisis diámetro económico

El diámetro de todos los tramos se determinó a través de un análisis de diámetro económico verificando que se cumplan los criterios hidráulicos establecidos en el numeral 5, para su definición se incluyeron en cuenta los costos de los siguientes ítems:

- Costo de tubería en distintos diámetros.
- Costos de transporte.
- Costos de relleno y excavación para la colocación de la tubería
- Costos de equipos de bombeo.
- Costos de energía para bombeo durante la vida útil del proyecto (50 años).

Teniendo en cuenta que al incrementarse el diámetro de la tubería, se reducen las pérdidas de

energía en la misma y por consiguiente los costos de bombeos, pero se incrementan los costos de la tubería, transporte e instalación, el diámetro económico será aquel que minimice la suma de dichos costos y cumpla con los criterios hidráulicos especificados en el en el numeral 5.

9.1.2.6.3.1. Costos de tubería

Como se especificó anteriormente, los tramos 4, 5, y 10 se proyectaron en GRP. El costo de las tuberías para diferentes diámetros, incluído suministro, transporte e instalación se obtuvo de bases de datos del Consultor y precios consultados a los fabricantes. De esta manera se crea una curva de tendencia que permite obtener costos aproximados para cualquier diámetro, adoptando las siguientes consideraciones:

- El costo de la tubería fue tomado de las cotizaciones a fabricantes.
- El costo de transporte se adoptó como el 8% del costo total de tubería de acuerdo con indicaciones de fabricantes. En el caso de tuberías anidadas, considera únicamente el transporte el primer tubo (el más grande).
- Los costos de las excavaciones y rellenos se tuvieron en cuenta considerando el tamaño de zanja para cada diámetro de tubería, según lo mostrado en la Figura 9-5.

En la Tabla 9-11 y la Figura 9-12 se presenta la curva de costos para tubería de GRP.

Tabla 9-11 Costo Tuberías GRP

Φ	**Costo**
mm	**USD/ml**
3,500	4,343
3,400	3,947
3,200	3,551
3,000	3,410
2,900	3,135
2,800	2,928
2,700	2,748
2,600	2,617
2,300	1,922

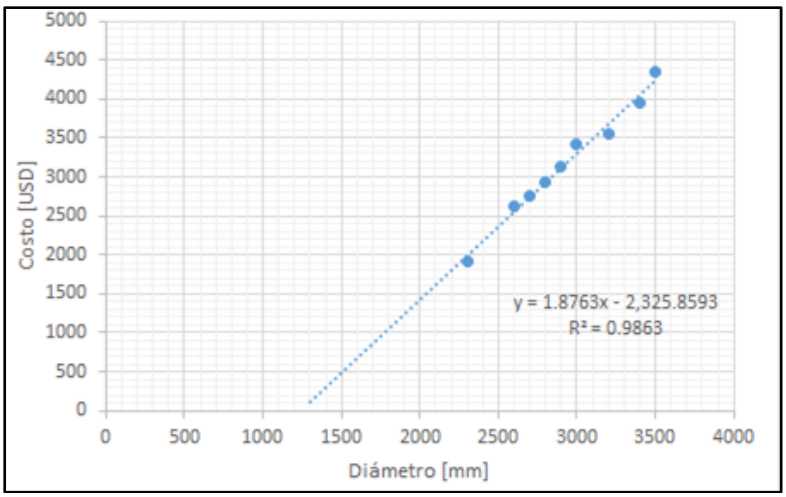


Figura 9-12 Curva Costo Tuberías GRP.

A diferencia de los tramos anteriores, el tramo 2 se proyectó en acero y su costo se obtiene de acuerdo con el peso (en toneladas) de la tubería, el cual depende del espesor de la misma (Ver Volumen Mecánico). Para este análisis se adopta un valor de $USD 7500 por tonelada de acero.

9.1.2.6.3.2. Costos de equipos de bombeo

Los costos de equipos de bombeo se obtuvieron con base en cotizaciones de equipos para diferentes potencias, a partir de las cuales se elaboró la curva que se presenta en la Tabla 9-12 y en la Figura 9-13.

Tabla 9-12 Costos Equipos de Bombeo.

Potencia por bomba (kW)	PRECIO
3,800	$695,625
4,000	$703,125
5,900	$1,113,750
8,600	$1,642,500
9,800	$1,691,250
13,200	$2,081,250

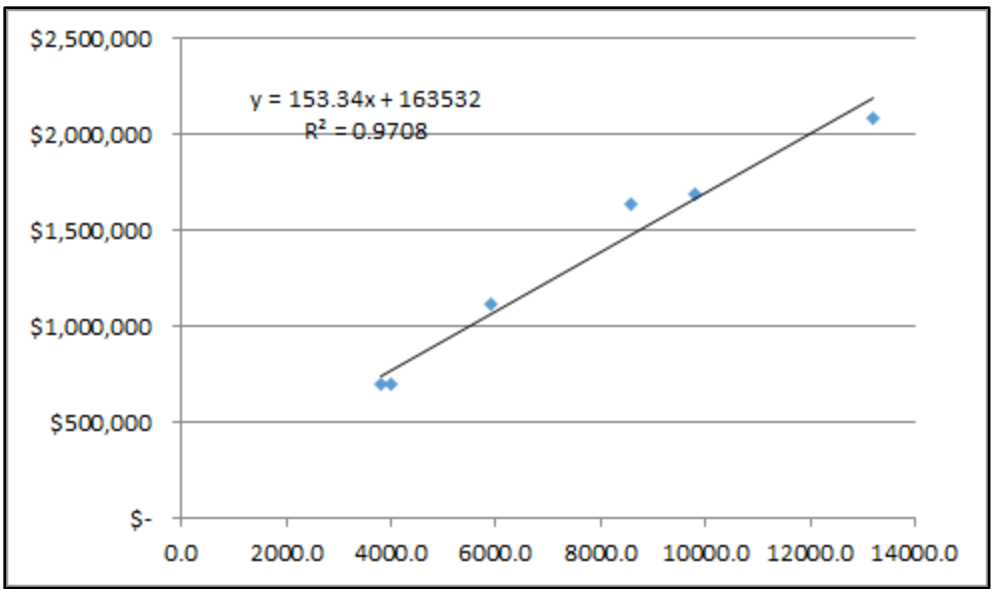


Figura 9-13 Curva Costos Equipos de Bombeo.

Con la ecuación obtenida es posible estimar el costo que tendrían los equipos de bombeo, para diferentes cabezas.

9.1.2.6.3.3. Costos de energía para bombeo

Luego del sistema de desarenación en Jesús María, se proyectó un bombeo para 6.0 m³/s y una cabeza de 200 m para llevar los caudales hasta el tanque Malambo.

Durante la vida útil del proyecto, los caudales a bombear en Jesús María se irá incrementando de acuerdo con el incremento de los requerimientos de la PTAP localizada en La Joya.

Para definir el costo de la energía requerida para el bombeo de Jesús María durante la vida útil del proyecto, se procedió a calcular una curva en la cual se tiene el valor presente neto (VPN) para diferentes cabezas de bombeo, los cuales fueron obtenidos utilizando el modelo financiero desarrollado en la etapa de prefactibilidad (ver Anexo 5 donde se presenta la energía anual requerida para cada bombeo). En la Tabla 9-13 y la Figura 9-14 se presentan la curva obtenida para la estación de bombeo proyectada en el presente proyecto.

Tabla 9-13 Costos Energía Bombeo Jesús María.

Costo de Energía para Bombeo en Jesús María	
H Bombeo (m)	VPN Costo (USD)
180	$34,730,630
185	$35,695,369

Costo de Energía para Bombeo en Jesús María	
H Bombeo (m)	VPN Costo (USD)
190	$36,660,109
195	$37,624,849
200	$38,589,588
205	$39,554,328
210	$40,519,068
215	$41,483,808
220	$42,448,547
225	$43,413,287
230	$44,378,027

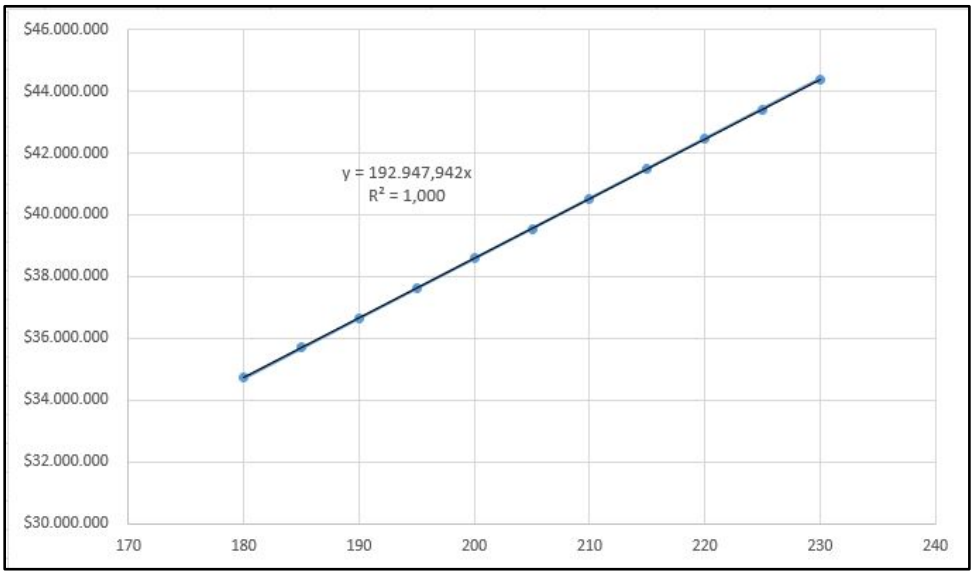


Figura 9-14 Curva Costos Energía Bombeo Jesús María.

Para el cálculo del VPN del costo de energía se usó la tasa de descuento definida en la etapa de prefactibilidad para agua de abastecimiento 10.5 %.

9.1.2.6.3.4. Resultados

Para cada uno de los tramos que componen la tubería del proyecto en los que fue posible, se adelantó el análisis de diámetro económico incluyendo los costos descritos anteriormente. Para ellos se analizó en cada tramo la posibilidad de de utilizar diferentes diámetros a lo largo de cada

tramo si las condiciones hidráulicas así lo permitían.

En el caso del tramo 2, el análisis de diámetro económico se realizó para tubería de acero, material que permite alcanzar las presiones de trabajo alcanzadas a lo largo de dicho tramo. En la Tabla 9-14 se presenta los resultados del análisis y en la Figura 9-15 se presenta la curva de costos obtenida para diferentes diámetros.

Tabla 9-14 Análisis Diámetro Económico Tuberías Acero tramo 2.

Tramo	Cabeza Inicial	Cota Terreno Final	Longitud Tramo	Q	Dnominal	V	Pérdidas Totales	H Bombeo	Costo Suministro	Exca y Relle	C equipos de Bombeo	Costo Energía Bombeo	Total
-	msnm	msnm	m	m³/s	mm	m/s	m	m	MUSD	MUSD	MUSD	MUSD	MUSD
2	402.46	175	6789	6	1000	7.64	222.46	390.74	$25.99	$0.43	$23.16	$75.39	$124.54
2	318.06	175	6789	6	1100	6.31	138.06	306.34	$23.83	$0.52	$18.40	$59.11	$101.34
2	269.79	175	6789	6	1200	5.31	89.79	258.07	$24.26	$0.61	$15.68	$49.80	$89.74
2	240.83	175	6789	6	1300	4.52	60.83	229.11	$26.28	$0.72	$14.05	$44.21	$84.54
2	222.74	175	6789	6	1400	3.9	42.74	211.02	$28.30	$0.84	$13.03	$40.72	$82.05
2	211.03	175	6789	6	1500	3.4	31.03	199.31	$30.33	$0.96	$12.37	$38.46	$81.15
2	203.23	175	6789	6	1600	2.98	23.23	191.51	$32.35	$1.09	$11.93	$36.95	$81.23
2	197.89	175	6789	6	1700	2.64	17.89	186.17	$34.37	$1.23	$11.63	$35.92	$81.92
2	194.16	175	6789	6	1800	2.36	14.16	182.44	$38.99	$1.38	$11.42	$35.20	$85.61
2	191.49	175	6789	6	1900	2.12	11.49	179.77	$43.90	$1.54	$11.27	$34.69	$89.86
2	189.54	175	6789	6	2000	1.91	9.54	177.82	$46.21	$1.71	$11.16	$34.31	$91.68
2	188.11	175	6789	6	2100	1.73	8.11	176.39	$51.55	$1.88	$11.08	$34.03	$96.67
2	187.03	175	6789	6	2200	1.58	07.03	175.31	$57.18	$2.07	$11.02	$33.82	$102.03
2	186.2	175	6789	6	2300	1.44	6.2	174.48	$59.78	$2.26	$10.97	$33.67	$104.42
2	185.57	175	6789	6	2400	1.33	5.57	173.85	$65.85	$2.46	$10.94	$33.54	$110.33
2	185.08	175	6789	6	2500	1.22	05.08	173.36	$72.20	$2.67	$10.91	$33.45	$116.56
2	184.69	175	6789	6	2600	1.13	4.69	172.97	$75.09	$2.89	$10.89	$33.37	$119.35
2	184.38	175	6789	6	2700	01.05	4.38	172.66	$81.88	$3.11	$10.87	$33.31	$126.06
2	184.14	175	6789	6	2800	0.97	4.14	172.42	$88.95	$3.35	$10.86	$33.27	$133.08
2	183.94	175	6789	6	2900	0.91	3.94	172.22	$96.32	$3.59	$10.85	$33.23	$140.39
2	183.77	175	6789	6	3000	0.85	3.77	172.05	$99.64	$3.84	$10.84	$33.20	$143.67
2	183.64	175	6789	6	3100	0.79	3.64	171.92	$107.44	$4.10	$10.83	$33.17	$151.44
2	183.53	175	6789	6	3200	0.75	3.53	171.81	$115.52	$4.37	$10.82	$33.15	$159.50
2	183.44	175	6789	6	3300	0.7	3.44	171.72	$123.90	$4.65	$10.82	$33.13	$167.85
2	183.36	175	6789	6	3400	0.66	3.36	171.64	$127.65	$4.94	$10.81	$33.12	$171.59
2	183.3	175	6789	6	3500	0.62	3.3	171.58	$136.46	$5.23	$10.81	$33.11	$180.38
2	183.24	175	6789	6	3600	0.59	3.24	171.52	$145.56	$5.53	$10.81	$33.10	$189.46
2	183.2	175	6789	6	3700	0.56	3.2	171.48	$154.95	$5.85	$10.80	$33.09	$198.84

Tramo	Cabeza Inicial	Cota Terreno Final	Longitud Tramo	Q	Dnominal	V	Pérdidas Totales	H Bombeo	Costo Suministro	Exca y Relle	C equipos de Bombeo	Costo Energía Bombeo	Total
2	183.16	175	6789	6	3800	0.53	3.16	171.44	$159.14	$6.17	$10.80	$33.08	$203.02
2	183.13	175	6789	6	3900	0.5	3.13	171.41	$168.95	$6.49	$10.80	$33.07	$212.83
2	183.1	175	6789	6	4000	0.48	3.1	171.38	$179.06	$6.83	$10.80	$33.07	$222.93

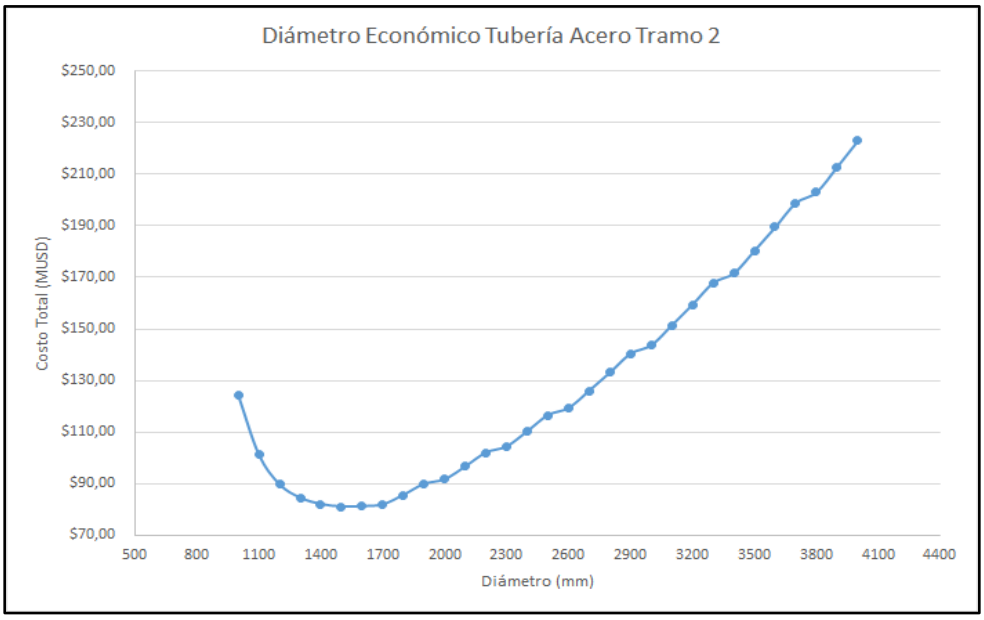


Figura 9-15 Curva Diámetro Económico Tuberías Acero tramo 2.

Los resultados obtenidos muestran que el diámetro que permite minimizar los costos está entre 1.5 m y 1.8 m, para el presente diseño se adopta el diámetro que arroja menores velocidades, ya que con esto se minimiza el desgaste del material, por lo cual se adopta un diámetro de 1.8 m para el tramo 2.

Para los tramos 4 y 5, los análisis hidráulicos permitieron concluir que el diámetro mínimo que permite entregar los caudales de diseño a la PTAP de La Joya, con una cabeza hidráulica mínima de 5 mca y para presiones de trabajo de 200 mca es de 1.8 m, motivo por el cual en estos tramos no fueron considerados en el análisis de diámetro económico.

El tramo 10 tiene como limitante hidráulico la presión mínima de entrega en la PTAP La Joya (5 mca) y el poder sortear los puntos topográficos altos antes de la llegada a la PTAP, por tal razón todo el tramo 10 tramo se proyectó con un diámetro 1.5 m y para una presión de trabajo 160 mca (de acuerdo con lo mostrado en la modelación hidráulica de flujo estático numeral 9.1.3).

Con los diámetros establecidos mediante el análisis de diámetro económico y con las limitantes hidráulicas expuestas, se procedió a definir las pérdidas menores en todos los tramos. El resumen de los cálculos realizados se presenta en la Tabla 9-15 y el análisis de capacidad hidráulica se presenta en la Tabla 9-16.

Tabla 9-15 Cálculo Pérdidas Menores.

Tramo	Total Pérdidas Menores (m)
2 (K0+000 - K6+789)	2.88
4 (K6+831 a K11+812)	1.28
5 (K11+812 - K34+158)	3.11
10 (K0+000 - K5+701)	3.91

Con la definición de parámetros de diseño y siguiendo las metodologías expuestas en el numeral 5, se definieron los diámetros y pérdidas hidráulicas en la conducción. En la Tabla 9-16 se presentan los resultados.

Tabla 9-16 Cálculo capacidad hidráulica tramos en estudio

Tramo	Cota Inicial	Cota Final	Longitud Tramo	Q	Dnominal	D1	V	Re	f	hf	hm	Pérdidas Totales	HDisponible	Hentrega	Presión Entrega
-	msnm	msnm	m	m^3/s	mm	m	m/s	-	-	m	m	m	m	m	m
2	202.88	172	6789	6	1800	1.8	2.36	3.63E+06	1.055	11.28	2.88	14.16	30.88	188.72	16.72
4	172	29.93	4981	6	1800	1.8	2.36	3.63E+06	1.019	7.99	1.28	9.27	142.07	162.73	132.8
5-1	162.73	11.12	11177.5	6	1800	1.8	2.36	3.63E+06	1.019	17.93	1.55	19.49	151.61	143.24	132.12
5-1	143.24	19.115	11177.5	6	1600	1.6	2.98	4.08E+06	1.016	32.21	1.55	33.76	124.13	109.48	90.36
10	109.48	69.82	5701	6	1500	1.5	3.4	4.35E+06	1.015	22.67	3.91	26.58	39.66	82.9	13.08

En el numeral 9.1.3 se presenta la modelación hidráulica realizada para las soluciones planteadas y en el Anexo 2 (Anexo 2.3.1) se presentan los cálculos realizados para todos los tramos.

9.1.2.7. Válvulas de Ventosa

Siguiendo los criterios de localización establecidos en el numeral 5 se localizaron válvulas de ventosa en todos los puntos altos del trazado, luego de un proceso de depuración del perfil de la tubería, como se aprecia en la Figura 9-11. Como resultado de estos análisis se obtuvo un total de 91 ventosas para los tramos 2, 4, 5 y 10.

9.1.2.7.1. Dimensionamiento de válvulas ventosa

Como se explicó en el numeral 5, las válvulas de ventosa se deben dimensionar para admisión y expulsión de aire, y el diámetro a usar será el mayor obtenido.

Para dimensionar las válvulas para expulsión de aire, mientras se llena la tubería de la conducción,

se usa la fórmula definida en el numeral 5.

$$\frac{D}{dv} \cong 12$$

Donde:
D = diámetro tubería (m).
dv = diámetro abertura ventosa (m).

Se aplicó dicha ecuación para los diferentes tramos definidos en la conducción de Bayano, para los cuales se obtuvieron los resultados presentados en la Tabla 9-17.

Tabla 9-17 Definición diámetro expulsión de aire.

Tramo	Diámetro (m)	Constante	dv (m)	dv (mm)
2	1.8	12	0.15	150
4	1.8	12	0.15	150
5	1.8	12	0.15	150
10	1.5	12	0.13	125
		Promedio	0.14	143.8

De acuerdo con los resultados obtenidos en la Tabla 9-17, se define un diámetro típico de 150 mm para las válvulas de expulsión de aire.

Las válvulas para admisión de aire fueron dimensionadas con la ecuación definida en el numeral 5.

$$\frac{da}{d} \cong 0.21\, Z^{1/4}$$

Donde:
da = diámetro válvula admisión de aire (m).
d = diámetro válvula de descarga (purga) (m).
Z= carga máxima (m).

Como se indica, es necesario conocer el diámetro de la válvula de descarga para poder aplicar la ecuación mostrada. Este diámetro se define en el numeral 9.1.2.8 (0.17 m).

Como se explicó en el numeral 9.1.2.4 (alineamiento en perfil), el trazado de la tubería está condicionado en la mayoría del trazado por la servidumbre pública, lo que ocasiona un perfil con muchos puntos altos y bajos. De acuerdo con lo anterior se calculó el diámetro de admisión de aire para el Z máximo, Z promedio y Z mínimo encontrados a lo largo del trazado, los cuales se indican

en la Tabla 9-18.

Tabla 9-18 Definición diámetro admisión de aire

Definición válvula admisión de aire Tramos 2. 4. 5 y 10			
d (m)	**Z (m)**	**da (m)**	**da (mm)**
0.17	113.4	116	116.5
0.17	22.7	78	77.9
0.17	5.75	55	55.3

Como se puede apreciar en la Tabla 9-18, el mayor diámetro para admisión de aire está por el orden de 120 mm.

De acuerdo con lo anterior y en función de los criterios expuestos en el numeral 6, se selecciona el mayor diámetro obtenido entre la admisión y expulsión de aire, el cual corresponde a 0.15 m (expulsión de aire). En función de esto se escoge un diámetro típico de 0.15 m para la toda la conducción.

9.1.2.8. Válvulas de Purga

Siguiendo los criterios de localización establecidos en el numeral 6, se ubicaron válvulas de purga en todos los puntos bajos del trazado, como se aprecia en la Figura 9-16.

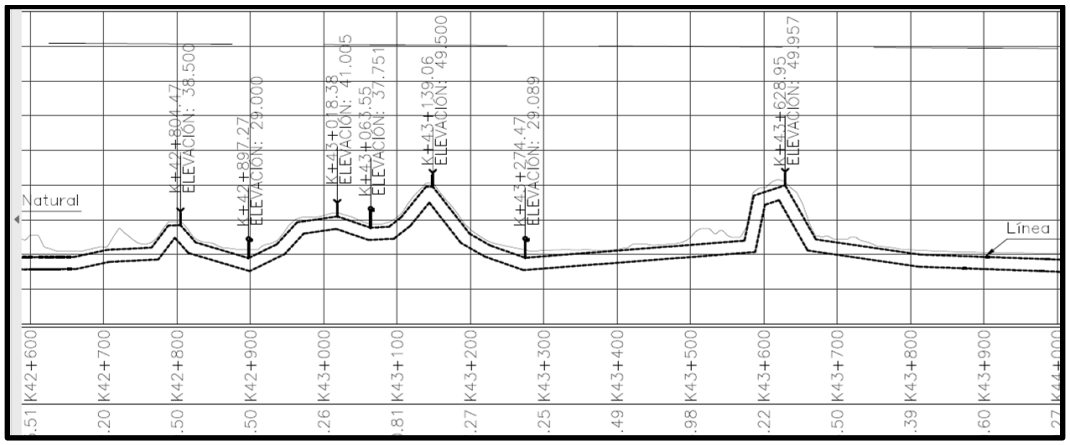


Figura 9-16 Localización Válvulas de Purga y Ventosa.

9.1.2.8.1. Dimensionamiento de válvulas de purga

Para dimensionar las válvulas de purga, se usa la ecuación definida en el numeral 5.

$$\frac{D}{d} = 65\sqrt{\frac{T\sqrt{Zm}}{L}}$$

Donde:
D = diámetro de tubería (m).
d = diámetro de la descarga (m).
T = tiempo de descarga (horas).
L = longitud total entre los puntos altos (m).
Zm = cabeza hidráulica promedio de los dos ramales (m).

Despejando el diámetro de descarga se tiene:

$$d = \frac{D}{65\sqrt{\frac{T\sqrt{Zm}}{L}}}$$

Al aplicar la anterior ecuación a los tramos definidos en la conducción para un tiempo de descarga de 8 horas (jornada laboral típica), se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 9-19.

Tabla 9-19 Dimensionamiento válvulas de purga

D (m)	T (horas)	Zm (m)	L (m)	d (m)	d (mm)
1.8	8	12	1000	0.17	166.35
1.6	8	12	1000	0.15	147.87
1.5	8	12	1000	0.14	138.62

De acuerdo con lo observado en la Tabla 9-19, se adopta un diámetro típico de 0.17 m (170 mm) (7 pulgadas) para las válvulas de purga.

Al diámetro escogido se le analizó el cumplimiento de la velocidad máxima (9 m/s), expuesto en el numeral 6:

$$V\,\text{max} = \sqrt{2g\ Zmax}$$

Donde:
Vmax = velocidad máxima en la descarga (9 m/s).
g = aceleración gravitacional (m/s²).
Z max = cabeza hidráulica máxima entre los dos ramales aferentes (m).
Con el análisis realizado se encontró que, para un Z de 12 m, se está cerca a la velocidad máxima recomendada (8.66 m/s).

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos, Tabla 9-19, el diámetro de la purga está

condicionado por:

- Tiempo de descarga (8 horas)
- Cabeza hidráulica promedio (12 m).
- Longitud aferente máxima a cada purga (1 km).

En los tramos donde no se cumplan los parámetros de Z (12 m) y L (1 km) se pondrán purgas intermedias.

9.1.2.9. Válvulas de Sobrevelocidad

De acuerdo con el criterio expuesto en el numeral 6, de ubicar una válvula de sobrevelocidad cada 5 Km, se obtuvo un total de 8 válvulas en los tramos 2, 4, 5 y 10.

9.1.2.10. Cruces Viales y cuerpos de agua

En función de la información obtenida con el levantamiento lidar realizado sobre los tramos 4, 5 y 10, aplicando lo expuesto en el numeral 6, se lograron identificar todos los cruces viales y de cuerpos de agua (ríos, riachuelos, cunetas, etc.) que se tendrían en el trazado propuesto de los tramos mencionados.

Todos los cálculos y resultados expuestos se presentan en el Anexo 2.3 - memorias conducción.

En el Anexo 1 (Anexo 1.3.6) se presentan los planos de trabajo (Planta - Perfil) de los tramos mencionados.

9.1.3. Modelo en Epanet - Conducción

Para verificar los resultados obtenidos en la primera fase de los análisis hidráulicos de la conducción, se ha realizado una modelación hidráulica con las condiciones definidas para todos los tramos del proyecto, usando los caudales definidos para cada uno.

Para la realización del modelo hidráulico se utilizó el software EPANET en su versión 2.0, utilizando los siguientes criterios de análisis:

- Se han modelado dos escenarios, con flujo en movimiento y con flujo estático, para verificar las presiones de diseño en las tuberías.
- Pérdidas de energía: ecuación de Darcy Weisbach.
- Coeficiente de rugosidad absoluta para GRP de 0.029 mm y para acero de 0.046 mm.
- Coeficiente de pérdidas menores se aplican al modelo de acuerdo con lo encontrado en el numeral 6.
- Los diámetros de las tuberías y las elevaciones de los nodos son los correspondientes a los presentados en los planos planta - perfil.
- La distribución de demandas se definió en nodos puntuales, 6 m^3/s en la PTAP La Joya y 10 entregas de caudal (Q total = 3.01 m^3/s) a lo largo de la red de distribución.
- La modelación de los bombeos se realizó aplicando al modelo las curvas características

definidas para el diseño de estas.

9.1.3.1. Resultados de la Modelación - Conducción

En la Figura 9-17 se presenta el esquema de la conducción con los diámetros de las tuberías definidos y la presión en los nodos obtenidos para dos escenarios de modelación, flujo en movimiento y flujo estático (V = 0 m/s).

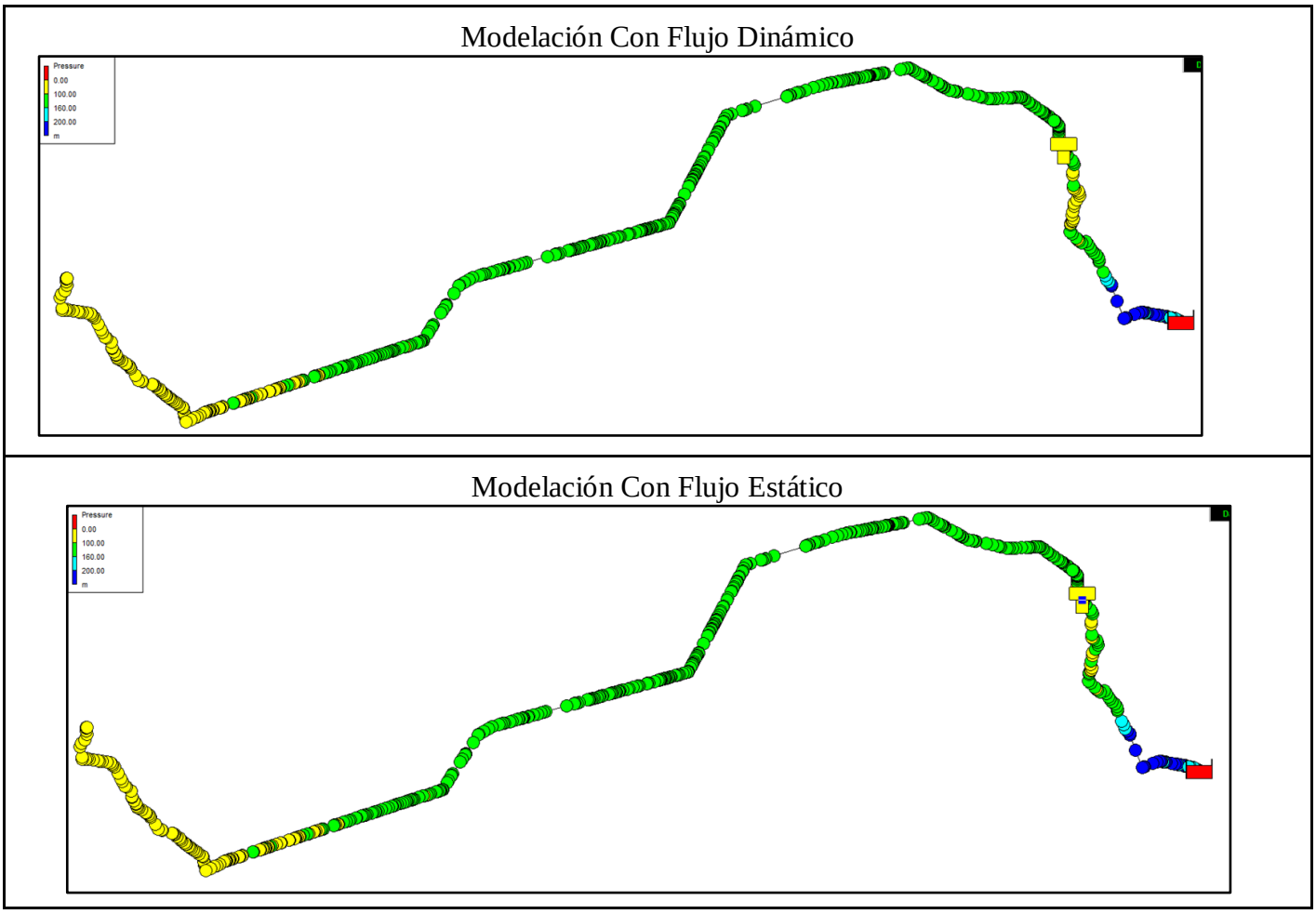


Figura 9-17 Modelación Hidráulica Tramos Bayano.

Como se puede apreciar en la Figura 9-17, los resultados obtenidos son coherentes con lo obtenido en el numeral 9, para flujo en movimiento, teniendo presiones entre los 4 mca (salida de tanques Malambo) y los 200 mca (a la salida del bombeo Jesús María). Mientras que para el escenario en flujo estático se tiene un incremento en las presiones de trabajo llegando a valores superiores a los 200 mca en el Tramo 2. Para mayor claridad se presentan los resultados obtenidos por tramo en la Figura 9-18.

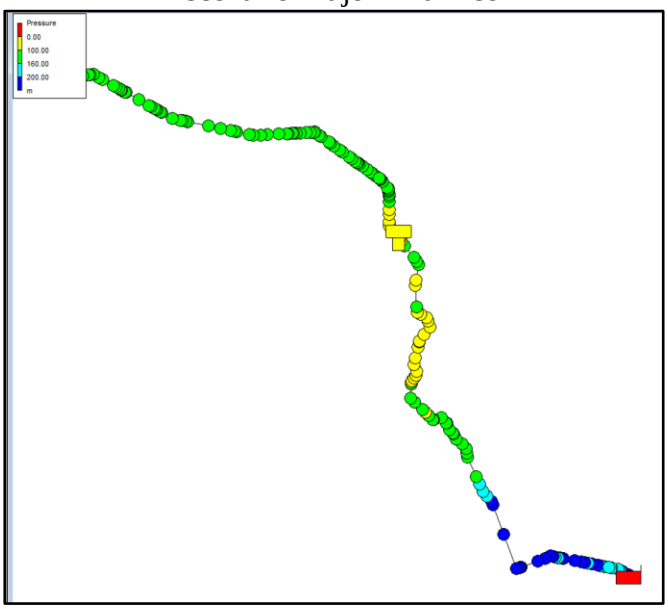
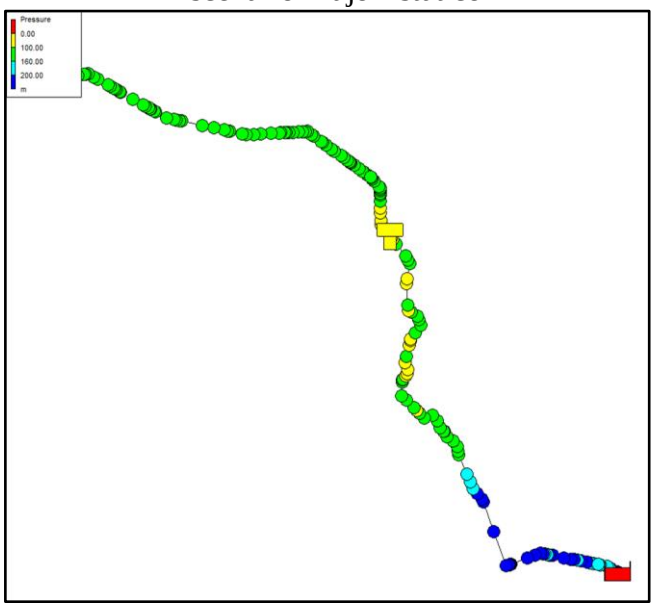
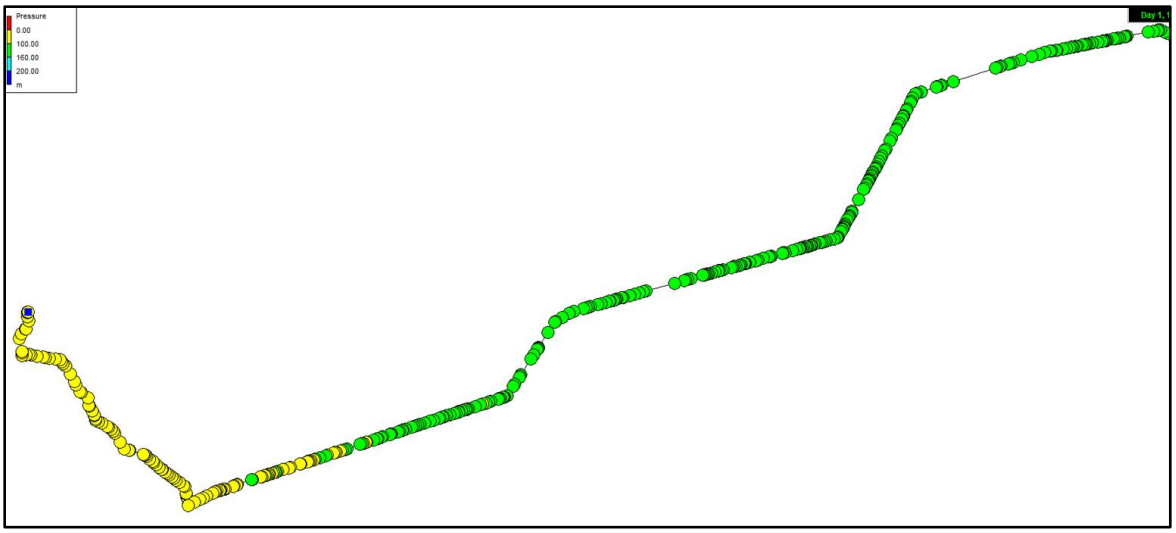
Escenario Flujo Dinámico	Escenario Flujo Estático
	

Figura 9-18 Modelación Tramos 2 y 4.

Para los tramos 2 y 4, en escenario “Flujo en movimiento” se tienen presiones entre 60 y 200 mca para el tramo 2 y entre 60 y 160 para el tramo 4 mca, las velocidades son inferiores a 5 m/s en los dos tramos.

Con flujo estático se incrementan las presiones, superando los 200 mca en la parte inicial del tramo 2 y por encima de los 130 mca en el tramo 4.

Escenario Flujo Dinámico



Escenario Flujo Estático

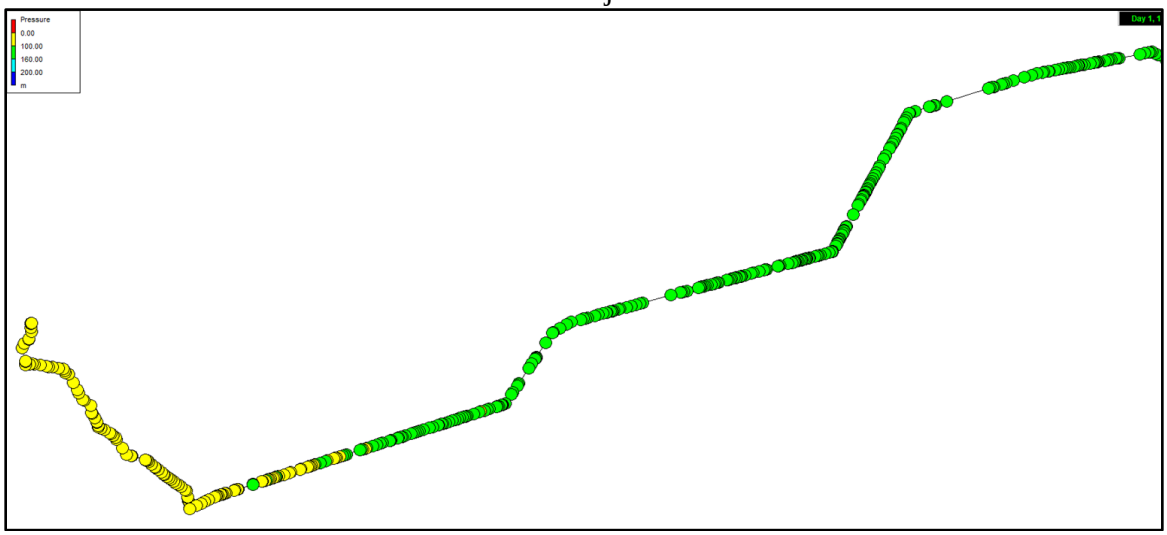


Figura 9-19 Modelación Tramos 5 y 10

Como se observa en la Figura 9-19, para el tramo 5, con "flujo en movimiento" se tienen presiones entre los 90 mca y 140 mca (a inicios del tramo 5), también se aprecia que para el tramo 10 se tienen presiones menores a 80 mca. Las velocidades son inferiores a los 5.0 m/s en los tramos mostrados.

En flujo estático para el tramo 5, las presiones dominantes están en el rango 90 a 160 mca en todo su recorrido, en el tramo 10 predominan las presiones entre 10 y 80 mca.

De lo anterior se concluye que como presiones de diseño en las tuberías se escoge el escenario más crítico que para este caso es con flujo estático. En el Anexo 3 (Anexo 3.3.1) se presenta la modelación realizada para cada escenario.

9.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS

En esta sección del documento se presenta el diseño geotécnico, a nivel de factibilidad, para la tubería de conducción y las estructuras anexas que la componen.

9.2.1. Tubería de conducción

Para el diseño geotécnico de la tubería se realizó la caracterización geotécnica a lo largo del corredor de la conducción en función de la geología de la zona (numeral 6.5) con los resultados de la exploración geotécnica ejecutada en el sitio (numeral 6.4).

Posteriormente se realizaron análisis básicos de estabilidad de taludes a partir del método de equilibrio límite para determinar las pendientes óptimas de corte en suelo y análisis cinemáticos para determinar el potencial de superficies de debilidad, formación de cuñas y falla de taludes de corte en roca.

Finalmente, esta sección presenta la selección de zanjas óptimas adoptadas a lo largo del alineamiento de la tubería de la conducción. La selección del tipo de zanja a lo largo del alineamiento se basó en la estabilidad de corte de los taludes, las características de la tubería, las restricciones de espacio, los cruces de obstáculos naturales y artificiales y la optimización económica al comparar lo volúmenes de excavación resultantes sin necesidad de instalar refuerzo versus taludes más empinados con medidas de soporte en los taludes de corte.

9.2.1.1. Caracterización geotécnica para la tubería de conducción

La caracterización geotécnica para la conducción partió del modelo geológico descrito arriba (numeral 6.5) en el cual se identificaron seis zonas homogéneas a lo largo de la conducción. Las características geológicas de las zonas homogéneas de la conducción se resumen en la Tabla 9-20. Asimismo, dichas zonas homogéneas están delimitadas en planta en los planos VF-1614-118-02-02-104 y VF-1614-118-02-02-105 (Anexo 1.1). A continuación, se describen las condiciones geotécnicas de cada tramo de la conducción, las cuales aplican en términos generales para la excavación de la zanja, machones de anclaje de la tubería y para las obras de cruce.

Tabla 9-20 Descripción de zonas homogéneas identificadas en el estudio geológico.

Zona Homogénea	Unidad geológica	Extensión	Descripción	Espesor de suelo residual o depósito aluvial
1	Qal	Tramo 2: K1+090 A K2+375	Sedimentos arenosos, arcillosos y limosos con gravas de rocas de variada composición de formas redondeadas, mal seleccionadas y de tamaños que van desde gránulos hasta bloques.	> 2 m
		Tramo 4: K8+293 a K8+585 y K9+900 a K10+405		2 - 5 m

Zona Homogénea	Unidad geológica	Extensión	Descripción	Espesor de suelo residual o depósito aluvial
	TOM-TZ1	Tramo 2: K0+000 a K1+090 y K2+375 a K3+000	Areniscas tobáceas de tonalidades amarillentas, de grano fino que tienden a medio, vidrio volcánico y líticos de color oscuro, con evidencia de carbonatos, deleznables, secas y de acuerdo a las condiciones de alteración observadas en afloramiento corresponde a un nivel IIA de rocas meteorizadas (Deere & Patton, 1971), (rocas altamente a moderadamente meteorizadas), presentes en el sector del sitio de toma Jesús María conformando las morfologías de montículos cubiertos por morfologías planas de llanura aluvial. Suelos residuales arcillo-arenosos de tonalidades amarillento a marrón claro y oscuro, alcanzan un espesor que no supera el metro de profundidad aproximadamente, seguido se presentan secuencias de areniscas tobáceas, niveles de tobas, y niveles de lodolitas tobáceas de tonalidades violáceas, logrando un perfil IIA de rocas meteorizadas. De acuerdo a la toma de datos estructurales, hay una tendencia de los estratos con rumbo preferente al NW variando su ángulo entre 5° y 65° y buzamientos que varían entre los 10° y 43°. Se identificaron dos familias de diaclasas que cortan casi de manera ortogonal a la estratificación, sobresalen diaclasas D1 con tendencia de rumbo N20±65W y buzamientos entre 65° y 80° al NE, mientras que otra familia de diaclasa D2 muestra un rumbo N55°E y buzamiento de 74° SE.	< 1 m
	TOM-TZ2	Tramo 2: K3+000a K6+740 Tramo 4: K6+740 a K8+293 y K8+585 a K9+660	Areniscas tobáceas con estructuras en convoluta y niveles de tobas amarillentas fracturadas, con baja presencia de carbonatos, duras. Suelos residuales arcillo-arenosos de tonalidades amarillento a marrón claro y oscuro, alcanzan un espesor que no supera el metro de profundidad aproximadamente, seguido se presentan secuencias de areniscas tobáceas, niveles de tobas, y niveles de lodolitas tobáceas de tonalidades violáceas, logrando un perfil IIA de rocas meteorizadas. De acuerdo a la toma de datos estructurales, hay una tendencia de los estratos con rumbo preferente al NW variando su ángulo entre 5° y 65° y buzamientos que varían entre los 10° y 43°. Se identificaron dos familias de diaclasas que cortan casi de manera ortogonal a la estratificación, sobresalen diaclasas D1 con tendencia de rumbo N20±65W y buzamientos entre 65° y 80° al NE, mientras que otra familia de diaclasa D2 muestra un rumbo N55°E y buzamiento de 74° SE.	< 1 m
	TOM-TZ3	Tramo 4: K9+660 a K9+900 y K10+450 a K11+395	Areniscas tobáceas en capas medias interestratificadas con capas delgadas de lodolitas tobáceas de tonalidades violáceas, fracturadas, presencia de carbonatos, duras. Suelos residuales arcillo-arenosos de tonalidades amarillento a marrón claro y oscuro, alcanzan un espesor que no supera el metro de profundidad aproximadamente, seguido se presentan secuencias de areniscas tobáceas, niveles de tobas, y niveles de lodolitas tobáceas de tonalidades violáceas, logrando un perfil IIA de rocas meteorizadas. De acuerdo a la toma de datos estructurales, hay una tendencia de los estratos con rumbo preferente al NW variando su ángulo entre 5° y 65° y buzamientos que varían entre los 10° y 43°. Se identificaron dos familias de diaclasas que cortan casi de manera ortogonal a la estratificación, sobresalen diaclasas D1 con tendencia de rumbo N20±65W y buzamientos entre 65° y 80° al	< 1 m

Zona Homogénea	Unidad geológica	Extensión	Descripción	Espesor de suelo residual o depósito aluvial
			NE, mientras que otra familia de diaclasa D2 muestra un rumbo N55°E y buzamiento de 74° SE.	
2	Qal	Tramo 4: K11+395 a K11+808, Tramo 5: K11+808 a K13+396, K13+648 a K17+474, K17+871 a K19+868, K20+062 a K21+400, K23+091 a K27+973 y K29+170 a K29+435.	Sedimentos arenosos, arcillosos y limosos con gravas de rocas de variada composición de formas redondeadas, mal seleccionadas y de tamaños que van desde gránulos hasta bloques.	2 - 5 m
	TOM-TZ3	Tramo 5: K13+396 a K13+648, K17+474 a K17+871, K19+868 a K20+062, K21+400 a K23+091 y K27+973 a K29+170.	Secuencias de areniscas tobáceas amarillentas en capas medias interestratificadas con capas delgadas de lodolitas tobáceas de tonalidades violáceas, fracturadas, presencia de carbonatos, duras. Suelos residuales arcillo-arenosos de tonalidades marrón claro, amarillento y rojizo, que alcanzan espesores de un metro aproximadamente, seguido se presentan areniscas tobáceas intercaladas con capas delgadas de lodolitas tobáceas de tonalidades violáceas, logrando un perfil IIA de rocas meteorizadas (Deere & Patton, 1971), (rocas altamente a moderadamente meteorizadas). Los estratos de estas rocas muestran una tendencia con rumbo preferente variando de N45°W a N55° con buzamientos al SW variando su ángulo entre 10° y 42°. Se identificaron dos familias de diaclasas que cortan casi de manera ortogonal a la estratificación, sobresalen diaclasas D1 con tendencia de rumbo N5±42°W y buzamientos entre 80° y 86° al NE, mientras que otra familia de diaclasa D2 muestra un rumbo N5±10°E y buzamiento de 68° a 70° al NW.	< 1 m
3	QR-Ala	Tramo 5: K31+250 a K32+715	Sedimentos gruesos, areniscas, corales, manglares, conglomerados, lutitas carbonosas y depósitos deltaicos. Planicie fluvio-marina.	4 - 5 m
	TO-PA	Tramo 5: K29+435 a K31+232, K32+715 a K34+160. Tramo 10.	Arenas, arcillas, limos y fragmentos de gravas de variada composición de formas subredondeadas, conformando superficies amplias de pendientes planas a ligeramente inclinadas, con algunos sectores donde afloran lomas bajas residuales, y montículos bajos en rocas de la Formación Panamá fase marina. Esta unidad litológica de origen volcano-sedimentario incluye areniscas tobáceas amarillentas de grano fino, líticos volcánicos, venillas de carbonatos y disueltos, alteradas, las cuales se presentan cortadas casi ortogonalmente por diques ricos en feldespatos alterados a arcillas de tonalidades habano a grisáceo, dispuestos irregularmente. Suelos arcillo-arenosos, presencia de cenizas volcánicas, líticos volcánicos, de plasticidad baja a	1 - 2 m

Zona Homogénea	Unidad geológica	Extensión	Descripción	Espesor de suelo residual o depósito aluvial
			moderada, de humedad baja, con un metro de espesor; seguido se observan rocas muy alteradas, presencia de arcillas, desarrollo de feldespatos, decoloradas a tonos habano claro y amarillentos, con perfil IIA de rocas meteorizadas. Los estratos de estas rocas con influencia volcánica y marina poseen una tendencia de su rumbo N60°E y buzamiento de 44° al SE observados en el punto de control geológico P60, sector La Mesa al norte del tramo 5, mientras que afloramientos paralelos al tramo 5 sector de Paso Blanco, muestran una tendencia con rumbo preferente variando de N40°E a N65°E con buzamientos al NW variando su ángulo entre 38° y 39°. Estos datos observados en los tramos 5, 10 y 11 cuenca media del río Pacora, muestran un replegamiento extendido sobre los estratos de la formación Panamá fase marina (TO-PA) donde se infiere una estructura sinclinal con orientación de su eje al NE la cual se presenta cubierta de manera discordante por los depósitos de llanura aluvial de la formación Las Lajas (QR-Ala). Se identificó una familia de diaclasa sobre el punto de control geológico P60, sector La Mesa, tramo 11 en rocas calcáreas de la formación Panamá fase marina (TO-PA) con un rumbo preferente de N15°E y buzamiento de 80° al NW.	

9.2.1.1.1. Caracterización geotécnica del Tramo 2

El trazado del tramo 2 se encuentra emplazado sobre la zona homogénea 1. Con base en el modelo geológico desarrollado a partir del reconocimiento geológico del corredor de la conducción, esta zona homogénea encuentra en superficie depósitos aluviales (Qal) y la Formación Topaliza (TOM-TZ). De acuerdo con el modelo geológico, los depósitos aluviales están conformados por arcillas y arenas de grano fino a medio con líticos de origen volcánico, y tienen un espesor menor a 2 m. La Formación Topaliza está asociada a rocas de areniscas tobáceas de grano fino a medio, vidrio volcánico y líticos oscuros; estas rocas generan suelos residuales constituidos por arenas, arcillas y limos, con sedimentos volcánicos, de baja plasticidad, secos con espesor menor a 1 metro.

A lo largo del tramo 2 se ejecutó una perforación mecánica (BH) y tres barrenos manuales (MBH) cuya localización respecto al alineamiento, profundidad de exploración, espesor de suelo y nivel freático encontrado se indican en la Tabla 9-21. El espesor de suelo encontrado en la perforación (BAY-T2-BH-01), ejecutada en la Formación Topaliza, fue de 1.65 m; mientras que el espesor de suelo en los barrenos, inferido a partir de la profundidad máxima alcanzada, fue de 0.60 y 1.20 m en los que se perforaron en la Formación Topaliza (BAY-T2C-MBH-001 y BAY-T2-MBH-002) y 6.00 m en el barreno (BAY-T2-MBH-001) ejecutado dentro de los límites de depósitos aluviales (Qal). Es decir, que los espesores de suelo evidenciados en las exploraciones geotécnicas es mayor a los esperados según el modelo geológico.

Por otra parte, se encontró nivel freático a 2.6 m de profundidad en la perforación mecánica, mientras que los barrenos no registraron nivel freático.

Tabla 9-21 Espesores de suelo y profundidad del nivel freático en perforaciones y barrenos del tramo 2.

Exploración	Abscisa (1)	Prof. exploración (m)	Prof. Nivel freático (m)	Espesor del suelo(2) (m)	Unidad(es) geológica(s) involucrada(s)
BAY-T2-MBH-001	K1+940	6.00	Obstruido	6.00	D. Aluvial
BAY-T2-BH-01	K4+232	10.50	2.6	1.65	F. Topaliza
BAY-T2C-MBH-001	K4+852	0.30	Seco	0.30	F. Topaliza
BAY-T2-MBH-002	K5+965	0.75	Seco	0.75	F. Topaliza

Notas:
(1) Abscisado correspondiente al alineamiento mostrado en los planos geológicos con fecha septiembre del 2018.
(2) El espesor de suelo en barreno (MBH) es inferido a partir de la profundidad alcanzada.

La variación en profundidad de los resultados de SPT en las exploraciones del tramo 2 se muestra en el Anexo 2.3.2.1. En términos generales, para las exploraciones en la Formación Topaliza se obtuvo rechazo, excepto a 0.60 m de profundidad en el barreno BAY-T2-MBH-002 donde en el número de golpes fue 9. Mientras que dentro de los límites de Qal (BAY-T2-MBH-001) el número de golpes (N) es del orden de 5, excepto hacia el fondo del barreno (cerca de 6 m de profundidad) donde se obtuvo un N = 16 y cerca de 1 m de profundidad donde se obtuvo un N = 11.

Los resultados de ensayos de clasificación de suelo para muestras de SPT recuperadas de las perforaciones y barrenos ejecutados a lo largo del tramo 2 se resumen en la Tabla 9-22. Los suelos que conforman los depósitos aluviales (Qal, barreno BAY-T2-MBH-001) corresponden a limos arenosos de alta plasticidad (MH), con contenido de humedad del orden de 60% cerca del límite líquido (59 a 65%) y gravedad específica Gs = 2.63. Mientras que los suelos de la Formación Topaliza (barreno BAY-T2-MBH-02) se clasifican como arenas limosas (SM), cuya distribución granulométrica varía en contenido de grava entre 0 y 21%, arena entre 52 y 57% y finos entre 27 y 43%. El contenido de humedad de estos varía de 25 a 49%, índice de plasticidad varía entre 9 y no plástico y su gravedad específica Gs es de 2.73.
Los resultados ensayos de laboratorio en muestras de roca recuperadas de las perforaciones ejecutados a lo largo del tramo 2 de resumen en la Tabla 9-23.

Tabla 9-22 Resultados de ensayos de clasificación de suelos en muestras de SPT para las exploraciones del tramo 2

Explo-ración	Prof. de muestra (m)		N_{SPT} (golpes)	Gs	w (%)	Límites de Atterberg					Granulometría			
	De	A				LL (%)	LP (%)	IP	IL	Clasif. fracción fina*	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	SUCS
BAY-T2-MBH-001	1.20	1.80	5		60	59	34	25	1.04	MH	0	28	72	MH

BAY-T2-MBH-001	4.80	5.40	6	2.63	57	65	34	31	0.74	MH	0	13	87	MH
BAY-T2-MBH-002	0.00	0.60	9	2.73	49	53	43	9	0.67	ML	0	57	43	SM
BAY-T2-MBH-002	0.60	1.20	Rechazo		25	NP	NP	NP		ML	21	52	27	
Promedio			7.0	2.7	47.8	59.0	37.0	21.7	0.8		5.3	37.5	57.3	
Máximo			17.0	2.7	60.0	65.0	43.0	31.0	1.0		21.0	57.0	87.0	
Mínimo			3.0	2.6	25.0	53.0	34.0	9.0	0.7		0.0	13.0	27.0	
*Según gráfico de plasticidad.														

Tabla 9-23 Resumen de resultados de ensayo de peso específico en roca para las exploraciones del tramo 2.

Exploración	**Prof. muestra (m)**	**Tipo de roca**	**Peso específico γ (kN/m³)**		
			γ_T Total	**γ_s Seco**	**γ_{sum} Sumergido**
BAY-T2-BH-01	6.2	Arenisca tobácea de la Formación Topaliza.	22.9	20.2	9.74

Tabla 9-24 Resumen de resultados de ensayos compresión simple en roca para las exploraciones del tramo 2.

Exploración	**Prof. muestra (m)**	**Tipo de roca**	**Densidad (kN/m³)**	**w (%)**	**Compresión simple**		
					Resistencia compresión simple (MPa)	**Módulo Young (MPa)**	**Deformación axial (---)**
BAY-T2-BH-01	6.2	Arenisca tobácea de F. Topaliza.	21.87	13.04	21.4	2112	1.37E-02
BAY-T2-BH-01	10		24.5	6.44	37.8	7136	1.25E-02
Promedio			23.185	9.74	29.6	4624	1.31E-02

Por otra parte, los resultados de la línea de refracción sísmica ejecutada para cruces del tramo 2 muestran espesores de 15 m de suelo muy denso o roca blanda, como se indica en la Tabla 9-25. Dicha línea (BAY-T2C-LRS-001) fue ejecutada dentro de los límites de Formación Topaliza de la zona homogénea 1, cerca del barreno BAY-T2C-MBH-001.

Tabla 9-25 Resumen de resultados líneas sísmicas en el tramo 2

Perfil	C* - Suelo muy denso y roca blanda (360 < Vs < 760 m/s)	
	Profundidad (m)	Espesor (m)
BAY-T2C-LRS-001	0 a 15	15
Nota: * Según la clasificación de sitio NEHRP - BSSC.		

9.2.1.1.2. Caracterización geotécnica del Tramo 4

El trazado del tramo 4 se encuentra emplazado sobre las zona homogéneas 1 y 2. A lo largo del tramo 4 aflora la Formación Topaliza (TOM-TZ), asociada a rocas de areniscas tobáceas de grano fino a medio, vidrio volcánico y líticos oscuros; de acuerdo con el modelo geológico, basado en la observación de afloramientos en campo, estas rocas generan suelos residuales constituidos por arenas, arcillas y limos, con sedimentos volcánicos, de baja plasticidad, secos con espesor menor a 1 m.

A lo largo del tramo 4 se ejecutó una perforación mecánica (BH) y tres barrenos (MBH) cuya localización respecto al alineamiento, profundidad de exploración, espesor de suelo y nivel freático encontrado se indican en la Tabla 9-26. En la perforación mecánica no se registra nivel freático, uno de los barrenos se reporta seco y dos obstruidos. El espesor de suelo encontrado en la perforación fue de 6.60 m; mientras que el espesor de suelo para los barrenos, inferido a partir de la profundidad alcanzada, varía entre 0.90 y 4.50 m para aquellos ejecutados dentro de los límites de la Formación Topaliza y 3.00 m para el ejecutado cerca de los límites de los depósitos aluviales.

Tabla 9-26 Espesores de suelo y profundidad del nivel freático en perforaciones y barrenos del tramo 4.

Exploración	Abscisa (1)	Prof. exploración (m)	Prof. Nivel freático (m)	Espesor del suelo (2) (m)	Unidad(es) geológica(s) involucrada(s) (3)
BAY-T4C-BH-001	K7+873	10.00	-	6.60	F. Topaliza
BAY-T4-MBH-01	K9+433	0.90	Seco	0.90	F. Topaliza
BAY-T4-MBH-02	K10+400	3.00	Obstruido	3.00	F. Topaliza / D. Aluvial
BAY-T4-MBH-03	K11+259	4.50	Obstruido	4.50	F. Topaliza
Notas: (1) Abscisado correspondiente a alineamiento mostrado en los planos geológicos con fecha septiembre del 2018. (2) El espesor de suelo en barreno (MBH) es inferido a partir de la profundidad alcanzada.					

(3) La unidad geológica indicada para enmarcar las exploraciones en el contexto geológico. Se indican dos unidades, cuando la exploración está ubicada cerca del límite de estas.

La variación en profundidad de los resultados de SPT en las exploraciones del tramo 4 se muestra en el Anexo 2.3.2.1. En términos generales, se observa que el número de golpes tiende a aumentar en profundidad. No se observa una clara diferenciación entre las exploraciones ejecutadas dentro de los límites de diferentes unidades geológicas. Los resultados difieren entre perforaciones y varían entre 5 y 25 golpes, y en algunos casos dan rechazo.

Los resultados de ensayos de laboratorio en las muestras de suelo recuperadas de SPT a lo largo del tramo 4 se resumen en la Tabla 9-27. En la perforación ejecutada en este tramo, dentro de los límites de la F. Topaliza, se encontraron arenas limosas (SM), contenidos de grava entre 5 a 15%, arena de 49 a 50% y finos de 35 a 46%, de plasticidad alta (IP = 21) en la parte superior y nula en la parte inferior, gravedad específica de 2.53, humedad entre 61 y 65%, para N entre 6 y 10 golpes.

Por otra parte, en el barreno ejecutado dentro de los límites de la F. Topaliza (BAY-T4-MBH-001) en este tramo, se encontraron suelos orgánicos (OH) en los primeros 0.60 m y luego limos de alta plasticidad (MH con IP = 13), con contenido de finos de 88%, 12% de arena y 0% de grava, que dieron rechazo para SPT. Estos se encontraban con un contenido de humedad de 72% por encima del límite líquido, y su gravedad específica fue de 2.73.

En los barrenos ejecutados en el límite entre la Formación Topaliza (TOM-TZ3) y los depósitos aluviales (Qal) y dentro de los límites de los aluviales (BAY-T4-MBH-02 y BAY-T4-MBH-03), se encontraron arcillas (CH y CL) cuya distribución granulométrica varía en contenido de grava entre 0 a 3%, arena de 11 a 37% y finos de 60 a 89%. El N obtenido varía entre 5 y 25 golpes, donde el mayor número de golpes se obtuvo para las muestras con mayor contenido de gravas. La gravedad específica varía entre 2.70 y 2.78, el índice de plasticidad varía entre 20 y 61, el contenido de humedad se encuentra cerca del límite plástico y varía entre 22 a 62%; los valores más bajos se obtuvieron en el barreno BAY-T4-MBH-03.

Los resultados de los ensayos de laboratorio en muestras de roca recuperadas de la perforación ejecutada en el tramo 4 se resumen en la Tabla 9-28. Se obtuvo un esfuerzo a compresión de 14.08 MPa con densidad de 21.75 kN/m³ y módulo de Young de 2535 MPa.

Tabla 9-27 Resultados de ensayos de clasificación de suelos en muestras de SPT para exploraciones del tramo 4.

Explo-ración	Prof. de muestra (m)		NSPT (golpes)	Gs	w (%)	Límites de Atterberg					Granulometría			
	De	A				LL (%)	LP (%)	IP	IL	Clasif. fracción fina*	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Clas. SUCS
BAY-T4C-BH-001	0	0.6	6	2.56	65	61	40	21	1.19	MH	5	49	46	SM

Explo-ración	Prof. de muestra (m)		NSPT (golpes)	Gs	w (%)	Límites de Atterberg					Granulometría			
	De	A				LL (%)	LP (%)	IP	IL	Clasif. fracción fina*	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Clas. SUCS
BAY-T4C-BH-001	3	3.6	10		61	NP	NP	NP		ML	15	50	35	SM
BAY-T4-MBH-01	0	0.6	19		37	91	52	39	-0.38	OH	0	18	82	OH
BAY-T4-MBH-01	0.6	1.2	Rechazo	2.73	72	54	41	13	2.38	MH	0	12	88	MH
BAY-T4-MBH-02	0.6	1.2	5	2.78	59	90	36	53	0.43	CH	0	12	88	CH
BAY-T4-MBH-02	1.8	2.4	10		62	96	36	61	0.43	CH	0	11	88	CH
BAY-T4-MBH-03	1.2	1.8	21	2.7	22	57	24	33	-0.06	CH	3	37	60	CH
BAY-T4-MBH-03	2.4	3	25		26	45	25	20	0.05	CL	2	34	64	CL
Promedio			17.6	2.7	50.5	71	36	34	0.6		3.1	27.9	68.9	
Máximo			43.0	2.8	72.0	96	52	61	2.4		15.0	50.0	88.0	
Mínimo			5.0	2.6	22.0	45	24	13	-0.4		0.0	11.0	35.0	
*Según gráfico de plasticidad.														

Tabla 9-28 Resumen de resultados de ensayo de peso específico en roca para las exploraciones del tramo 4.

Exploración	Profundidad de muestra (m)	Tipo de roca	Peso específico γ (kN/m³)		
			γ_T Total	γ_s Seco	γ_{sum} Sumergido
BAY-T4C-BH-001	6.85	Arenisca tobácea de F. Topaliza.	21.23	18.21	9.22

Tabla 9-29 Resumen de resultados de ensayos compresión simple en roca para las exploraciones del tramo 4. Arenisca tobácea de F. Topaliza.

Exploración	Prof. muestra (m)	Tipo de roca	Densidad (kN/m³)	w (%)	Compresión simple		
					Resistencia compresión simple (MPa)	Módulo Young (MPa)	Deformación axial (---)

BAY-T4C-BH-001	9.65	Arenisca tobácea de F. Topaliza.	21.75	14.5	14.1	2535	1.14E-02

9.2.1.1.3. Caracterización geotécnica del Tramo 5

El trazado del tramo 5 se encuentra emplazado sobre las zonas homogéneas 2 y 3. A lo largo del tramo 5 se encuentran depósitos aluviales (Qal) y de la Formación Las Lajas, la Formación Topaliza (TOM-TZ) y la Formación Panamá (TO-PA). Los depósitos están conformados por arenas, arcillas, limos y fragmentos de grava de composición variada y formas subredondeadas. La Formación Panamá fase marina está conformada por arenas, arcillas, limos y fragmentos de gravas de variada composición de formas subredondeadas; desarrolla suelos arcillo-arenosos, con presencia de cenizas volcánicas, líticos volcánicos, de plasticidad baja a moderada, de humedad baja, de 1 a 2 metros de espesor según la observación de afloramientos en campo.

A lo largo del tramo 5 se ejecutaron cuatro perforaciones mecánicas (BH) y once barrenos (MBH) cuya localización respecto al alineamiento, profundidad de exploración, espesor de suelo y nivel freático encontrado se indican en la Tabla 9-30. El espesor de suelo encontrado en las perforaciones BAY-T5-BH-01 y BAY-T5-BH-02, localizadas en la Formación Topaliza, fue de 6.0 y 0.0 m; en la perforación BAY-T5-BH-03, en la Formación Panamá, fue de 6.0 m; y en la perforación BAY-T5C-BH-01, en Aluvial, fue de 9.0 m.

El nivel freático se encontró cerca de los 3.0 m de profundidad en las perforaciones mecánicas BAY-T5-BH-01 y BAY-T5-BH-03, y a 6.0 m en la perforación mecánica BAY-T5-BH-02, mientras que los barrenos se registran como obstruidos o secos.

Tabla 9-30 Profundidad del nivel freático y espesor de suelo de las perforaciones y barrenos manuales del tramo 5.

Exploración	**Abscisa (1)**	**Prof. exploración (m)**	**Prof. Nivel freático (m)**	**Espesor del suelo (2) (m)**	**Unidad(es) geológica(s) involucrada(s) (3)**
BAY-T5-MBH-01	K13+455	4.50	Obstruido	4.50	F. Topaliza
BAY-T5C-BH-01	K16+250	9.00	Obstruido	9.00	D. Aluvial
BAY-T5C-MBH-01	K17+614	4.50	Obstruido	4.50	F. Topaliza
BAY-T5-MBH-02	K20+000	0.90	Seco	0.90	F. Topaliza
BAY-T5-MBH-03	K23+000	2.40	Seco	2.40	F. Topaliza
BAY-T5-BH-01	K23+926	10.00	3.0	6.00	F. Topaliza
BAY-T5-MBH-04	K28+094	1.65	Seco	1.65	F. Topaliza
BAY-T5-BH-02	K29+100	10.00	6.0	0.00	F. Topaliza
BAY-T5-MBH-05	K30+050	0.60	Seco	0.60	F. Panamá

Exploración	Abscisa (1)	Prof. exploración (m)	Prof. Nivel freático (m)	Espesor del suelo (2) (m)	Unidad(es) geológica(s) involucrada(s) (3)
BAY-T5-MBH-06	K33+314	3.45	-	3.45	F. Panamá
BAY-T5C-MBH-02	N.A	0.45	Seco	0.45	D. Aluvial / F. Panamá
BAY-T5-BH-03	N.A	10.50	3.1	6.00	F. Panamá
BAY-T5-MBH-07	N.A	0.90	Seco	0.90	D. Aluvial
BAY-T5-MBH-08	N.A	1.80	0.0	1.80	F. Panamá
BAY-T5-MBH-09	N.A	2.10	Seco	2.10	D. Aluvial

Notas: (1) Abscisado correspondiente a alineamiento mostrado en los planos geológicos con fecha septiembre del 2018.
(2) El espesor de suelo en barreno (MBH) es inferido a partir de la profundidad alcanzada.
(3) Unidad geológica indicada para enmarcar las exploraciones en el contexto geológico. Se indican dos unidades, cuando la exploración está ubicada cerca del límite de las mismas.

La variación en profundidad de los resultados de SPT en las exploraciones del tramo 5 se muestra en el Anexo 2.3.2.1. Los resultados difieren entre perforaciones y varían entre 4 y 25 golpes, y en general dan rechazo hacia el final del barreno.

Los resultados de ensayos de laboratorio en las muestras de suelo recuperadas de SPT en perforaciones y barrenos a lo largo del tramo 5 se resumen en la Tabla 9-31. En general, se encontraron materiales finos, entre los que tienen mayor recurrencia las arcillas y limos de alta plasticidad (CH y MH), y en casos puntuales se encontró arena limosa (SM).

Tabla 9-31 Resultados de ensayos de clasificación de suelos en muestras de SPT para exploraciones del tramo 5.

Explo-ración	Prof. de muestra (m)		NSPT (golpes)	Gs	w (%)	Límites de Atterberg					Granulometría			
	De	A				LL (%)	LP (%)	IP	IL	Clasif. fracción fina*	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	SUCS
BAY-T5-MBH-01	0.6	1.2		2.67	53	99	34	65	0.29	CH	0	6	94	CH
BAY-T5-MBH-01	1.8	2.4			50	78	38	40	0.30	CH	0	4	96	CH
BAY-T5C-MBH-01	0.6	1.2	22	2.78	36	72	35	37	0.03	MH	1	22	77	MH
BAY-T5C-MBH-01	2.4	3	9		69	90	54	36	0.42	OH	0	14	86	OH
BAY-T5-BH-01	1.5	2.1		2.63	27	50.6	28	22	-0.05	CL	6.9	40.2	52.9	CL
BAY-T5-BH-01	3	3.6			39	59	32	27	0.26	MH	0	31.5	68.5	MH
BAY-T5-MBH-02	0	0.6		2.62	38	69	35	33	0.09	CH				

Explo-ración	Prof. de muestra (m)		NSPT (golpes)	Gs	w (%)	Límites de Atterberg					Granulometría			
						LL (%)	LP (%)	IP	IL	Clasif. fracción fina*	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	SUCS
	De	A												
BAY-T5-MBH-04	0.6	1.2		2.70	76	89	67	22	0.41	MH	0	34	66	MH
BAY-T5-MBH-04	1.2	1.8			71	86.8	63	24	0.33	MH	0	36	64	MH
BAY-T5-MBH-05	0	0.6	28	2.63	60	77	55	22	0.23	MH	0	19.1	80.9	MH
BAY-T5-MBH-06	0	0.6	5	2.49	42	47	26	20	0.8	CL	2	35	64	CL
BAY-T5-MBH-06	1.2	1.8	8		37	70	28	41	0.22	CH	1	26	73	CH
BAY-T5C-MBH-02	0	0.6	Rechazo	2.56	45	68	46	22	-0.05	MH	15	54	32	SM
BAY-T5-BH-03	0	0.6			62	104	33	71	0.41	CH	1	14	86	CH
BAY-T5-BH-03	3	3.6	Rechazo	2.56	39	47	37	9	0.22	ML	4	32	65	ML
BAY-T5-MBH-07	0	0.6	8	2.54	65	84	40	44	0.57	CH	1	12	87	CH
BAY-T5-MBH-07	0.6	1.2	Rechazo		38	NP	NP	NP		ML	35	48	17	SM
BAY-T5-MBH-08	0	0.6	9		47	86.5	55	31	-0.26	MH	3.6	19.9	76.5	MH
BAY-T5-MBH-08	1.2	1.8	27	2.48	51	62.8	45	18	0.33	MH	0	43	57	MH
BAY-T5-MBH-09	0.6	1.2		2.70	28	45	24	21	0.19	CL	0	43	57	CL
BAY-T5-MBH-09	1.2	1.8			27	39	25	14	0.14	ML	5	42	53	ML
Promedio F. Topaliza				2.66	51	76	42	33	0.23		1	25	74	
Mínimo				2.62	27.00	50.60	28	22	-0.05		0	4	52	
Máximo			0	2.70	76	99	67	65	0.41		7	40	96	
Promedio D. Aluvial			12	2.67	44	69	39	31	0.18		7	29	65	
Mínimo			9	2.70	27	39	24	14	-0.26		0	14	17	
Máximo			Rechazo	2.78	69	90	55	37	0.42		35	48	86	
Promedio F. Panamá			17	2.54	49	68	37	30	0.37		1	28	71	
Mínimo			5	2.48	37	47	26	9	-0.05		0	14	32	
Máximo			Rechazo	2.63	62	104	55	71	0.8		15	54	86	
*Según gráfico de plasticidad.														

Los resultados de los ensayos de laboratorio en muestras de roca recuperadas de la perforación ejecutada a lo largo del tramo 5 se resumen en la Tabla 9-32. Se obtuvo un esfuerzo a compresión de 3.28 MPa y un módulo de Young de 718 MPa para una muestra con densidad de 18.34 kN/m³ y 42% de humedad.

Tabla 9-32 Resumen de resultados de ensayo de peso específico en roca para las exploraciones del tramo 5.

Exploración	Prof. muestra (m)	Tipo de roca	Peso específico γ (kN/m³)		
			γ_T Total	γ_s Seco	γ_{sum} Sumergido
BAY-T5-BH-03	10.5	Arenisca tobácea de F. Topaliza.	18.65	14.15	9.91

Tabla 9-33 Resumen de resultados de ensayos compresión simple en roca para las exploraciones del tramo 5.

Exploración	Prof. muestra (m)	Tipo de roca	Densidad (kN/m³)	w (%)	Compresión simple		
					Resistencia compresión simple (MPa)	Módulo de Young (MPa)	Deformación axial (---)
BAY-T5-BH-03	9.8	Arenisca tobácea de F. Topaliza.	18.34	42.02	3.28	798	1.10E-02

Por otra parte, los resultados de las líneas de refracción sísmica ejecutadas para cruces en el tramo 5 se resumen en Tabla 9-34. Estos muestran en un sitio al menos 20 m de suelo denso, y en otros dos sitios, 5 m de suelo denso sobre 10 m suelo muy denso o roca blanda.

Tabla 9-34 Resumen de resultados líneas sísmicas en el tramo 5.

Perfil	D* - Suelo denso (180 < Vs < 360 m/s)		C* - Suelo muy denso y roca blanda (360 < Vs < 760 m/s)		Perforación o barreno relacionado**
	Profundidad (m)	Espesor (m)	Profundidad (m)	Espesor (m)	
BAY-T5C-LRS-001	0 a 20	20			BAY-T5C-MBH-01
BAY-T5C-LRS-002	0 a 5	5	5 a 15	10	BAY-T5C-BH-04
BAY-T5C-LRS-003	0 a 5	5	5 a 15	10	BAY-T5C-MBH-09
Notas: * Según la clasificación de sitio NEHRP - BSSC. ** Las perforaciones o barrenos relacionados corresponde a aquellos propuestos en el extremo opuesto del cruce.					

9.2.1.1.4. Caracterización geotécnica del Tramo 10

El trazado del tramo 10 se encuentra emplazado sobre las zona homogénea 3. A lo largo del tramo 10 se encuentra la Formación Panamá (TO-PA) y depósitos aluviales, los cuales se describen en el numeral 9.2.1.1.3 (Caracterización geotécnica del Tramo 5).

A lo largo del tramo 10 se han ejecutado dos barrenos (MBH) cuya localización respecto al alineamiento, profundidad de exploración, espesor de suelo y nivel freático encontrado se indican en la Tabla 9-35. Los barrenos se reportan secos.

La variación en profundidad de los resultados de SPT en los dos barrenos del tramo 10 se muestra en el Anexo 2.3.2.1. Estos se ejecutaron en la Formación Panamá. Se obtuvieron entre 11 a 13 golpes en los primeros 0.6 m de profundidad, y entre 10 a 41 golpes o rechazo hasta 2.7 m de profundidad.

Los resultados de ensayos de laboratorio en las muestras de suelo recuperadas de barrenos a lo largo del tramo 10 se resumen en la Tabla 9-36. Se encontraron arenas limosas (SM) y arenas arcillosas (SC), cuya distribución granulométrica varía en contenido de grava entre 4 a 14%, arena entre 49 a 52% y de finos 34 a 48%. El contenido de humedad varía de 57 a 58%. El índice de plasticidad fue 19 y 40, y la gravedad específica fue 2.62.

Tabla 9-35 Profundidad del nivel freático y espesor de suelo de las perforaciones y barrenos manuales del tramo 10.

Exploración	Abscisa (1)	Prof. exploración (m)	Prof. Nivel freático (m)	Espesor del suelo (2) (m)	Unidad(es) geológica(s) involucrada(s)
BAY-T10-MBH-01	K101+378	1.35	Seco	1.35	F. Panamá
BAY-T10-MBH-02	K103+740	3.00	Seco	3.00	F. Panamá

Notas: (1) Abscisado correspondiente a alineamiento mostrado en los planos geológicos con fecha septiembre del 2018.
(2) El espesor de suelo en barreno (MBH) es inferido a partir de la profundidad alcanzada.

Tabla 9-36 Resultados de ensayos de clasificación de suelos en muestras de exploraciones del tramo 10

Explo-ración	Prof. de muestra (m)		Gs	w (%)	Límites de Atterberg					Granulometría			
	De	A			LL (%)	LP (%)	IP	IL	Clasif. fracción fina*	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	SUCS
BAY-T10-MBH-01	0	0.6	2.62	58	73	32	40	0.65	CH	4	49	48	SC
BAY-T10-MBH-01	0.6	1.2		57	60	41	19	0.84	MH	14	52	34	SM
Promedio			2.62	58	67	37	30	0.75		9	51	41	

*Según gráfico de plasticidad.

9.2.1.1.5. Sectorización geotécnica para el diseño de la conducción

A partir del análisis de los resultados disponibles de investigaciones geotécnicas descrito arriba para cada tramo, en el contexto de las zonas homogéneas del modelo geológico, se identificaron los sectores con características geotécnicas similares. La extensión, aspectos geológicos y geotécnicos básicos de cada sector se resume en el Anexo 2.3.2.3**.**

Los sectores geotécnicos identificados a lo largo de los tramos de conducción están relacionados con los tramos de conducción, las zonas homogéneas y variaciones en las unidades geológicas que atraviesa la conducción, a saber, depósitos aluviales (Qal) y formaciones Topaliza (TOM-TZ), Las Lajas (QR-Ala) y Panamá (TO-PA). En el Anexo se indica el tipo de materiales (suelo y roca), espesores de suelo y niveles freáticos adoptados, y su distribución a lo largo del alineamiento.

Se observa que en general predominan la arenas limosas (SM) con un alto contenido de finos y suelos finos (MH, CH, ML y CL). El espesor de suelo varía a lo largo de la conducción, e inclusive dentro de un mismo sector. Donde la variación del espesor de suelo es poca se asignó un valor conservador a todo el sector, y donde es significativa se adoptaron valores por segmento de conducción dentro de un mismo sector geotécnico.

Los parámetros geotécnicos derivados de los análisis de resultados de ensayos in-situ y de laboratorio, descritos arriba para cada sector, se resumen en el Anexo 2.3.2.4.

9.2.1.2. Análisis básicos para diseño geotécnico

Para el soporte de los diseños geotécnicos que se describen abajo, se realizaron algunos análisis comunes a todas o la mayoría de las obras, a saber, análisis de estabilidad de equilibrio límite para determinar las pendientes óptimas de corte y análisis cinemáticos para determinar el potencial de formación de cuñas y falla de taludes de corte en roca.

9.2.1.2.1. Análisis de estabilidad en suelo - equilibrio límite

Se realizaron análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite para diferentes combinaciones de parámetros de resistencia y alturas de corte, para condiciones de carga estática y con sismo asociadas a la temporalidad de los cortes, y a sus condiciones de saturación en función del parámetro Ru (Coeficiente de presión de poros). A su vez, los análisis se realizaron para diferentes pendientes de corte, y se construyeron ábacos que ilustran la variación del factor de seguridad (FS) con la pendiente de corte para las diferentes condiciones.

Con estos ábacos se definieron las pendientes de corte para el diseño de las excavaciones de la zanja. De la Figura 9-20 a la Figura 9-23 se presentan los ábacos para condiciones de carga estática, carga estática no drenada, carga sísmica de 0.25 g y carga sísmica de 0.125 g, respectivamente. La carga sísmica de 0.25 g aplica para taludes de corte permanente; mientras que 0.125 g aplica para algunos taludes temporales, que según los criterios de diseño definidos anteriormente requieren análisis con sismo. Para la definición dichas pendientes se ubicó la curva más representativa de la altura del corte, resistencia y saturación del suelo, en el ábaco correspondiente a los escenarios de

carga a los cuales estaría sujeto el talud.

En cada ábaco se ubicó el factor de seguridad mínimo requerido definido en los criterios de diseño según la temporalidad del corte (i.e. FS =1.5 para condiciones de carga estática en taludes permanentes, o FS=1.3 en taludes temporales), y se determinó la pendiente de corte con la cual se satisfacen los criterios. Finalmente se adoptaron las pendientes mínimas que satisfacen los requerimientos de los escenarios aplicables.

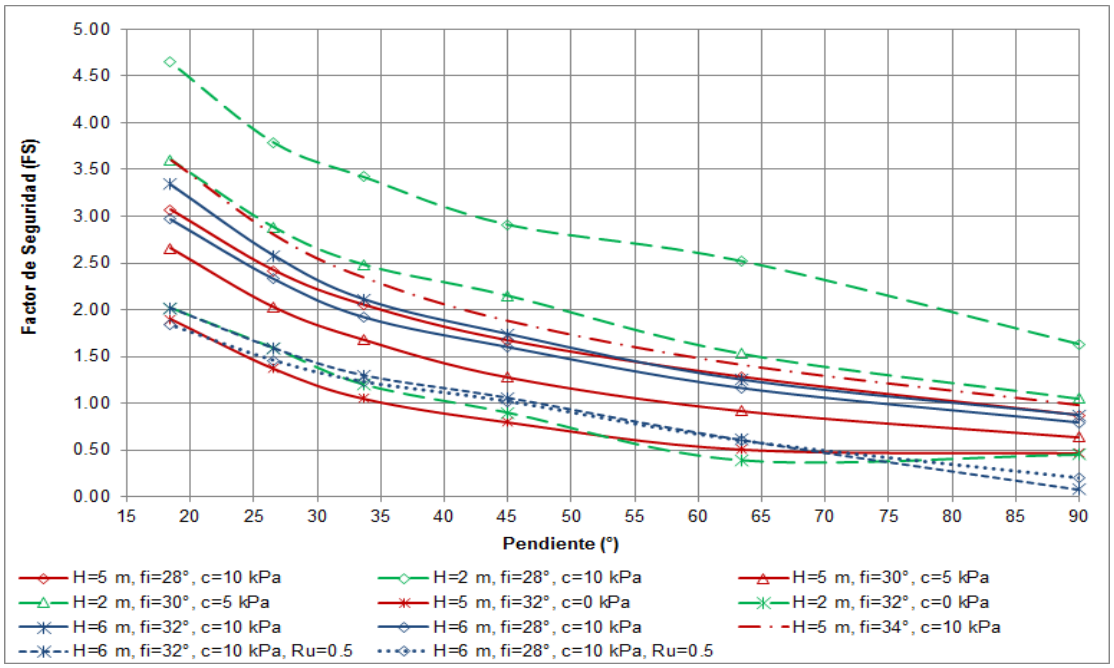


Figura 9-20 Variación del FS con la pendiente para condiciones de carga estática

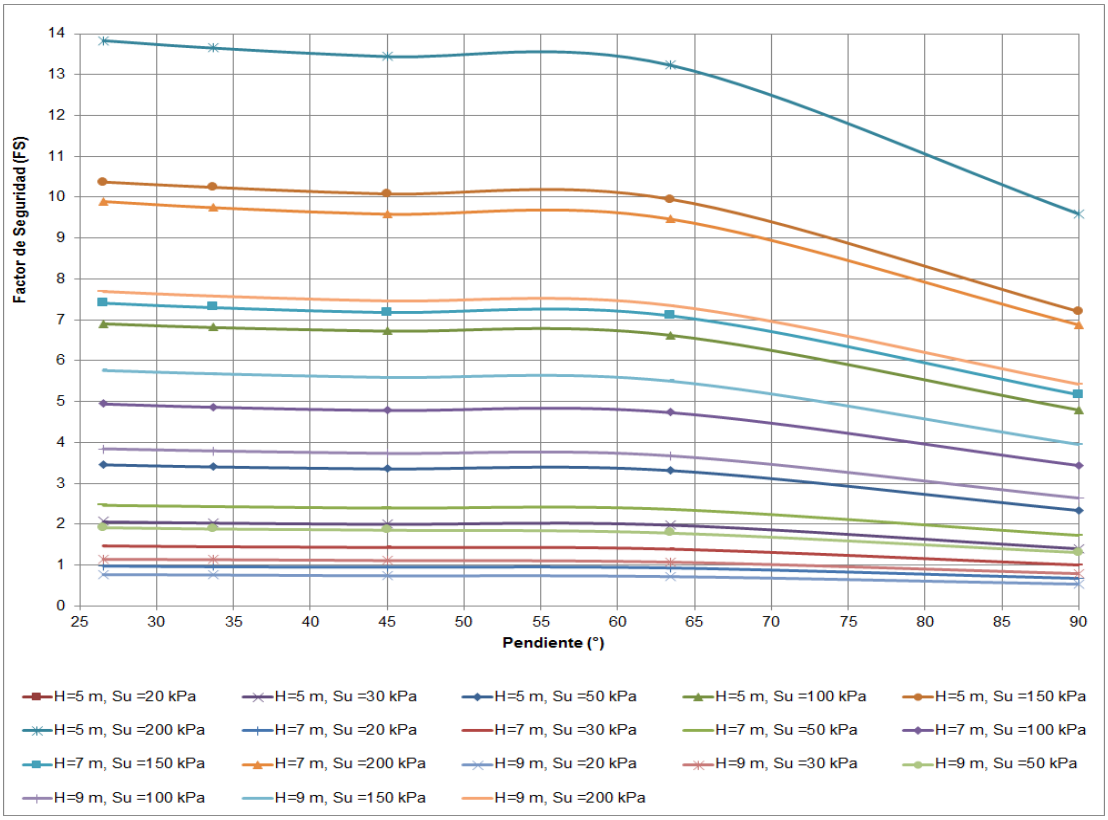


Figura 9-21 Variación del FS con la pendiente para taludes bajo condiciones de carga estática no drenada

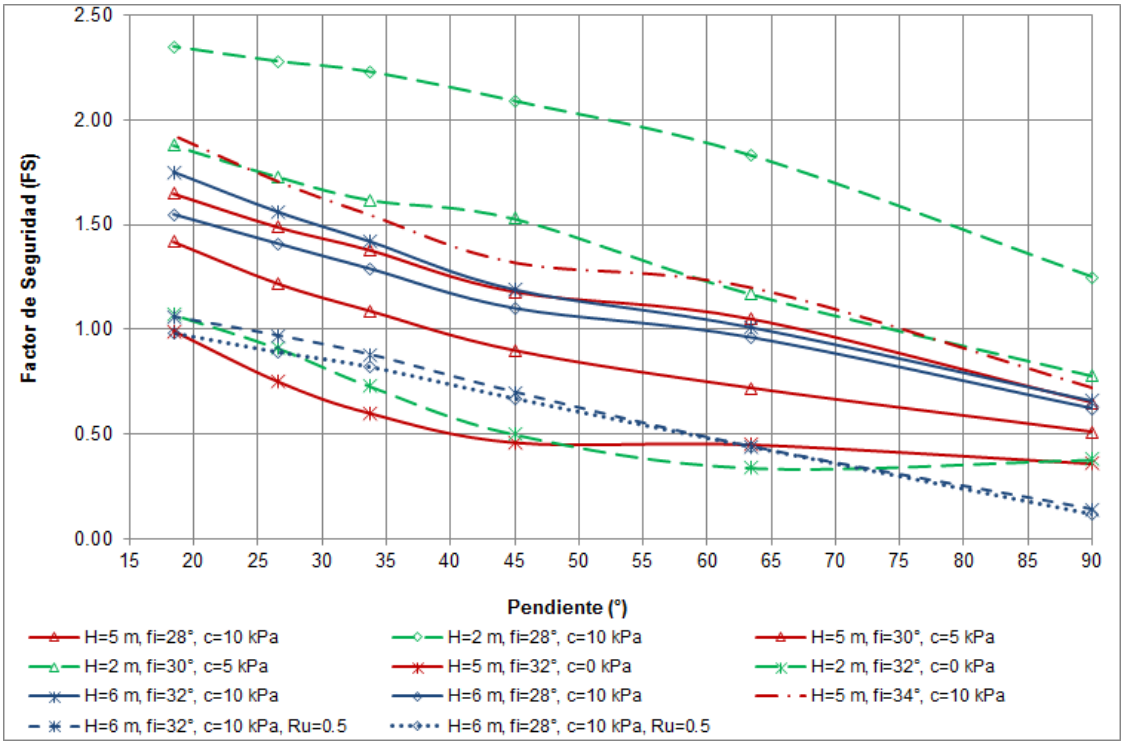


Figura 9-22 Variación del FS con la pendiente para taludes permanentes bajo condiciones de carga sísmica (0.25 g)

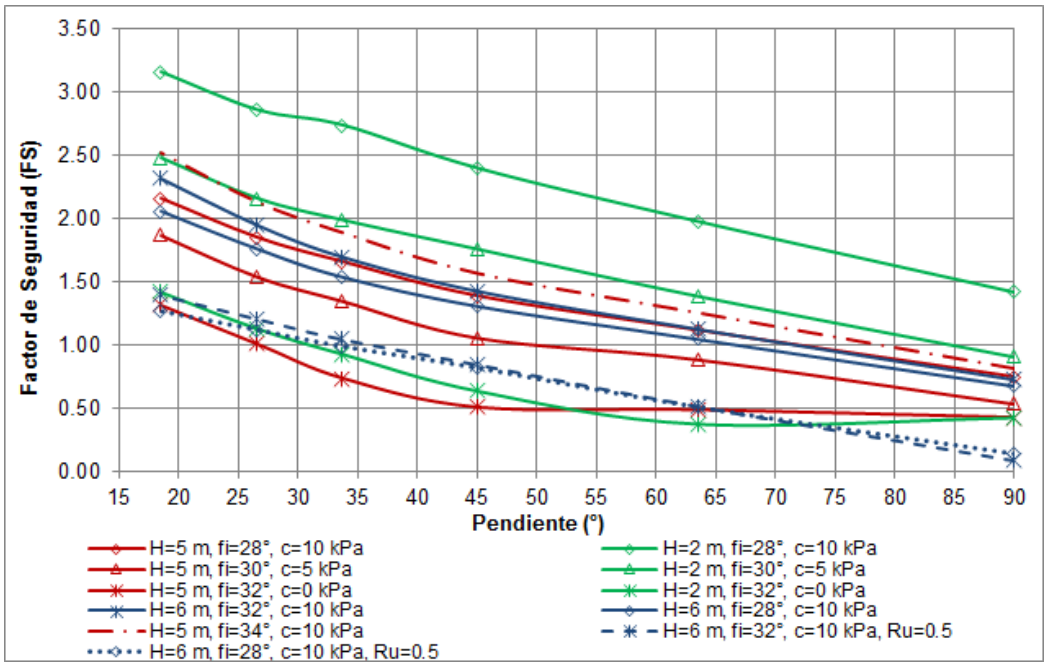


Figura 9-23 Variación del FS con la pendiente para taludes temporales bajo condiciones de carga sísmica (0.125 g)

9.2.1.2.2. Análisis de estabilidad en rocas - posibilidad cinemática

Los análisis cinemáticos se ejecutaron en función de los datos de geología estructural tomados en campo durante el reconocimiento geológico, a lo largo del corredor de la conducción. Estos se analizaron posteriormente para identificar las principales familias de discontinuidades. Los datos de discontinuidades se resumen en el Capítulo 9.2 Los diagramas de polos y el resumen de las familias identificadas se presentan en el numeral 9.2.

Paralelamente, se identificaron los principales rumbos y direcciones de buzamiento de los taludes de corte para la conducción, y se adoptaron buzamientos de 90° (cortes verticales) para la conducción.

Finalmente, se realizaron análisis cinemáticos mediante el método del bloque crítico con la ayuda del programa PanTechnica para las diferentes combinaciones de taludes y discontinuidades, cuyos resultados se presentan a continuación.

9.2.1.2.2.1. Datos y familias de discontinuidades

A continuación, se describen las zonas homogéneas identificadas a lo largo del alineamiento de la conducción. Estas zonas se analizaron con el objetivo de encontrar las condiciones que caracterizan su geología estructural y en función de esto definir las condiciones óptimas de corte.

- Zona 1 - Datos y familias de discontinuidades

Los datos de estratificación y diaclasamiento levantados a lo largo de la zona homogénea 1 se resumen en la Tabla 9-37 y Tabla 9-38 respectivamente. Se realizaron diagramas de polos para dichos datos los cuales se muestran en la Figura 9-24 y la Figura 9-26 concentración de datos, y a partir de las cual se identificaron las familias indicadas en la Figura 9-25 y la Figura 9-27.

Tabla 9-37 Datos de levantamiento de campo de estratificación Zona Homogénea 1

Punto	Estratificación	
	Rumbo	Buzamiento
P1	N32°W	38°SW
P2	N5°W	36°SW
P3	N60°W	10°SW
P7	N12°W	20°SW
P50	N40°W	43°SW
P52	N28°W	21°SW
P53	N65°W	15°SW

P62	N51°W	18°SW

Tabla 9-38 Datos de levantamiento de campo de Diaclasas Zona Homogénea 1.

Punto	Diaclasas			
	D1		D2	
	Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento
P50	N55°W	65°NE	-	-
P52	N65°W	78°NE	-	-
P53	N20°W	80°NE	N55°E	74°SE

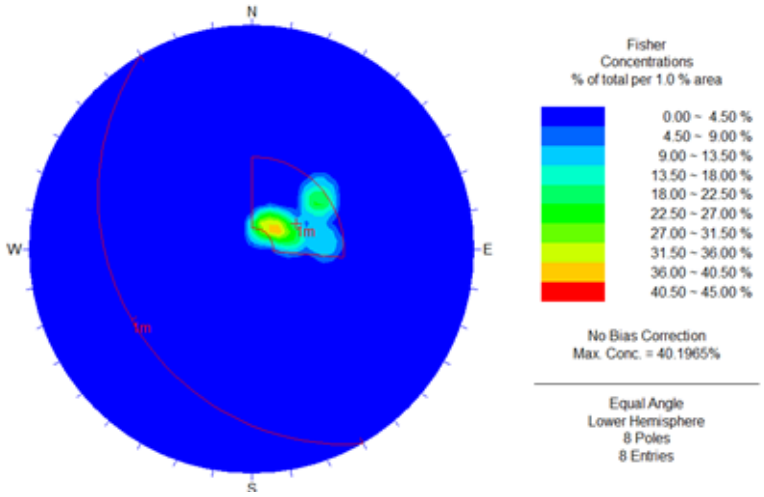


Figura 9-24 Diagrama de polos para datos de estratificación Zona 1

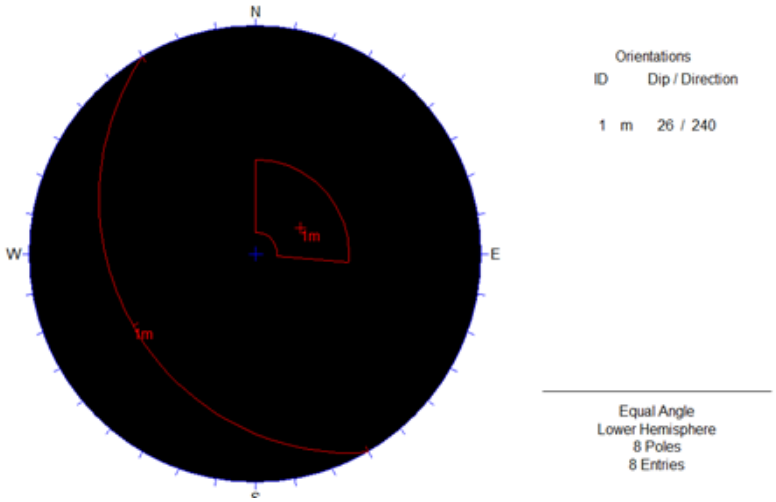


Figura 9-25 Familia de Estratificación Zona 1

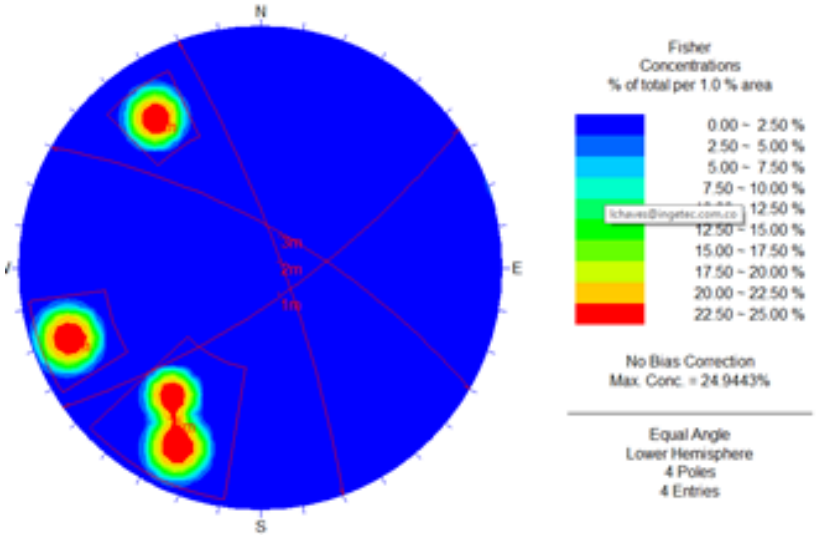


Figura 9-26 Diagrama de polos para datos de Diaclasas Zona 1

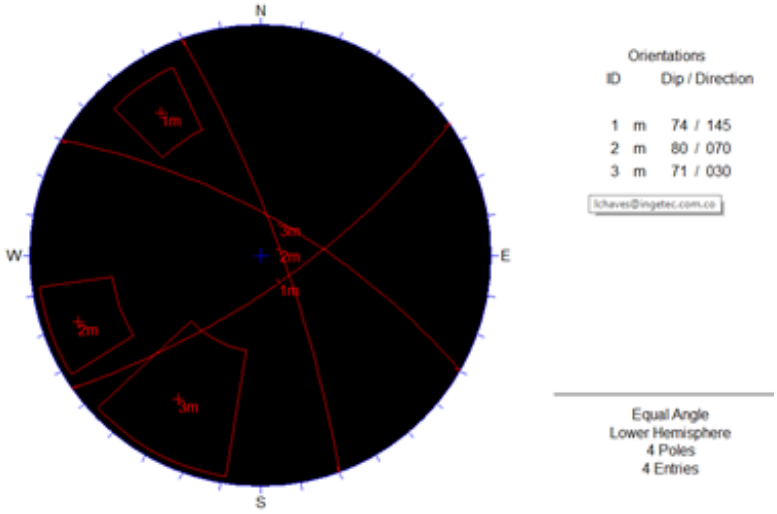


Figura 9-27 Familia de Diaclasas Zona 1

Tabla 9-39 Familias de discontinuidades Zona 1

Tipo de discontinuidad	Buzamiento (“Dip”)	Dirección de Buzamiento (“Dip Direction”)	Identificación
Estratificación	26	240	EZ1
Diaclasas	74	145	D1Z1
	80	70	D2Z1
	71	30	D3Z1

- Zona 2 - Datos y familias de discontinuidades

Los datos de estratificación levantados a lo largo de la zona homogénea 2 se resumen en la Tabla 9-40 y los de diaclasas se resumen en la Tabla 9-41. Con la obtención de estos datos se procedió a realizar diagramas de polos que ilustran la concentración de datos se muestran en la Figura 9-28 y la Figura 9-30 familias identificadas a partir de estas se resumen en la Figura 9-29 y la Tabla 9-42.

Tabla 9-40 Datos de levantamiento de campo de Estratificación Zona Homogénea 2

Punto	**Estratificación**	
	Rumbo	**Buzamiento**
P8	N45°W	10°SW
P9	N50°W	16°SW
P14	N55°W	20°SW
P15	N45°W	25°SW
P16	N40°W	20°SW
P17	N55°W	42°SW
P20	N55°W	19°SW

Tabla 9-41 Datos de levantamiento de campo de Diaclasas Zona Homogénea 2

Punto	**Diaclasas**			
	D1		**D2**	
	Rumbo	**Buzamiento**	**Rumbo**	**Buzamiento**
P8	N5°W	86°NE	-	-
P9	N5°E	70°NW	N42°W	80°NE
P14	N10°E	68°NW	N42°W	87°NE

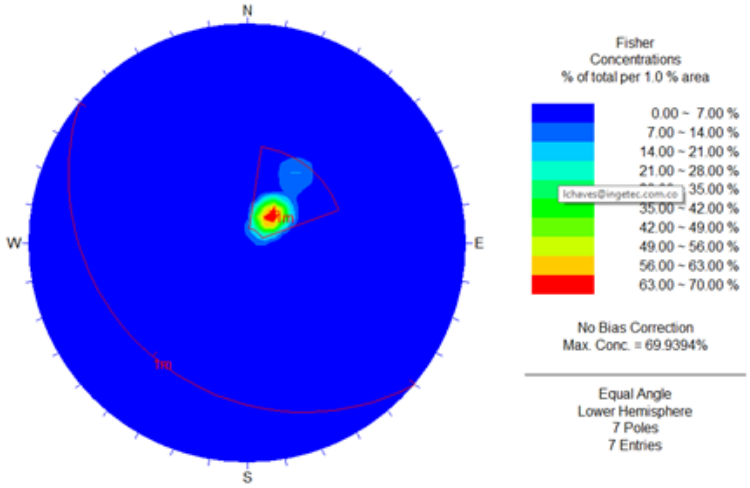


Figura 9-28 Diagrama de polos para datos de Estratificación Zona 2

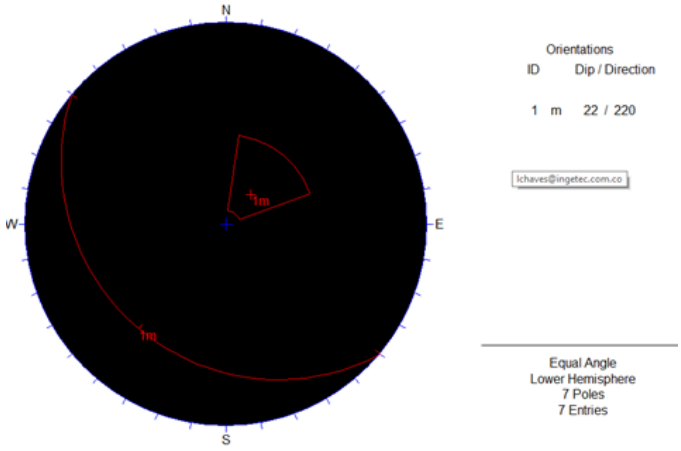


Figura 9-29 Familia de Estratificación Zona 2

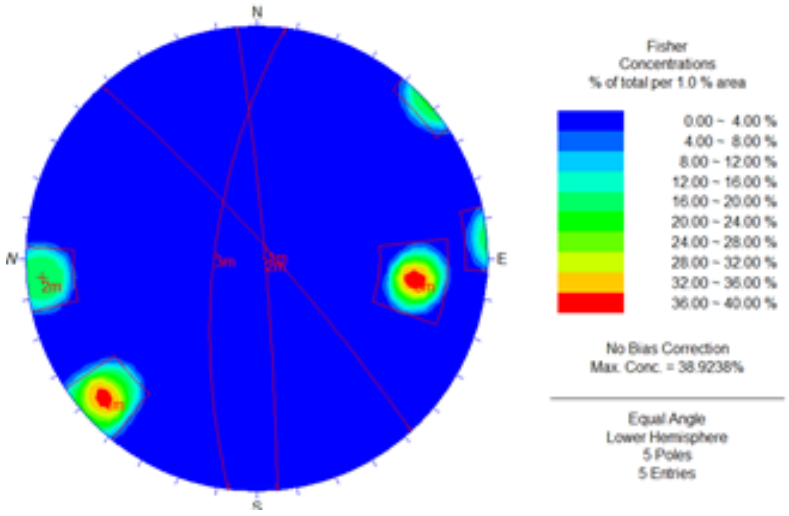


Figura 9-30 Diagrama de polos para datos de Diaclasas Zona 2

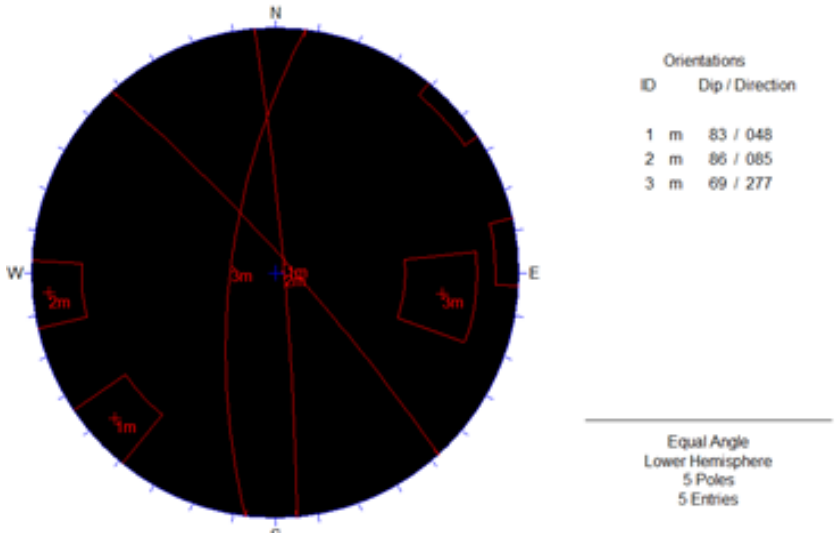


Figura 9-31 Familia de Estratificación Zona 2

Tabla 9-42 Datos de levantamiento de campo de Familias de discontinuidades Zona 2

Tipo de discontinuidad	Buzamiento ("Dip")	Dirección de Buzamiento ("Dip Direction")	Identificación
Estratificación	22	220	EZ2
Diaclasas	83	48	D1Z2
	69	277	D2Z2

Tipo de discontinuidad	Buzamiento ("Dip")	Dirección de Buzamiento ("Dip Direction")	Identificación
	86	85	D3Z2

- Zona 3 - Datos y familias de discontinuidades

Los datos de estratificación levantados a lo largo de la zona homogénea 3 se resumen en la Tabla 9-43 y los de diaclasas se resumen en la Tabla 9-44. Con la obtención de estos datos se procedió a realizar diagramas de polos que ilustran la concentración de datos se muestran en la Figura 9-32 las familias identificadas a partir de estas se resumen en la Figura 9-33 y la Tabla 9-45.

Tabla 9-43 Datos de levantamiento de campo de Estratificación Zona Homogénea 3

Punto	Estratificación	
	Rumbo	Buzamiento
P55	N65°E	38°NW
P58	N40°E	39°NW
P60	N60°E	44°SE

Tabla 9-44 Datos de levantamiento de campo de Diaclasas Zona Homogénea 3

Punto	Diaclasas	
	D1	
	Rumbo	Buzamiento
P60	N15°E	80°NW

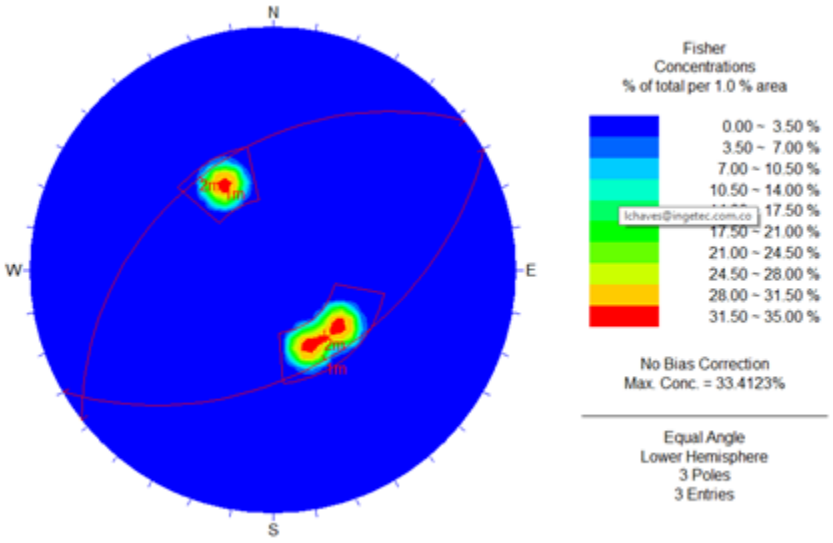


Figura 9-32 Diagrama de polos para datos de Estratificación Zona 3

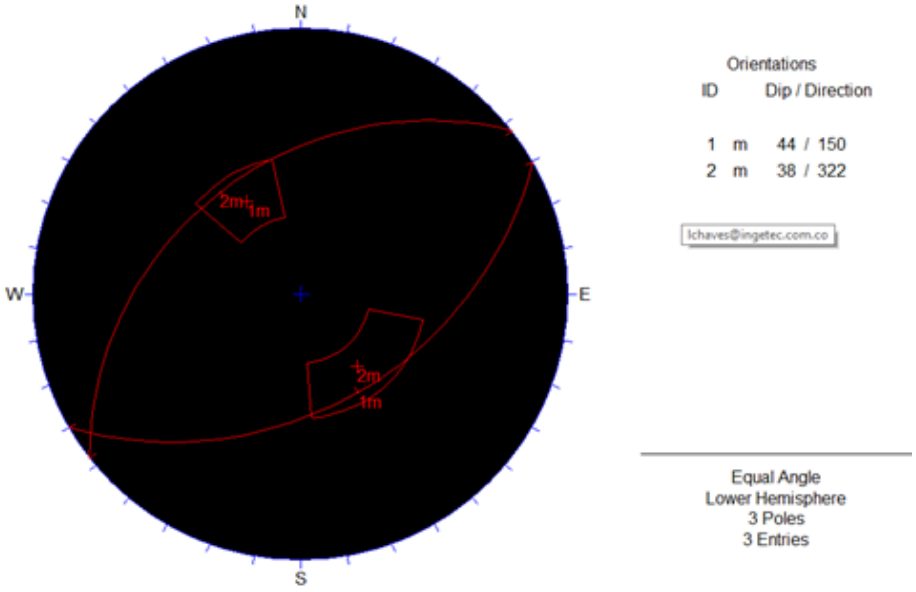


Figura 9-33 Familia de Estratificación Zona 3

En esta zona solamente se tenía información de una diaclasa, por lo cual no fue necesario incluir la información en DIPS.

Tabla 9-45 Familias de discontinuidades Zona 3

Tipo de discontinuidad	Buzamiento ("Dip")	Dirección de Buzamiento ("Dip Direction")	Identificación
Estratificación	44	150	EZ3a
	38	322	EZ3b
Diaclasas	80	285	D1P60

9.2.1.2.2.2. Identificación de los principales rumbos y dirección de buzamiento de taludes de corte

Para el análisis cinemático se identificaron la dirección de buzamiento y el buzamiento de los taludes de corte de la zanja, a partir del rumbo del alineamiento. Se identificaron los tramos que contaran aproximadamente con una dirección semejante, y se escogieron dos taludes (un talud en el lado izquierdo, y un talud en el lado derecho).

A manera de ejemplo se muestran los taludes del tramo 2 en la Figura 9-34. En esta figura se muestran como los taludes T1 y T2 hacen parte de una zona de pendiente semejante mientras los taludes T3 y T4 muestran taludes donde existe un cambio de pendiente en el tramo. En los análisis se adoptaron buzamientos de 63° (cortes con pendiente 0.5H;1V).

Los taludes identificados para la conducción se presentan en la Tabla 9-46, mientras que el del tanque Malambo se presenta en la Tabla 9-47. En el análisis cinemático no se tuvieron en cuenta las partes de los tramos que se encuentran sobre unidades de suelo.

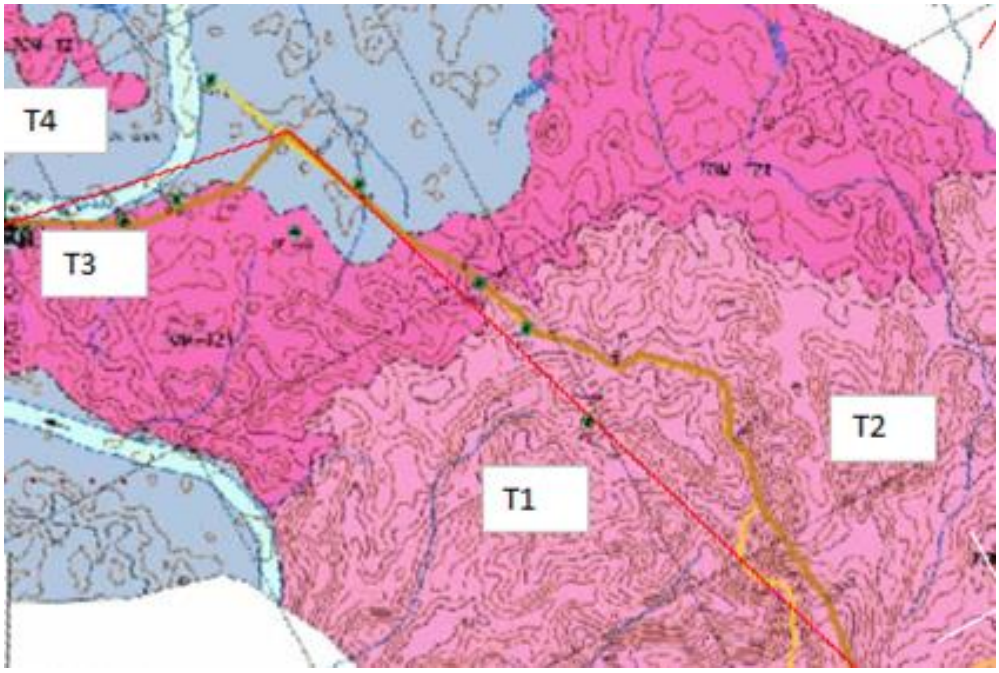


Figura 9-34 Ejemplo de escogencia de los taludes en el tramo 2

Tabla 9-46 Orientación de los principales taludes de corte por tramos de la conducción

TRAMO	Punto	Rumbo	Buzamiento	Dirección Buzamiento
TRAMO 2 (K0+500 - K1+500)	T1	N80°W	90	190
	T2	N80°W	90	10
TRAMO 2 (K1+900 - K7+000)	T3	N18°W	90	72
	T4	N18°W	90	252
TRAMO 4 (K7+000 - K11+000)	T1	N65°W	90	205
	T2	N65°W	90	25

Tabla 9-47 Orientación de los principales taludes de corte para el tanque Malambo

Obra	**Talud**	**Rumbo**	**Buzamiento**	**Dirección Buzamiento**
Tanque Malambo	T1	N51°E	63°SE	141

Obra	Talud	Rumbo	Buzamiento	Dirección Buzamiento
	T2	N39°W	63°SW	231
	T3	N51°E	63°NW	321
	T4	N39°W	63°NE	51

9.2.1.2.2.3. Resultados del análisis cinemático

Los resultados de los análisis cinemáticos para los principales cortes a lo largo del alineamiento de la conducción se presentan en la Tabla 9-48, mientras el de la zona del tanque Malambo se presenta en la Tabla 9-49.

Cabe destacar que para los análisis de posibilidad cinemática se adoptó un ángulo de fricción de las discontinuidades de 30°, y que este afecta la estabilidad de algunos bloques. De allí que se recomienda para etapas posteriores de estudio, determinar la resistencia de las discontinuidades.

Tabla 9-48 Resultados de análisis cinemáticos para el diseño de la conducción

Sector	Zona Hom.	Estratificación			Sistemas de diaclasas			Talud			Inestab
		ID	Buza (°)	Dir Buz. (°)	ID	Buza (°)	Dir Buz. (°)	ID	Buza (°)	Dir Buz. (°)	
TRAMO 2 (K0+500 a K1+500)	1	EZ 1	26	240	D1Z1	74	145	T1	90	190	D1-Z1
					D2Z1	80	70				
					D3Z1	71	30	T2	90	10	D2-Z1
											D3-Z1
TRAMO 2 (K1+500 a K7+000)	1	EZ 1	26	240	D1Z1	74	145	T3	90	72	D1-D3
					D2Z1	80	70				D1-D2
					D3Z1	71	30	T4	90	252	-
											-
TRAMO 4 (K7+000 - 11+000)	1	EZ 1	26	240	D1Z1	74	145	T1	90	205	D1-Z1
					D2Z1	80	70	T2	90	25	
					D3Z1	71	30				

Tabla 9-49 Resultados de análisis cinemáticos para el diseño del tanque Malambo

Sector	Zona homo - génea	Estratificación			Sistemas de diaclasas			Talud			Inestabili - dades
		ID	Buza-miento (°)	Dirección de Buz. (°)	ID	Buza-miento (°)	Dirección de Buz. (°)	ID	Buza-miento (°)	Dirección de Buz. (°)	
TANQUE MALAMBO	1	EZ 1	26	240	D1Z 1	74	145	T1	63	141	-
					D2Z 1	80	70	T2	63	231	-
					D3Z 1	71	30	T3	63	321	-
								T4	63	51	-

9.2.1.3. Diseño geotécnico de la zanja a excavar a lo largo del alineamiento de la conducción

El diseño geotécnico de la conducción se realizó conforme a los criterios indicados arriba, en el numeral 5.4.3.1. Este comprende el diseño de la conducción soterrada, cruces elevados para el cruce de ríos y cruces enterrados para cruce de quebradas y vías. Este se desarrolló a partir de la caracterización geotécnica de las zonas geológicas homogéneas, la cual se describe arriba en el numeral 10.2.1.1, y el diseño hidráulico de la conducción.

Producto de los análisis de diseño geotécnico se definieron secciones típicas de la conducción, las cuales se presentan en los planos geotécnicos (Anexo 1.3.2), así como su distribución y variables. A partir de dichas secciones se estimaron las cantidades de obra para presupuesto de factibilidad.

9.2.1.3.1. Metodología selección zanja a lo largo de la conducción

El proceso de definición de zanja para la conducción involucró los siguientes pasos:

- Predimensionamiento de la zanja, lo cual conlleva:
    - Identificación de las variables asociadas al diseño hidráulico, a saber:
        - Profundidad y ancho de base de la zanja
        - Tipo de conducción (superficial, soterrada, elevada)
    - Identificación de los materiales de corte y cimentación, a partir de la sectorización geotécnica.
    - Definición de pendientes de corte para la zanja, a partir de:
        - Pendientes de óptimas para cortes en suelo
        - Análisis cinemático para cortes en roca
    - Predimensionamiento de la excavación en función de los materiales de corte, profundidad y ancho base de la zanja.
    - Ajuste de la sección en función de requerimientos de entibado para restringir los

esfuerzos sobre la tubería, mitigando fenómenos de deflexión y pandeo de la tubería soterrada.

- Definición de requerimientos de soporte, tales como entibados, para satisfacer las restricciones de espacio, u optimización económica lo cual conlleva:
  - Identificación de las restricciones de espacio a lo largo de cada tramo.
  - Identificación de requerimientos de soporte de las excavaciones, tales como entibados, para respetar dichas restricciones y ajustar de las dimensiones de la zanja.

- Delimitación de secciones típicas de la zanja según la temporalidad del corte, profundidad de corte y tipo de soporte.

- Definición de los parámetros de excavación para las secciones típicas.

Dicho proceso se llevó a cabo en una hoja de cálculo con los datos de secciones transversales de la conducción a intervalos de 10 m.

A continuación, se presentan los resultados de cada paso.

9.2.1.3.2. Pre-dimensionamiento de la zanja

Las variables para el pre-dimensionamiento de la zanja de la tubería se ilustran en la Figura 9-35.

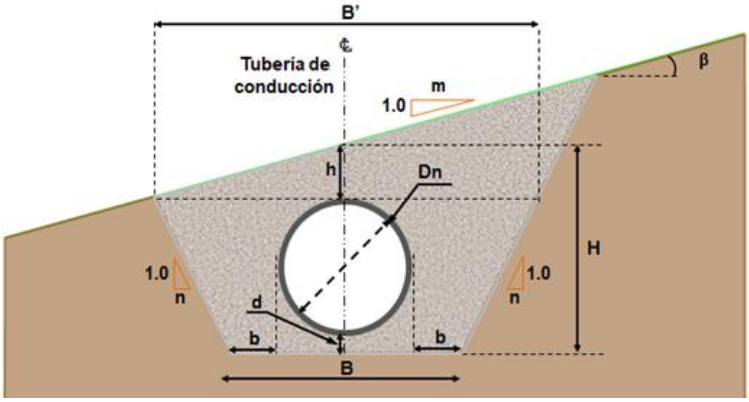


Figura 9-35 Variables para dimensionamiento de la zanja de la tubería

9.2.1.3.2.1. Variables derivadas del perfil hidráulico

A partir de datos del perfil hidráulico de la tubería se identificó la extensión y tipo de tramos que componen la conducción. Como parte del análisis se identificaron los sectores donde la conducción es superficial, lo que implica, cortes permanentes y zanja sin relleno, a diferencia de los tramos de conducción soterrada. A la vez, se diferenciaron los tramos de conducción, en la que ésta va elevada por un viaducto el cual no requiere excavaciones. La identificación de tramos y tipos de conducción se resume en la Tabla 9-50.

Tabla 9-50 Identificación de tramos y tipos de conducción

Tramo	Diám. (m)	Tipo	Ubicación del segmento		L (m)	Ancho base zanja, B (m)	Profundidad de zanja (m)		Cobertura de tubería (m)
			De	A			Promedio	máximo	Promedio
2	1.8	Superficial	0+000	6+770	6,770	4.0	3.5	3.5	-
4	1.8	Viaducto	6+880	11+380	435	4.0	-0.6	3.2	-
		Soterrada	6+930	11+800	4,490	4.0	5.2	16.2	2.9
5	1.8	Viaducto	12+530	22+440	740	4.0	-1.4	3.3	-
		Soterrada	11+810	22+990	10,445	4.0	4.8	11.1	2.5
	1.6	Viaducto	26+410	33+460	1,030	3.8	-2.2	3.6	-
		Soterrada	23+000	34+160	10,145	3.8	4.3	9.2	2.2
10	1.5	Viaducto	100+170	102+090	100	3.7	1.0	3.0	-
		Soterrada	100+000	105+700	5,600	3.7	3.9	8.0	1.9

Luego, para los segmentos de conducción superficial y soterrada se identificaron las variables del diseño hidráulico que afectan el dimensionamiento de la zanja, tales como el diámetro de la tubería (Dn) y cobertura (h) derivada del perfil de la tubería, para los tramos 2, 4, 5 y 10, los cuales se resumen en la Tabla 9-51. En la misma tabla también se indican las profundidades de excavación, derivadas del perfil hidráulico de la tubería, suponiendo un espesor de capa de fundación de 0.50 m.

El diámetro de la tubería varía entre 1.5 y 1.8 m dependiendo del tramo; mientras que la cobertura (h) promedio es de 2.4 m a lo largo de la conducción soterrada. En algunos casos se tienen coberturas altas, que a su vez implican cortes altos, las cuales, en términos generales, se presentan (a) en puntos altos o colinas donde es necesario realizar una explanación para poder ubicar dichas obras y (b) en puntos altos de la conducción en cerros intermedios sucesivos, donde el volumen de excavación es reducido. Estas condiciones se abordan más adelante.

Cabe destacar que para el ejercicio de diseño geotécnico de la conducción se utilizó un abscisado o estacionamiento equivalente para el tramo 10. Donde la estación K100+000 corresponde a la estación K0+000 del tramo 10.

Tabla 9-51 Variables para el dimensionamiento de la zanja de tubería (conducción superficial y soterrada), derivadas del diseño hidráulico

Tipo	Tramo	Diám. Dn (m)	Extensión del segmento		Longitud del segmento (m)	Prof. de zanja, H (m)		Ancho base zanja, B (m)
			De	A		Prom.	máx.	
Superficial	2	1.8	0+000	6+770	6,770	3.5	41.4	4.0
Soterrada	4	1.8	6+930	11+800	4,490	5.2	16.2	4.0
	5	1.8	11+810	22+990	10,445	4.8	11.1	4.0
		1.6	23+000	34+160	10,145	4.3	9.2	3.8

	10	1.5	100+000	105+700	5,600	3.8	8.0	3.7

9.2.1.3.2.2. Identificación de los materiales de cimentación y excavación de la tubería

Con el fin de identificar los materiales a nivel de cota batea de la tubería y excavación de la zanja para su instalación se realizó una comparación de la profundidad de la zanja con espesores de suelo y niveles freáticos reportados en los registros disponibles de las perforaciones mecánica (BH) y los inferidos a partir de la profundidad alcanzada por los barrenos o perforaciones manuales (MBH) a lo largo del trazado de la conducción. A la vez, los niveles freáticos y espesores de suelo adoptados para diferentes tramos y segmentos de la conducción se indican en la sectorización geotécnica para la conducción, presentada arriba en el numeral 9.2.1.1.

En el tramo 2 para un segmento de 1,280 m cerca de la abscisa K2+000 se adoptó un espesor de suelo de 6.0 m (Sector S02-1, Qal); y en el resto (Sector S02-2, TO-TZ1), que constituye la mayor parte del tramo, se adoptó un espesor de suelo de 1.65 m y nivel freático a 2.60 m. En comparación con las profundidades promedio y máxima de la zanja (3.5 y 41.4 m), se tiene que la cota batea de la tubería se encontrará en roca de la Formación Topaliza (TO-TZ1); mientras que sus cortes se realizarán tanto en roca de dicha formación como en suelo areno limoso, con nivel freático por encima del nivel de fundación. Es decir que se requerirán medidas de desecación para la instalación de la tubería.

En el tramo 4, la profundidad promedio de la zanja está cerca o por debajo del espesor de suelo. Cerca del 75% se desarrolla en el sector S04-1 (TOM-TZ1) en la que el espesor de suelo adoptado es 6.6 m y está ligeramente por encima de la profundidad de zanja promedio (5.2 m); es decir que la zanja será excavada en su mayoría en suelo (arenas limosas). El resto del tramo se desarrolla en el sector S04-2 (Qal), cuyo espesor de suelo adoptado es de 4.8 m; esto implica que la cota batea de la tubería estará en roca de la Formación Topaliza (misma roca del sector S04-1), mientras que la zanja será excavada principalmente en suelo arcilloso (CH).

En el tramo 5, la profundidad promedio de la zanja está por encima del espesor de suelo. Es decir que la cota batea de la tubería estará en suelos residuales de la Formación Topaliza (TOM-TZ) o Panamá (TO-PA) y en suelos finos de origen aluvial (Qal); mientras que la zanja será excavada en suelo residual y roca de dichas unidades (principalmente arenas limosas, sectores S04-1 y S05-2) o en suelos principalmente finos de origen aluvial (Qal) y de la Formación Las Lajas (QR-Ala) (sectores S04-2 y S05-1).

Para el tramo 10, las profundidades promedio y máxima de la zanja están por debajo del contacto suelo/roca. Es decir que el nivel de batea de la tubería se estará sobre roca de la Formación Panamá (TO-PA), y que la zanja será excavada en suelo residual y roca de la misma unidad (arenas limosas).

Como se mencionó anteriormente, las profundidades importantes (> 12.0 m) descritas en este numeral corresponden a condiciones particulares que se discuten abajo en el numeral 10.2.1.3.

9.2.1.3.2.3. Definición de pendientes óptimas de corte según las condiciones geotécnicas a lo largo a la conducción

Las pendientes óptimas de corte, en principio, se definieron según el tipo de material involucrado mediante análisis de sensibilidad de la variación del factor de seguridad con la pendiente para alturas de corte representativas de las excavaciones para la zanja.

De allí, que se identificaron las profundidades de zanja para cada tramo y sector geotécnico, los cuales se indican en la Tabla 9-52.

Tabla 9-52 Rango de profundidad de zanja en los sectores geotécnicos

Tipo	Tramo	Sector geotécnico	Suma Longitud segmento (m)	Prof. de zanja (m)		Extensión segmento	
				Promedio	Máximo	De	A
Superficial	2	S02-1	1,280	2.3	9.7	K1+100	K2+370
		S02-2	5,490	3.8	41.4	K0+000	K6+770
Soterrada	4	S04-1	3,725	4.8	16.2	K6+880	K11+390
		S04-2	1,200	4.3	9.2	K8+300	K11+800
	5	S04-1	3,740	4.2	9.2	K13+400	K29+170
		S04-2	13,880	4.3	11.1	K11+810	K29+430
		S05-1	1,480	1.8	8.0	K31+240	K32+710
		S05-2	3,250	3.7	7.7	K29+440	K34+160
	10	S04-2	1,030	4.2	5.6	K104+680	K105+700
		S05-2	4,670	3.7	8.0	K100+000	K104+670

Teniendo en cuenta las profundidades de zanja, y el espesor de suelo que en general es menor a 5 m, se identificaron las pendientes requeridas para el predimensionamiento de una zanja conformada por bancos superiores de 5 m de altura en suelo, seguidos por una berma de 2 m de ancho y luego bancos de 10 o 15 m de altura en roca, como la mostrada en la Figura 9-36.

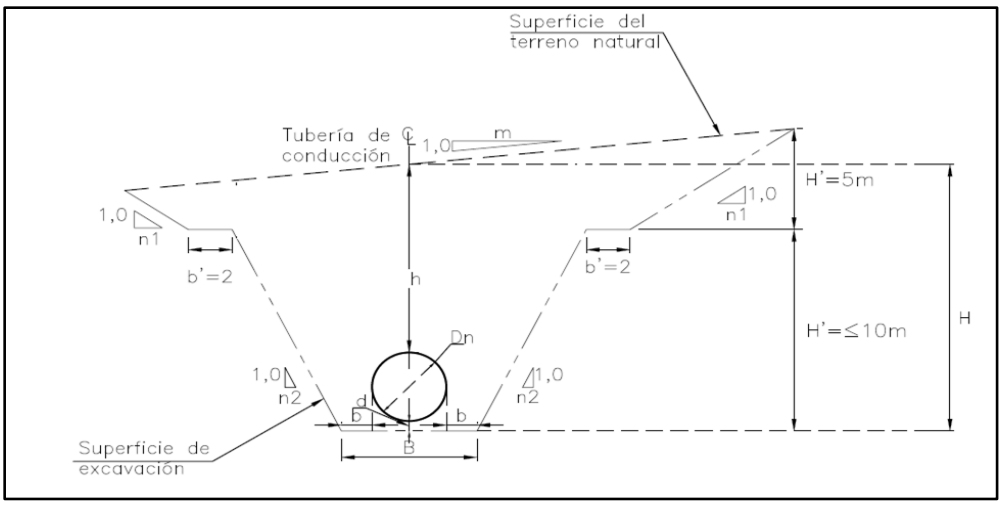


Figura 9-36 Sección típica de la zanja de la tubería de conducción superficial

Las pendientes de corte en suelo se definieron a partir de los ábacos presentados en el numeral 11.2.1.2.1, para los parámetros de resistencia del suelo de cada sector y las condiciones de carga asociadas a cortes temporales o permanentes, los cuales se resumen en laTabla 9-53.

Tabla 9-53 Definición de pendientes de corte en suelo para la zanja de la tubería de conducción

Tramo	Sector	Resistencia			Tipo de corte	Corte en suelo						
		No drenada	Efectiva			Nivel freático en corte?	Altura corte en suelo (m)	Pendiente requerida (°)			Pendiente adoptada, n1	
		Su (kPa)	c' (kPa)	phi' (°)				Análisis estático*	Análisis sismo**	Mín	(°)	n1 (XH:1V)
2	S02-1	50	10	28	Perm.	No	6.0	39	43	39	38	1.30
2	S02-2	N/A	5	30	Perm.	No	<5	60	18.5	18.5	18	3.00
4	S04-1	200	N/A	N/A	Temp.	No	6.6	90	N/A	90	90	0.00
4/5	S04-2	100	N/A	N/A	Temp.	No	4.80/7.5	90	N/A	90	90	0.00
5	S05-1	100	N/A	N/A	Temp.	No	6.0	90	N/A	90	90	0.00
10	S05-1	100	5	30	Temp.	No	<5	90	N/A	90	90	0.00
5	S05-2	N/A	10	32	Temp.	Si	6.0	60	18.5	18.5	18	3.00

Por otra parte, las pendientes de corte en roca se definieron a partir de los resultados de los análisis cinemáticos presentados en en el numeral 9.2.1.2.3 (Análisis de estabilidad en rocas - posibilidad cinemática). Si bien los análisis cinemáticos contemplaron cortes verticales, las pendientes adoptadas se ajustaron al buzamiento de los planos de fallas para evitar el uso de refuerzo de taludes. Las pendientes adoptadas para los cortes en roca se resumen en la

Tabla 9-54.

Tabla 9-54 Definición de pendientes de corte en roca para la zanja de la tubería de conducción

Tramo	Sector	Corte en roca	Pendiente adoptada, n2	
		Pendiente mínima requerida (°)	(°)	n2 (XH:1V)
2	S02-1	71	63	0.50
2	S02-2	71	63	0.50
4	S04-1	74	73	0.30
4/5	S04-2	74	73	0.30
5	S05-1	74	73	0.30
10	S05-1	74	73	0.30
5	S05-2	74	73	0.30

9.2.1.3.2.4. Predimensionamiento de la zanja en función de los materiales de corte, profundidad y ancho base de la zanja

Luego se realizó el predimensionamiento de la zanja en función de los materiales de corte, profundidad (H) y ancho base (B) de la zanja, agrupándolos en cuatro rangos de alturas, a saber:

1. $H \leq 5$ m, cuya geometría supone cortes con pendiente n1, según el tipo de suelo del sector.

2. $5 < H \leq 15$ m, cuya geometría supone un corte con pendiente n1 de 5 m de altura, al pie de este una berma de 2 m de ancho (b'), y luego un corte con pendiente n2 de hasta 10 m de altura.

3. $5 < H \leq 25$ m, cuya geometría supone un corte con pendiente n1 de 5 m de altura, al pie de este una berma de 2 m de ancho (b'), luego un corte con pendiente n2 de hasta 10 m de altura, al pie de este una berma de 2 m de ancho (b'), finalmente un corte con pendiente n2 de 10 m de altura.

4. $25 < H \leq 50$ m, cuya geometría supone un corte con pendiente n1 de 5 m de altura, al pie de este una berma de 2 m de ancho (b'), luego un corte con pendiente n2 de hasta 15 m de altura, al pie de este una berma de 2 m de ancho (b'), luego otro corte con pendiente n2 de hasta 15 m de altura seguido por una berma de 2 m de ancho (b') y finalmente un corte con pendiente n2 de 15 m de altura.

Con la geometría arriba descrita y teniendo en cuenta la pendiente del terreno natural en sentido transversal al eje de la conducción se determinó el ancho de la zanja en su parte superior, el cual se requiere para definir los requerimientos de soporte.

Cabe destacar que el análisis supone que la altura de corte es igual a la profundidad de la zanja en el eje de la tubería, y que las diferencias de altura de corte en los costados izquierdo y derecho se

compensan.

Como se mencionó anteriormente, las profundidades importantes (> 12.0 m) descritas en este numeral corresponden a condiciones particulares que se discuten abajo en el numeral 10.2.1.3.

9.2.1.3.2.5. Ajuste de la sección en función de requerimientos de entibado para restringir los esfuerzos sobre la tubería

Con el fin de mitigar efectos de deflexión y pandeo de la tubería soterrada debido a los rellenos que cubrirán la tubería soterrada, se ajustó la sección típica para el dimensionamiento de la tubería soterrada, según se indica en la Figura 9-37. Esta incluye cortes verticales entibados adyacentes a la tubería, lo cual reduce los esfuerzos sobre la misma.

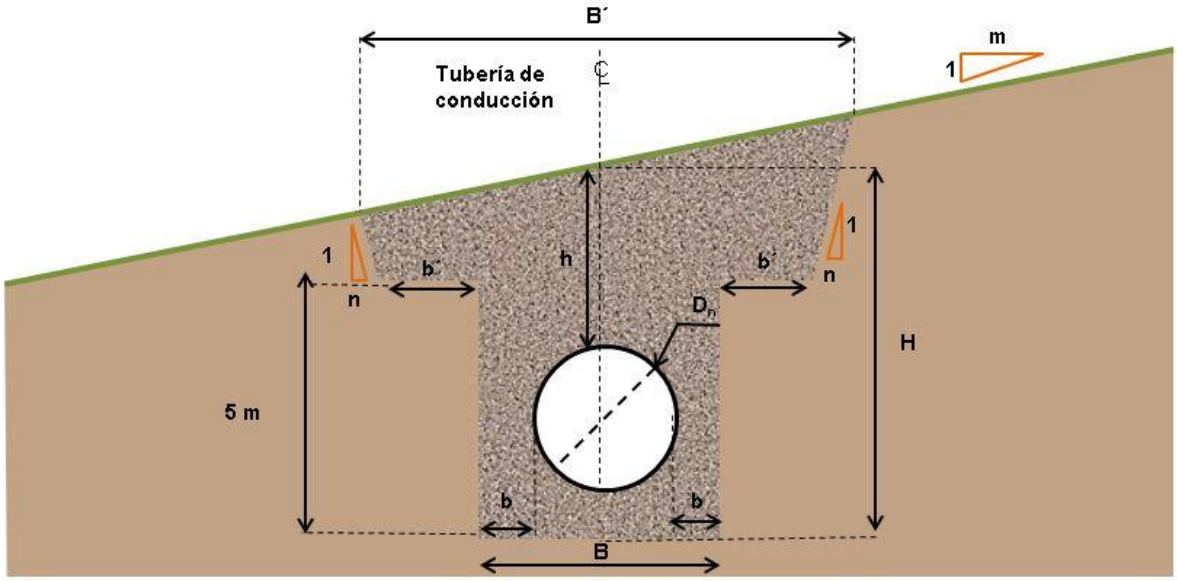


Figura 9-37 Sección típica ajustada para el dimensionamiento de la zanja de la tubería soterrada

Lo anterior debido a que, al realizar una aproximación preliminar a los efectos de deflexión y pandeo, conforme al manual EM 1110-2-29-09 (USACE, 1998), se encontró que para las características de la tubería GRP definida en el diseño hidráulico, las de los materiales suelos in-situ bajo en zanjas no entibada, lo recomendable sería limitar la cobertura a menos de 3.0 m, para satisfacer requerimientos de deflexión y 5.0 m de pandeo de la tubería. Sin embargo, los manuales de los fabricantes de tuberías (e.g. FLOWTITE), restringen hasta una profundidad de enterrado del orden de 12.0 m, con material de relleno granular, de bajo contenido de finos y buena compactación.

A continuación, se describen los ajustes a la geometría de la zanja para tubería soterrada, según la profundidad de cimentación:

- H ≤ 5 m, su geometría supone cortes verticales y entibados para alturas superiores a 2.0 m.

- 5 < H ≤ 12 m, su geometría supone un corte vertical acompañado de un entibado de 5.0 m de altura en la parte baja, luego un corte en roca con pendiente n2 de altura variable (para taludes inferiores a 10.0 m de altura, este corte no se incluye) y posteriormente con pendiente n1 de 5 m de altura en suelo, hasta alcanzar la superficie.

- H >12 m, su geometría supone un corte vertical acompañado de un entibado de 5.0 m de altura en la parte baja, a el nivel de batea de la tubería. Inmediatamente después, se incluye una berma de 2 m de ancho (b'), y luego un corte en roca de 5 a 15 m de altura con pendiente n2 y posteriormente con pendiente n1 en corte de 5 m de altura en suelo, hasta alcanzar la superficie.

Para evitar deflexiones y/o pandeo excesivos en la tubería de la conducción, en los segmentos con profundidades superiores a 8.0 m de cota de batea de la tubería, el relleno deberá tener material con un porcentaje de finos inferior al 12 % y un nivel de compactación del 95 %. En ese orden de ideas, profundidades inferiores a 5.0 m de cota batea se podrán utilizar rellenos con un porcentaje de finos menor al 30 % y un nivel de compactación entre el 85 y 95 %. A su vez, rellenos entre 5.0 y 8.0 m deberán tener material con un porcentaje de finos inferior al 12 % y un nivel de compactación del 90 %. Estas recomendaciones deberán validarse con el proveedor de la tubería, en etapas posteriores de estudio.

A lo largo de la conducción de la Alternativa 12 se identificó un sector donde la profundidad de cimentación de tubería es superior a 12.0 m, que abarca una longitud de 20.0 m y está ubicado en el Tramo 4 entre cerca de las abscisas K6+950 y K6+960. Esto se da por un cerro a la salida del tanque Malambo. En este sector se recomienda limitar la altura del terraplén de relleno sobre la tubería, para que sea inferior a 10.0 m, en lugar de los 15.1 m que se requerirán para restituir la superficie del terreno natural.

9.2.1.3.3. Definición de requerimientos de soporte

La definición de los requerimientos de soporte para satisfacer las restricciones de espacio involucró (a) identificar las restricciones de espacio a lo largo de cada tramo, (b) verificar si el predimensionamiento de la zanja satisface estas restricciones, (c) identificar sectores donde se requiere soporte de las excavaciones, tales como entibados, para respetar dichas restricciones y (d) ajustar de las dimensiones de la zanja, verificando que con estas se respeten las restricciones de espacio. Sin embargo, en algunos casos no fue posible respetar las restricciones de espacio.

En el caso particular de la tubería soterrada, se adoptó soporte con entibado donde la tubería se encuentra enterrada más de 2.0 m, con el fin de reducir los esfuerzos sobre la tubería, producidos por el material de cobertura, según se explica en el numeral 9.2.1.3.2.5.

Adicionalmente, como una medida de optimización del diseño de la conducción y tendiendo en cuenta que el costo de soporte con soil nailing equivale a unos 700 m³ de excavación, se adoptaron soportes donde la diferencia en el volumen de excavación con y sin soporte excediera dichos

umbrales.

9.2.1.3.3.1. Identificación de limitaciones de espacio para la proyección de excavaciones

Para identificar las limitaciones de espacio a los costados de la tubería que pudieran implicar la necesidad de implementar pendientes más pronunciadas que las definidas en previamente (numeral 10.2.1.3.2.3) para la naturaleza de los materiales y/o el uso de soportes o entibados, se analizaron las condiciones existentes, a partir de ortofotos, dentro de una franja de 20 m a cada lado de la tubería proyectada. Se identificaron los siguientes tipos de restricción:

- Servidumbre y torres de transmisión eléctrica: La conducción se desarrolla dentro de la servidumbre de una línea de transmisión eléctrica, donde el ancho de la servidumbre eléctrica es de 20 m a cada lado. Este tipo de restricción se ilustra en la Figura 9-38, y constituye una restricción de espacio ya que se requiere que la excavación quede dentro de esta servidumbre para minimizar problemas y compensaciones prediales para la construcción de la línea. Además, a lo largo de la servidumbre de la línea de transmisión se encuentran torres de transmisión eléctricas que imponen una restricción adicional para no comprometer la estabilidad de la misma. Las torres tienen una base del orden de 6 m de lado y se presentan a intervalos del orden de los 80 a 950 m a lo largo del corredor donde coinciden la servidumbre de la línea de transmisión y la conducción.

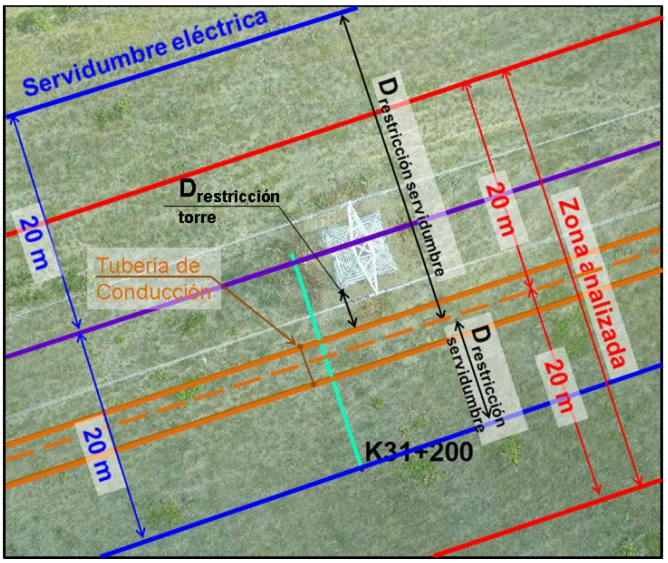


Figura 9-38 Restricción de servidumbre y torres de transmisión eléctrica (K31+200)

- Vías: Se identificaron restricciones por interferencia con vías principales, vías secundarias, vías de barrio y vía terciaria, las cuales se ilustran en la Figura 9-39. Ante este tipo de restricción se debe buscar reducir la intervención dentro de los límites de la misma, salvaguardar la estabilidad de la misma y recomendar su restitución o reubicación según sea

necesario. Además, se debe tener en cuenta la servidumbre de las vías, a saber, 50 m para vías principales o autopistas, 15 m para vías secundarias, 7.5 m para vías terciarias y 6.40 m para vías de barrio.

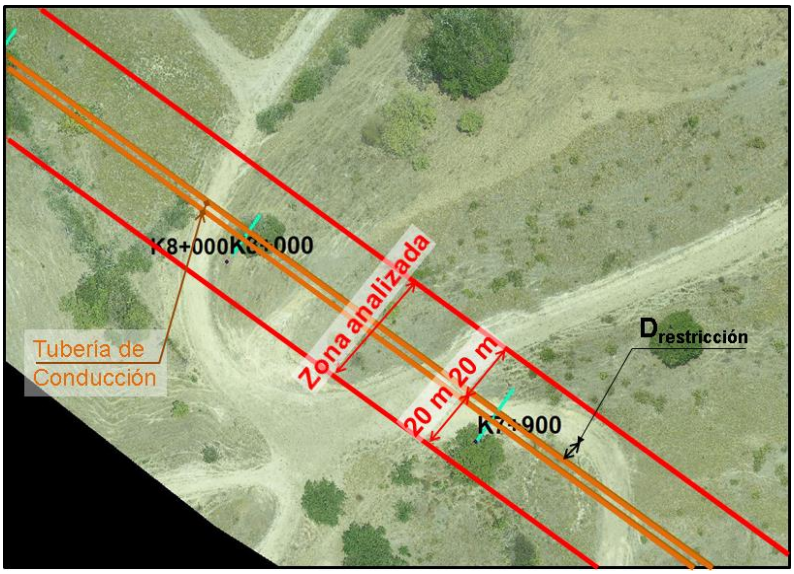


Figura 9-39 Restricción por vía terciaria (K8+000)

- Viviendas: Al igual que para las vías, ante este tipo de restricción se debe buscar reducir la intervención dentro de los límites de la propiedad, salvaguardar la estabilidad de las estructuras y, en donde sea inevitable, recomendar su restitución o reubicación. Véase Figura 9-40.

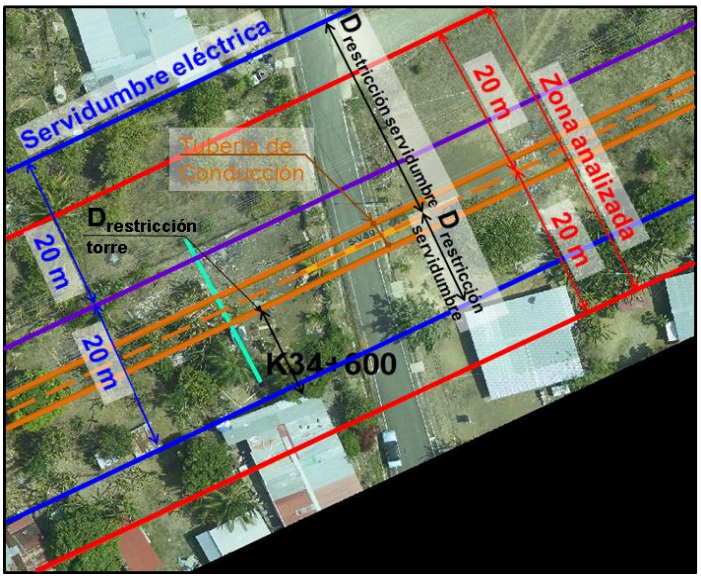


Figura 9-40 Restricción por viviendas (K34+600)

- Lagos o laguna: A lo largo de la conducción se identificaron algunos lagos o lagunas, como

la que se muestra en la Figura 9-41. Estos implican una restricción de espacio y la necesidad de analizar las condiciones de flujo hacia la zanja de conducción.

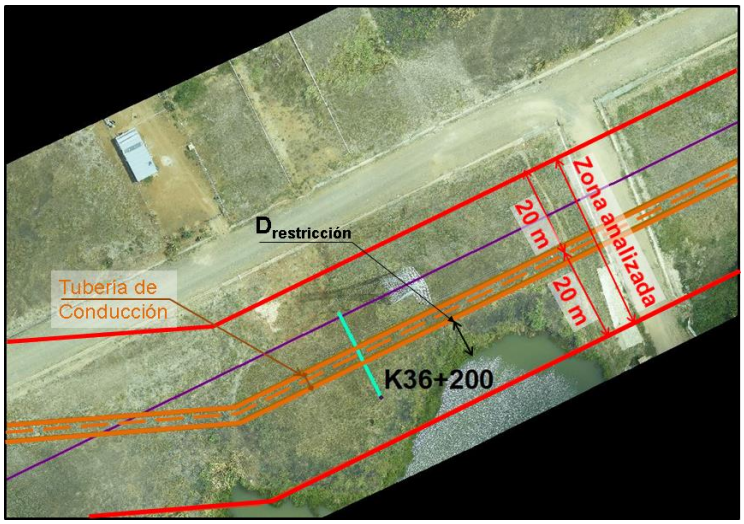


Figura 9-41 Restricción por laguna (K36+200)

Las restricciones identificadas a lo largo de los tramos 4 y, en los costados izquierdo y derecho, respectivamente se resumen en la Tabla 9-55 y Tabla 9-56. No se tienen restricciones identificadas a lo largo de los tramos 2 y 10. Además, no se tuvo en cuenta la "vegetación tupida" como una restricción de espacio.

Tabla 9-55 Resumen de restricciones identificadas al costado izquierdo de la conducción - Tramos 4 y 5

Restricción Lado Izquierdo	**Distancia a restricción lado derecho (m)**		
	Mínimo	**Máximo**	**Promedio**
Lago o laguna	9.00	9.00	9.00
Servidumbre L.T. E.	6.00	37.80	18.90
Torre eléctrica	1.00	11.80	4.50
Vegetación tupida	0.00	0.00	0.00
Vía principal o Autopista	0.00	16.00	5.71
Vía secundaria	0.00	3.66	1.39
Vía terciaria	1.30	4.68	2.99
Viviendas	0.00	11.90	3.81

Tabla 9-56 Resumen de restricciones identificadas al costado derecho de la conducción -Tramos

4 y 5

Restricción Lado Derecho	Distancia a restricción lado derecho (m)			Longitud (m)
	Mínimo	Máximo	Promedio	
Lago o laguna	2.65	2.65	2.65	100
Servidumbre L.T. E.	2.20	36.00	16.49	40,875
Torre eléctrica	2.00	10.00	4.49	704
Vegetación tupida	0.00	0.00	0.00	3,846
Vía de Barrio	4.15	4.15	4.15	1,050
Vía principal o Autopista	0.00	5.22	2.34	18,562
Vía secundaria	0.00	5.00	2.84	1,300
Vía terciaria	1.25	5.50	2.63	390
Viviendas	0.00	14.00	4.13	15,238

9.2.1.3.3.2. Identificación de requerimientos de entibados o soporte de excavaciones

Para identificar los requerimientos de soporte de excavaciones, se combinaron las limitaciones de espacio a cada lado para determinar la distancia menor de la restricción, indistintamente del lado, y se comparó con la mitad del ancho de la cresta de la zanja (B'/2), donde B'/2 excediera la distancia a la restricción se definió el uso de soportes y cortes verticales en suelo (esto es, en el banco superior de 5 m de altura), y se verificó nuevamente si B'/2 satisface las limitaciones de espacio. En los casos donde se excede el ancho de la zona restringida, se adoptaron soportes y cortes verticales en roca, y se eliminó la(s) berma(s) intermedia(s) de 2.0 m de ancho.

Adicionalmente, como una medida de optimización del diseño de la conducción y tendiendo en cuenta que el costo del soporte con soil nailing equivale a unos 700 m³ de excavación, se adoptaron soportes donde la diferencia en el volumen de excavación con y sin soporte excediera dichos umbrales.

Finalmente, se comparó la pendiente transversal del terreno natural (m) con la pendiente de corte, y donde m fuese más parada que la de corte adoptada (n1), se modificó la sección definiendo cortes verticales y soportes en suelo.

9.2.1.4. Dimensionamiento de las excavaciones para la conducción

Finalmente se definieron las secciones típicas de la zanja de la tubería de conducción, las cuales se muestran en el plano VF-1614-118-02-02-116. Las secciones se agrupan en dos tipos:

- Secciones tipo A (A-1, A-2, A-3 y A-4) corresponden a las secciones de excavación para la conducción superficial, aplican únicamente al tramo 2, y por consiguiente no contemplan rellenos sobre la tubería. Presenta variaciones en cuanto al rango de altura ($H \leq 5$ m, $5 < H \leq 15$ m, $15 < H \leq 25$ m y $25 < H \leq 50$ m).

- Secciones tipo B (B-1, B-2, B-3) corresponden a las secciones de excavación para la conducción soterrada, que incluye los tramos 4, 5 y 10. Presenta variaciones en cuanto al rango de altura ($H \leq 5$ m, $5 < H \leq 12$ m y $H > 12$ m).

La distribución y variables de las secciones para cada tramo, utilizada en la estimación de cantidades de obra para presupuesto de factibilidad, se indica en el Anexo 2.3.2.5.

9.2.1.5. Consideraciones para los cruces de la conducción

A largo de la conducción se han identificado un número importante de cruces, los cuales corresponden a cruces de cuerpos de agua y cruces de vías. En su mayoría dichos cruces se plantearon como cruces soterrados y están incluidos dentro del diseño de la conducción soterrada descrito arriba. Otros se han planteado como viaductos y están incluidos en los diseños estructurales. El número y longitud de cruces de agua, de vía y viaductos identificados para cada uno de los tramos de conducción se resume a continuación.

Tabla 9-57 Resumen de cruces con longitudes de 5 m o menos

Tramo	Zona homogénea	No. de cruces	Longitud total (m)	Longitud promedio (m)	Longitud máxima (m)	Longitud mínima (m)
2	ZH1	3	13.54	4.51	5.03	3.747
4	ZH1	19	57.76	3.04	6.18	1.508
	ZH2	8	24.11	3.01	5.57	1.321
5	ZH2	17	62.92	3.70	6.22	1.321
	ZH3	46	143.24	3.11	5.72	1.401

Tabla 9-58 Resumen de cruces de vías

Tramo	Zona homogénea	No. de cruces	Longitud total (m)	Longitud promedio (m)	Longitud mínima (m)	Longitud máxima (m)
2	ZH1	3	82.55	27.52	19.96	35.105
4	ZH1	4	72.85	18.21	8.50	24.934
	ZH2	3	46.60	15.53	8.25	20.703
5	ZH2	41	824.74	20.12	5.72	75.375
	ZH3	62	978.18	15.78	5.00	50.607

Tabla 9-59 Resumen de viaductos

Tramo	Zona homogénea	No. de cruces	Longitud total (m)	Longitud promedio (m)	Longitud mínima (m)	Longitud máxima (m)
4	ZH1	5	84	17	11	21
	ZH2	1	36	36	36	36
5	ZH2	10	429	43	16	130
	ZH3	15	642	43	15	127

Dentro de estos se han identificado cruces de longitudes superiores a 40.0 m que requerirán un estudio más detallado en etapas posteriores para establecer las condiciones específicas de cimentación y protecciones, de ser necesario sobre la ladera de los cauces. En la Tabla 9-60 se presenta una breve descripción de las condiciones de los cruces según la información disponible. En el Anexo 2.3.2.2 se presentan las fotografías aéreas y las principales características identificadas de los cruces.

Tabla 9-60 Cruces especiales a lo largo de la conducción

CÓDIGO	**MATERIAL DE FUNDACIÓN Y CONDICIONES PARTICULARES DEL CRUCE**	**LONGITUD (m)**
5-VIADUCTO-1 (K12+700)	**Depósitos aluviales de la llanura aluvial (Qal).** Están constituidos por una variedad de sedimentos arenosos, arcillosos, limosos, volcánicos que en muchos casos generan tonalidades anaranjadas debido a la presencia de óxidos de hierro, con gravas y bloques de rocas de variada composición de formas subredondeadas de tonalidades claras a oscuras. Conforman suelos finos y granulares sueltos, heterogéneos, secos, en algunos casos con desarrollo de materia orgánica en zonas donde la vegetación es abundante. **De acuerdo con el análisis de la ortofoto este cruce se encuentra en un cauce intervenido que fue represado, no se estiman procesos de socavación importantes**.	130
5-VIADUCTO-2 (K13+000)	**Depósitos aluviales de la llanura aluvial (Qal)**, según descripción anterior. **De acuerdo con el análisis de la ortofoto este cruce se encuentra en un cauce que es relativamente sinuoso lo que puede generar zonas de socavación lateral en una margen y depositación en la margen opuesta.**	41

CÓDIGO	MATERIAL DE FUNDACIÓN Y CONDICIONES PARTICULARES DEL CRUCE	LONGITUD (m)
5-VIADUCTO-4 (RÍO MAMONÍ) (K16+300)	**Depósitos aluviales de la llanura aluvial (Qal).** según descripción anterior. Sobre el cauce activo se observan barras laterales de acuerdo a los procesos de acumulación y erosión presentes en este cauce; constituidos por gravas de rocas de variada composición de formas redondeadas en una matriz de arenas y arcillas principalmente. En la zona se encuentra la perforación BAY-T5C-BH-01 de 9 m de profundidad, la cual muestra el depósito aluvial, con contenido de finos promedio entre 77 y 86%, índice de plasticidad entre 36 y 37%, la fracción fina se clasifica como MH. En esta perforación no fue posible hacer medición del nivel freático. De acuerdo con la línea sísmica BAY-T5C-LRS-001, el espesor de suelo es mayor a 20m. **De acuerdo con el análisis de la ortofoto y de las observaciones en campo este cruce presenta erosión lateral de carácter puntual sobre la margen izquierda.**	70
5-VIADUCTO-7 (K19+864)	**Depósitos aluviales de la llanura aluvial (Qal)**, según descripción anterior. Formación Topaliza (TOM-TZ3) muestran secuencias de areniscas tobáceas amarillentas en capas medias interestratificadas con capas delgadas de lodolitas tobáceas de tonalidades violáceas, fracturadas, presencia de carbonatos, duras. En la zona se encuentra el sondeo BAY-T5-MBH-02 de 0.9 m de profundidad, la cual muestra los materiales de la F. Topaliza, los materiales más superficiales tienen un índice de plasticidad de 33%, la fracción fina se clasifica como CH. Este sondeo se encontró seco y no detecto niveles de agua. **De acuerdo con el análisis de la ortofoto este cruce se encuentra en un pondaje no se estiman procesos de socavación importantes.**	46
5-VIADUCTO-8 (K23+550)	Formación Topaliza (TOM-TZ3) descrita arriba. En la zona se encuentra la perforación BAY-T5-MBH-03 de 2.4 m de profundidad, la cual muestra la F. Topoliza, con base en la perforación BAY-T5-BH-01 con contenido de finos promedio entre 52 y 68%, índice de plasticidad entre 22 y 77%, la fracción fina se clasifica como MH. En esta perforación no se detectó agua. **De acuerdo con el análisis de la ortofoto este cruce se encuentra en un tramo del cauce que es relativamente recto y con presencia de roca de la Formación Topaliza, por lo cual no se estiman procesos de socavación importantes.**	44

CÓDIGO	MATERIAL DE FUNDACIÓN Y CONDICIONES PARTICULARES DEL CRUCE	LONGITUD (m)
5-VIADUCTO-11 (K28+870)	**Formación Topaliza (TOM-TZ3)** descrita arriba. En la zona se encuentra la perforación BAY-T5-BH-02 de 10 m de profundidad, la cual muestra materiales de la F. Topoliza, con base el sondeo cercano BAY-T5-MBH-04 se para la capa más superficial se estimó un contenido de finos promedio entre 64 y 66%, índice de plasticidad entre 22 y 24%, la fracción fina se clasifica como MH. En esta perforación el nivel freático se detectó a 6 m. **De acuerdo con el análisis de la ortofoto este cruce se encuentra en un tramo del cauce que es sinuoso lo que puede generar por la dinámica del río zonas de socavación lateral en una margen y depositación en la margen opuesta.**	89
5-VIADUCTO-15 (K32+000)	**Formación Las Lajas (QR-Ala):** constituida por depósitos cuaternarios compuestos por sedimentos finos no consolidados, sedimentos finos lagunares y sedimentos de llanura aluvial de los diferentes sistemas de drenajes que drenan esta provincia morfológica, entre ellos los ríos Santo, Pacora, Cabobre, Songo, Tatare y Cabra, de tonalidades marrón claro, amarillento a anaranjados. **De acuerdo con el análisis de la ortofoto este cruce se encuentra en un tramo del cauce que es sinuoso lo que puede generar por la dinámica del río zonas de socavación lateral en una margen y depositación en la margen opuesta.**	127
5-VIADUCTO-17 (K32+580)	**Formación Las Lajas (QR-Ala):** ver descripción arriba. **De acuerdo con el análisis de la ortofoto este cruce se encuentra en un tramo del cauce que es relativamente sinuoso lo que puede generar por la dinámica del río zonas de socavación lateral en una margen y depositación en la margen opuesta.**	45

Aunque preliminarmente en alguno de los cruces no se estiman procesos de socavación importantes, se recomienda validar estas apreciaciones con un estudio de hidráulica de ríos, como parte de los estudios a realizar en etapas posteriores.

Igualmente, se recomienda evaluar el tipo de cimentación superficial y/o profunda en función de la dinámica del río y la posibilidad de procesos de socavación. Esto es si los apoyos se encuentran dentro del cauce del río o pueden ser afectados por procesos de socavación, la cimentación profunda deberá ser considerada y evaluada en detalle para las condiciones particulares de cada apoyo.

Se recomienda ejecutar un plan de exploración que considere sondeos por apoyo, de acuerdo con la norma AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD.

9.2.2. Tanque Malambo

9.2.2.1. Caracterización geotécnica

La planta geológica del tanque Malambo se muestra en el plano VF-1614-118-02-02-107. De acuerdo con el modelo geológico, esta estructura se cimentará sobre rocas de la Formación Topaliza (TOM-TZ1), compuesta principalmente por areniscas tobáceas, deleznables, que desarrollan suelos residuales arcillo-arenosos de poco espesor (aprox. 1.0 m). Sin embargo, el registro de la perforación ejecutada en este sitio indicó suelo residual hasta 1.5 m de profundidad seguido por saprolito hasta 2.1 m de profundidad y luego la roca fracturada y meteorizada.

Por otra parte, los resultados de las líneas de refracción sísmica ejecutadas en el sitio muestran espesores de 20 a 25 m de suelo muy denso y roca blanda como se indica en la Tabla 9-61.

El nivel del piso del tanque definido en el esquema hidráulico alcanza del orden de 15 m de profundidad bajo la superficie del terreno natural en el cerro Malambo, lo que implica que dicho tanque estaría cimentado en roca completamente meteorizada de la Formación Topaliza (arenisca tobácea) y se requerirán excavaciones tanto en suelo como en roca. Si bien las excavaciones generarían un volumen de material importante, este material podría ser utilizando en los rellenos requeridos para las obras de captación.

Tabla 9-61 Resumen de resultados líneas sísmicas en el sitio del tanque Malambo

Perfil	**C* - Suelo muy denso y roca blanda (360 < Vs ≤ 760 m/s)**	
	Profundidad (m)	**Espesor (m)**
BAY-TA-JM-LRS-01 (R)	0 a 25	25
BAY-TA-JM-LRS-02 (R)	0 a 20	20
Nota: * Según la clasificación de sitio NEHRP - BSSC.		

La profundidad de exploración, espesor de suelo y nivel freático encontrado en la perforación mecánica (BH) ejecutada en el tanque Malambo se indican en la Tabla 9-62. El espesor de suelo encontrado en la Formación Topaliza, fue de 1.5 m. Es decir, que el espesor de suelo evidenciado en las exploraciones geotécnicas es aproximado al esperado según el modelo geológico.
Por otra parte, no se encontró nivel freático en 15 m de profundidad en la perforación mecánica BAY-TA-JM-BH-01.

Tabla 9-62 Espesor de suelo y profundidad del nivel freático en perforaciones de tanque

Malambo.

Exploración	Profundidad de la exploración (m)	Profundidad Nivel freático (m)	Espesor del suelo (m)	Unidad(es) litológica(s) involucrada(s)
BAY-TA-JM-BH-01	50	No encontrado en 15 m	1.5	F. Topaliza

Los resultados de ensayos de SPT y laboratorio de suelos se resumen en la Tabla 9-63. La variación de los resultados de SPT en profundidad se muestra en el Anexo 2.3.2.6, se obtuvo de 26 golpes/pie y rechazo, que al contrastarlo con los resultados de la granulometría (contenido de grava, arena y finos de 11, 66 y 23%, respectivamente) y Límites de Atterberg (IP = 10) sugiere una arena limosa medianamente densa. La gravedad específica (Gs) obtenida fue de 2.78 y el contenido de humedad, 50 %. A partir de dichos resultados se estimaron parámetros geotécnicos para el suelo residual, los cuales se resumen en la Tabla 9-63.

Tabla 9-63 Resumen de resultados de SPT y ensayos de laboratorio en muestras de suelo del sitio tanque Malambo

ID	Prof. de muestra (m)		SPT	Gs	w (%)	Límites de Atterberg					Distribución granulométrica			SUCS
	De	A	N golpes			LL (%)	LP (%)	IP	IL	Clasific. fracción fina*	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	
BAY-TA-JM-BH-01	0.00	0.60	26	2.78	50	58	48	10	0.2	MH	11	66	23	SM
BAY-TA-JM-BH-01	1.50	2.00	Rechazo											
Promedio =			26	2.78	50	58	48	10	0.2	MH	11	66	23	SM
*Según gráfico de plasticidad.														

Los parámetros de la caracterización geotécnica del suelo residual en el sitio del tanque Malambo se muestran en laTabla 9-64.

Tabla 9-64 Parámetros geotécnicos para el suelo residual del sitio del tanque Malambo

Sector	Descripción	Prof. (m)	N60 SPT	Gs	Finos (%)	IP (%)	wn (%)	IL (%)	γt (kN/m³)	Resistencia			Es (MPa)	Vs (m/s)
										Su (kPa)	Efectiva			
											□' (°)	c' (kPa)		
TOM-TZ	Limo	0-2.1	29	2.78	22	10	50	0.20		172	41		23	495
Nota: Los valores corresponden al promedio de los datos.														

Convenciones:					
N60 SPT =	Número de golpes del SPT normalizado	wn =	Contenido de humedad natural	ϕ' =	Ángulo de fricción efectiva
Gs =	Gravedad específica	IL =	Índice de liquidez	c' =	Cohesión efectiva
Finos =	Contenido de finos	γt =	Peso unitario total	Es =	Módulo de Young
IP =	Índice de plasticidad	Su =	Resistencia no drenada	Vs =	Velocidad de onda cortante

En cuanto al macizo rocoso, los resultados de ensayos de laboratorio en roca se resumen en la Tabla 9-65. A partir de estos y del análisis de las condiciones del macizo reportadas en los registros de perforación, se adoptó un RMR de 25 y GSI de 20, para determinar la resistencia del macizo rocoso mediante el software Roclab (ver Figura 9-42). A la vez, se adoptó un mi de 13 el cual se encuentra dentro del rango normal de areniscas y tobas, y un factor de disturbancia (D) de 0.70.

Tabla 9-65 Resumen de resultados de ensayos de laboratorio en muestras de roca recuperadas del sitio del tanque Malambo

ID	Profundidad de la muestra (m)	Resultados ensayo de compresión simple en roca				
		Densidad (kN/m³)	Humedad (%)	Resistencia a compresión inconfinada (MPa)	Módulo de Young (MPa)	Deformación axial
BAY-TA-JM-BH-01	12.20	20.13	28.57	9.52	3,816	7.23E-03
BAY-TA-JM-BH-01	24.70	23.22	10.57	15.29	7,771	6.50E-03
BAY-TA-JM-BH-01	39.35	25.67	4.76	35.13	7,507	1.58E-02
BAY-TA-JM-BH-01	48.10	18.87	35.23	4.45	713	5.83E-03
	Mínimo =	18.87	4.76	4.45		
	Máximo=	25.67	35.23	35.13		
	Promedio=	21.97	19.78	16.10		

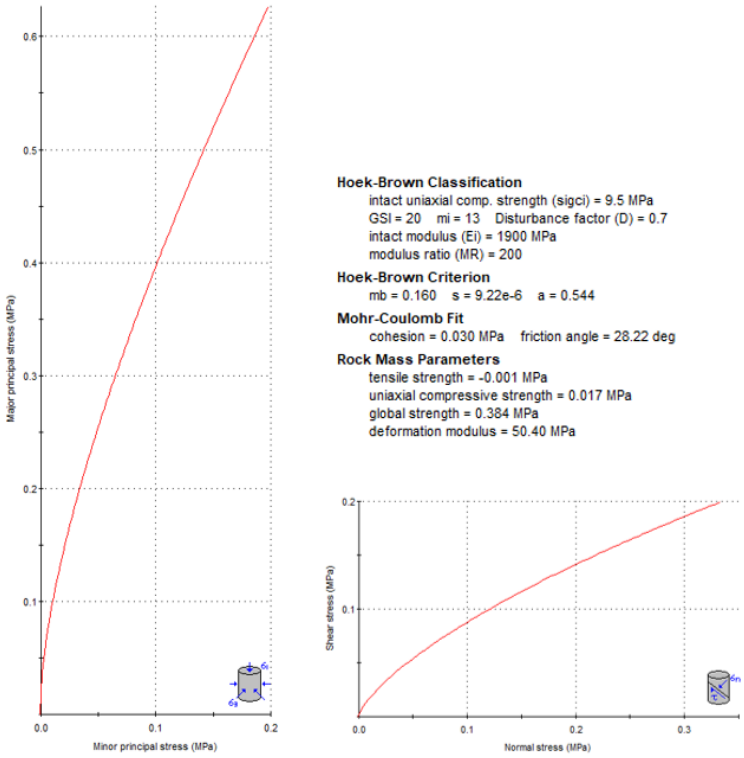


Figura 9-42 Tanque Malambo - análisis de la resistencia del macizo rocoso

Con esto se obtuvo, para la roca meteorizada, un ángulo de fricción interna de 28° y cohesión de 30 kPa, y módulo del macizo, Em, de 50 MPa. La resistencia del macizo o "global strength" obtenida es de 384 kPa con la cual al aplicar un factor de seguridad de 3 se obtiene una capacidad portante admisible de 130 kPa. Cabe resaltar, que este valor está por debajo de los valores típicos de roca sedimentaria; sin embargo, la diferencia se atribuye al estado completamente meteorizado de la roca en este sitio.

9.2.2.2. Diseño geotécnico del tanque Malambo

9.2.2.2.1. Generalidades

El diseño geotécnico del Tanque de Carga Malambo, a nivel de factibilidad, involucró el diseño de excavaciones conforme a los criterios indicados en el numeral 5.3.3.2. A su vez, incluyó análisis de capacidad portante y asentamientos siguiendo los criterios indicados en los numerales 5.3.3.3 y 5.3.3.4.

Este diseño geotécnico se realizó a partir de la caracterización geotécnica de este sitio y del esquema de configuración definitiva de las obras suministrado por los especialistas hidráulicos.

9.2.2.2.2. Verificación de capacidad portante

Se calculó la capacidad portante admisible requerida para el dimensionamiento estructural, de acuerdo con la metodología propuesta. Estos resultados se presentan en el Anexo 2.3.2.7.

La capacidad portante admisible se calculó para la losa que soporta las cargas provenientes del tanque Malambo. Las dimensiones determinadas para efectuar el cálculo son las mostradas en la Tabla 9-66.

Tabla 9-66 Dimensiones de la cimentación del tanque Malambo

Estructura	Base (m)	Longitud (m)	B/L
Tanque Malambo	41.78	45.40	0.92

En los cálculos de capacidad portante se supuso que la inclinación del terreno, la inclinación y excentricidad de la carga eran despreciables. Los valores de capacidad portante calculados para las dimensiones indicadas, se presentan en la Tabla 9-67.

Tabla 9-67 Capacidad Portante Admisible Tanque Malambo

Estructura	Capacidad portante admisible (MPa)
Tanque Malambo	2.03

9.2.2.2.3. Verificación de asentamientos

Los resultados obtenidos en el cálculo de los asentamientos elásticos se presentan en la Tabla 9-68. No se calcularon asentamientos por consolidación debido a que los materiales de fundación son predominantemente granulares. Se observa que los asentamientos esperados son bajos y se consideran aceptables. Las memorias de cálculo de asentamientos se presentan en el Anexo 2.3.2.7.

Tabla 9-68 Asentamientos Tanque Malambo

Estructura	Asentamientos - centro (cm)
Tanque Malambo	Cimentación compensada, no se esperan asentamientos a largo plazo

9.2.2.2.4. Dimensionamiento de las excavaciones para el Tanque Malambo

Se realizó un predimensionamiento de las excavaciones para el tanque Malambo, teniendo en cuenta los resultados de las exploraciones ejecutadas en este sitio y el esquema de obras del tanque,

los cuales indican que la obra será cimentada en roca de la Formación Panamá y sus cortes principalmente en roca meteorizada de la misma fundación.

Teniendo en cuenta los ábacos de estabilidad presentados anteriormente, se proyectaron cortes en bancos de 10 m de altura con pendiente 1.0H:1V (costados SW y SE) o 0.65H:1.V (costado NW y NE) y bermas de 3.0 m de ancho.

Tabla 9-69 Definición de pendiente de corte en suelo para la excavación del tanque Malambo

Obra	**Material**	**Altura corte (m**	**Tipo de corte**	**Pendiente requerida análisis estático* (°)**	**Pendiente requerida análisis con sismo** (°)**	**Pendiente mínima requerida (°**	**Pendiente adoptada**	
							(°)	**XH:1**
Tanque Malambo	Formación Topaliza. Arenisca tobácea.	10	Perm.	90	57.5	57.5	57	0.65:1
		10	Temp.	82.5	72.5	72.5		
Notas: * FS_{req} = 1.5 cortes permanentes y 1.3 cortes temporales. ** FS_{req} = 1.0 con A_h de 0.25g para cortes permanentes y 0.125g para cortes temporales.								

El diseño de las excavaciones para el tanque Malambo se muestra en el plano VF-1614-118-02-02-114 (Anexo 1.32).

9.2.3. Listado de esquemas y cantidades de obra geotécnicos para la conducción

Los diseños geotécnicos resultantes de los análisis descritos arriba, a nivel de factibilidad, se ilustran en los planos indicados en la Tabla 9-70 e incluidos en el Anexo 1.3.2.

Tabla 9-70 Listado de planos geotécnicos para la conducción.

Código	Título	Contenido	Observaciones
VF-1614-118-02-02-114	BOMBEO MALAMBO	PLANTA Y SECCIONES DE EXCAVACIÓN	Véase Anexo 1.3.2
VF-1614-118-02-02-116	CONDUCCIÓN	EXCAVACIÓN PARA ZANJA - SECCIONES TÍPICAS	Véase Anexo 1.3.2

Además, en la Tabla 9-71 y Tabla 9-72 se resumen las cantidades de obra geotécnicas asociadas a los diseños de factibilidad para la tubería y sus obras anexas respectivamente.

Las memorias de cálculo de cantidades de obra se incluyen en el Anexo 2.3.2. Las cantidades para las obras anexas (tanque Malambo) fueron estimadas a partir de modelos 3D mediante comparación de superficies de excavación o relleno con la superficie del terreno natural en AutoCAD Civil 3D, cuyos los archivos XLM se incluyen en el Anexo 1.3.2. Mientras que las cantidades para la tubería de conducción fueron estimadas mediante a partir del análisis de las condiciones de la conducción a intervalos de 10 m en una hoja de cálculo.

Tabla 9-71 Cantidades de Obra Geotécnicas: Tubería de Conducción

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad Total
2.0	**Conducción**		
2.1	Localización y replanteo	m	39,750
2.2	Excavación en corte abierto		
2.2.1	Excavación en material no clasificado	m³	784,658
2.2.2	Excavaciones adicionales en material no clasificado	m³	39,235
2,3	Rellenos		
2.3.1	Relleno estructural con material in-situ	m³	499,137
2.4	Soporte para excavaciones		
2.4.1	Soil nailing para soporte taludes en suelo	m²	18,700
2.4.2	Entibados para soporte taludes en suelo	m²	260,522
2.4.3	Pernos de anclaje (D = 1") para soporte excavaciones en roca	m²	5,376

Tabla 9-72 Cantidades de Obra Geotécnicas: Obras anexas a la conducción (Tanque Malambo)

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad Total
3.0	**Tanque**		
3.1	Localización y replanteo	Ha	0.77
3.2	Descapote y limpieza	m³	3,846
3.3	**Excavación en corte abierto**		
3.3.1	Excavación en material no clasificado	m³	45,964
3.3.2	Excavaciones adicionales en material no clasificado	m³	2,299
3.4	**Rellenos**		
3.4.2	RIP-RAP	m³	2,205
3.5	**Soporte y protección de taludes de excavación**		
3.5.1	Concreto lanzado	m²	508
3.5.2	Malla electrosoldada	m²	5,079
3.5.3	Lagrimales o drenes cortos	m	483
3.5.4	Pernos de anclaje	m	1,288
3.5.6	Cunetas de drenaje	m	460
3.5.7	Huecos de drenaje profundo	m	460

9.3. DISEÑO ESTRUCTURAL

9.3.1. Bloque de anclaje

9.3.1.1. Descripción

A lo largo de la conducción se presentan tramos de tubería enterrada y superficial que pueden

presentar cambios de pendiente y dirección horizontal. Por esta razón, en cada cambio de dirección es necesario construir unos bloques de anclaje que permitan asegurar su estabilidad y funcionamiento a lo largo de su vida útil.

Se consideran cuatro tipos de cambio de dirección, vertical alto, vertical bajo, horizontal y mixto. Por un lado, el cambio de dirección vertical se da cuando la pendiente de la tubería presenta una inclinación, que puede ser positiva (ascendente) o negativa (descendente). Cuando el ángulo de deflexión vertical es negativo, se considera que el codo es vertical alto, de lo contrario, el codo es considerado como vertical bajo. También se puede presentar cambio de dirección horizontal o cambio mixto, es decir en ambas direcciones (vertical y horizontal).

Debido a que la tubería de conducción es de gran longitud, el análisis de esta se realizó por tramos en los que se presentan cambios de diámetro de tubería, de espesor de las paredes de esta y de caudal. La Tabla 9-73 presenta en total cuatro tramos de tubería, con sus respectivos diámetros y número de vértices.

Tabla 9-73 Tramos de tubería con número de vértices y diámetros

Tramo	Longitud de tubería en el tramo (m)	Tipo de tubería	No. de vértices	Diámetro interno de tubería (m)
2	6795.79	Superficial (Silletas)	371	1.80
2	6795.79	Superficial (Anclaje)	83	1.80
4	5091.45	Enterrada (Anclaje)	68	1.80
5	22 642.63	Enterrada (Anclaje)	276	1.60-1.80
10	5706.24	Enterrada (Anclaje)	69	1.5

Fuente: Elaboración propia

9.3.1.2. Diseño

En los cambios de dirección de la tubería se generan fuerzas causadas por la presión hidrostática y la presión hidrodinámica. Si la tubería no presenta una restricción en la zona del codo, se pueden presentar movimientos, que generan la separación de los tramos de la tubería. Por esta razón, la tubería requiere de un bloque de anclaje que permita restringir cualquier movimiento.

9.3.1.2.1. Cargas

Como se mencionó en el Capítulo 5, las fuerzas principales son las fuerzas generadas por la presión de agua. Como se puede observar en la Figura 9-43, al descomponer la suma de las dos fuerzas en ejes globales, se genera una fuerza vertical y una fuerza horizontal. Las fuerzas en cada punto de

anclaje se recibieron por parte de la división de mecánica.

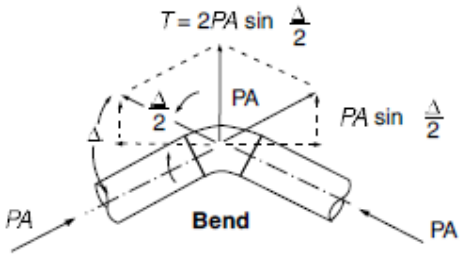


Figura 9-43 Fuerzas por presión de agua sobre la tubería.

Se tiene en cuenta también la carga generada por el peso del relleno sobre el macizo y sobre la zarpa en su base y la aferencia de 15 grados de esta, la fricción y cohesión en la base y la fricción lateral y el peso propio del bloque de anclaje, de la tubería y del agua.

La fuerza sísmica genera una componente vertical y uno horizontal, asociadas con las masas inerciales del peso del anclaje, agua, y peso tubería.

9.3.1.2.2. Casos de análisis

El bloque de anclaje fue analizado bajo 4 casos de carga, presentados a continuación

- Caso 1 - condición usual: Evaluación de estabilidad del macizo de anclaje para las fuerzas originados por empujes por presión de diseño + peso tubería + peso macizo + peso tierra sobre macizo.
- Caso 2 - condición inusual: Evaluación de estabilidad del macizo de anclaje para las fuerzas originados por presión de diseño + peso tubería + peso macizo. Este caso corresponde a un escenario de mantenimiento, sin relleno sobre el macizo.
- Caso 3 - condición extrema: Evaluación de estabilidad del macizo de anclaje para las fuerzas originados por la condición Usual más sismo con predominio en el sentido longitudinal.
- Caso 4 - condición extrema: Evaluación de estabilidad del macizo de anclaje para las fuerzas originados por la condición Usual más sismo con predominio en el sentido transversal.

9.3.1.2.3. Resultados

Dado que a lo largo de la tubería hay una gran cantidad de codos. Se tomó un anclaje tipo (vértice V 86 tipo vertical alto) para presentar la metodología del diseño. Con base en los datos de entrada correspondientes a las propiedades geotécnicas del suelo, fuerzas resultantes hidrostáticas e hidrodinámicas y propiedades del material de la tubería, se determinaron las dimensiones que debe tener el bloque de anclaje para dar estabilidad a la tubería.

Tabla 9-74 Datos de entrada para el diseño del anclaje.

DATOS DE ENTRADA		
σ	35	(t/m²)
f	28	°
C	0.5	(t/m²)
g suelo	1.7	(t/m³)
Q	6.0	m³/s
Material	GRP	-
Diámetro interno	1.8	m
Espesor	59	mm
Tipo de codo	Vertical Alto	-
Deflexión vertical	-18.18	°
Fuerza vertical	0.44	t
Fuerza H longitudinal	0.07	t
Fuerza H transversal	0	t

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9-75 Dimensiones del bloque de anclaje

DIMENSIONES	
Vértice	V86
B (m)	2.50
L (m)	3.00
H * (m)	2.50
L zarpa (m)	0.25
h zarpa (m)	0.25

Fuente: Elaboración propia

Para el bloque de concreto, con las dimensiones presentadas en la Tabla 9-75, se realizó una verificación de estabilidad al deslizamiento, levantamiento y volcamiento. Así mismo, se verificó que los esfuerzos en la base de la estructura no superaran la capacidad portante del suelo. Los resultados del diseño se presentan de la Tabla 9-76 a la Tabla 9-79.

- Caso 1

Tabla 9-76 Diseño de bloque de anclaje para condición usual

(Wt) Peso total (t)	128.06
Resultante Vrt (t)	127.62
Wt / Etz	290.1
Cumple con F.S. Levantamiento >1.3	**Si**
Tr (t)	72.36
F.S. deslizamiento	1126.83
Cumple con F.S. Deslizamiento > 2.0	**Si**
Momento long (t-m)	0.09
Momento transver (t-m)	0.00
Esfuerzo Máximo (t/m²)	14.20
Esfuerzo Mínimo (t/m²)	14.16
Capacidad portante (t/m²)	35.00
Cumple con Capacidad Portante	**Si**

Fuente: Elaboración propia

- Caso 2

Tabla 9-77 Diseño de bloque de anclaje para condición inusual.

(Wt) Peso total (t)	73.24
Resultante Vrt (t)	72.80
Wt / Etz	165.92
Cumple con F.S. Levantamiento >1.2	**Si**
Tr (t)	43.21
F.S. Deslizamiento (Tr/Ex)	714.05
Cumple con F.S. Deslizamiento 1.7	**Si**
Momento long (t-m)	0.09
Momento transver (t-m)	0.00

Esfuerzo Máximo (t/m²)	8.12
Esfuerzo Mínimo (t/m²)	8.07
Capacidad portante (t/m²)	35.00
Cumple con Capacidad Portante	**Si**

Fuente: Elaboración propia

- Caso 3

Tabla 9-78 Diseño de bloque de anclaje para condición extremo con sismo longitudinal

CSH	0.23
CSV	0.12
Sismo horizontal	5.78
Sismo Vertical	6.97
Resultante Hrt (t)	9.72
Resultante Vrt (t)	125.53
Tr (t)	71.25
Wt / (Etz+Sz)	17.29
Cumple con F.S. Levantamiento >1.1	**Si**
F.S. Deslizamiento	8.07
Cumple con F.S. Deslizamiento >=1.2	**Si**
P/A (t/m²)	13.95
Máximo	16.65
Mínimo	11.25
Cumple con Capacidad Portante	**Si**
M volc	12.15
M est	188.30
Excentricidad=e	0.097
Cumple con F.S al Volcamiento e <L/4	**Si**

Fuente: Elaboración propia

- Caso 4

Tabla 9-79 Diseño de bloque de anclaje para condición extremo con sismo transversal.

CSH	0.23
CSV	0.12
Sismo horizontal	5.78
Sismo Vertical	6.97
Resultante Hrt (t)	9.65
Resultante Vrt (t)	125.53
Wt / (Etz+Sz)	17.29
Cumple con F.S. Levantamiento >1.1	**Si**
P/A (t/m²)	13.95
Máximo	16.63
Mínimo	11.27
Cumple con Capacidad Portante	**Si**
E pasivo (ton)	0.00
E activo (ton)	-1.82
M volc	13.58
M est	156.91
Excentricidad=e	0.11
Cumple con F.S al Volcamiento e<L/4	**Si**

Fuente: Elaboración propia

9.3.2. Cruces elevados

9.3.2.1. Descripción

A lo largo de la conducción se presentan zonas de cruces aéreos donde la tubería debe atravesar por encima de cauces de agua o vías. En estos casos, se plantea una estructura metálica que provea estabilidad a la tubería a lo largo del cruce. De acuerdo con los especialistas mecánicos, la tubería es capaz de resistir su propio peso y el peso del agua con apoyos cada 21 metros, por esta razón,

los cruces con luces menores a 21 metros no requieren la presencia de una estructura metálica. De acuerdo con la información de hidráulica, se presenta un total de 25 cruces elevados, los cuales requieren de estructura metálica para asegurar su estabilidad y funcionamiento.

Los cruces elevados se dividieron en dos tipos. Por un lado, el cruce tipo 1 corresponde a los cruces con una luz entre 5 m y 60 m y una altura entre el cauce del río y el borde inferior de la tubería de 6 m. Se presenta un total de 20 cruces tipo 1. Por otro lado, el cruce tipo 2 corresponde a los cruces con una luz entre 60 m y 150 m, y una altura entre el cauce del río y el borde inferior de la tubería de 8 m. Se presenta un total de 5 cruces elevados tipo 2.

9.3.2.2. Estructura metálica

La estructura metálica corresponde a una cercha que encierra completamente la tubería. Debido a que la luz del cruce es variable, se establecieron luces típicas de 30 m y 40 m, con objeto a adecuar la longitud necesaria de la tubería para hacer el cruce. En adición, el diámetro y espesor de la tubería varían también a lo largo de la conducción. Por esta razón, se analizó el caso crítico, correspondiente a la luz de estructura metálica más larga, con el espesor y diámetro de tubería más grande que se presenta en los cruces elevados.

Considerando lo anterior, la luz de la tubería y la tipificación de la estructura metálica, el cruce crítico corresponde a una luz de 40 m y diámetro crítico de la tubería de 1,8 m y espesor de 59 mm para tubería de acero.

9.3.2.2.1. Cargas

- Carga muerta: Hace referencia al peso generado por la tubería, el peso del agua que circula por esta y el peso propio de la estructura metálica.

- Cargas de viento: El cruce elevado se puede evaluar como un puente en el cual el viento choca sobre los elementos de la estructura metálica y, debido a que la tubería tiene un diámetro considerable, el viento choca también en las paredes de esta. De acuerdo con lo estipulado en la ASCE 7-10, Se tomó un viento barlovento de 11.05 kN/m, un viento sotavento de 5.54 kN/m y un viento vertical de 4.34 kN/m, el cual es aplicado únicamente en ¼ del ancho de la cercha.

- Fricción: Se presenta una fricción lateral en cada uno de los apoyos que presenta la tubería a lo largo de la estructura metálica.

9.3.2.2.2. Análisis y dimensionamiento de la estructura

El análisis de la estructura metálica se hizo por medio del programa SAP2000, con el cual se verifica que los esfuerzos que se presenten en los elementos de la cercha ante las cargas mencionadas anteriormente cumplan con los permisibles. La estructura se encuentra simplemente apoyada en sus extremos, esto implica que sus elementos no resisten momentos y estén únicamente sometidos a cargas axiales. De esta forma, la fundación de la estructura es la encargada de resistir los momentos que generan las diferentes solicitaciones.

El resultado del análisis permite definir las secciones apropiadas para resistir las cargas a las que se somete la estructura y garantizar el funcionamiento de esta. Para la estructura tipo, se definieron las secciones presentadas en laTabla 9-80.

Tabla 9-80 Secciones de elementos para estructura metálica

Elemento	Tipo de sección	Material
Cordón superior	W12x120	ASTM A-572 Gr 50
Cordón inferior	W12x120	ASTM A-572 Gr 50
Diagonales de arriostrado superior	W8x24	ASTM A-572 Gr 50
Diagonales de arriostrado inferior	W8x24	ASTM A-572 Gr 50
Parales arriostrado superior	W8x24	ASTM A-572 Gr 50
Parales arriostrado inferior	W8x24	ASTM A-572 Gr 50
Parales	W10x60	ASTM A-572 Gr 50
Diagonales verticales	W8x67	ASTM A-572 Gr 50

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presentan los índices de sobre esfuerzo, determinados con el programa SAP200, para las secciones mostradas en la Figura 9-44 y en la Tabla 9-81.

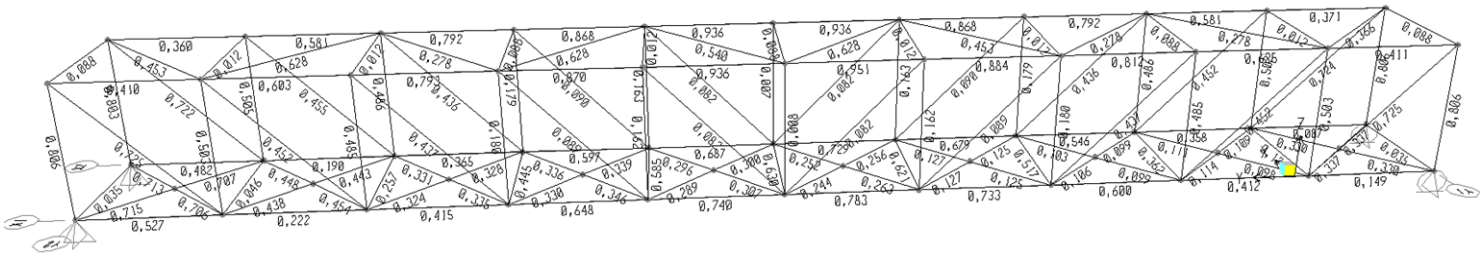


Figura 9-44 Esfuerzos sobre elementos de estructura metálica

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 9-81 Índices de sobre esfuerzo para estructura metálica

Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType
259	W10X60	Column	0.50	PMM
260	W10X60	Column	0.50	PMM
261	W8X24	Beam	0.01	PMM
277	W10X60	Column	0.81	PMM
278	W10X60	Column	0.80	PMM
279	W8X24	Beam	0.09	PMM
280	W12X120	Beam	0.41	PMM
282	W10X112	Beam	0.48	PMM
287	W8X24	Beam	0.03	PMM
64	W8X24	Beam	0.05	PMM
242	W8X67	Brace	0.72	PMM
243	W8X67	Brace	0.72	PMM
249	W12X120	Beam	0.36	PMM
251	W10X112	Beam	0.53	PMM
252	W10X60	Column	0.49	PMM
253	W10X60	Column	0.49	PMM
254	W8X24	Beam	0.01	PMM
257	W8X24	Beam	0.26	PMM
262	W10X60	Column	0.18	PMM
263	W10X60	Column	0.18	PMM
264	W8X24	Beam	0.09	PMM
265	W8X24	Beam	0.45	PMM
267	W10X60	Column	0.16	PMM
268	W10X60	Column	0.16	PMM
269	W8X24	Beam	0.01	PMM
270	W8X24	Beam	0.59	PMM
272	W10X60	Column	0.01	PMM

Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType
273	W10X60	Column	0.01	PMM
274	W8X24	Beam	0.09	PMM
275	W8X24	Beam	0.63	PMM
281	W10X60	Column	0.16	PMM
283	W10X60	Column	0.16	PMM
284	W8X24	Beam	0.01	PMM
285	W8X24	Beam	0.62	PMM
289	W10X60	Column	0.18	PMM
290	W10X60	Column	0.18	PMM
292	W8X24	Beam	0.01	PMM
293	W8X24	Beam	0.52	PMM
295	W10X60	Column	0.49	PMM
296	W10X60	Column	0.49	PMM
297	W8X24	Beam	0.09	PMM
298	W8X24	Beam	0.36	PMM
300	W10X60	Column	0.50	PMM
301	W10X60	Column	0.50	PMM
302	W8X24	Beam	0.01	PMM
303	W8X24	Beam	0.12	PMM
305	W10X60	Column	0.81	PMM
306	W10X60	Column	0.81	PMM
307	W8X24	Beam	0.09	PMM
308	W8X24	Beam	0.03	PMM
310	W8X67	Brace	0.45	PMM
311	W8X67	Brace	0.45	PMM
312	W8X67	Brace	0.44	PMM
313	W8X67	Brace	0.44	PMM
314	W8X67	Brace	0.09	PMM
315	W8X67	Brace	0.09	PMM
316	W8X67	Brace	0.08	PMM

Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType
317	W8X67	Brace	0.08	PMM
318	W8X67	Brace	0.08	PMM
319	W8X67	Brace	0.08	PMM
320	W8X67	Brace	0.09	PMM
321	W8X67	Brace	0.09	PMM
322	W8X67	Brace	0.44	PMM
323	W8X67	Brace	0.44	PMM
324	W8X67	Brace	0.45	PMM
325	W8X67	Brace	0.45	PMM
326	W8X67	Brace	0.72	PMM
327	W8X67	Brace	0.72	PMM
355	W12X120	Beam	0.41	PMM
356	W12X120	Beam	0.62	PMM
357	W12X120	Beam	0.81	PMM
358	W12X120	Beam	0.88	PMM
361	W12X120	Beam	0.87	PMM
362	W12X120	Beam	0.79	PMM
363	W12X120	Beam	0.60	PMM
364	W10X112	Beam	0.15	PMM
365	W10X112	Beam	0.41	PMM
366	W10X112	Beam	0.60	PMM
367	W10X112	Beam	0.73	PMM
368	W10X112	Beam	0.78	PMM
369	W10X112	Beam	0.74	PMM
370	W10X112	Beam	0.65	PMM
371	W10X112	Beam	0.41	PMM
372	W10X112	Beam	0.22	PMM
373	W10X112	Beam	0.09	PMM
374	W10X112	Beam	0.36	PMM
375	W10X112	Beam	0.55	PMM

Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType
376	W10X112	Beam	0.68	PMM
377	W10X112	Beam	0.73	PMM
378	W10X112	Beam	0.69	PMM
379	W10X112	Beam	0.60	PMM
380	W10X112	Beam	0.36	PMM
381	W10X112	Beam	0.19	PMM
382	W12X120	Beam	0.37	PMM
383	W12X120	Beam	0.58	PMM
384	W12X120	Beam	0.79	PMM
385	W12X120	Beam	0.87	PMM
388	W12X120	Beam	0.87	PMM
389	W12X120	Beam	0.79	PMM
390	W12X120	Beam	0.58	PMM
411	W8X24	Beam	0.71	PMM
412	W8X24	Beam	0.71	PMM
413	W8X24	Beam	0.72	PMM
414	W8X24	Beam	0.71	PMM
415	W8X24	Beam	0.45	PMM
416	W8X24	Beam	0.45	PMM
417	W8X24	Beam	0.44	PMM
418	W8X24	Beam	0.44	PMM
419	W8X24	Beam	0.33	PMM
420	W8X24	Beam	0.34	PMM
421	W8X24	Beam	0.32	PMM
422	W8X24	Beam	0.33	PMM
423	W8X24	Beam	0.34	PMM
424	W8X24	Beam	0.35	PMM
425	W8X24	Beam	0.33	PMM
426	W8X24	Beam	0.34	PMM
427	W8X24	Beam	0.30	PMM

Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType
428	W8X24	Beam	0.31	PMM
429	W8X24	Beam	0.29	PMM
430	W8X24	Beam	0.30	PMM
431	W8X24	Beam	0.25	PMM
432	W8X24	Beam	0.26	PMM
433	W8X24	Beam	0.24	PMM
434	W8X24	Beam	0.26	PMM
435	W8X24	Beam	0.13	PMM
436	W8X24	Beam	0.12	PMM
437	W8X24	Beam	0.13	PMM
438	W8X24	Beam	0.12	PMM
439	W8X24	Beam	0.10	PMM
440	W8X24	Beam	0.10	PMM
441	W8X24	Beam	0.11	PMM
442	W8X24	Beam	0.10	PMM
443	W8X24	Beam	0.11	PMM
444	W8X24	Beam	0.10	PMM
445	W8X24	Beam	0.11	PMM
446	W8X24	Beam	0.11	PMM
447	W8X24	Beam	0.33	PMM
448	W8X24	Beam	0.33	PMM
449	W8X24	Beam	0.34	PMM
450	W8X24	Beam	0.34	PMM
451	W8X24	Beam	0.45	PMM
452	W8X24	Beam	0.63	PMM
453	W8X24	Beam	0.28	PMM
454	W8X24	Beam	0.63	PMM
457	W8X24	Beam	0.45	PMM
458	W8X24	Beam	0.28	PMM
459	W8X24	Beam	0.28	PMM

Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType
460	W8X24	Beam	0.37	PMM
15	W12X120	Beam	0.95	PMM
17	W12X120	Beam	0.94	PMM
25	W8X24	Beam	0.54	PMM
37	W12X120	Beam	0.94	PMM
38	W12X120	Beam	0.94	PMM
39	W8X24	Beam	0.63	PMM

Fuente: Elaboración propia

9.3.2.3. Fundación

La fundación de los cruces elevados fue definida teniendo en cuenta que la estructura metálica se puede analizar de forma similar al análisis de un puente. Por esta razón. se hizo el diseño de un estribo capaz de resistir las solicitaciones provenientes de la estructura metálica, adicionando el sismo del terreno y el sismo de la estructura completa. La fundación está compuesta por una zarpa anterior, zarpa posterior y vástago. La estructura metálica está totalmente apoyada sobre el vástago y, de esta forma, se garantiza que las conexiones entre la estructura y la fundación sean óptimas y el sistema completo resista las solicitaciones.

9.3.2.3.1. Cargas

Las cargas que llegan a la fundación de la estructura es la carga muerta correspondiente al peso de la estructura metálica más el peso de la tubería y el agua. En adición, el sismo en el terreno y el sismo de la estructura debe ser soportado por la fundación. Por último, está el empuje activo que genera el terreno sobre la fundación. A continuación, en la Tabla 9-82, se presentan los valores para cada una de las cargas.

Tabla 9-82 Cargas sobre la fundación

Carga	Valor (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
Carga muerta (CM)	911.38	1.18	1075.43
Sismo	213.14	3.50	745.98
Sismo en relleno	68.70	2.00	137.45
Empuje activo	135.33	1.17	157.89

Carga	Valor (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
Peso propio estribo	152.54	1.18	180.00
Peso relleno	398.41	2.52	1002.01

Fuente: Elaboración propia

9.3.2.3.2. Predimensionamiento de la fundación

El predimensionamiento del estribo depende de la topografía, las propiedades del suelo y las dimensiones de la estructura metálica. Debido a que la estructura está apoyada en el estribo, éste debe tener al menos 3.6 m de profundidad. Por otro lado, la altura del vástago varía de acuerdo con la pendiente de la ladera del río y con la altura a la que se encuentra la estructura metálica del terreno. De acuerdo con esto, se definió una altura de desplante de al menos dos metros con una pendiente de 30° de la ladera del río. Por último, el ancho de la zapata se determina con la verificación de la capacidad portante. La Tabla 9-83 presenta el predimensionamiento de la fundación para los cruces elevados.

Tabla 9-83 Predimensionamiento estribo

Elemento	Dimensión (m)
Ancho zapata	3.60
Profundidad zapata	3.60
Altura zapata	0.50
Ancho zarpa anterior	2.17
Ancho zarpa posterior	0.93
Altura vástago	3.00
Ancho vástago	0.50
Profundidad vástago	3.60

Fuente: Elaboración propia

Posterior al predimensionamiento de la fundación, es necesario realizar un análisis de estabilidad para verificar que las dimensiones propuestas aseguren el funcionamiento de la estructura.

9.3.2.3.3. Análisis de estabilidad

En el análisis de estabilidad se verificó que la estructura fuera estable ante solicitaciones que le

generen deslizamiento, volcamiento y asentamientos. Para comenzar el análisis es necesario conocer las fuerzas y el punto de aplicación de estas respecto a un punto de análisis. En la Tabla 9-84 y en la Tabla 9-85 se presentan las fuerzas y momentos con su respectivo punto de aplicación.

Tabla 9-84 Fuerzas y momentos estabilizantes sobre la fundación.

Fuerzas Estabilizantes (kN)			Brazo (m)	Momento (kN.m)
Peso relleno	Wr =	398.41	2.52	1002.01
Carga muerta	Wd =	911.38	1.18	1075.43
Peso estribo	We =	152.54	1.18	180.00
Sumatoria de fuerzas		1462.33	Sumatoria momentos	2257.43

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9-85 Fuerzas y momentos desestabilizantes sobre la fundación.

Fuerzas Desestabilizantes (kN)			Brazo (m)	Momento (kN.m)
Sismo	E =	213.1	3.50	745.98
Sismo en relleno	Er =	68.7	2.00	137.45
Mononobe	Pae =	47.6	2.10	99.96
Fricción	Fr =	90.4	3.50	316.31
Empuje activo	Ea =	135.33	1.17	157.89
Sumatoria de fuerzas		555.17	Sumatoria momentos	1457.58

Fuente: Elaboración propia

- Deslizamiento

  El deslizamiento de la estructura se evalúa con la relación entre la sumatoria de las fuerzas estabilizantes contra la sumatoria de las fuerzas desestabilizantes. Esta relación permite conocer el factor de seguridad con el que está trabajando la estructura, para este caso, el factor debe ser mayor a 2.0 para condición usual y 1.3 para condición extrema.

$$FSd = \frac{\sum Fe}{\sum Fd}$$

Condición Usual:

FS Deslizamiento	FSD =	3.44
Cumple?	FDS > 2.0	Si

Condición Extrema:		
FS Deslizamiento	FSD =	1.52
Cumple?	FDS > 1.3	Si

- Volcamiento

El volcamiento se evalúa por medio de la excentricidad que se genera por las fuerzas que actúan sobre la fundación. En adición, para determinar la excentricidad es necesario conocer el centroide donde está aplicada la fuerza. Este se puede calcular por medio de la relación entre la sumatoria de momentos y la sumatoria de fuerzas verticales.

$$x = \frac{\sum M}{\sum Fv}$$

$$e < \frac{l}{6} CondiciónUsual$$
$$e < \frac{l}{2} CondiciónExtrema$$

Condición Usual:			
Sumatoria fuerzas	∑Fv =	1462.33	kN
Sumatoria momentos	∑M =	1783.24	kN
Centroide	X =	1.22	m
Excentricidad	e =	0.58	m
Cumple?	e < l/6	Si	

Condición Extrema:			
Sumatoria fuerzas	∑Fv =	1589.45	kN
Sumatoria momentos	∑M =	1044.42	kN
Centroide	X =	0.66	m
Excentricidad	e =	1.14	m
Cumple?	e < l/2	Si	

- Capacidad portante

Por último, el análisis por capacidad portante permite conocer los esfuerzos que se generan en la base de la fundación, por medio de la excentricidad, los momentos y las fuerzas verticales. Los momentos máximos y mínimos no deben superar la capacidad portante del suelo.

Condición Usual:			
Esfuerzo vertical	P/A =	11.77	kN/m²
Momento	M =	848.96	kN.m
Esfuerzo mínimo	σ min =	-108.27	kN/m²
Esfuerzo máximo	σ max =	110.09	kN/m²
Esfuerzo por carga vertical	σ =	11.77	kN/m²
Cumple?	σ < σ adm	Si	

Condición Extrema:			
Esfuerzo vertical	P/A =	122.64	kN/m²
Momento	M =	1816.56	kN.m
Esfuerzo mínimo	σ min =	-224.15	kN/m²
Esfuerzo máximo	σ max =	243.08	kN/m²
Esfuerzo por carga vertical	σ =	122.64	kN/m²
Cumple?	σ < σ adm	Si	

9.3.3. Tanque Malambo

9.3.3.1. Descripción

El tanque Malambo recibe el bombeo proveniente del sistema de captación mediante una tubería a presión en acero de 1.8 m de diámetro. Cuenta con 1 válvula mariposa para controlar el flujo en la entrada y 1 válvulas mariposa a la salida del tanque. La velocidad del flujo al interior del tanque se disminuye mediante un muro bloque de impacto de 9.5 m de largo, 3.0 m de altura y 0.5 m de espesor.

Las dimensiones del tanque en planta son de 41 m por 41 m y altura de muros de 3.9 m. El espesor

de los muros es de 0.4 m y el espesor de la losa es de 0.4 m. La zona de válvulas está protegida por muros de 4.3 m de altura y 0.5 m de espesor. Las válvulas están apoyadas en una fundación de 3.5 m por 3.0 m por 1.5 m para descargar el fluido mediante una tubería en GRP de 1.8 m de diámetro.

Contiguo al tanque se encuentra el canal colector el cual tiene muros de la misma altura del tanque y una base libre de 3.0 m. Desde el canal colector el fluido pasa hacia el vertedero de excesos el cual es una estructura escalonada de disipación La Figura 9-45 muestra las dimensiones del tanque en planta y la Figura 9-46 y la Figura 9-47 muestra el corte longitudinal del canal colector y la estructura escalonada de disipación.

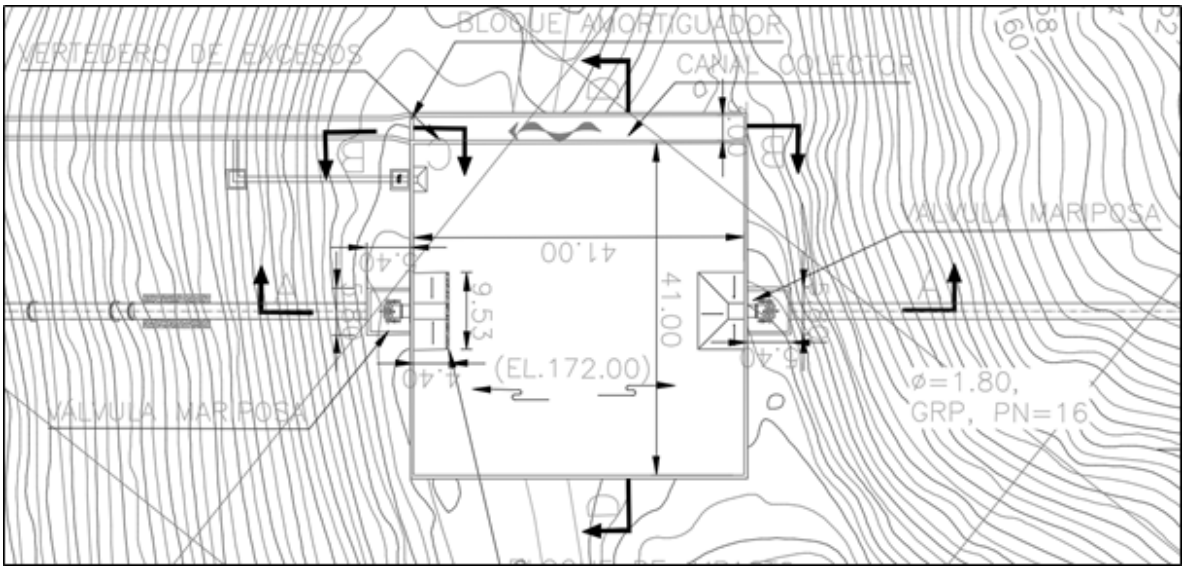


Figura 9-45 Planta Tanque Malambo

Fuente: Elaboración propia

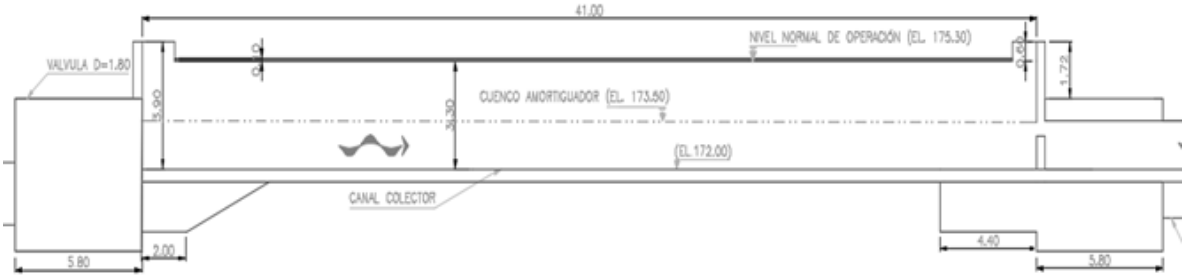


Figura 9-46 Canal Colector.

Fuente: Elaboración propia

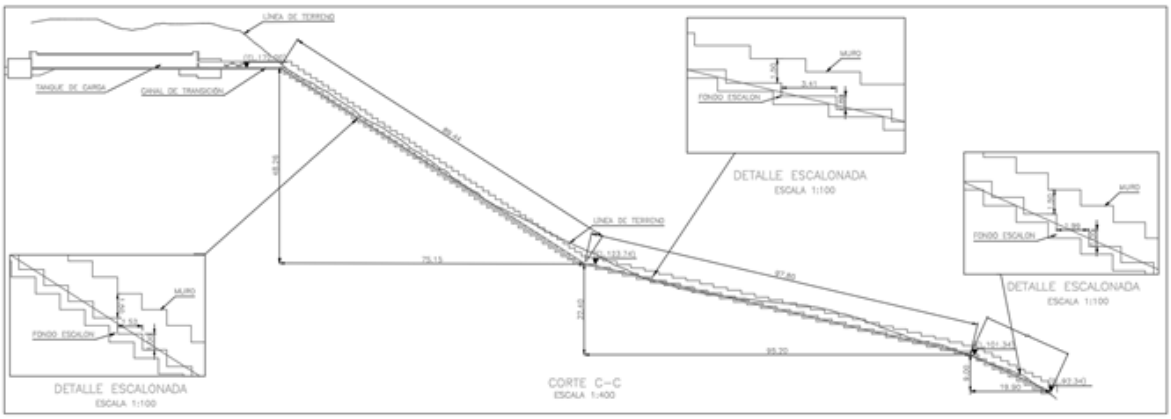


Figura 9-47 Estructura escalonada de disipación.

Fuente: Elaboración propia

9.3.3.2. Cargas

Para los análisis estructurales adelantados, se consideraron las cargas muertas, hidrostáticas, de sismo según lo indicado en el Capítulo 5 de este documento.

9.3.3.2.1. Empuje de Agua

Se tiene en cuenta el empuje hidrostático que ejerce la masa de agua contenida en la estructura, considerando en cada caso la condición de diseño más desfavorable. Se analiza la estructura de acuerdo a los niveles establecidos por los especialistas hidráulicos.

- Altura Lámina interna de agua 3.3 m

9.3.3.2.2. Subpresión

Corresponde al empuje ascendente debido al agua infiltrada bajo la fundación de la estructura. Según las excavaciones geotécnicas el tanque es superficial por lo tanto no hay efecto de subpresión en la losa del tanque.

9.3.3.2.3. Cargas Sísmicas

Para la evaluación de las cargas producidas por el efecto sísmico, se tienen en cuenta los valores de aceleración sísmica determinados para el proyecto.

Se consideran las fuerzas sísmicas teniendo en cuenta los efectos impulsivos y convectivos y sus efectos y consecuencias sobre el tanque. La componente impulsiva corresponde a la respuesta de alta frecuencia amplificada del contenido que se mueve conjuntamente con el tanque. La componente convectiva corresponde a la respuesta amplificada de baja frecuencia del contenido del tanque en su modo fundamental del oleaje inducido por el sismo. Para el cálculo de estas

fuerzas se utilizó la metodología propuesta en el documento ACI 350.3 Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures.

Componente Impulsiva:

$$W_i = W_L \frac{\tanh\left(0.866 \frac{L}{H_L}\right)}{0.866 \frac{L}{H_L}}$$

Ecuación 19.

Fuente: Ecuación 9-1 ACI 350.3

Componente Convectiva:

$$W_c = 0.264 W_L \frac{L}{H_L} \tanh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right)$$

Ecuación 20.

Fuente: Ecuación 9-1 ACI 350.3

Para adelantar los análisis de estabilidad, la aceleración horizontal se considera tomando las dos terceras partes de la aceleración pico del terreno PGA y para la aceleración vertical se tomó un coeficiente igual al 50% de la aceleración horizontal.

Se ha considerado el efecto del sismo en la estructura y en el agua conforme a lo indicado en el Capítulo 5 del presente documento.

9.3.3.3. Casos de Carga10.3.3.3. Casos de Carga

- CASO I – Usual durante operación.

  Se considera el peso propio de la estructura, peso de agua contenida, empuje hidrostático y subpresión.

- CASO II – Inusual durante operación.

  Se considera el peso propio de la estructura, subpresión. (Estructura Vacía)

- CASO III – Extremo durante operación.

  Corresponde al Caso I + Sismo de la estructura + Sismo del Agua contenida

9.3.3.4. Parámetros Geotécnicos

Según lo presentado en el numeral 10.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS a continuación se relacionan los parámetros geotécnicos utilizados en el proceso de análisis de estabilidad.

- Ángulo de fricción interna del suelo de fundación : 36°
- Capacidad Portante : 610 kN/m²
- Peso específico del material de relleno : 18 kN/m³
- Aceleración pico del terreno (P.G.A) : 0.345 g (Ver Figura 5-32)

9.3.3.5. Análisis de Estabilidad

Con base en lo establecido en los criterios de diseño estructurales, se revisó la estabilidad de la estructura, con objeto a determinar su predimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se realizó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

Consideraciones:

- Según las recomendaciones geotécnicas para el análisis de estabilidad del tanque se consideró superficial sin empujes de relleno laterales teniendo en cuenta que el material de la zona de implantación es roca.

- Debido a que no se cuenta con información sobre el nivel freático se adoptó un nivel correspondiente al 30% la altura total del muro.

9.3.3.5.1. Resultados del análisis de estabilidad

Dado el gran tamaño del tanque en planta, para efectos de su construcción del tanque, se propone la implementación de juntas de dilatación lo que lleva a que su conformación se hará mediante tramos de muros con su respectiva losa de fundación que constituye la losa inferior del tanque. De acuerdo con lo dicho en las siguientes tablas se muestran los resultados del análisis de estabilidad de los muros del tanque de almacenamiento. La estructura ha sido predimensionada buscando que sea estable para los distintos casos de carga considerados.

Tabla 9-86 Tanque Malambo - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
Caso	**Factor Requerido**	**Factor Obtenido**
USUAL	1.3	4.21
INUSUAL	1.2	1.91
EXTREMO	1.1	3.45

Tabla 9-87 Tanque Malambo - Factores de seguridad al deslizamiento

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
Caso	**Factor Requerido**	**Factor Obtenido**
USUAL	2.0	5.06
INUSUAL	1.7	8.44
EXTREMO	1.3	3.01

Tabla 9-88 Factores de seguridad al volcamiento

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m²]**	**S MIN [kN/m²]**
USUAL	100 % de la base a compresión	100 % Compresión	29.6	25.6
INUSUAL	75 % de la base en compresión.	100 % Compresión	13.9	1.7
EXTREMO	Sin superar el esfuerzo de compresión en la base	100 % Compresión	40.6	10.9

9.3.3.6. Diseño

Teniendo en cuenta las dimensiones determinadas en el análisis de estabilidad se procede a su diseño a nivel de factibilidad, mediante hoja de cálculo se analizaron todas las fuerzas que actúan sobre el muro del tanque de almacenamiento.

Para el diseño de los muros del tanque de almacenamiento se consideró un muro de 3.9 m de altura con 0.4 m de espesor. Para el cálculo del empuje hidrostático y las presiones convectivas e inductivas se consideró según los diseños hidráulicos una altura de lámina de agua de 3.3 m. La Figura 9-48 muestra la gráfica con todas las presiones laterales que se consideraron para el predimensionamiento del muro.

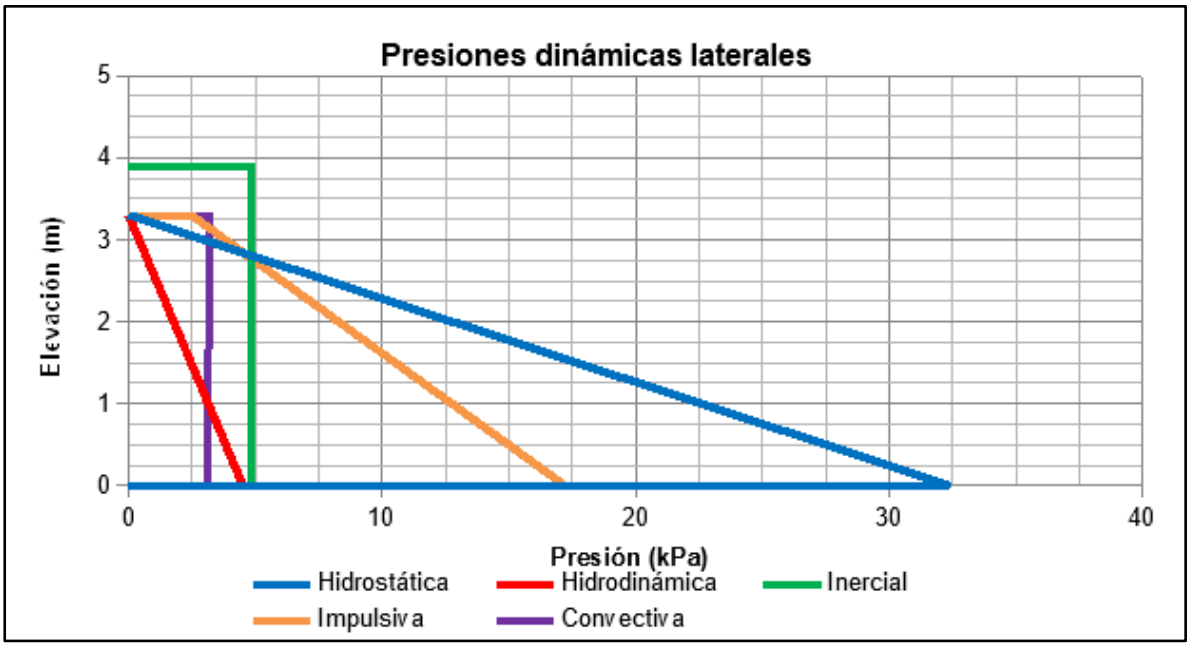


Figura 9-48 Presiones Laterales

Los resultados del predimensionamiento de los muros del tanque de almacenamiento con la sección mencionada y considerando los empujes laterales analizados se presentan en la Tabla 9-89.

Tabla 9-89 Predimensión Muros Tanque de Almacenamiento Malambo

DISEÑO POR FLEXIÓN	
Relación de carga mayorada a carga de servicio, γ	1,4
Coeficiente de reducción de resistencia, ϕ	0,90
Esfuerzo de fluencia del refuerzo, f_y	420 MPa
Módulo de elasticidad del refuerzo, E_s	200.000 MPa
Relación modular, n	8,04
Recubrimiento libre, r	50 mm
Altura de la sección transversal, h	400 mm
Altura efectiva de la sección transversal, d	340 mm
Cuantía de refuerzo suministrada (para flexión), ρ_{sum}	0,0056
Esfuerzo en el refuerzo causado por la flexión, f_s	101,7 MPa
DISEÑO POR FLEXIÓN (Continuación)	
Factor de durabilidad ambiental, S_d	2,7
Momento último de diseño, M_U	222,7 kN·m
Momento resistente de la sección, ϕM_n	231,7 kN·m
Cuantía mínima requerida por flexión, ρ_{min}	0,0033
Separación máxima, s_{max}	300 mm
DISEÑO POR CORTANTE	
Coeficiente de reducción de resistencia, ϕ	0,75
Cortante último de diseño, V_U	118,3 kN
Fuerza cortante resistente por el concreto, ϕV_n	229,7 kN

Fuente: Elaboración propia

9.3.4. Caja de válvulas

9.3.4.1. Descripción

A lo largo de la tubería de conducción se disponen cuatro tipos de cajas de inspección. Cajas de inspección para válvulas mariposa, manholes de acceso para bridas ciegas y cajas de inspección para válvulas de purga en el tramo superficial y en el tramo enterrado de la tubería.

La caja para válvulas tiene una sección en planta de 8.30 m por 8.30 m y una altura máxima de 4.0 m, el espesor de los muros y la losa de fondo de la caja es de 0.40 m. El manhole de acceso para las bridas tiene una sección libre en planta de 2.80 m por 3.80 m y una altura máxima de 4.0 m; el

espesor de los muros y la losa es de 0.4 m. La caja de purga enterrada tiene una sección libre en planta de 1.54 m por 2.10 m y altura libre de 4.0 m. La caja de purga superficial tiene una sección libre en planta de 1.80 m por 2.05 m y altura de 2.0 m. Desde la Figura 9-49 hasta la Figura 9-52 se muestran los diferentes tipos de cajas mencionadas.

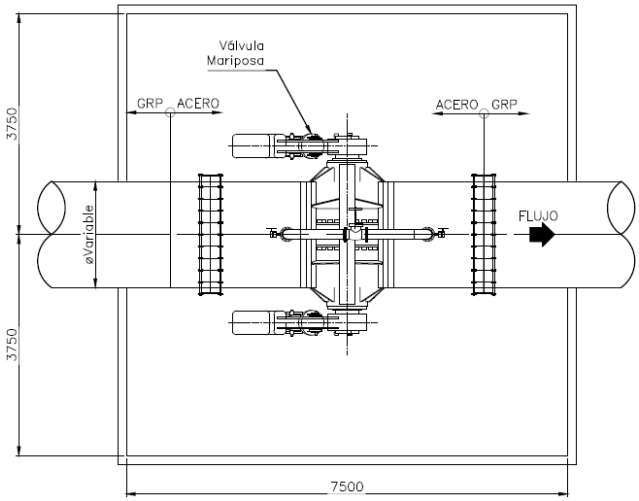


Figura 9-49 Planta Cajas de Válvulas.

Fuente: Elaboración propia

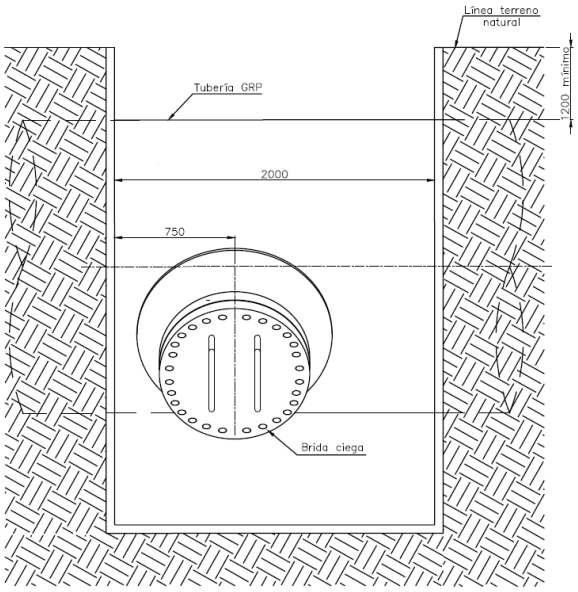


Figura 9-50 Elevación Manhole.

Fuente: Elaboración propia

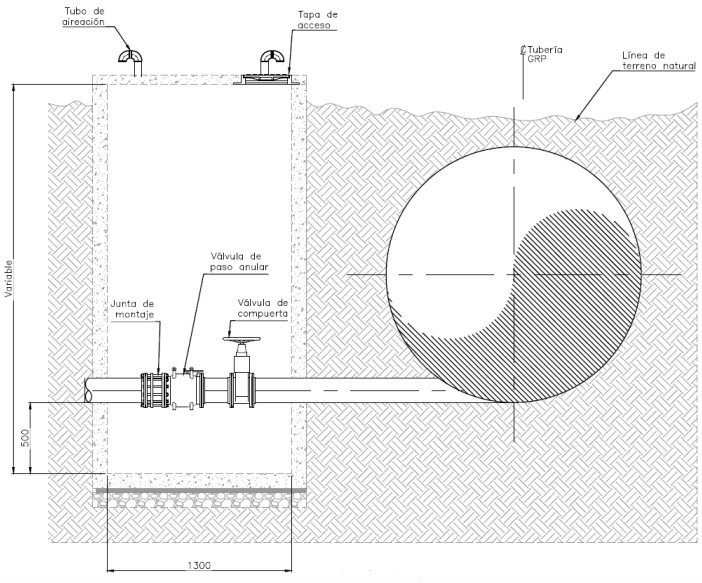


Figura 9-51 Elevación Cajas de Purga tipo 1

Fuente: Elaboración propia

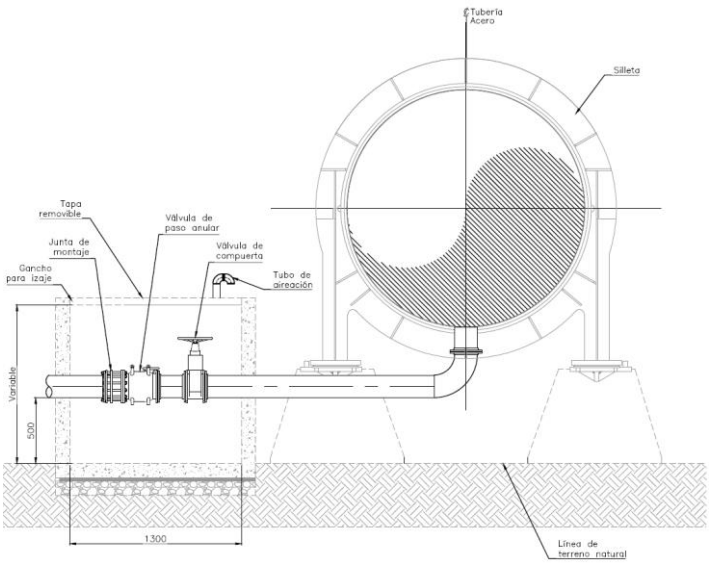


Figura 9-52 Elevación Cajas de Purga tipo 2

Fuente: Elaboración propia

9.3.4.2. Cargas

- Carga Muerta: hace referencia al peso propio de la estructura.
- Empuje de Tierras: Los empujes de tierra han sido calculados siguiendo las formulaciones indicadas en el Capítulo 5 de este documento, los empujes asociados a los niveles de relleno

definidos para el diseño estructural se determinan utilizando el coeficiente de empuje de relleno en reposo.

- Subpresión: Corresponde al empuje ascendente debido al agua infiltrada bajo la fundación de la estructura. Se consideró una lámina de nivel freático igual al 20% de la altura total del muro.

- Sismo: Para la evaluación de las cargas producidas por el efecto sísmico, se tienen en cuenta los valores de aceleración sísmica determinados para el proyecto. Para adelantar los análisis de estabilidad, la aceleración horizontal se considera tomando las dos terceras partes de la aceleración pico del terreno PGA y para la aceleración vertical se tomó un coeficiente igual al 50% de la aceleración horizontal. Se ha considerado el efecto del sismo en la estructura, en el agua y en los rellenos conforme a lo indicado en el Capítulo 5 del presente documento.

9.3.4.3. Análisis Estructural

Se analizaron dos tipos de cajas las cuales corresponden a las configuraciones más críticas lo cual permite dimensionar la totalidad de las cajas, los análisis efectuados se muestran a continuación:

9.3.4.3.1. Análisis Caja de Válvulas

Mediante el programa de análisis SAP2000 se realizó un modelo 3D utilizando elementos tipo shell y dimensiones en planta de 8.30 m por 8.30 m y altura de 4.0 m; se consideraron vigas de 0.40 m por 0.40 m en la cubierta de la caja en ambas direcciones. El modelo 3D y las cargas aplicadas se muestran en las siguientes figuras:

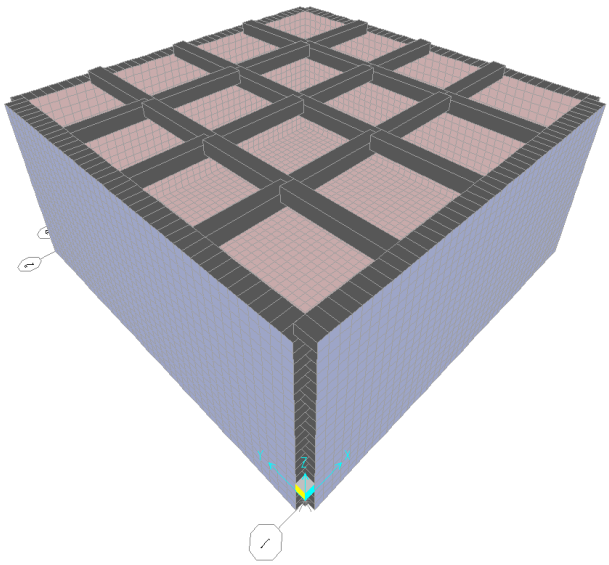


Figura 9-53 Modelo 3D Caja de Válvulas.

Fuente: Elaboración propia

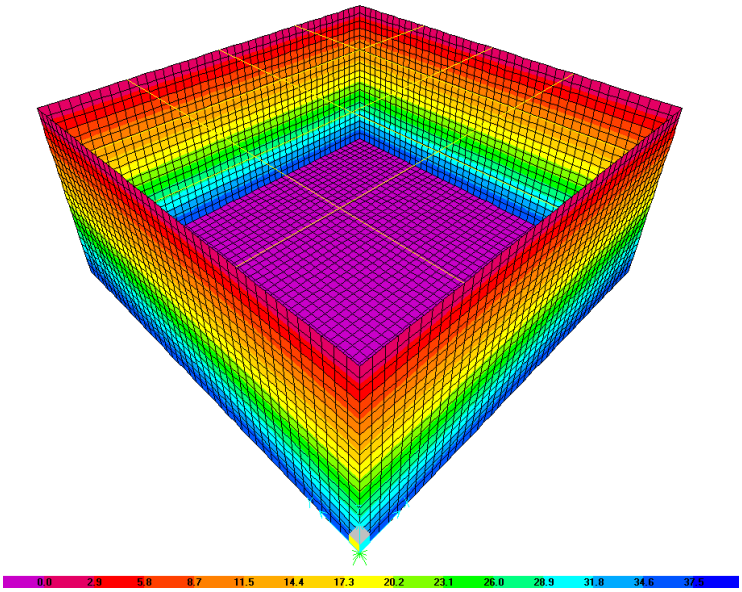


Figura 9-54 Empuje de Tierras - [kN]

Fuente: Elaboración propia

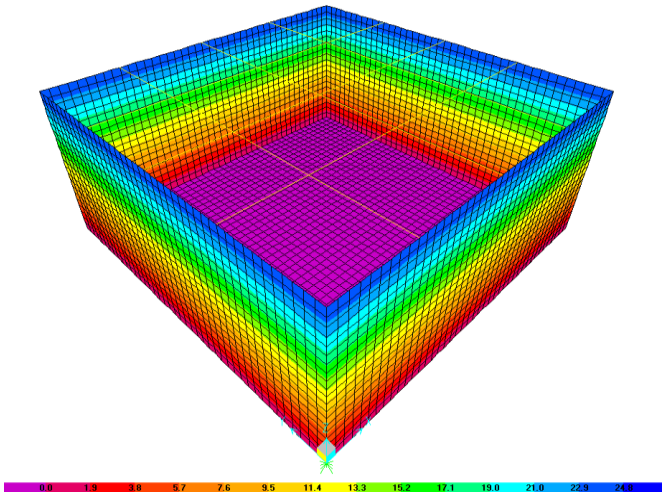


Figura 9-55 Sismo del Relleno - [kN]

Fuente: Elaboración propia

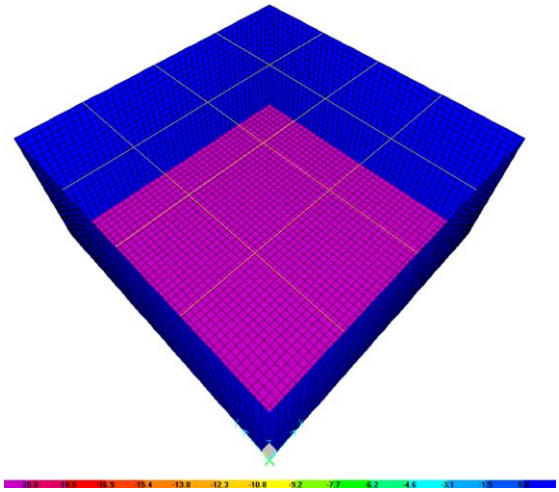


Figura 9-56 Fuerza de subpresión - [kN]

Fuente: Elaboración propia

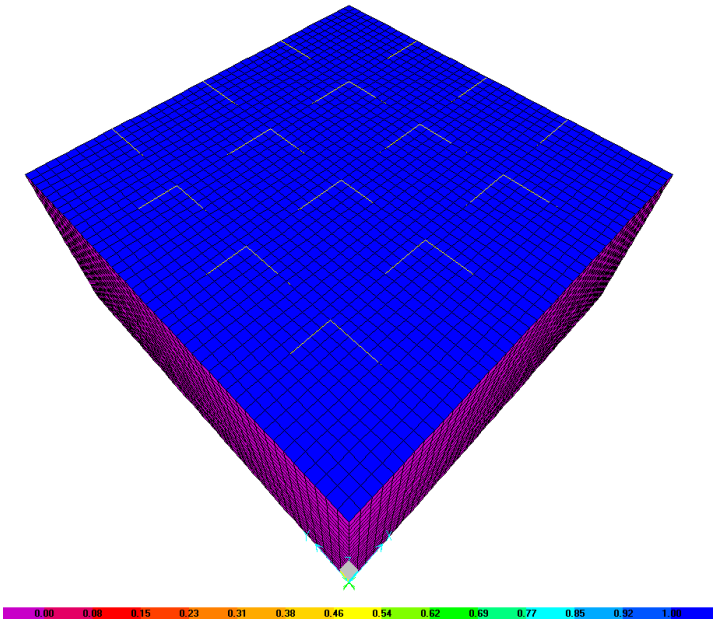


Figura 9-57 Carga Viva de Cubierta - [kN]

Fuente: Elaboración propia

9.3.4.3.2. Diseño Caja de Válvulas

Como resultado del proceso de análisis estructural se obtienen momentos flectores y fuerzas cortantes en las paredes de los muros y en las losas de la caja. Las solicitaciones obtenidas y la predimensión de la caja se muestra a continuación:

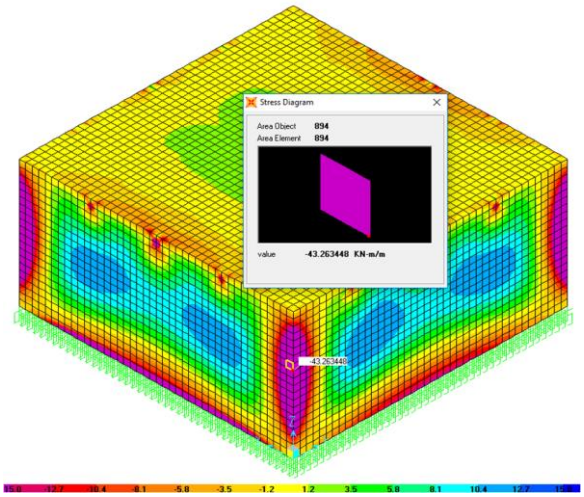


Figura 9-58 Momento M11 - [kN-m]

Fuente: Elaboración propia

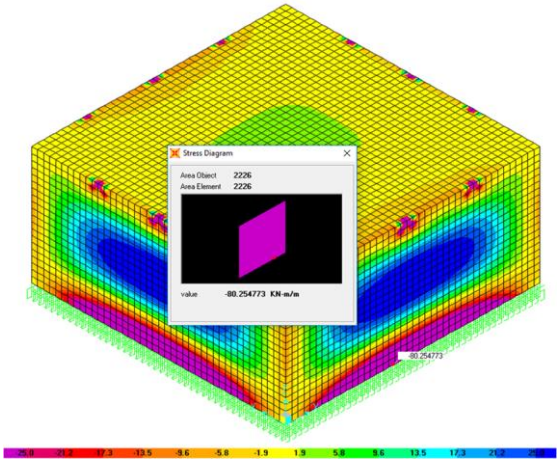


Figura 9-59 Momento M²2 - [kN-m]

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9-90 Diseño a Flexión.

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

PROYECTO	BAYANO						Cuantías				
CONJUNTO	CONDUCCIÓN						ρ mínimo		0.001500	Cara Flexión	
TITULO	CAJA DE VÁLVULAS – ALTERNATIVA 12						As mínimo	ρ b d	4.875	cm²	
							ρ máximo		0.02125		
	DISEÑO A FLEXIÓN						(0.75)*0.7225*(f'c/fy)*(600/600+fy)				
MATERIALES				ELEMENTO - GEOMETRÍA			Coeficientes de reducción de resistencia				
Concreto	fc	28	MPa	Espesor del recubrimiento	0.075	m					
Acero	fy	420	MPa	Altura del elemento (h)	0.400	m	Flexión	ϕ	0.9		
Ancho del elemento (b)		1.00	m	Altura (d)	0.325	m	Corte	ϕ	0.75		

Shell ID	Mu	Diseño a flexión del elemento									
		Sección		ρ	As (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ	As (colocada)	ρcolocada < ρmax?
		b	d								
	(kN-m)	m	m	requerida	(cm²)	No.	Cantidad		colocada	(cm²)	
M11	30	1.0	0.33	0.00076	4.88	4	4	No. 4 @25cm	0.00159	5.16	ok
	-36	1.0	0.33	0.00091	4.88	4	4	No. 4 @25cm	0.00159	5.16	ok
M22	35	1.0	0.33	0.00088	4.88	4	4	No. 4 @25cm	0.00159	5.16	ok
	-72	1.0	0.33	0.00183	5.96	4	5	No. 4 @20cm	0.00198	6.45	ok

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9-91 Diseño a Corte.

Shell ID	Vu	ϕVc	Vc > Vu	ϕvs = Vu - ϕVc	Flejes	Av	s req (cm) =	s máx (d/2)	s min (cm) =	Separación	Usar:	Vs max = ϕ2(3√f'c)*b*d	Vs (Av colocado)	Vs < Vsmax?
					A usar	fleje				S				
	(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	No.	(mm²)	Av*ϕFy*d/	cm	(Av*3fy)/b	(mm)				
22	195	219.27	CUMPLE	NO REQUIERE										
188	60	219.27	CUMPLE	NO REQUIERE										
186	108	219.27	CUMPLE	NO REQUIERE										

Fuente: Elaboración propia

9.3.4.3.3. Análisis Manhole

Mediante el programa de análisis SAP2000 se realizó un modelo 3D utilizando elementos tipo shell y dimensiones en planta de 2.80 m por 3.80 m y altura de 4.0 m. El modelo 3D y las cargas aplicadas se muestran en las siguientes figuras:

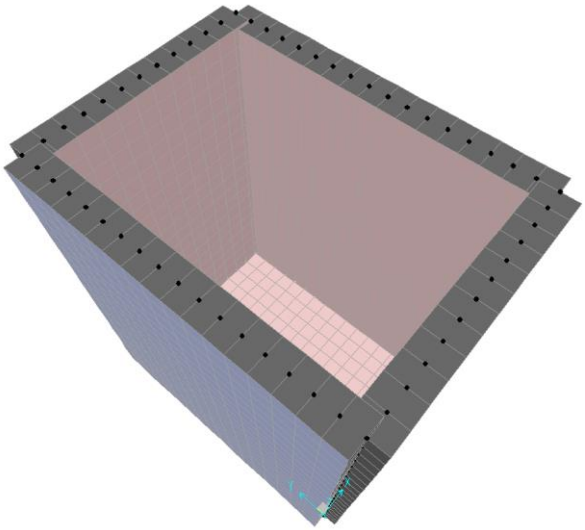


Figura 9-60 Modelo 3D Manhole

Fuente: Elaboración propia

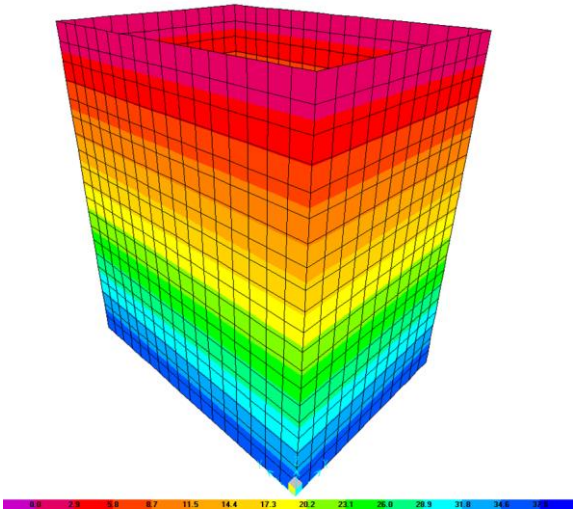


Figura 9-61 Empuje de Tierras - [kN]

Fuente: Elaboración propia

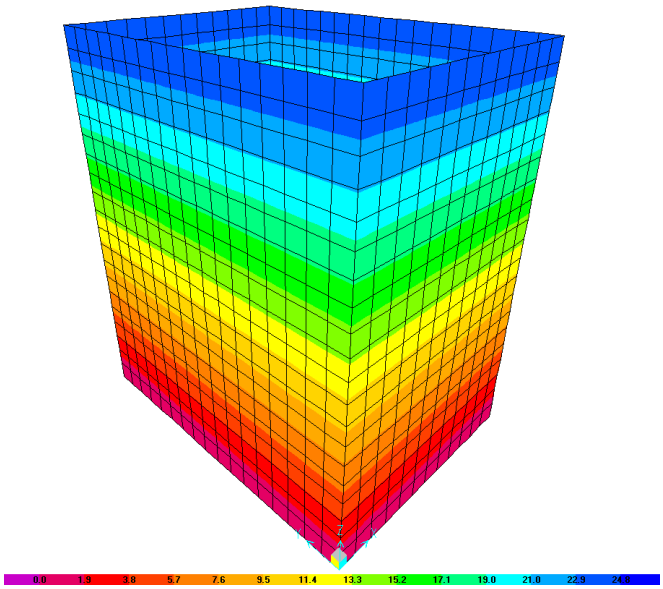


Figura 9-62 Sismo del Relleno - [kN]

Fuente: Elaboración propia

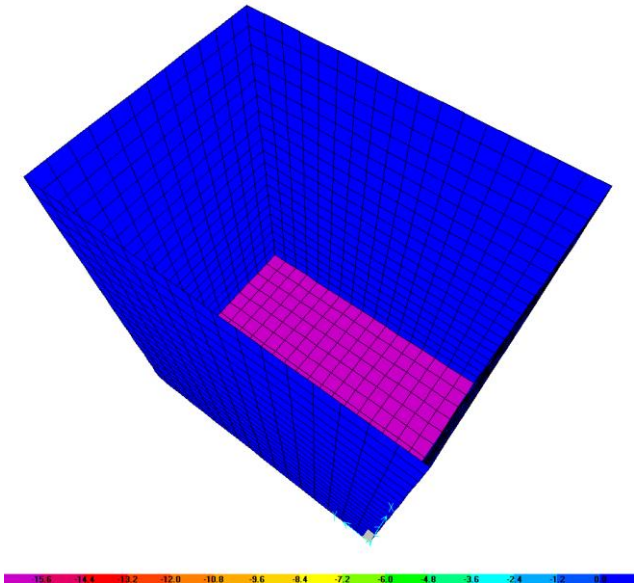


Figura 9-63 Fuerza de subpresión - [kN]

Fuente: Elaboración propia

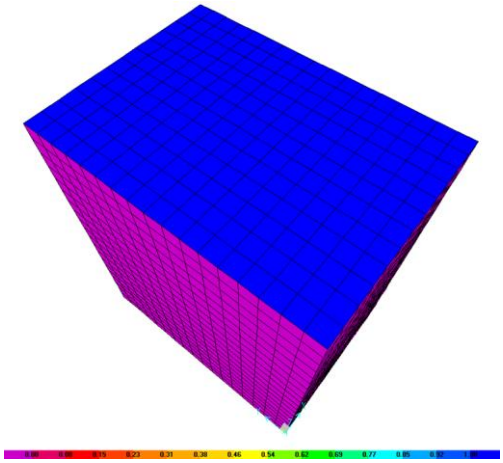


Figura 9-64 Carga Viva de Cubierta - [kN]

Fuente: Elaboración propia

9.3.4.3.4. Diseño Caja de Válvulas

Como resultado del proceso de análisis estructural se obtienen momentos flectores y fuerzas cortantes en las paredes de los muros y en las losas de la caja. Las solicitaciones obtenidas y la predimensión de la caja se muestran a continuación:

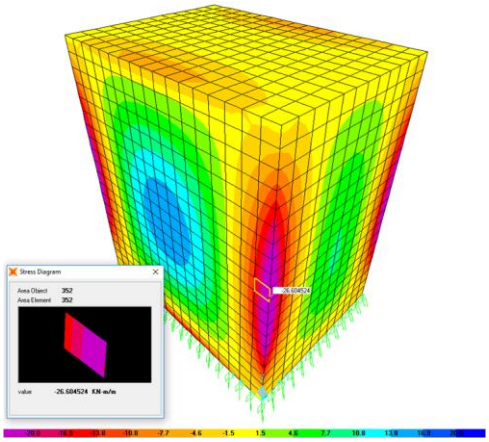


Figura 9-65 Momento M11 - [kN-m]

Fuente: Elaboración propia

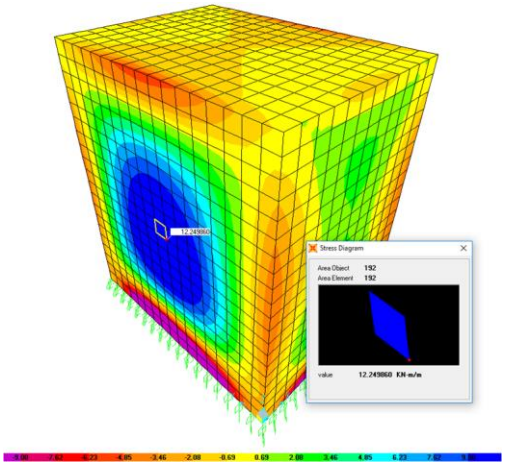


Figura 9-66 Momento M²2 - [kN-m]

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9-92 Diseño a Flexión.

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

							Cuantías				
PROYECTO	BAYANO						ρ mínimo		0.001500	Cara Flexión	
CONJUNTO	CONDUCCIÓN						As mínimo	ρ b d	4.125	cm²	
TITULO	MANHOLE – ALTERNATIVA 12						ρ máximo		0.02125		
	DISEÑO A FLEXIÓN						(0,75)*0,7225*(f'c/fy)*(600/600+fy)				
MATERIALES				**ELEMENTO - GEOMETRIA**			**Coeficientes de reducción de resistencia**				
Concreto	fc	28	MPa	Espesor del recubrimiento	0.075	m					
Acero	fy	420	MPa	Altura del elemento (h)	0.350	m	Flexión	ϕ	0.9		
Ancho del elemento (b)		1.00	m	Altura (d)	0.275	m	Corte	ϕ	0.75		

Shell ID	Mu	Diseño a flexión del elemento									
		Sección		ρ	As (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ	As (colocada)	ρcolocada < ρmax?
		b	d			No.	Cantidad				
		m	m	requerida	(cm²)				colocada	(cm²)	
M11	-31	1.0	0.28	0.00110	**4.13**	4	4	No. 4 @25cm	0.00188	**5.16**	ok
	16	1.0	0.28	0.00056	**4.13**	4	4	No. 4 @25cm	0.00188	**5.16**	ok
M22	-12	1.0	0.28	0.00042	**4.13**	4	4	No. 4 @25cm	0.00188	**5.16**	ok
	14	1.0	0.28	0.00049	**4.13**	4	4	No. 4 @25cm	0.00188	**5.16**	ok

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9-93 Diseño a Corte.

Shell ID	Vu	ϕVc	Vc > Vu	ϕvs = Vu - ϕVc	Flejes A usar	Av flejo	s req (cm) = Av*ϕFy*d	s máx (d/2) cm	s min (cm) = (Av*3fy)/b	Separación S	Usar:	Vs max = ϕ2√3*f'c*b*d	Vs (Av colocado)	Vs < Vsmax?
	(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	No.	(mm²)				(mm)				
22	67	185.53	CUMPLE	NO REQUIERE										
188	47	185.53	CUMPLE	NO REQUIERE										
186	51	185.53	CUMPLE	NO REQUIERE										

Fuente: Elaboración propia

9.4. DISEÑO MECÁNICO

9.4.1. Tuberías metálicas

Se realizó un estimativo de los espesores de la tubería metálica de la impulsión de Jesús María hasta el tanque Malambo y los pasos elevados. Para esta estimación se consideró un Golpe de Ariete de 40%. Este valor deberá ser ajustado en la etapa de ingeniería de detalle del proyecto, de acuerdo con los resultados del análisis de transitorios hidráulicos y de los sistemas definitivos para la mitigación del golpe de ariete.

Se generaron esquemas con la distribución de la tubería de entrada y salida de los tanques de Malambo y cota 120 msnm en Tocumen.

Se calcularon las fuerzas en los cambios de dirección a lo largo del trazado del tramo 2 y en los pasos elevados de los demás tramos. En el Anexo 2 (Anexos 2.3.4), se encuentra el resultado de estos cálculos.

Para los espesores obtenidos a lo largo de la conducción del tramo 2 corresponden a:

Tabla 9-94 Espesores Tramo 2

Item	Espesor (mm)	Longitud (m)
1	6	76,90
2	7	190,98
3	8	953,93
4	9	1.266,82
5	10	998,74
6	11	252,05
7	12	334,85
8	14	224,13
9	15	273,18
10	16	2.094,39
11	17	253,32

Item	Espesor (mm)	Longitud (m)
	Longitud total (m)	**6919,09**

Se realizó el cálculo de la separación mínima entre silletas de acuerdo con los criterios de deflexión establecidos. La verificación de la deflexión para se calculó para los diferentes espesores de la tubería, asumiendo una separación máxima de 21 m entre silletas. Los resultados de este cálculo se muestran en el Anexo 2 (Anexo 2.3.4).

Se realizó el cálculo de los espesores de la tubería a la entrada y salida de los tanques de Malambo y Cota 120, de la tubería de salida de las estaciones de bombeo Jesús María y estación de bombeo a tanque cota 120 msnm en Tocumen. Con el resultado de este cálculo se estimó el peso y el precio de la tubería. En el Anexo 2 (Anexo 2.3.4) se encuentra el resultado de estos cálculos para el Tramo 2 y en el Anexo 2 (Anexo 2.3.4) se encuentra el resultado de estos cálculos para las entradas y salidas de los tanques, estaciones de bombeo y estructura de descarga.

9.4.2. Tuberías en GRP

En relación con las tuberías en Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (GRP - Glass Reinforced Plastic Pipe, por sus siglas en inglés) se ha adelantaron consultas a los fabricantes de tubería (ver Anexo 2 Anexo 2.3.4)).

Se calcularon las fuerzas en los cambios de dirección para los tramos 4, 5 y 10. Los resultados se presentan en el Anexo 2 (Anexo 2.3.4).

Se calcularon las fuerzas en los cambios de dirección de la red de distribución para los tramos 11, 13A, 13B, 13C, 14, 15, 16 y 17. Los resultados se presentan en el Anexo 2 (Anexo 2.5.4)

9.4.3. Análisis de transiente hidráulico10.4.3. Análisis de transiente hidráulico

La alternativa 12 para el bombeo de Jesús-María consta de 5 bombas con una capacidad total de 6 m^3/s (1.2 m^3/s cada una). La tubería tiene un diámetro nominal de 1.8 m, lo que resulta en una velocidad de 2.36 m/s, menos de la mitad de la velocidad correspondiente a la alternativa anterior. Por lo tanto, es de esperarse que la conducción exhiba un comportamiento transitorio menos severo ante un evento de pérdida de energía en las bombas.

En consecuencia, la alternativa 12 requiere un sistema de protección de golpe de ariete más sencillo, basado principalmente en la colocación de válvulas de aireación en 18 puntos estratégicos, determinados a través del análisis de transitorios hidráulicos que se resume a continuación.

9.4.3.1. Estado estable

El punto de partida para el análisis es el estado estable del sistema; el punto de operación óptimo de las bombas operando contra la elevación del tanque Malambo más las pérdidas por fricción a lo largo del tramo de 6.8 km, como se aprecia en la Figura 9-67 a continuación.

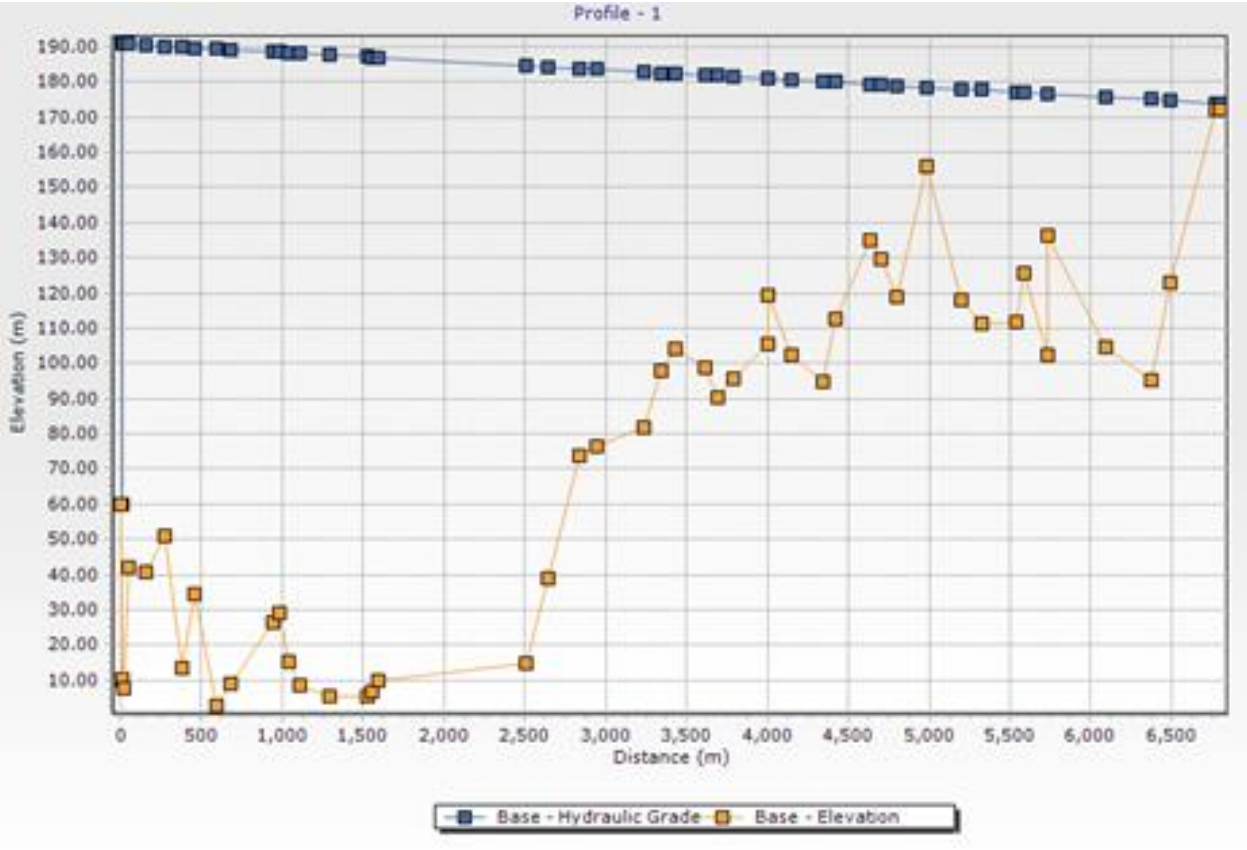


Figura 9-67 Elevación de la tubería (amarillo) y altura piezométrica (azul) representando el estado inicial del modelo de transitorios hidráulicos

9.4.3.2. Bombas

Las bombas operan en paralelo, según el esquema que se aprecia en la Figura 9-68.

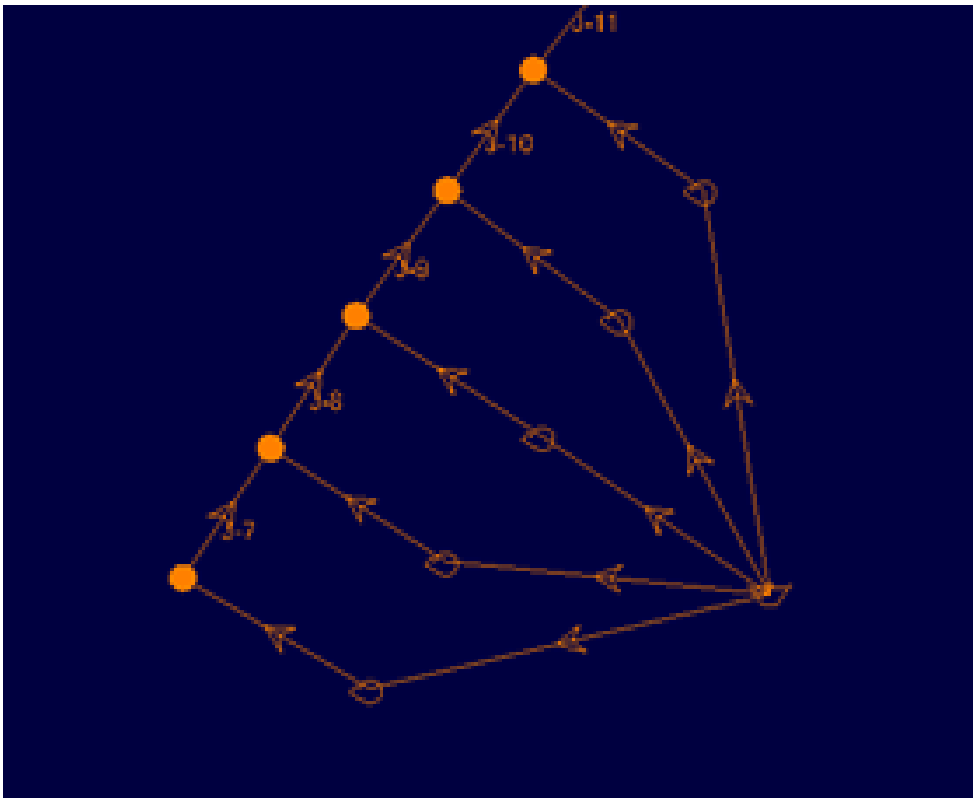


Figura 9-68 Esquema de bombeo para la alternativa 12 del bombeo Jesús-María.

El reservorio, que físicamente se encuentra en la EL. 10 m.s.n.m., se sitúa a una EL. de 60 m.s.n.m. para capturar el efecto de las bombas booster que imparten una cabeza de 50 m al flujo aguas arriba de las bombas principales.

9.4.3.2.1. Curvas de las bombas

Las bombas operan según las curvas que se aprecian en la Figura 9-69. Nótese que estas curvas son representativas de una bomba con el mismo punto de operación que las bombas reales del proyecto, cuyas curvas no están disponibles al momento de presentar este informe. Sin embargo, se estima que la diferencia que puede implicar la inclusión de las curvas reales tendrá un impacto despreciable sobre las principales conclusiones del estudio.

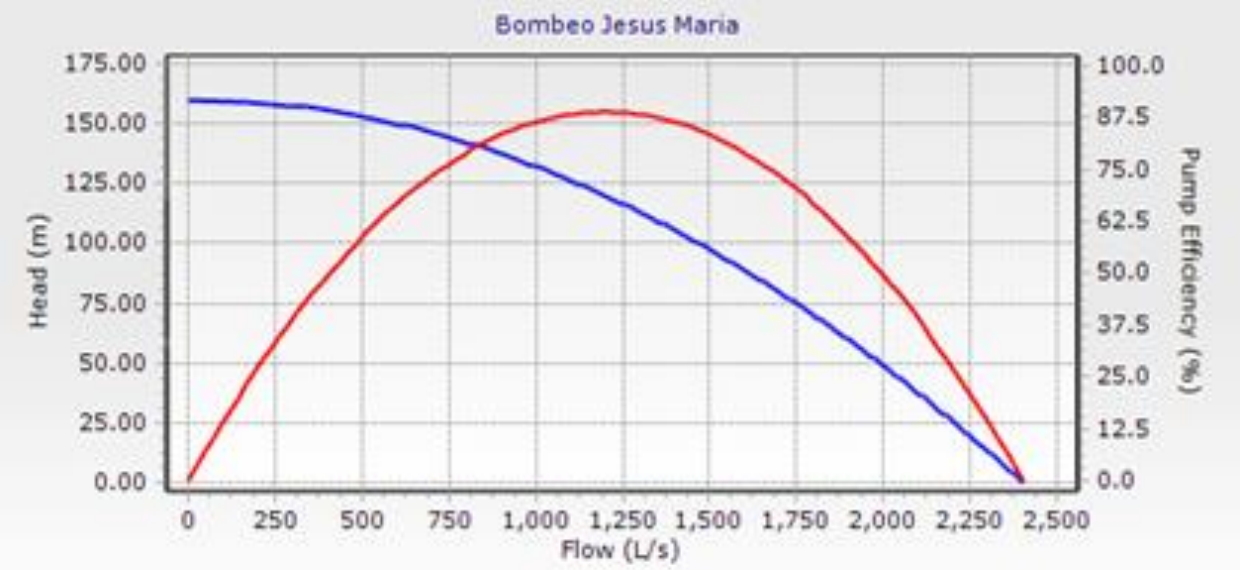


Figura 9-69 Curvas aproximadas para las bombas de la alternativa 12 de Jesús-María. Cabeza vs flujo (azul) – eficiencia vs flujo (rojo)

9.4.3.3. Resultados

A continuación, se presentan los resultados de dos escenarios de pérdida de energía en el sistema, bombeando 6 m³/s inicialmente. Los resultados se presentan en la forma de perfiles de altura piezométrica, definida como:

$$h = \frac{p}{\rho g} + z$$

La elevación de los vértices de la tubería se presenta en verde. La simulación se ejecuta por un período de 2 minutos[4]. A lo largo del tiempo de la simulación, se lleva un récord de las presiones máximas y mínimas en la conducción, lo cual se conoce como envolventes de presión.

La máxima presión en la tubería en cualquier punto es la diferencia entre la elevación y la máxima envolvente (líneas verde y roja en las siguientes figuras).

[4]Al final de la simulación se verifica que el período ha sido suficientemente largo como para capturar todas las ondas de presión importantes.

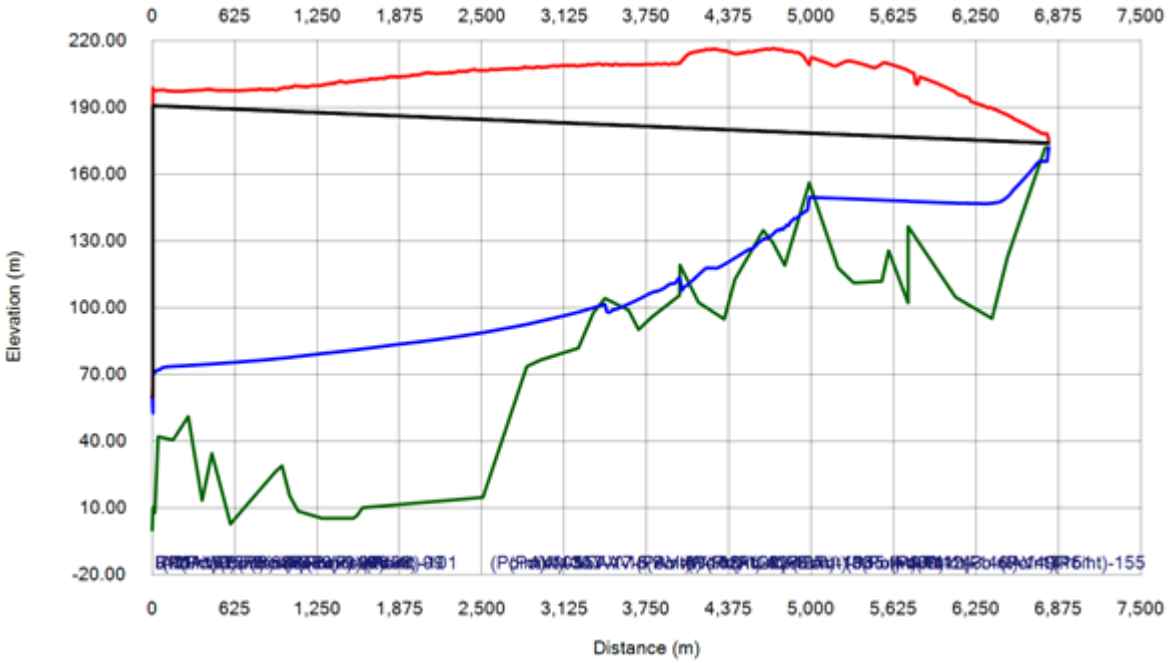


Figura 9-70 Sin válvulas de aire. Elevación (verde), Inicial (negro), Envolvente Máxima (rojo), Envolvente Mínima (azul)

Los puntos indicados con círculos indican presiones negativas. Se presentan presiones máximas de 189 m.c.a. al inicio de la conducción y presiones negativas de hasta 10 m.c.a. por debajo de la presión atmosférica.

9.4.3.3.1. Válvulas de aireación

La solución propuesta para la mitigación de las presiones, tanto negativas (subatmosféricas) como positivas durante los transitorios de presión en la conducción consiste en la colocación de 18 válvulas de aireación con un orificio de entrada de 300 mm y uno de salida de 25 mm (para propósitos del comportamiento transitorio, éstas pueden ser de doble o de triple acción indistintamente). La ubicación específica de las válvulas corresponde a los picos de elevación, con algunas adicionales en ciertos puntos en los cuales la línea piezométrica instantánea cae por debajo de la elevación durante tiempos cortos, generando presiones negativas que se pueden eliminar mediante la inclusión de una válvula de aireación adecuadamente posicionada.

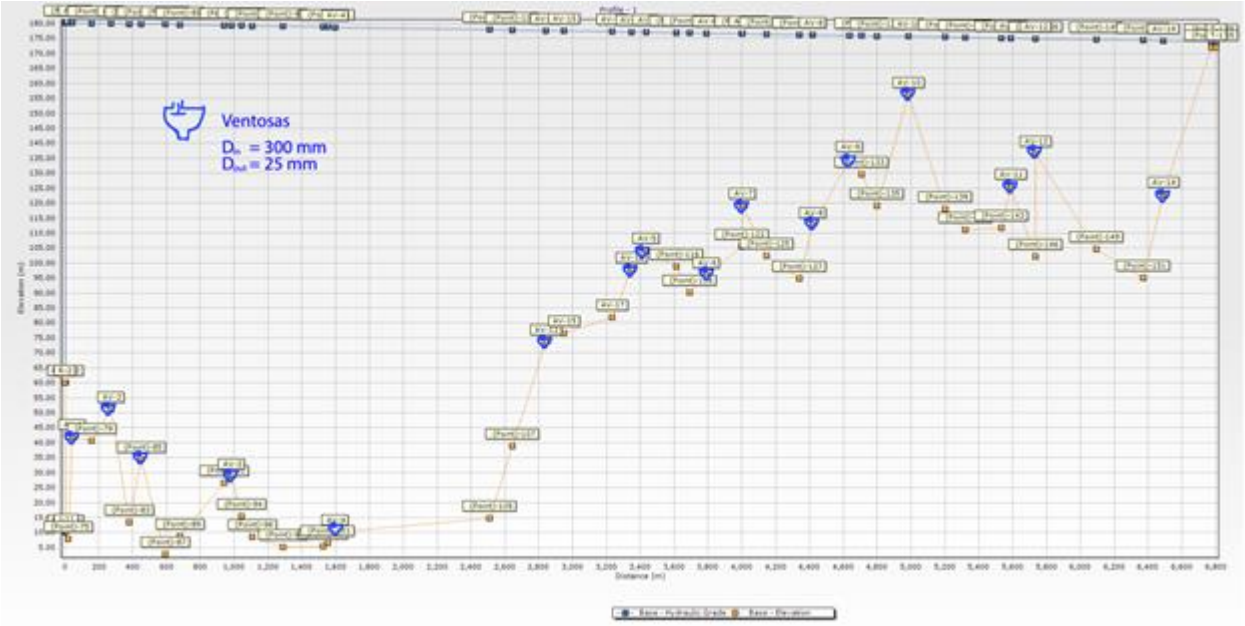


Figura 9-71 Ubicación de las válvulas de aireación para la alternativa 12 del bombeo Jesús-María hasta el tanque Malambo

El comportamiento transitorio del sistema con válvulas de aireación se puede apreciar en la Figura 9-72, la cual muestra las envolventes piezométricas en relación a la elevación de la tubería.

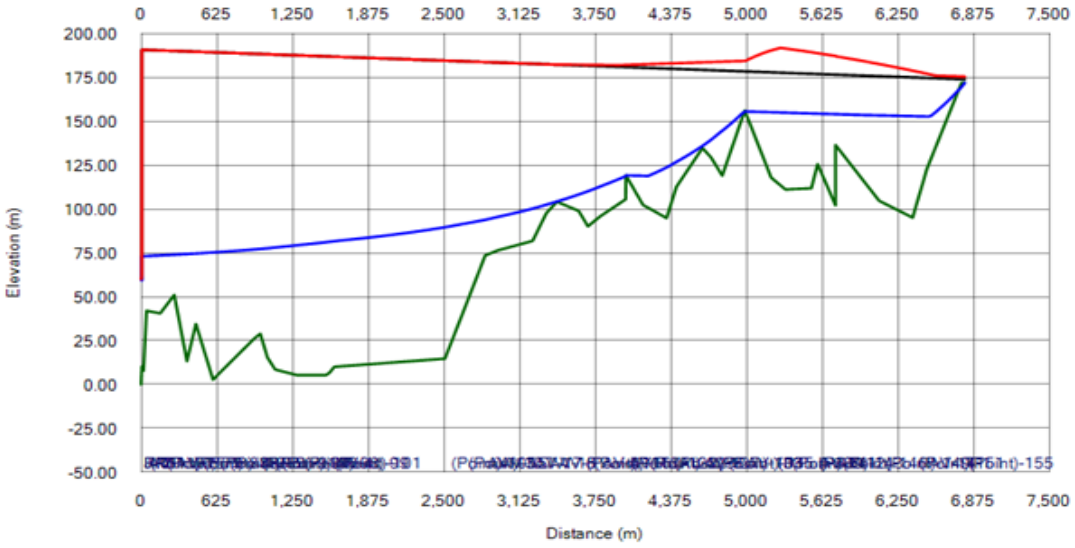


Figura 9-72 Con 18 válvulas de aire. Elevación (verde), Inicial (negro), Envolvente Máxima (rojo), Envolvente Mínima (azul).

Se presenta una presión máxima de 183 m.c.a. al inicio de la conducción, y en ningún punto se presentan presiones negativas importantes.

9.4.3.4. Conclusiones y recomendaciones

En previas alternativas con mayores caudales y velocidades, los transitorios hidráulicos presentaban sobrepresiones considerables en el sistema que no podían ser controladas exclusivamente mediante la inclusión de válvulas de aireación y requerían de la presencia de almenaras de 1 vía que inyectaran agua detrás de las columnas que se separan en los picos de elevación durante los eventos de golpes de ariete. Para el caso en cuestión (alternativa 12), estos tanques no son necesarios ya que las reuniones de las columnas no generan sobrepresiones importantes. Sin embargo, se recomienda presupuestar la inclusión de una almenara a este nivel de planeación, ya que esto puede hacerse necesario si algún parámetro operativo del sistema sufre algún cambio que pueda generar sobrepresiones transitorias. Una vez los parámetros del sistema se conozcan con mayor precisión en una etapa más avanzada de diseño, se puede determinar si la almenara se hace necesaria o no.

9.5. DISEÑO ELÉCTRICO

9.5.1. TANQUE MALAMBO

9.5.1.1. Configuración de conexión

En la Tabla 9-95 se describen los equipos hidromecánicos en las obras del tanque Cerro Malambo con requerimiento de energía eléctrica.

Tabla 9-95 Listado de cargas Tanques Malambo

ITEM		**MBVM1 a 2**
Descripción	**Unidad**	**Válvulas mariposa**
Cantidad	Un.	2
Obra		Tanque Malambo
Localización	-	Cerro Malambo
Potencia equipo	[kW]	8,5
Tipo de actuador	-	Cilindros + Unidad hidráulica
Potencia estimada por equipo	[kW]	8,5
Operación	-	Funciona esporádicamente
Función	-	Cierre de agua para aislamiento de tanques

Equipo esencial	-	NO

Las válvulas se encuentra instalada en una caseta, ver plano VF-1614-118-02-04-010. Cerro Malambo - Tanque de almacenamiento.

De acuerdo a criterios de operación el funcionamiento de estas válvulas no será simultáneo.

Teniendo en cuenta el sitio de implantación de esta obra no cuenta con redes de distribución de energía cercanas existentes, para el suministro del sistema de distribución de estas obras, se prevé que al ser la estación de bombeo de Jesús María la obra más cercana, el suministro será desde el barraje de media tensión de la estación de bombeo Jesús María, a nivel de 6.9 kV.

Dada la distancia entre las dos obras, se requiere la construcción de una línea de distribución de aproximadamente 7 km (conductor ACSR 2 AWG) siguiendo la ruta de la conducción. Esta línea terminará en un transformador tipo poste anexo a la caseta de válvulas del Tanque Malambo. La capacidad del transformador se estimó de 30 kVA 6.9/0.48 kV. En el (Anexo 2.3.5) se presenta el cuadro de cargas correspondiente a estas obras.

Como se observa en el plano VF-1614-118-02-04-152 Tanque Malambo - Diagrama unifilar, a partir de este transformador se conformará un sistema de distribución, cuyo tablero principal TD-TQCM se ubicará en la caseta válvulas. A partir de esta acometida en la caseta se realiza el suministro para fuerza y control e instrumentación de las válvulas y servicios propios de la caseta (iluminación y tomas). Para el sistema de control e instrumentación se dispone de un sistema de corriente continua.

Como alternativa para la el suministro de energía del tanque Malambo se plantea el suministro de energía de bajo costo mediante la construcción de un parque solar fotovoltaico en los predios aledaños y su conexión con el Sistema Interconectado Nacional de Panamá - SIN a la red de suministro.

El parque fotovoltaico tendría una capacidad instalada efectiva (MWp) tal que se cubra parte del requerimiento para autoconsumo y adicionalmente, se produzcan excedentes que puedan ser acumulados como créditos de acuerdo con la legislación de Panamá.

El procedimiento para Autoconsumo con Fuentes Nuevas, Renovables y Limpias, aprobado en la Reglamentación de Panamá en la resolución AN No. 10206-ELEC de 11 de julio de 2016, establece el mecanismo para que los clientes de las empresas de distribución conecten sus plantas de generación para autoconsumo, con el beneficio de poder acumular en créditos hasta un límite máximo de 25%, en base a un análisis del histórico de consumo, lo cual deberá quedar consignado en el Acuerdo de Interconexión.

9.5.1.2. Tableros eléctricos

El sistema eléctrico está conformado por los tableros indicados en la Tabla 9-96.

El tablero TD-TQCM, se ubicará en la caseta de la válvulas, anexo a la localización del transformador de distribución principal, ver plano VF-1614-118-02-04-010 - Cerro Malambo - Tanque almacenamiento. En la caseta de las válvulas se ubicaran los siguientes tableros: TD-TQCM (480 Vc.a.), TCF-UH, TRCB, TD-CC y TD-208 Vca.

Tabla 9-96 Tableros de distribución Eléctrica Tanque Malambo

Identificación del Tablero	Función
Tablero de distribución tanque Malambo caseta válvulas TD-TQCM (480 Vc.a.) - Caseta de válvulas	Tablero para suministro de energía: ● Tablero de fuerza y control de la Unidad hidráulica de las válvulas ● Sistema de corriente continua ● Servicios de iluminación y tomas de la caseta válvulas e iluminación exterior.
Tablero de distribución de servicios de la caseta TD-208 Vca (480 /208 Vc.a.)	Tablero para el suministro de servicios de iluminación y tomas de la caseta, e iluminación exterior.
Tablero sistema de corriente continua TRCB (480/48 Vc.c.)	Sistema de corriente continúa con cargador/rectificador principal y banco de baterías.
Tablero de distribución de corriente continua TD-CC	Tablero de distribución de corriente continua para el suministro de corriente continúa a sistema de instrumentación y control de las válvulas.

9.6. DISEÑO SISTEMA DE CONTROL

9.6.1. Diseño de Obras

Los planos de control, instrumentación y comunicaciones son los siguientes:

VF-1614-118-02-04-170	ARQUITECTURA GENERAL DE CONTROL Y COMUNICACIONES
VF-1614-118-02-04-168	DIAGRAMA DE CONTROL, COMUNICACIONES E INSTRUMENTACIÓN - MALAMBO Y OBRAS CONEXAS

9.6.2. Cerro Malambo

A continuación se presentan las consideraciones de control, instrumentación y comunicaciones para las obras de Cerro Malambo:

Tabla 9-97 Diseño de control Malambo.

Descripción	Válvulas mariposa
	Cerro Malambo
Unidad hidráulica (UH)	Medición de presión salida bombas (PIT) [1 x UH: 2 en total]
	Medición de temperatura cuba (TE + TIT) [1 x UH: 2 en total]
	Medición de nivel cuba (LIT) [1 x UH: 2 en total]
Control (PLC)	Controlador (PLC): [1 en total]
	- Supervisión y comando UH - Supervisión tanques de almacenamiento y válvulas de corte - Consigna de apagado de bombeo en Jesús María en caso de detectarse sobre nivel en los tanques
	Conexión red troncal en fibra óptica del proyecto
	Supervisión tanque de almacenamiento Nivel 1
	Medición de nivel (LIT) [2 x tanque: 2 en total]
	Alimentación eléctrica por medio de la línea de suministro eléctrico
Válvulas	Indicación de posición abierto (ZSO) [1 x válvula: 2 en total]
	Indicación de posición cerrado (ZSC) [1 x válvula: 2 en total]

9.6.3. Conducción

A continuación, se presentan las consideraciones de control, instrumentación y comunicaciones para la conducción:

Tabla 9-98 Diseño de control conducción.

Descripción	Válvulas de sobrevelocidad
	Obras conexas
Control	Interfaz de control y comunicaciones
	Conexión red troncal en fibra óptica del proyecto
	Nivel 1
Válvulas	Indicación de posición abierto (ZSO) [1 x válvula: 6 en total]
	Indicación de posición cerrado (ZSC) [1 x válvula: 6 en total]
Conducción	Caudalímetro (FIT) [6 en total]
	Medición de presión (PIT) [6 en total]
Alimentación eléctrica	Kit de paneles solares, rectificador, baterías. [1 x válvula: 6 en total]

9.7. VÍAS

9.7.1. DESCRIPCIÓN DE LOS TRAZADOS

Se realizó el diseño geométrico a nivel de factibilidad de un tramo de vía sustitutiva en la zona del tanque Malambo, el trazado de esta vía se describe a continuación.

9.7.1.1. Vía sustitutiva zona tanque Malambo

Consiste en una vía sustitutiva de 0.65 km localizada al costado nor-occidental del tanque Malambo, se requiere diseñar esta vía debido a que el tanque será construido sobre un tramo de carretera existente; tiene un radio mínimo de 30 metros y un radio máximo de 100 metros. En cuanto al diseño de rasante, parte de la abscisa K0+000 en la cota 159.74 y llega en la abscisa

K0+650 en la cota 148.66 con pendiente variable entre -0.30% y 11.4%.

Esta vía fue trazada sobre topografía lidar dispronibles en estudios previos realizados por ACP.

En la Figura 9-73 se presenta el esquema de la vía sustitutiva de la zona del tanque Malambo.

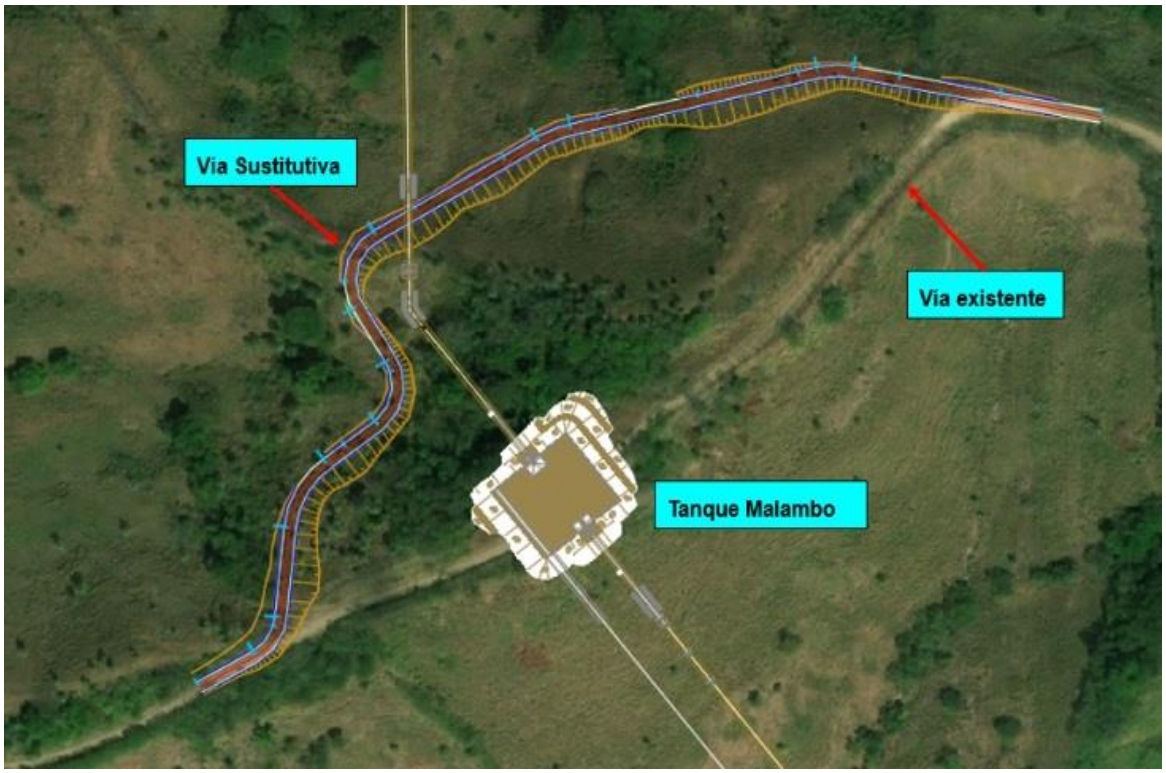


Figura 9-73 Vía sustitutiva tanque Malambo

9.7.2. Diseño geotécnico para la vía de acceso

9.7.2.1. Configuración de taludes

Para esta etapa de diseño se implementaron taludes de corte 0,75 H: 1,0 V y taludes de relleno 1,5 H: 1,0 V, los cuales deben ser validados y actualizados en la etapa posterior de diseño.

9.7.2.2. Estructura de pavimento

Para esta etapa de diseño se implementó como estructura de pavimento una capa de calle en tosca de 25 cm de espesor, la cual debe ser validada en la etapa posterior de diseño.

9.7.3. Sistema de drenaje

Para esta etapa de diseño se implementó una cuneta triangular en concreto con una sección de 90

cm de ancho y 30 cm de profundidad, la cual debe ser validada en la etapa posterior de diseño (ver Figura 9-74).

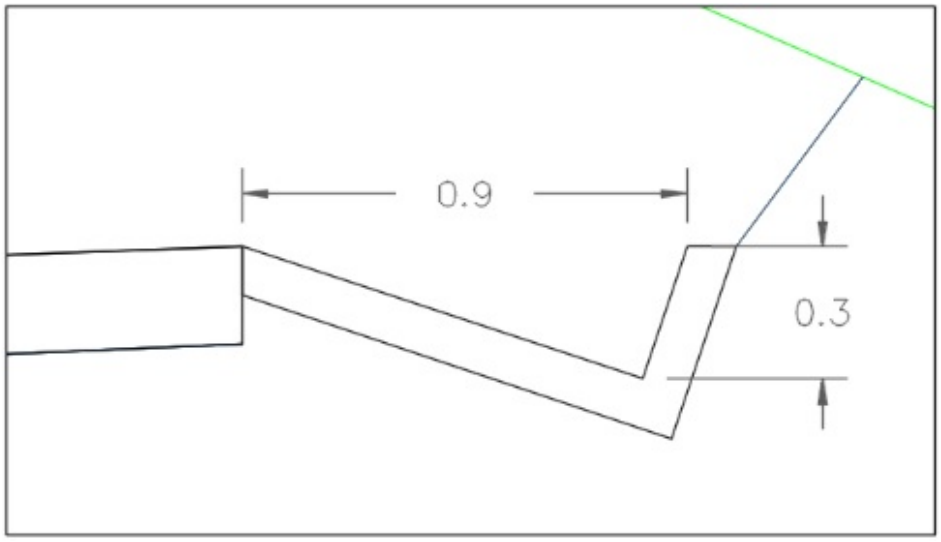


Figura 9-74 Esquema cuneta

9.7.4. Resultados del diseño geométrico

9.7.4.1. Planos

Como resultados del diseño geométrico se presenta para cada vía planos generales, planos planta-perfil y planos de secciones transversales cada 50 metros. En los planos generados se incluye el diseño geométrico en planta y en perfil con sus respectivos cuadros de elementos de curvatura.

Los planos de diseño geométrico de las vías de acceso diseñadas se presentan en el Anexo 1 (Anexo 1.3.6).

9.7.4.2. Memorias de cálculo

A partir del modelo digital del terreno alineamiento en planta, alineamiento en perfil y secciones transversales generadas, se calcularon con el software de diseño Civil 3D, los volúmenes cada 10 metros de movimientos de tierra, terraplenes y calle en tosca. En la Tabla 9-99 se presenta el resumen de cantidades de obra.

Tabla 9-99 Resumen de cantidades de obra.

Eje de Diseño	Longitud (km)	Vol, Corte (m^3)	Vol, Relleno (m^3)	Vol, Calle en tosca (m^3)
Vía Sustitutiva Tanque Malambo	0,65	43509	177	1024
Total	**0,65**	**43509**	**177**	**1024**

Adicionalmente en el Anexo 2 (Anexo 2.3.6) se presenta el listado de localización del eje de las vías y las memorias de cantidades de obra.

10. PTAP LA JOYA

10.1. DISEÑOS HIDRÁULICOS

10.1.1. Diseño hidráulico de la estructura de distribución de flujo

El caudal requerido para la PTAP La Joya se lleva a través de la conducción principal del proyecto Bayano hasta la estructura de distribución de flujo con una tubería que llega en diámetro de 1.5 m; permitiendo el suministro de hasta 6 m^3/s de flujo que corresponden al caudal de diseño de la PTAP en su etapa final.

La estructura de distribución de flujos diseñada, además de hacer la repartición de los caudales en forma homogénea a cada tren de tratamiento, toma en cuenta las dos etapas de desarrollo consideradas para la implementación de la PTAP La Joya; con 3 m^3/s en la etapa 1 y 3 m^3/s para la etapa 2, posibilitando que el desarrollo de la planta se pueda realizar de manera flexible.

La estructura de distribución de flujo a la PTAP se compone de los siguientes elementos principales:

- Cámara de admisión
- Box de alimentación
- Tronco principal de la estructura de distribución
- Canales de repartición
- Vertederos de aforo
- Canal de bypass y rebose

Adicionalmente se disponen compuertas de cierre localizadas a la entrada de los canales de repartición para aislar el flujo hacia cada tren de tratamiento bien sea para labores de mantenimiento o por el desarrollo mismo de las etapas de ejecución de la planta. En la Figura 10-1 se muestran los componentes de la estructura de distribución de flujo diseñada. El plano de detalle de la estructura de distribución puede ser consultado en el Anexo 1 (Anexo 1.4.1) VF-1614-118-02-01-030.

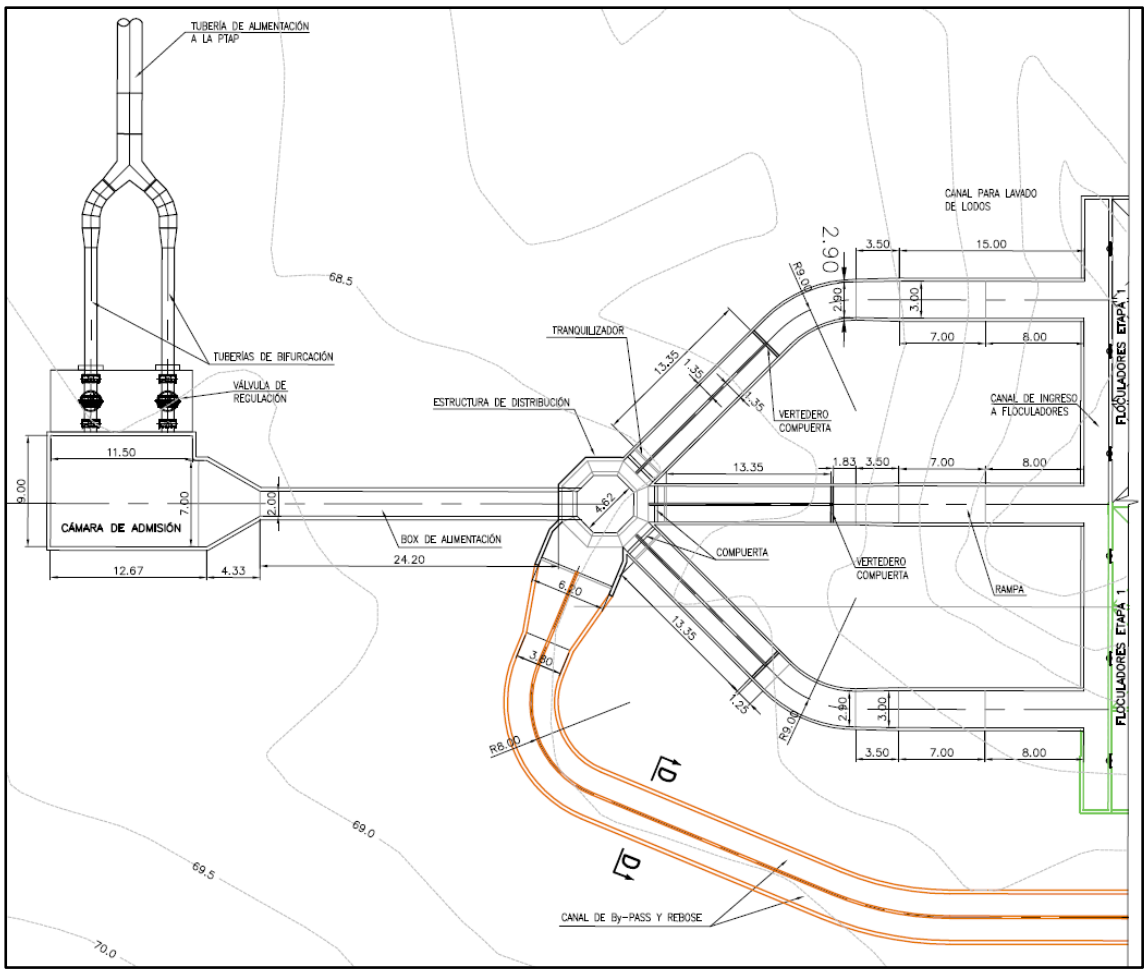


Figura 10-1 Estructura de distribución de flujos de la PTAP La Joya

10.1.1.1. Cámara de Admisión

La cámara de admisión corresponde a un tanque de 9 m de ancho por 17 m de longitud. En los últimos 5.5 m, próximos a la entrada al box de alimentación, el ancho de la cámara se reduce a 7 m y se va contrayendo gradualmente hasta alcanzar el ancho total del box de alimentación. Adicionalmente, el fondo de la cámara se deprime para obtener la sumergencia adecuada en la entrada al box de alimentación.

Con la cámara de admisión se garantiza que la PTAP y su infraestructura asociada se mantenga aislada en forma conveniente del sistema principal de conducción del proyecto Bayano; aislando la infraestructura por ejemplo ante los efectos de fenómenos de transitorios hidráulicos.

La tubería de 1.5 m de diámetro que conduce el agua hasta la cámara de admisión, previo a su llegada a la cámara, se bifurca en dos conductos de 1 m de diámetro cada uno, distribuyendo el

caudal en 3 m^3/s por conducto. Esta bifurcación tiene la ventaja tanto de facilitar un desarrollo conveniente del proyecto por etapas, como también, permitir flexibilidad para el manejo de los excesos de presión a través de 2 válvulas en lugar de una única válvula, lo cual implicaría un sistema más complejo por la magnitud del caudal de diseño de la PTAP La Joya (6 m^3/s). Esto a su vez posibilita que el sistema tenga una mayor resiliencia ante cualquier situación adversa con las válvulas de reducción de presión.

El nivel de agua en la cámara de admisión para la operación normal de la PTAP corresponde a 69.77 msnm, con el cual se proporciona la sumergencia adecuada para el box de alimentación y el caudal requerido en cada tren de tratamiento de la planta. El nivel mínimo en la cámara de admisión de 69.05 msnm está dado por el nivel de cresta del vertedero de aforo de los canales de repartición.

La sumergencia requerida para el box de alimentación se calculó mediante la expresión de Gordon asimétrico presentada a continuación:

$$\frac{S}{D} = 2{,}3F_r$$

Donde,
S = Sumergencia crítica medida desde la clave del conducto, en m.
D = Altura o diámetro del conducto, en m.
F_r = Número de Froude del conducto de carga.

El valor de la sumergencia mínima recomendada, medido a partir de la clave del conducto, calculada con la expresión de Gordon asimétrico resultó ser de 1.5 m.

En el dimensionamiento de la cámara de admisión se consideró el aquietamiento del flujo de la aducción empleando como criterio el mantenimiento de una velocidad ascensional entre 4 y 10 cm/s, además de la obtención de un tiempo de retención hidráulica entre 30 y 60 s.

Para las dimensiones previamente indicadas (véase Anexo 1 (Anexo 1.4.1) VF-1614-118-02-01-028) el área superficial de la cámara de admisión resulta ser igual a 131.2 m^2 y tomando en cuenta el caudal de diseño de la PTAP de 6 m^3/s, la velocidad ascensional de flujo resulta de 0.0457 m/s (4.57 cm/s) estando dentro del rango recomendado.

En cuanto al tiempo de retención hidráulica se tiene un volumen de la cámara de 392 m^3, por tanto resulta un tiempo de retención de 65.3 s, el cual se considera adecuado para el proyecto.

En la Tabla 10-1 se resume la información básica resultante para la cámara de admisión.

Tabla 10-1 Parámetros hidráulicos de la cámara de admisión.

Descripción	Valor	Unidad
Caudal de diseño	6.0	m^3/s
Nivel de operación normal	69.77	msnm
Nivel de agua mínimo	69.05	msnm
Profundidad inicial	2.8	m
Profundidad máxima (entrada box)	4.4	m
Área superficial	131.2	m^2
Volumen de agua en la cámara	392	m^3
Velocidad ascensional	0.0457	m/s
Tiempo de retención hidráulica	65.3	s

10.1.1.2. Box de Alimentación

El box de alimentación se encarga de conducir el agua desde la cámara de admisión hasta la estructura de distribución.

Para el diseño se ha buscado una velocidad de flujo baja, menor o igual a 1.5 m/s con el fin de reducir efectos adversos en el flujo que ingresa a la estructura de distribución. Con el anterior criterio se ha definido un conducto rectangular de 2 m de ancho y 2.2 m de altura útil, de manera que tenga la capacidad para conducir la totalidad del caudal de diseño de la planta. Este conducto de aproximadamente 27 m de longitud estará funcionando a presión e introduce el flujo a la estructura de distribución por la parte inferior de esta.

El análisis hidráulico del conducto se llevó a cabo con base en la ecuación de Manning, presentada a continuación. En la Tabla 10-2 se resumen los parámetros hidráulicos del box diseñado.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2}$$

Donde,

V = Velocidad media en el conducto, en m/s.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.
R = Radio hidráulico, en m.
S_f = Gradiente de fricción, en m/m.

Tabla 10-2 Parámetros hidráulicos del box de alimentación.

Descripción	Valor	Unidad
Caudal de diseño	6	m^3/s
Número de celdas	1	-
Caudal por celda	6	m^3/s
Ancho útil	2	m
Altura útil	2.2	m
Perímetro mojado	8.4	m
Área	4.4	m^2
Radio hidráulico	0.52	m
Velocidad	1.36	m/s

Para el establecimiento del nivel de agua frente a la entrada del conducto de alimentación (en la cámara de admisión) se determinaron las pérdidas de energía a través del conducto. Para las pérdidas por fricción se empleó la ecuación de Manning presentada previamente, mientras que las pérdidas locales se determinaron a partir de la altura de velocidad en el conducto empleando los coeficientes de pérdida correspondientes a cada singularidad mediante la siguiente ecuación:

$$h_L = K\frac{v^2}{2g}$$

Donde,
h_L = Pérdida local, m.
K = Factor de pérdida adimensional.
V = Velocidad, m/s.
g = Aceleración gravitacional, m/s^2.

Los parámetros y resultados obtenidos en el análisis de pérdidas de energía a través del conducto

de alimentación y estructura de distribución se muestran en la Tabla 10-3.

Tabla 10-3 Parámetros de pérdidas de energía a lo largo de la estructura de distribución.

Descripción	Valor	Unidad
Longitud box de alimentación	26.79	m
Coeficiente de rugosidad de Manning	0.015	
Coeficiente de entrada	0.3	-
Coeficiente de expansión de salida	1.0	-
Cambio de dirección	0.2	-
Pérdidas por fricción	0.027	m
Pérdidas localizadas	0.166	m
Total pérdidas	0.20	m

10.1.1.3. Estructura de Distribución

Para la definición y diseño hidráulico de la estructura de distribución se tomó en cuenta la obtención de bajos gradientes de velocidad a través de la misma, que permitan una distribución equitativa de los caudales hacia cada tren de tratamiento. Con este fin se definió una geometría que posibilita la obtención de una velocidad de flujo a través de la estructura inferior a 1.0 m/s con el paso del caudal de diseño, como también la repartición de los caudales en igual cantidad a los tres módulos de tratamiento que incluye la PTAP La Joya.

La estructura de distribución recibe el flujo del box de alimentación por su parte inferior y por tanto se produce un flujo ascensional con el objeto de obtener un nivel común para la distribución equitativa del caudal a los trenes de tratamiento a través de los canales de repartición y vertederos.

El tronco central (vertical) de la estructura de distribución se ha definido con geometría octagonal, el cual, quedaría inscrito en un círculo imaginario de 5 m de diámetro. Para esta sección transversal se obtienen bajos valores de velocidad (inferiores a 1 m/s); evitando la ocurrencia de altos gradientes de velocidad, lo cual beneficia la adecuada distribución de flujo a los canales de repartición. Además, esta geometría (octágono regular) permite simplicidad para el empalme a los canales de repartición.

Con el fin de favorecer la orientación y distribución del flujo ascensional en la estructura, se ha definido una longitud recta mínima por encima de la cota clave del conducto de alimentación de 2 veces el diámetro del box de alimentación (Véase Figura 10-2). El tramo superior del tronco central de la estructura corresponde a una expansión gradual para hacer el empalme con los canales de repartición. En el esquema VF-1614-118-02-01-028 corte A-A del Anexo 1 (Anexo 1.4.1) se puede consultar el detalle de la estructura de distribución.

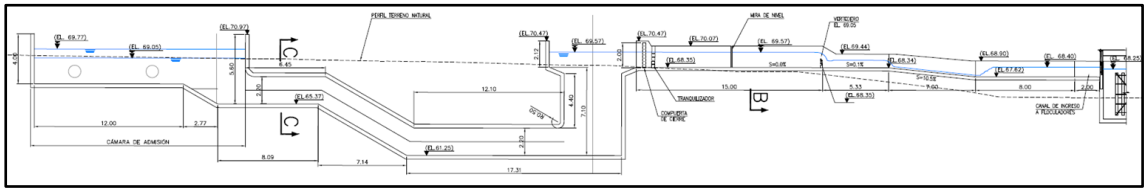


Figura 10-2 Vista en corte de la estructura de distribución.

En la Tabla 10-4 se presentan los parámetros y resultados hidráulicos del análisis del tramo principal de la estructura de distribución.

Tabla 10-4 Parámetros hidráulicos del tramo central de la estructura de distribución.

Descripción	**Valor**	**Unidad**
Caudal de diseño	6	m^3/s
Tipo de sección	octagonal	-
Lado	1.91	m
Perímetro útil	15.31	m
Área	17.68	m^2
Diámetro círculo circunscrito	5.0	m
Velocidad media	0.34	m/s

10.1.1.4. Canales de Repartición y Vertedero de Aforo

La PTAP la Joya se ha configurado para que en su etapa final incorpore tres módulos de tratamiento de 2 m^3/s, los cuales se subdividen en trenes de tratamiento de 1 m^3/s, para una capacidad total de 6.0 m^3/s.

El diseño de la estructura de distribución incorpora un canal y un vertedero por cada tren de tratamiento de la planta. Con el fin de asegurar la distribución equitativa del caudal a cada módulo de tratamiento, las características y el diseño hidráulico son iguales para todos los canales de aproximación a la planta y para los vertederos. En el diseño se consideró que en todos los casos la descarga de los vertederos se mantuviese libre bajo cualquier condición de operación.

Al tener canales independientes para cada módulo (como se mostró en la Figura 10-1) se tiene tanto flexibilidad operativa como también para la implantación de las etapas del proyecto.

Los canales de repartición y vertederos se diseñaron tomando en cuenta el caudal de 2 m^3/s requerido para cada módulo de tratamiento. Los canales planteados corresponden a canales abiertos (con flujo a superficie libre). En los primeros 15 m el canal se constituye de un canal rectangular de dos vanos de 1.35 m de base y 1.72 m de altura, con un flujo de 1 m^3/s a través de cada vano. Cada vano de canal tiene su propio vertedero de aforo. Los vertederos se localizan a los 15 m del inicio del canal. En este tramo inicial el canal mantiene un fondo plano y el control hidráulico está establecido por la descarga del vertedero.

Con base en la explicación anterior los vertederos se diseñaron como vertederos rectangulares de pared delgada sin contracciones. Tomando en cuenta que el proyecto tendrá un desarrollo por etapas se recomienda que los vertederos sean de cresta ajustable para considerar cualquier diferencia menor de flujo notada durante la operación real.

La capacidad de descarga del vertedero se calculó a través de la siguiente ecuación para vertedero rectangular de pared delgada:

$$q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}}$$

Donde,

q = Descarga por unidad de ancho, en $m^3/s/m$.
C_d = Coeficiente de descarga del vertedero.
g = Aceleración gravitacional, m/s^2.
H_0 = Altura de carga sobre el vertedero, m.

El coeficiente de descarga se calcula con base en los resultados de Rehbock, como se muestra en la siguiente ecuación, en donde P corresponde a la altura del vertedero con respecto al fondo del canal, las otras variables se definieron previamente.

$$C_d = 0.611 + 0.08 \frac{H_0}{P}$$

Los parámetros y resultados obtenidos del cálculo de los vertederos de aforo se presentan en la Tabla 10-5.

Tabla 10-5 Resultados de cálculo de los vertederos de los canales de repartición.

Descripción	Valor	Unidad
Caudal de diseño	1.0	m^3/s
Tipo de vertedero	Rectangular	-
Longitud del vertedero	1.35	m
Altura respecto al fondo del canal, *P*	0.70	m
Altura de carga sobre la cresta	0.52	m
Coeficiente de descarga	0.67	-
Velocidad media en canal de aproximación	0.61	m/s
Altura de velocidad canal de aproximación	0.019	m
Relación Ho/P	0.74	-

Los resultados de Rehbock para el cálculo del coeficiente de descarga cuentan con amplia aceptación. Como verificación de los resultados obtenidos en el diseño de los vertederos de aforo de la PTAP La Joya, se realizó también el análisis empleando expresiones propuestas por otros investigadores, las cuales, de igual forma han sido derivadas de observaciones detalladas y precisas (IAHR, 1994).

En la Tabla 10-6 se muestran las expresiones empleadas en la verificación del diseño de los vertederos de aforo.

Las variables h y w que se muestran en la Tabla 10-6 corresponden a la profundidad de flujo aguas arriba respecto a la cresta del vertedero y altura del vertedero, definidas previamente en este informe como H_o y P respectivamente.

Adicionalmente, en el coeficiente de descarga que se presenta en la Tabla 10-6 se encuentra implícita la constante 2/3 de la ecuación de capacidad de descarga de vertedero rectangular de pared delgada presentada arriba.

Tabla 10-6 Coeficientes de descarga para vertedero rectangular de pared delgada.

Bazin (1888)	$C_d = 0.405\left[1 + \frac{0.074}{h}\right]\left[1 + 0.55\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right]$
Rehbock (1913)	$C_d = 0.403\left[1 + \frac{0.0019}{h}\right]\left[1 + 0.138\left(\frac{h}{w}\right)\right]$
SIA (1924)	$C_d = 0.410\left[1 + \frac{0.001}{h+0.0016}\right]\left[1 + 0.5\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right]$
Rehbock (1929)	$C_d = 0.4023\left[1 + \frac{0.0011}{h}\right]^{3/2}\left[1 + 0.135\left(\frac{h}{w}\right)\right]$
Kindsvater & Carter (1957)	$C_d = 0.401\left[1 + \frac{0.0009}{h}\right]^{3/2}\left[1 + 0.125\left(\frac{h}{w}\right)\right]$
HRS (1980)	$C_d = 0.3988\left[1 + \frac{0.001}{h}\right]^{3/2}\left[1 + 0.150\left(\frac{h}{w}\right)\right]$

Fuente: IAHR

Los resultados hidráulicos de la altura de carga sobre el vertedero y demás parámetros calculados mediante las expresiones de la Tabla 10-6 se presentan en la Tabla 10-7. Como se mencionó previamente, en el coeficiente de descarga presentado en la Tabla 10-7 se encuentra implícita la constante 2/3 de la ecuación de capacidad de descarga del vertedero.

Tabla 10-7 Verificación del diseño hidráulico de los vertederos de aforo.

Fórmula	**H_o**	**C_d**	**q**	**Q**	**H_o/P**
(-)	(m)	(-)	(m^3/s/m)	(m^3/s)	(-)
Bazin	0.476	0.510	0.741	1.00	0.68
Rehbock 1	0.520	0.446	0.741	1.00	0.74
SIA	0.519	0.448	0.741	1.00	0.74
Rehbock 2	0.522	0.444	0.741	1.00	0.75
Kindsvater & Carter	0.525	0.440	0.741	1.00	0.75
HRS	0.521	0.445	0.741	1.00	0.74

Como se puede observar en la Tabla 10-7, el valor de 0.52 m determinado para la altura de carga

en el diseño actual es similar a los obtenidos mediante las expresiones consideradas para la verificación.

El tramo de canal inmediatamente aguas abajo de los vertederos tiene un único vano de 2.9 m de ancho y por tanto conducirá los 2 m^3/s al respectivo módulo de tratamiento. Para este tramo del canal se adoptó una pendiente del 0.1% manteniendo condiciones de flujo subcrítico y el tirante no afectaría la descarga del vertedero aguas arriba. Los análisis hidráulicos se realizaron empleando la ecuación de Manning presentada anteriormente. Los resultados de los cálculos hidráulicos obtenidos para este tramo del canal se muestran en la Tabla 10-8.

Tabla 10-8 Resultados del cálculo hidráulico del tramo de canal aguas abajo de los vertederos.

Descripción	**Valor**	**Unidad**
Caudal de diseño	2.0	m^3/s
Tipo de sección	Rectangular	-
Base	2.90	m
Pendiente	0.10	%
Coeficiente de rugosidad	0.015	-
Tirante	0.59	m
Área	1.70	m^2
Perímetro mojado	4.07	m
Radio hidráulico	0.42	m
Ancho de lámina	2.90	m
Profundidad hidráulica	0.59	m
Velocidad	1.18	m/s
Altura de velocidad	0.07	m
Energía específica	0.66	m
Número de Froude	0.49	-

En el tramo final del canal de aproximación a la planta, de 3 m de ancho, se realiza la mezcla rápida (discutida en la siguiente sección del informe). En este tramo se genera el cambio en el régimen de flujo y el resalto hidráulico requerido para la mezcla.

Para este objetivo, la pendiente de este tramo del canal se incrementa de manera que el régimen de flujo sea supercrítico y seguidamente pasa a fondo plano para generar un resalto hidráulico estable que produzca que el gradiente de mezcla se encuentre dentro de los valores óptimos. Para las condiciones hidráulicas de aproximación requeridas para la mezcla rápida se estableció que la pendiente del tramo sea de 10.5%. Empleando la ecuación de Manning, los resultados de los cálculos hidráulicos obtenidos para este tramo del canal se muestran en la Tabla 10-9.

Tabla 10-9 Resultados hidráulicos del tramo de canal en régimen supercrítico.

Descripción	**Valor**	**Unidad**
Caudal de diseño	2.0	m^3/s
Tipo de sección	Rectangular	-
Base	3.00	m
Pendiente	10.5	%
Coeficiente de rugosidad	0.015	-
Tirante	0.13	m
Área	0.38	m^2
Perímetro mojado	3.26	m
Radio hidráulico	0.12	m
Ancho de lámina	3.00	m
Profundidad hidráulica	0.13	m
Velocidad	5.20	m/s
Altura de velocidad	1.38	m
Energía específica	1.51	m
Número de Froude	4.64	-

La profundidad secuente del canal, y_2, aguas abajo del resalto hidráulico, se estima mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8{F_1}^2} - 1)$$

Donde,

y_1 = Profundidad de flujo aguas arriba del resalto, m.
y_2 = Profundidad de flujo aguas abajo del resalto, m.
F_1 = Número de Froude aguas arriba.

A partir de la ecuación anterior y empleando la información de la Tabla 10-9 para el flujo de aproximación, la profundidad conjugada resulta igual a 0.78 m. Al final de este tramo de canal se dispone el ingreso del agua a los floculadores de la PTAP.

Para buscar sencillez y una mayor precisión en la distribución del flujo de ingreso a cada tren de tratamiento, la aproximación de los canales a la planta se ha dispuesto de manera frontal, evitando incorporar esquemas que impliquen flujo espacialmente variado.

En cuanto al borde libre, se estableció para todos los canales de repartición una altura mínima de 0.5 m por encima de la profundidad normal de flujo uniforme.

10.1.1.5. Canal de bypass y rebose

La estructura de distribución también incorpora un canal para el bypass del flujo en aquellos casos en que las condiciones de calidad del flujo de llegada a la planta posibilitan que este pueda ser conducido directamente a procesos de tratamiento posteriores.

Este canal además de servir de bypass se encargará de manejar los excesos de flujo que ingresen a la PTAP; los cuales deberán ser conducidos y evacuados a través del sistema de drenaje y/o lavado de la planta.

Tomando en cuenta que el proyecto se desarrollará por etapas, el canal de bypass se ha proyectado en dos naves independientes con capacidad de 3 m^3/s cada una, para un total de 6 m^3/s.

La entrada en operación del canal de bypass y rebose se dará siempre y cuando:

- Se realicen operaciones de cierre de las compuertas de los canales de repartición

(localizadas a la entrada de estos) o

- Se presenten caudales afluentes superiores al caudal de diseño de la planta.

Para cualquiera de las dos situaciones anteriores se presentaría un incremento del nivel de agua en la estructura de distribución de flujo. El paso del flujo al canal de bypass y rebose está planteado mediante un vertedero sin control. El nivel de cresta de este vertedero (69.62 msnm) se posicionó cinco centímetros por encima del nivel normal de operación en la estructura de distribución de flujo (69.57 msnm).

El vertedero de cada nave del canal de bypass se diseñó para un caudal de 3 m^3/s y como vertedero rectangular de pared delgada siguiendo la metodología explicada previamente en el Numeral 10.1.1.4. Los resultados del diseño hidráulico de los vertederos del canal de bypass y rebose se presentan en la Tabla 10-10.

Tabla 10-10 Resultados de cálculo de los vertederos del canal de bypass y rebose.

Descripción	Valor	Unidad
Caudal de diseño	3.0	m^3/s
Tipo de vertedero	Rectangular	-
Longitud del vertedero	3.0	m
Altura respecto al fondo del canal, *P*	1.27	m
Altura de carga sobre la cresta	0.65	m
Coeficiente de descarga	0.652	-
Relación Ho/P	0.51	-

Los resultados de la verificación hidráulica del diseño del vertedero del bypass se muestran en la Tabla 10-11.

Tabla 10-11 Verificación del diseño hidráulico de los vertederos del canal de bypass.

Fórmula	H_o	C_d	q	Q	H_o/P
(-)	(m)	(-)	($m^3/s/m$)	(m^3/s)	(-)

Fórmula	H_o	C_d	q	Q	H_o/P
Bazin	0.604	0.481	1.00	3.00	0.48
Rehbock 1	0.648	0.433	1.00	3.00	0.51
SIA	0.647	0.434	1.00	3.00	0.51
Rehbock 2	0.650	0.431	1.00	3.00	0.51
Kindsvater & Carter	0.653	0.428	1.00	3.00	0.51
HRS	0.650	0.430	1.00	3.00	0.51

Con base en los resultados, el valor de 0.65 m obtenido para la altura de carga sobre el vertedero del canal de bypass y rebose se considera adecuado. Adoptando un borde libre de 0.20 m por encima de la altura de carga, la altura de los muros de cierre para el vertimiento y de la estructura de distribución corresponde a la elevación 70.47 msnm.

Las dos naves del canal de bypass de 1.8 m de ancho se diseñaron en forma idéntica con pendiente longitudinal del 0.1%. El análisis hidráulico se realizó empleando la ecuación de Manning manteniendo el régimen de flujo en condiciones subcríticas. Los resultados hidráulicos obtenidos para el canal de bypass se presentan en la Tabla 10-12.

Tabla 10-12 Resultados del cálculo hidráulico del canal de bypass y rebose.

Descripción	Valor	Unidad
Caudal de diseño	3.0	m^3/s
Tipo de sección	Rectangular	-
Base	1.80	m
Pendiente	0.10	%
Coeficiente de rugosidad	0.015	-
Tirante	1.22	m
Área	2.20	m^2

Descripción	Valor	Unidad
Perímetro mojado	4.25	m
Radio hidráulico	0.52	m
Ancho de lámina	1.80	m
Profundidad hidráulica	1.22	m
Velocidad	1.18	m/s
Altura de velocidad	0.09	m
Energía específica	1.32	m
Número de Froude	0.39	-

10.1.2. Mezcla Rápida - Diseño de canal con vertedero

La mezcla rápida es la operación mediante la cual se produce la difusión de los coagulantes en toda la masa de agua, con el objeto de desestabilizar la dispersión, esto es de efectuar la coagulación. La intensidad de la mezcla producida está caracterizada por el gradiente de velocidad, mediante la siguiente expresión:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$$

La potencia P requerida para efectuar el proceso de mezcla se consigue aprovechando la energía que suministra el mismo fluido.

La mezcla del coagulante se realizará entonces de forma hidráulica con el fin de generar turbulencia y realizar la mezcla del coagulante, es decir, el canal con vertedero cumple la función de ser el punto de mezcla, el punto de aforo de caudal que ingresa a la planta, y también cumple la función de medición del resalto hidráulico. Los cálculos del resalto se presentan a continuación:

Se debe cumplir con el gradiente de mezcla G y con el tiempo óptimo de mezcla

$$1000 \leq G \leq 2000 S^{-1}$$

$T \leq 1a5S$ preferible menor que 0.5 s

- Cálculo de hi y Vi

$$B = 30m$$

$$E_1 = E_0 = 1.5m$$

$$2g * B^2 * h_i^3 - 2E * g * B^2 * h^2 + Q^2 = 0$$

$$176{,}58h_i^3 - 264{,}87h^2 + 4 = 0$$

$$h_i = 0{,}128m$$

$$V_i = \frac{Q}{Bxh_i}$$

$$V_i = \frac{2.0\ m^3}{3.0*0.128}$$

$$V_i = 5.21$$

- Número de Froude

$$Fr = \frac{V_i}{\sqrt{gxh_i}}$$

$$Fr = \frac{5.21\frac{m}{s} - 4.94}{\sqrt{9.81*0.128}}$$

$Fr = 4.64$ → Resalto Estable

$$4.5 < F \leq 9$$

- Cálculo de h_2 y V_2

$$h_2 = \frac{h_i}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

$$h_2 = \frac{1.144}{2}(\sqrt{1 + 8 * 4.64^2} - 1)$$

$$h_2 = 0.072\left(\sqrt{175421} - 1\right) = 0.78\ m$$

$$h_2 = 0.78m$$

$$V_2 = \frac{Q}{Bxh_2}$$

$$V_2 = \frac{2.0}{3.0 * 0.78}$$

$$V_2 = 0.85\, m/s$$

- Longitud de desarrollo de resalto (L)

$$L = 6(h_2 - h_1)$$

$$L = 6(0.85 - 0.128)$$

$$L = 4.3m$$

- Tiempo de mezcla

$$T = \frac{L}{V_m}$$

$$T = \frac{L}{\frac{V_1+V_2}{2}}$$

$$T = \frac{4.3}{5.21+0.85}$$

$$T = 1.4s^{-1}$$

- Gradiente de velocidad

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * \Delta h}{\mu T}}$$

$$\Delta h = \frac{(h_2-h_1)^3}{4h_1 * h_2}$$

$$\Delta h = \frac{(0.78-0.128)^3}{4*0.78*0.128}$$

$$\Delta h = \frac{0.277}{0.3994}$$

$$\Delta h = 0.69$$

$$G = \sqrt{\frac{997.07 * 0.69}{9.13 * 10^{-3} * 14}}$$

$$G = 2319 s^{-1}$$

- Longitud del canal de aproximación Lc

$$L_c = 4.5B$$

$$L_c = 4.5 * 3$$

$$L_c = 13.5m$$

Por otra parte, el canal central se diseña para un caudal de 2 m³/s. Sin embargo, para la primera etapa este canal conducirá 1 m³/s. Es por esto, que este canal tendrá un estrechamiento en forma de garganta de tal manera que para esta primera etapa garantice un gradiente hidráulico y número de Froud óptimos para el proceso de mezcla. El vertedero, por su parte, será movible para garantizar la estabilidad del resalto hidráulico para caudales diferentes a los 2 m³/s.

10.1.3. Vertedero de aforo

Se emplea un vertedero de tipo rectangular para realizar los aforos de caudal al ingreso a la PTAP.

Altura del agua sobre el vertedero

$$Q = 1{,}838(L - \frac{2h}{10}) * H^{1,5}$$

$$L = 2.0 \text{ (Asumido)}$$

$$Q = 1.838(2{,}0 - \frac{2h}{10}) * H^{1,5}$$

$$2{,}0 = 1.838(2{,}0 - \frac{h}{5}) * H^{1,5}$$

$$2{,}0 = 1.838H^{1,5}(2{,}0 - \frac{h}{5})$$

$$2{,}0 = 3.676H^{1{,}5} - \frac{1{,}838H^{2{,}5}}{5}$$

$$H = 0.7m$$

En el esquema VF-1614-118-02-01-028 corte A-A del Anexo 1 (Anexo 1.4.1) se puede ver el detalle del vertedero de aforo.

10.1.4. Geometría de la rampa

A continuación, en la Figura 10-3 se presenta esquemáticamente el canal de ingreso con el vertedero rectangular.

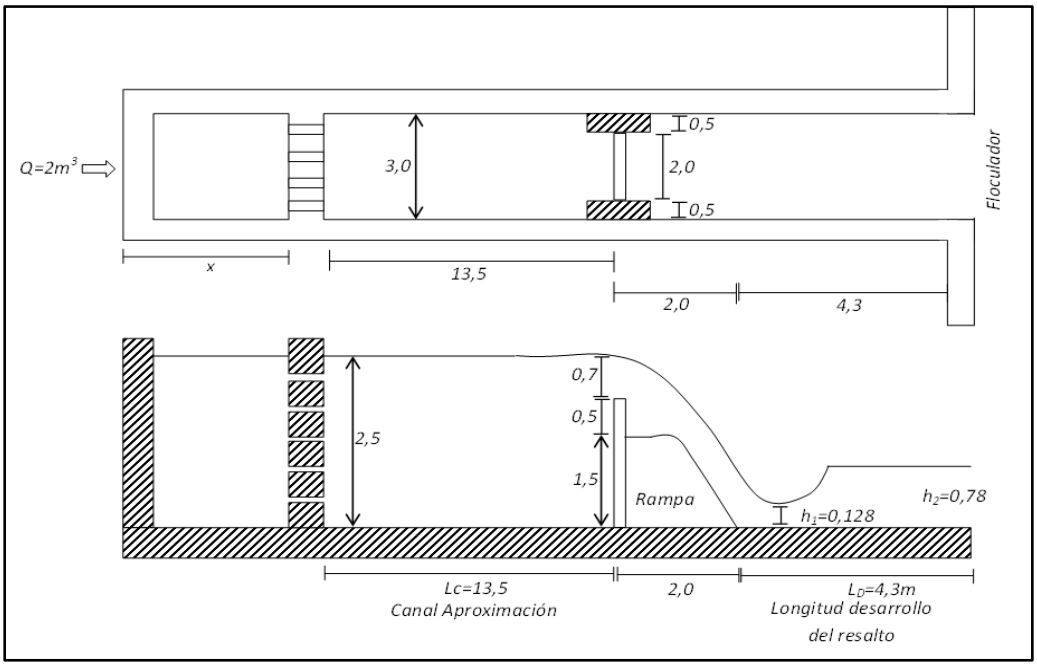


Figura 10-3 Planta - perfil canal de ingreso con vertedero.

10.1.5. Unidad de Floculación - Floculador Mecánico de Paletas de Eje Vertical

10.1.5.1. Concepto de diseño

Después de haber efectuado la dispersión de los coagulantes, el proceso siguiente consiste en producir en el agua una agitación lenta que permita el crecimiento del floc, inducido por el contacto entre las partículas desestabilizadas.

Un análisis general entre floculadores mecánicos e hidráulicos es el siguiente: Para plantas grandes no es aconsejable proyectar floculadores hidráulicos por la dificultad en ajustar el gradiente de mezcla en las cámaras ante fluctuaciones de la calidad físico-química del agua y variaciones del caudal por mantenimiento de algún módulo de tratamiento. Los floculadores hidráulicos son recomendables para plantas pequeñas (de litros por segundo) en donde el operador puede realizar el ajuste de las pantallas para lograr el gradiente adecuado. En plantas grandes este ajuste del gradiente de mezcla se logra fácilmente variando la velocidad del agitador mecánico mediante el motoreductor localizado en la cámara, pues mover pantallas de grandes tamaños dificulta el ajuste del gradiente. El costo de inversión puede ser mayor en los floculadores mecánicos, no obstante, se puede garantizar una alta confiabilidad en la operación de la planta y en la obtención de gradientes de mezcla ante variaciones de la calidad del agua o del caudal.

La agitación en el floculador mecánico se produce a través de las paletas de mezcla de eje vertical, que pueden ser tres o cuatro, y para este caso, se emplearán cuatro paletas las cuales serán movidas por un motor eléctrico localizado en la parte superior de los tanques de floculación. Las velocidades de rotación de las paletas de mezcla oscilan típicamente entre 2 y 8 rpm.

10.1.5.2. Gradiente de floculación y tiempo de retención

Para el cálculo del gradiente de velocidad se emplea la siguiente ecuación:

$$G = Ke^{-nt}$$

$G = Gradientedemezclaotasadecorte S^{-1}$
$t = Tiempodemezclaoderesidencia$

$Según la pruebadejarras, losmejoresdesempeños seobtuvieronentre 24 S^{-1} y 40 S^{-1}$
$y tiempoderetención óptimode 17 min$

La formulación obtenida para el proyecto es:

$$G = 189.15xe^{-0.113t}$$

10.1.5.3. Dimensiones del floculador

Para el dimensionamiento de cada unidad de floculación se tuvieron en consideración los siguientes datos:

$Gradiente óptimo = 40 S^{-1}$

$Tiempoderetenciónóptima = 17min$
$Gradientesdemezcla, 4compartimientosde 60S^{-1}, 40S^{-1}, 30S^{-1}, 20S^{-1}$
$THR = 17min$
$Primeracámara 2trenesde 1.0\, m^3/s$

De acuerdo con lo anterior se procede a calcular el volumen de cada cámara empleando la siguiente ecuación:

$$V = Q * TRH$$

$$V = \frac{1.0m^3}{s} * 17min$$

$$V = \frac{1.0m^3}{s} x17\frac{min * 60s}{1min}$$

$$V = \frac{1.0m^3}{s} x17\frac{min * 60s}{1min}$$

$$V = \frac{1.0m^3}{s} x1020s$$

$V = 255m^3$ Cada cámara

$H = 4.0m = profundidaddelagua$

$$A_s = 63.75m^2$$

$$L * L = 8 * 8m$$

$Bordelibreasumido(BL) = 0.5m$

$$H_t = 4.5m$$

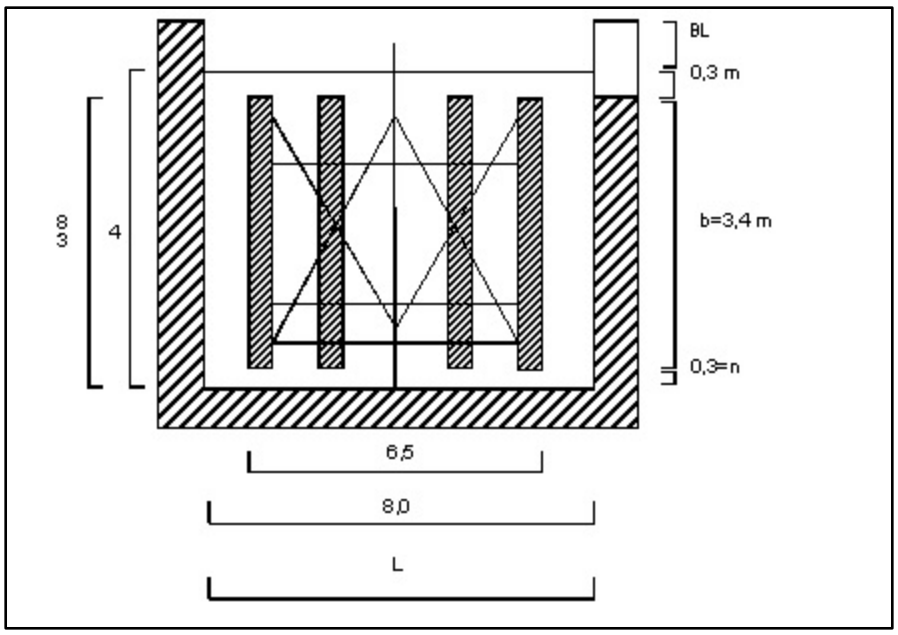


Figura 10-4 Dimensiones cámara floculación.

$Largopaletón = b$

$$n = m = 0.3$$

$$b = P - (n + m)$$

$$b = 4 - 0.6 = 3.4m$$

$$b = 3.4m$$

- Chequeo de dimensiones y posición agitador

$$0.8 \leq \frac{D}{L} \leq 0.9$$

$$\frac{D}{L} = \frac{6.5}{8.0} = 0.812$$

- Ancho de paletas

Se asume 0.20 m

$$\frac{b}{l} = \frac{3.4}{0.2} = 17$$

$$Cd = 1.4$$

Se utilizará para la primera cámara con un gradiente de 60 S^{-1}, y cuatro paletas localizadas sobre cada uno de los 4 brazos entre sí a 90º.

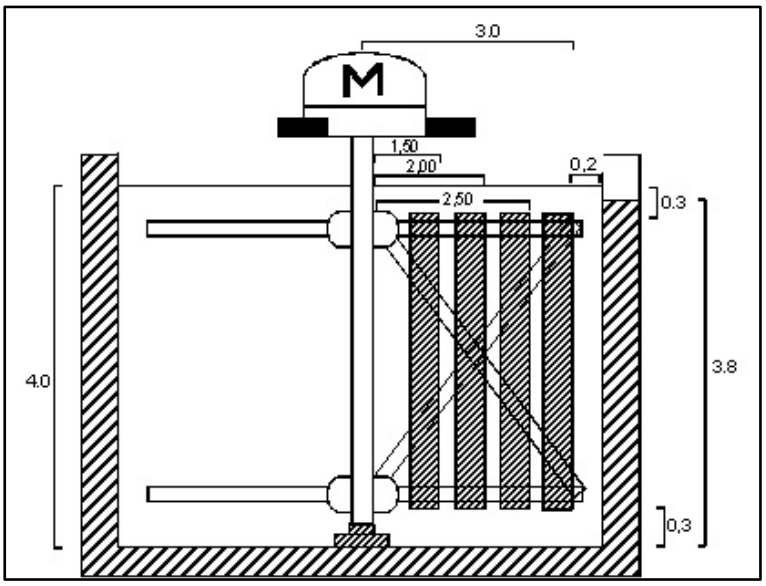


Figura 10-5 Dimensiones eje y paletas.

- Velocidad tangencial máxima paleta exterior

$$n = 3rpm$$

$$V_p < 0.71\, m/s$$

$$V_p = \frac{2\pi r * n}{60}$$

$$V_p = \frac{2 * 3.1416 * 3.0 * 3}{60}$$

$$V_p = 0.9$$

$$= \sqrt{\frac{P}{\mu v}} = Potencia\ Motor = 1.5\ hp$$

Reductor: Variador continuo de velocidad o igual a 1,750 rpm acoplado a un reductor 10:1, lo anterior permite la variación del gradiente bajo diferentes condiciones de calidad del agua.

- Especificaciones de los floculadores

Las cámaras de floculación tienen las siguientes especificaciones descritas en la Tabla 10-13.

Tabla 10-13 Especificaciones de los floculadores.

Variable	Cámara			
	1	2	3	4
T[s]	255	255	255	255
V[m3]	255	255	255	255
L[m]	8.0	8.0	8.0	8.0
p[m]	4.0	4.0	4.0	4.0
D[m]	6.5	6.5	6.5	6.5
D/L	0.81	0.81	0.81	0.81
I[m]	0.20	0.20	0.20	0.20
n[m]	0.30	0.30	0.30	0.30
m[m]	0.30	0.30	0.30	0.30
b[m]	3.40	3.40	3.40	3.40
Cd	1.40	1.40	1.40	1.40
rmax[m]	3.25	3.25	3.25	3.25
rmed[m]	2.75	2.75	2.75	2.75
rmin[m]	1.75	1.75	1.75	1.75
n[rpm]	3	3	2	2
vp[m/s]	0.9	0.7	0.52	0.28
G[s-1]	60	40	30	20
Pm[hp]*	2.0	1.5	1.5	1.0

*Utilizar motores de 2.0 hp en todas las cámaras para uniformizar el equipo.

La pérdida de carga a través de las cámaras de interconexión del floculador se calculan con la velocidad a través de las ventanas sumergidas mediante la siguiente expresión:

$$h = KV^2/2g$$

$$v = Q/A$$

En donde A es el área de la ventana de paso de la cámara 1 a la cámara 2 (8 * 0.3m), orificio sumergido.

Para K = 2, h = 0.02 m

Y la comprobación del gradiente de velocidad se hace mediante la siguiente ecuación:

$$G = n\sqrt{\frac{8}{\mu}}R^{-0.67} * V^{1.5}$$

$$G = 40\ S^{-1}$$

10.1.5.4. Canal de agua floculada

Es necesario conducir el agua efluente del floculador mecánico cuyo G en la última cámara es 20 S-1. Se proyecta un canal rectangular, en donde la sección óptima en aquella cuya base es el doble de la altura:

$$h = \text{altura}$$

$$b = 2h$$

Hallar h para un G = 20S-1

$$G = n\sqrt{\frac{8}{\mu}}R^{-0.67} * V^{1.5}$$

$$20 = 0.013\sqrt{\frac{997.07}{9.13*10^{-5}}} * \left(\frac{2h^2}{4h}\right)^{-0.67} * \left(\frac{1.0}{2h^2}\right)^{-1.5}$$

$$h = 0.67m$$

$$b = 1.34m$$

$b \approx 1{,}4m$ Tomando lámina sobre el vertedero 0.5 m

$$h_{totalcanal} = 0.67 + 0.5$$

$$h_{totalcanal} = 1.2m$$

En la Figura 10-6 se muestra la dimensión de los floculadores y su configuración en planta y cortes. En el esquema VF-1614-118-02-01-031 del Anexo 1 (Anexo 1.4.1) se puede consultar el detalle de las unidades de floculación.

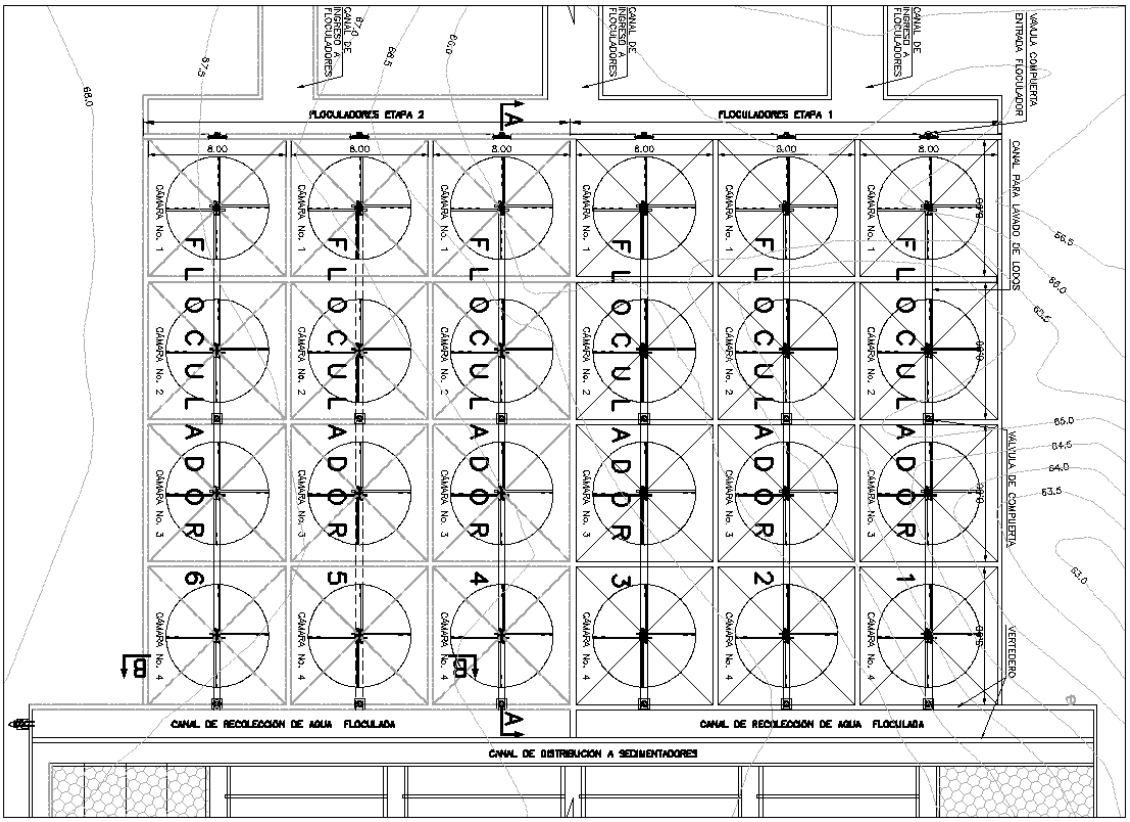


Figura 10-6 Dimensiones de los floculadores, planta

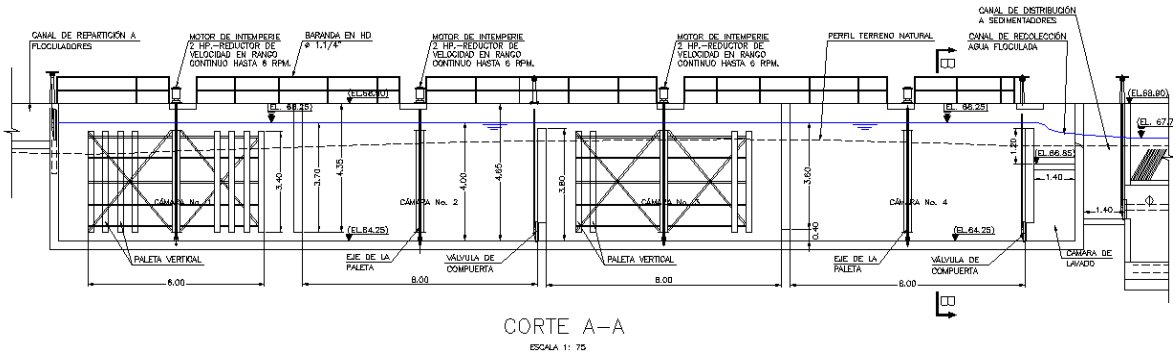


Figura 10-7 Dimensiones de los floculadores, corte perfil A-A

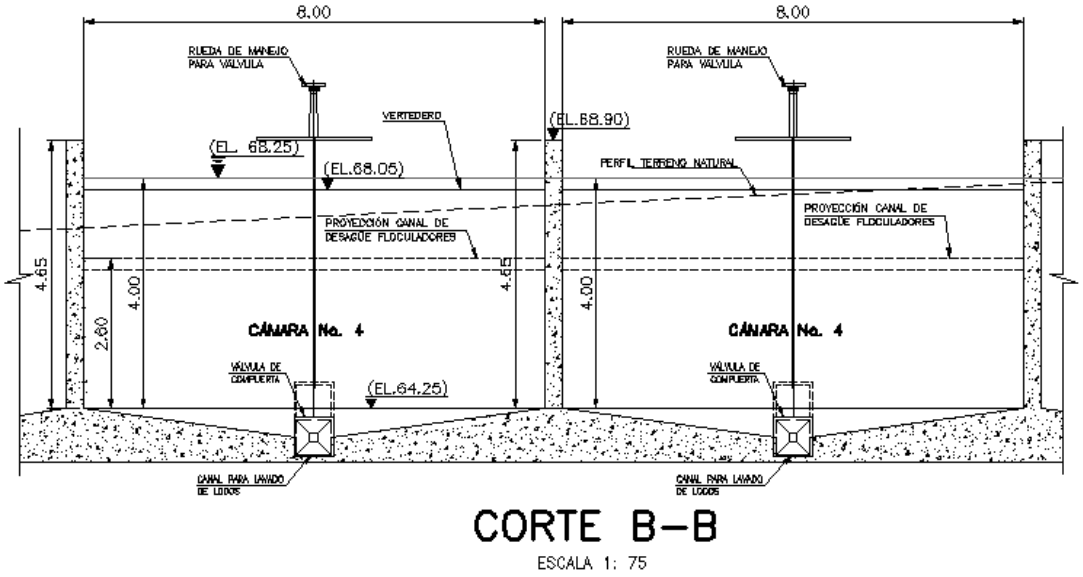


Figura 10-8 Dimensiones de los floculadores, corte perfil B-B

10.1.6. Unidad de Sedimentación - Sedimentadores de Alta Tasa

La sedimentación es la remoción de los sólidos en suspensión de un fluido por la fuerza de la gravedad. Las partículas en suspensión consisten en flóculos formados por óxidos metálicos, partículas de turbiedad y color y diámetro variable desde dimensiones microscópicas hasta más de 4 mm, dependiendo de las condiciones de mezcla rápida y floculación.

La unidad de sedimentación consta de cuatro zonas:

- Zona de entrada, cuya función es la distribución del agua de forma que la velocidad sea

uniforme en toda la sección transversal, minimizando las corrientes que causan turbulencia.

- Zona de sedimentación propiamente dicha, cuyas características del régimen de flujo permiten la remoción de los sólidos del agua.

- Zona de lodos, utilizada para almacenar los lodos sedimentados hasta el momento en que se retiren de la unidad.

- Zona de salida, la cual recoge el agua clarificada de forma que la velocidad sea lo más uniforme posible.

Velocidad de sedimentación Vs (laboratorio, prueba de jarras)

$$V_s = 0.018\, cm/s$$

$$V_s = 15.6\, m/d$$

Para el Sedimentador de alta tasa se utilizarán módulos tabulares de sedimentación 1.20 m de longitud (l), ancho o diámetro de canal de 0.05 m = e.

Para estimar la velocidad crítica de sedimentación se determina la longitud relativa.

$$L = \frac{l}{e} = \frac{1.20}{0.05} = 24$$

$$L = 24$$

Se asigna una velocidad entre módulos de 0.2 cm/s (0.002 m/s) que asegure flujo uniforme entre módulos y se verifica que la velocidad crítica de sedimentación sea menor o muy similar a la calculada en laboratorio (15.6 m/d)

$$SeasumeS = 1.2$$

$$V_{cs} = \frac{1{,}20 * 0{,}003\, m/s}{Sen60° + (24 * \cos 60°)}$$

$$V_{cs} = 0{,}00016\, m/s$$

$$V_{cs} = 13.8\, m/d \quad \text{ok}$$

$$R_e = \frac{V_m * e}{V}$$

$$R_e = \frac{0.002 * 0.05}{8.97 * 10^{-7}} = 111.5$$

$$R_e = 111.5$$

$$R_e \leq 500$$

10.1.6.1. Tiempo de retención hidráulica en los paneles:

El tiempo de retención hidráulico de los paneles se da en la siguiente ecuación:

$$t = \frac{1.20m}{0.002\,m/s}$$

$$t = 10min$$

10.1.6.2. Área superficial del sedimentador

El cálculo del área superficial del sedimentador se realiza mediante los siguientes cálculos:

Factor Epsilon:

$$E = \frac{ep}{e + ep}$$

$$E = \frac{0.095cm}{5cm + 0.095cm}$$

$$E = 0.0186$$

$$As = \frac{1.0\,m^3/s}{0.002 * Sen60° * (1 - 0.0146)}$$

$$As =. \frac{1.0\, m^3/s}{0.002 * 0.866 * (0.9814)}$$

$$As = 588.3 m^2$$

$$Anchoútil = 9.6m(8Panelesde1.2)$$

$$L = 61.3m$$

$$CH = \frac{1.0\, m^3/s}{58.3} = 0.0017 \frac{m^3}{m^2 * s}$$

$$CH = 0.0017 \frac{m^3}{m^2 * s}$$

debe ser: $120 \leq CH \leq 185$

10.1.6.3. Canaletas de recolección de agua decantada

La longitud necesaria del vertedero debe ser tal que la carga unitaria (caudal * unidad de longitud esté comprendida entre 1.67 l/s y 3.30 l/s). Si el flóculo es liviano desde 1.67 l/s a 2.5 l/s por metro del vertedero.

El agua decantada se recoge en canaletas colocadas a todo lo ancho del sedimentador.

Se propone la instalación de 35 canaletas de 9.6 m de largo (ancho del sedimentador y ancho de 0.2 m).

$$q = \frac{1000\, l/s}{35}$$

$$q = 28.6\, l/s$$

Para un largo de canaleta de 9.6 m, se tiene

- Lámina de agua en la canaleta

$$h_m = (\frac{73q}{b})^{\frac{2}{3}}$$

Donde,
$h_m = lámina de la agua en la canaleta (cm)$
$q = caudal de diseño (l/s)$
$b = Ancho de la canaleta (20 cm asumido)$

$$h_m = \left(\frac{73 * 28.6\, l/s}{20}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_m = 22.2cm$$

$$bordelibre = 7{,}8cms$$

$$h_t = 30cm = canaleta$$

- Canal de agua decantada

$$s = 1\%$$
$$63cms$$
$$L = 63$$
$$w = 1.0m$$

Aplicando Manning

$$Y_o = 6.4cm$$
$$Y_f = 74cm$$
$$AlturaCanalinicial = 0.10m$$
$$AlturaCanalFinal = 1.0m$$

- Nivel mínimo de lámina de agua sobre los módulos

$$\frac{d}{h} = \frac{432}{V_m}$$

Dónde:
$d = Distancia máxima entre la canaleta de recolección$
$h = Nivel mínimo de agua sobre las placas$
$V_m = Velocidad media en los módulos$

$$h = \frac{d * V_m}{432} = \frac{1.5 * 172.8\, m/s}{432}$$

$$h = 0.6m$$

$$h = 0.90masumido$$

En la Figura 10-9 se muestra la dimensión de los sedimentadores, su configuración en planta y cortes. En el esquema VF-1614-118-02-01-032 del Anexo 1 (Anexo 1.4.1) se puede consultar el detalle de los sedimentadores.

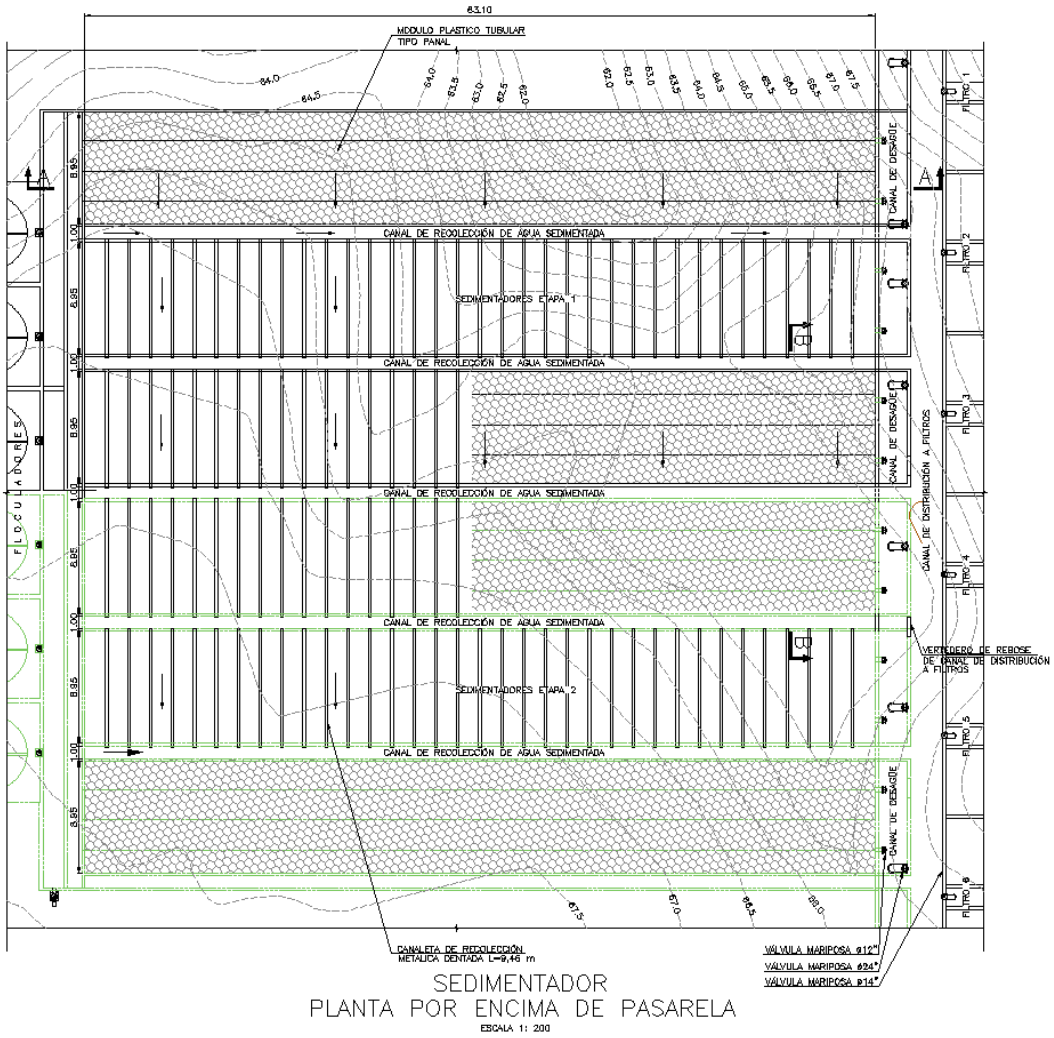


Figura 10-9 Dimensión de los sedimentadores, configuración, planta.

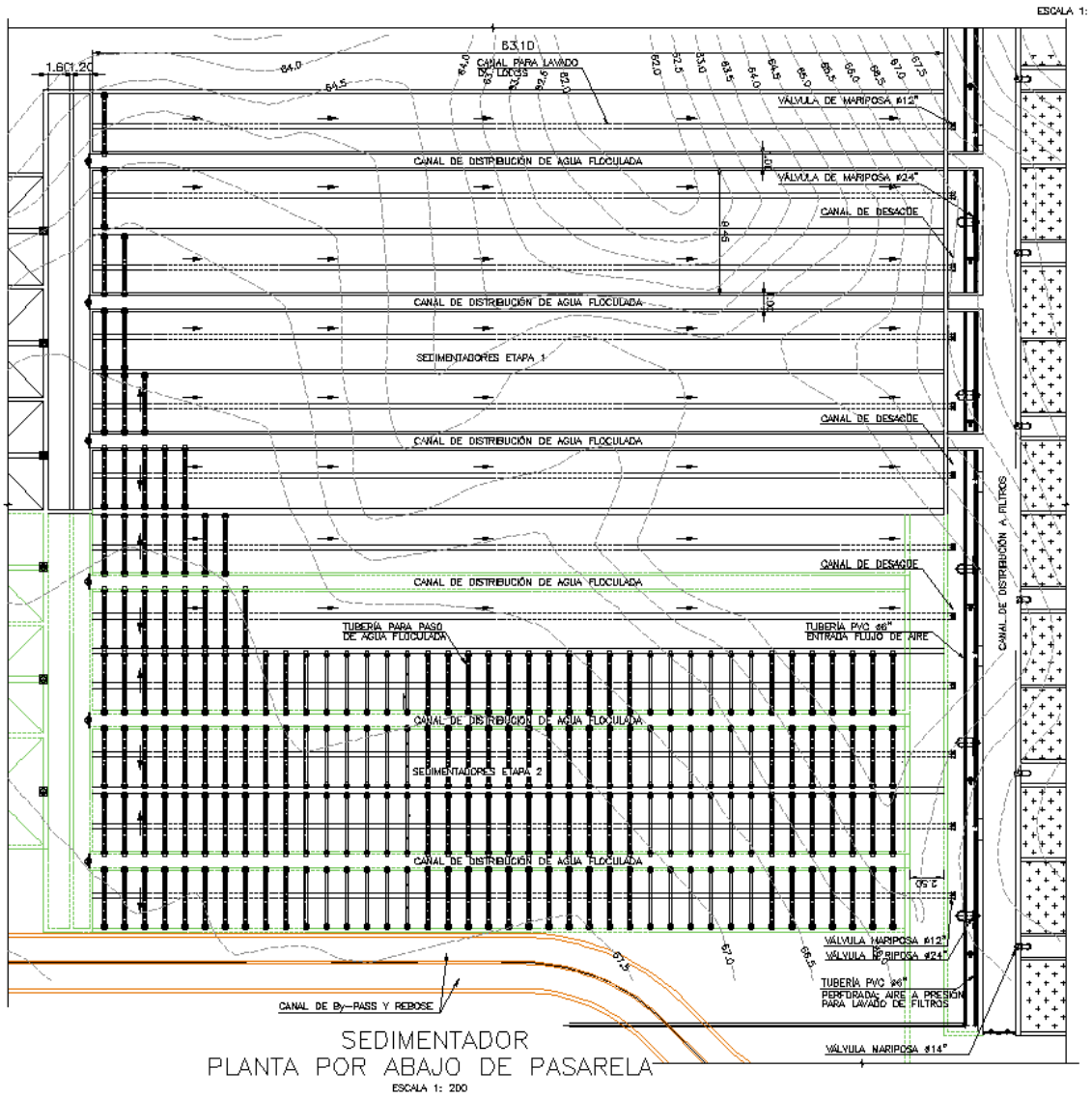


Figura 10-10 Dimensión de los sedimentadores, corte planta por debajo de pasarela.

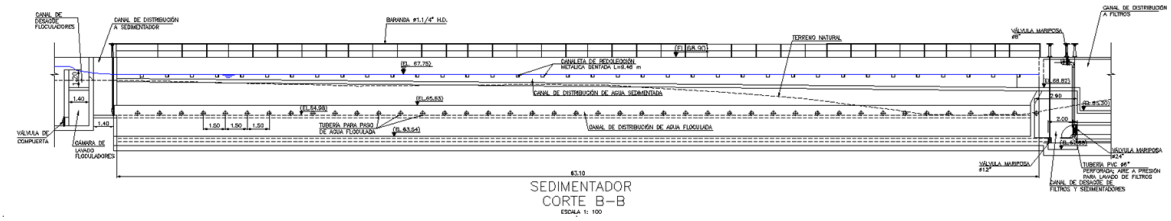


Figura 10-11 Dimensión de los sedimentadores, corte B-B.

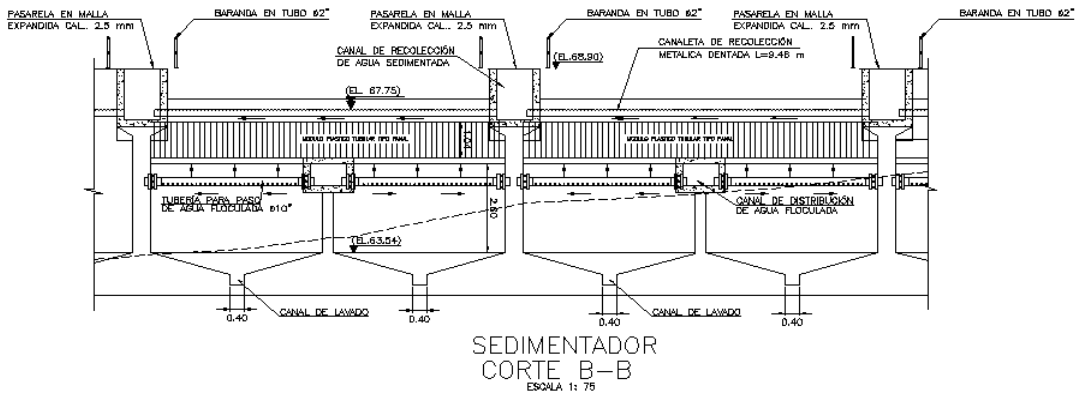


Figura 10-12 Dimensión de los sedimentadores, corte B-B.

10.1.7. Filtración Rápida - Filtros de Lecho Mixto

Se diseñaron filtros rápidos descendentes de lecho mixto arena-antracita, de tasa constante y carga variable con lavado compartido durante 10 min. Este lavado consiste en realizar inyección de aire con velocidad de 0.3 a 0.45 m/min y después hacer retrolavado con agua.

En la Tabla 10-14 se presentan algunas características del material filtrante.

Tabla 10-14 Factores de esfericidad "Ψ " y peso específico "S" para el lecho.

Material filtrante	Ψ	S g/cm^3	Porosidad "e"
Arena	0.75 - 0.80	2.65 - 2.67	0.45
Antracita	0.70 - 0.75	1.5 - 1.7	0.5

Número de filtros para 6 m^3/s = 12 (asumido)
Carga superficial asumido: 290 m/d

$$A_s = 149m^2$$
$$B = Anchofiltro$$
$$L = largofiltro$$
$$L = 14metros(asumido)$$

$$B = \frac{149}{14} = 10.64\text{m}$$

Se diseñaron filtros de 2 naves de 5.3 m de ancho con canaleta de recolección de agua de lavado de 1.5 m de ancho y 14 m de largo. Las características del lecho filtrante dual arena - antracita se

muestran en la Tabla 10-15.

Tabla 10-15 Características del lecho filtrante desde arena-antracita.

Material	D Altura (cm)		TE (mm)		Densidad		CU	
	Máximo	Asumido	Máximo	Asumido	Máximo	Asumido	Máximo	Asumido
Arena	45-55	50	0.8-1.40	0.9	1.65	1.4	1.8	1.5
Antracita	15-45	30	0.45-0.65	0.6	2.65	2.4	1.3-1.7	1.6

La grava de soporte será de 50 cms de espesor estratificado usando de 5 a 7 tamaños distribuidos como se muestra en la Tabla 10-16.

Tabla 10-16 Grava de soporte.

Posición	Espesor (Cm)	Tamaño (mm)
Fondo	10	25.4 – 50
Segundo	5	12.7 – 25.4
Tercero	5	6.4 -12.7
Cuarto	10	3.2 – 6.4

10.1.7.1. Sistema de drenaje o falso fondo

Se seleccionó el falso fondo Leopold con las siguientes dimensiones:

$$Ancho = 30.5$$
$$Alto = 27cm$$
$$ProfundidadoLargo = 122cm$$

$$Áreafiltro = 149cm^2$$
$$ÁreamóduloLeopold = 0.3721m^2$$
$$NúmerodemódulosLeopoldporfiltro = 400$$
$$Númerodemódulospara12filtros = 4803$$

- Hidráulica del lavado del filtro

Velocidad de asentamiento de la antracita

$$Vs = 4.7 * (Eu * día)$$
$$Vs = 4.7 * (1.5 * 0.9)$$
$$Vs = 0.105\, cm/s$$

Velocidad necesaria para el lavado para generar la fluidización del lecho

$$Vb = 0.1Vs$$
$$Vb = 0.1 * 0.105$$
$$Vb = 0.0105\, cm/s$$

La porosidad del lecho expandido será(le):

$$= L(\frac{V_b}{V_s})^{0.22}$$

$$= 0.596$$

La profundidad del lecho expandido (Le):

$$= L(\frac{l - e}{l - l_e})$$

$$L_e = 0.5(\frac{1 - 0.5}{1 - 0{,}596})$$

$$L_e = 0.5 * (\frac{0.5}{0.404})$$

$$L_e = 0.619$$

La relación de expansión será:

$$R_E = \frac{L_e - L}{L}$$

$$R_E = \frac{0.619 - 0.5}{0.5}$$

$$R_E = 23.8\%$$

Lo que significa que el lecho se expandirá 0.12 m más sobre la altura durante el lavado. Se asume que la arena se expandirá en igual proporción ósea que se expandirá 7 cm. El lecho total se expandirá 0.20 m. La canaleta de lavado tendrá su fondo 10 cm por encima de la altura de expansión esto es 0.25 m sobre el lecho filtrante durante la operación normal.

Caudal de lavado del filtro será:

$$V_L = 960m^3$$

Se utilizará el agua filtrada producida por los filtros. Mientras los filtros están produciendo agua, el filtros que necesite lavarse se cierra su ingreso y se retrolava con el agua acumulada en el canal de recolección de agua filtrada.

- Canaleta de lavado

Para evacuar 1.6 m^3/s se tiene un ancho de la canaleta de 1.5 m. La profundidad del agua será:

$$h = (\frac{Q}{1{,}38w})^{\frac{2}{3}}$$

$$h = (\frac{1.6}{1.38 * 1.5})^{\frac{2}{3}}$$

$$h = 0.84m$$

$$h_{total} = 1.0m$$

$$bordelibre = 0.15$$

La distancia desde el lecho filtrante al vertedero será la altura de rebose HR

$$H_R = 20 + 1.0 + 2.5 + 1.0$$

$$H_R = 1.55m$$

La altura total de la unidad de filtración será:

Falso fondo 0.27 m
Lecho soporte 0.5 m

Medio Filtrante 0.8 m
Altura de pérdida de carga máxima 2.0 m
Borde libre 0.4 m.
Altura total unidad de filtración: 4.0 m.

En la Figura 10-13 se muestra la dimensión de los filtros, su configuración en planta y cortes. En el esquema VF-1614-118-02-01-034 del Anexo 1 (Anexo 1.4.1) se puede consultar el detalle las dimensiones y características de los filtros.

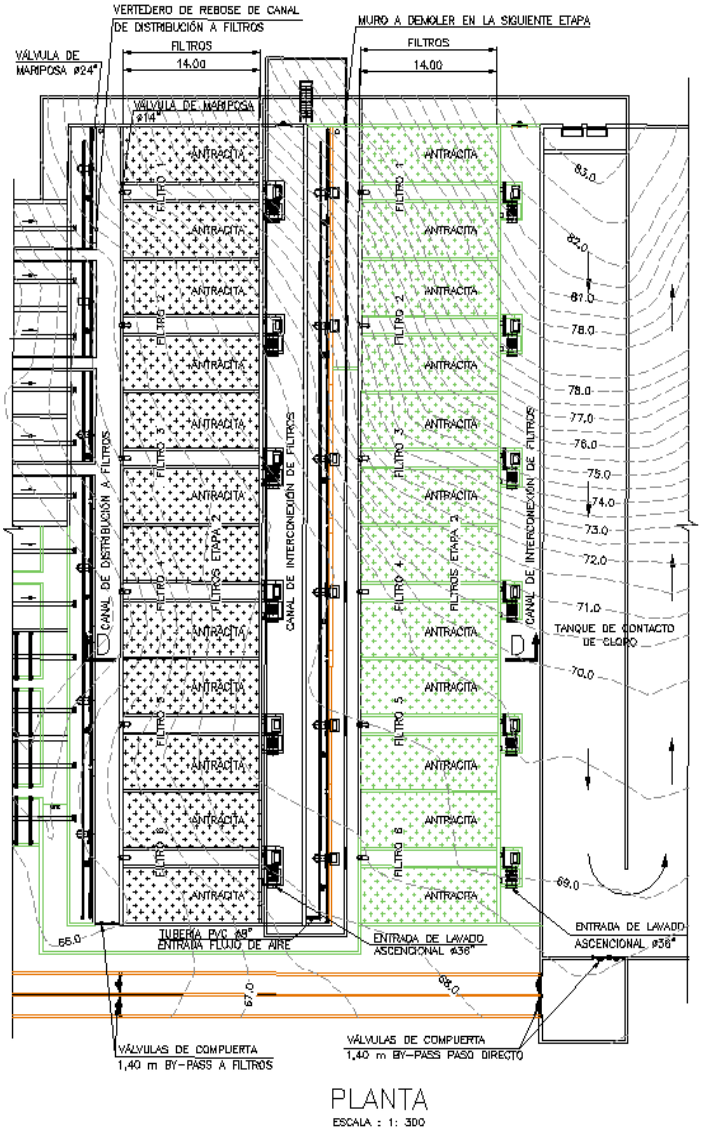


Figura 10-13 Dimensión de los filtros, su configuración en planta.

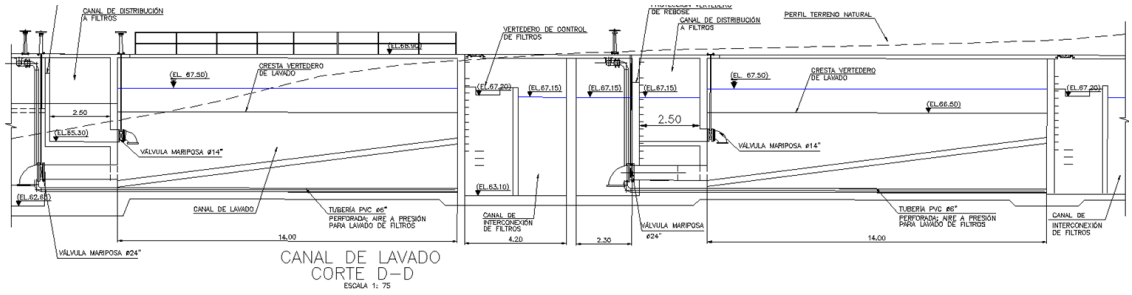


Figura 10-14 Dimensión de los filtros, corte D-D

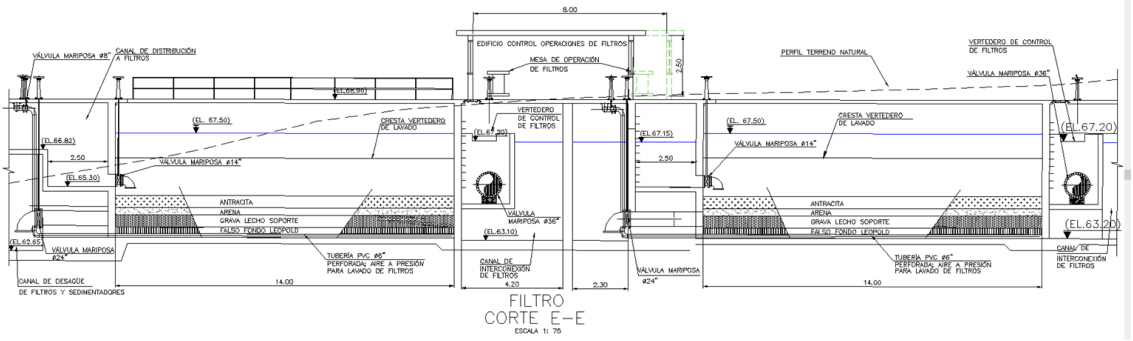


Figura 10-15 Dimensión de los filtros, corte E-E

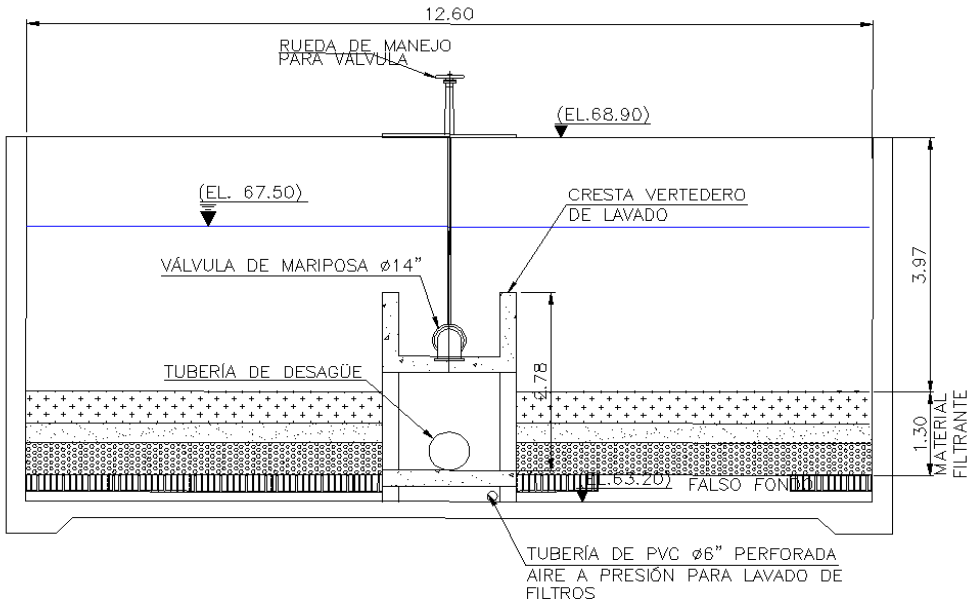


Figura 10-16 Dimensión de los filtros, corte F-F

10.1.8. Desinfección - Cámara de Contacto de Cloro

La desinfección del agua consiste en la eliminación de los organismos patógenos que aún permanecen vivos (viables) y que no fueron retenidos en los procesos previos de coagulación, floculación, sedimentación y filtración. Estos organismos pueden ser de diversos tipos, desde los más frágiles y fáciles de eliminar como lo son las bacterias, hasta los más complejos y resistentes como los protozoos y los virus.

Existen métodos físicos y químicos para desinfectar el agua de tal manera que pueda ser potable. Los métodos físicos son por aplicación de ultrasonido, luz ultravioleta, entre otros. Los métodos químicos, por adición de un compuesto como el cloro o sus derivados (hipoclorito de sodio, de calcio, cloraminas), dióxido de cloro, ozono, mezclas de oxidantes químicos, luz ultravioleta, entre otros. La selección del método más adecuado de desinfección para un proceso de potabilización obedece a factores de calidad del agua cruda, tipo de tratamiento, flexibilidad operativa, costos de aplicación del producto, consumo de energía, requerimientos normativos, entre otros.

En el caso de la PTAP La Joya, el método de desinfección propuesto es con cloro gaseoso con una cámara de contacto de cloro localizada después de las unidades de filtración, acoplándose de manera longitudinal perpendicular a los filtros. Su longitud es de 80 m de largo y una altura de 5.54 m. Para un tiempo de retención hidráulica de 35 minutos se tiene un ancho de 8.50 m.

Con cuatro compartimentos se favorecer el tránsito del agua y se garantiza el contacto del agua con el cloro. En la Figura 10-17 se muestra la cámara de contacto de cloro. En el esquema VF-1614-118-02-01-035 del Anexo 1 (Anexo 1.4.1) se puede consultar el detalle las dimensiones del tanque de contacto de cloro.

Sin embargo, en estudios realizados en plantas localizadas en climas tropicales, se ha evidenciado que el mayor riesgo identificado para la calidad de agua potable es la calidad microbiológica, en donde se ha detectado incrementos en la concentración de coliformes totales en el agua cruda y presencia de altas concentraciones de organismos patógenos resistentes como los protozoos Giardia y Cryptosporidium. La presencia de estos protozoos se deberá verificar mediante análisis microbiológico de la calidad del agua de la fuente de suministro.

Por lo anterior, se hace necesario que la PTAP cuente con un método de desinfección complementario al cloro que puede ser mediante la implementación de luz Ultravioleta para lograr la eliminación de estos organismos patógenos en altas concentraciones que pueden pasar el proceso de filtración, por lo que deben ser inactivados mediante la adición de otro desinfectante que deberá ser aplicado a la entrada de la planta (canales de distribución) o a la salida de la planta

(tubería de conducción al tanque de almacenamiento).

Para el caso de la luz Ultravioleta como sistema de desinfección complementario al uso del cloro y en comparación a otros procesos, este permite una desinfección bastante efectiva sin generar ningun tipo de subproductos de desinfección. Es decir, que este proceso no le agrega compuestos químicos al agua potable ni promueve la fomración de subproductos mutágenos ni cancerígenos. Por otra parte, la UV no promueve la descomposición por oxidación de polímeros mircobianos que da como resultado la formación de películas desagradables en el agua potable ya tratada. Otra importancia de usar este proceso de desinfección es que la UV no deja ningún tipo de sabores ni olores desagradables. Finalmente, el uso de de la UV elimina el transporte, almacenamiento y manipulación de productos químocos peligrosos.

A diferencia de otros procesos, los mecanismos de desinfección incativa los mircoorganismos por medio de la luz UV como resultado del daño fotoquímico a sus ácidos nucléicos. Una comparación adecuada de métodos de desinfección debe comprender la eliminación de una amplia gama de especies microbianas, desde las más sensibles hastas las más resistentes. La desinfección UV es más efectiva para una amplia variedad de virus y bacterias con un rango de dosis menor que en le caso del cloro e inclusive que el ozono. A diferencia de ottros procesos químicos, las tasas de inactivación microbiana por UV no dependen del pH ni de la temperatura. Esto hace que al usar UV se tenga una mayor confianza en el nivel de desinfección. Otra ventaja frente a otros sistemas, es la facilidad en la implementación de este sistema, como también un menor costo y su facil operabilidad. Dado que la desinfección UV requiere de tiempos de resistencia cortos, los sistemas de UV ocupan un área menor que los de desinfección química. Los sistemas UV son modulares, lo que facilita su expansión y emplearse en para grandes y pequeños caudales. Durante el mantenimiento, se debe contar con unidades adicionales de UV ya sea en paralelo o en serie. Se puede considerar el uso de generadores para garantizar la desinfección UV durante algún tipo de interrupción en el suministro eléctrico. Los sistemas de UV son de operación y fácil mantenimiento sin peligro a exposición con químicos por parte de los operarios.

Este proceso se genera por una lámpara especial cuya radiación a longitudes de onda cercanas a 254 nm puede penetrar las paredes celulares de los microorganismos y afectar su material genético, dejando los organismos inviables y sin capacidad de reproducirse. Para eliminación de Giardia y Cryptosporidium la dosis de luz ultravioleta debe estar entre 80-82 mW s/cm^2.

Para que este método de desinfección complementario sea efectivo, es necesario garantizar que la turbiedad del agua filtrada sea menor de 0.5 UN y la concentración de sólidos suspendidos debe ser menor a 10 p.p.m, esto se debe lograr con una adecuada y óptima operación de los procesos que anteceden la desinfección.

El cloro debe continuar aplicándose en concentraciones tales que permitan complementar el efecto residual en la red de distribución, tal como lo exige la normatividad (entre 0.3 y 2.0 mg/l de cloro residual en red de distribución).

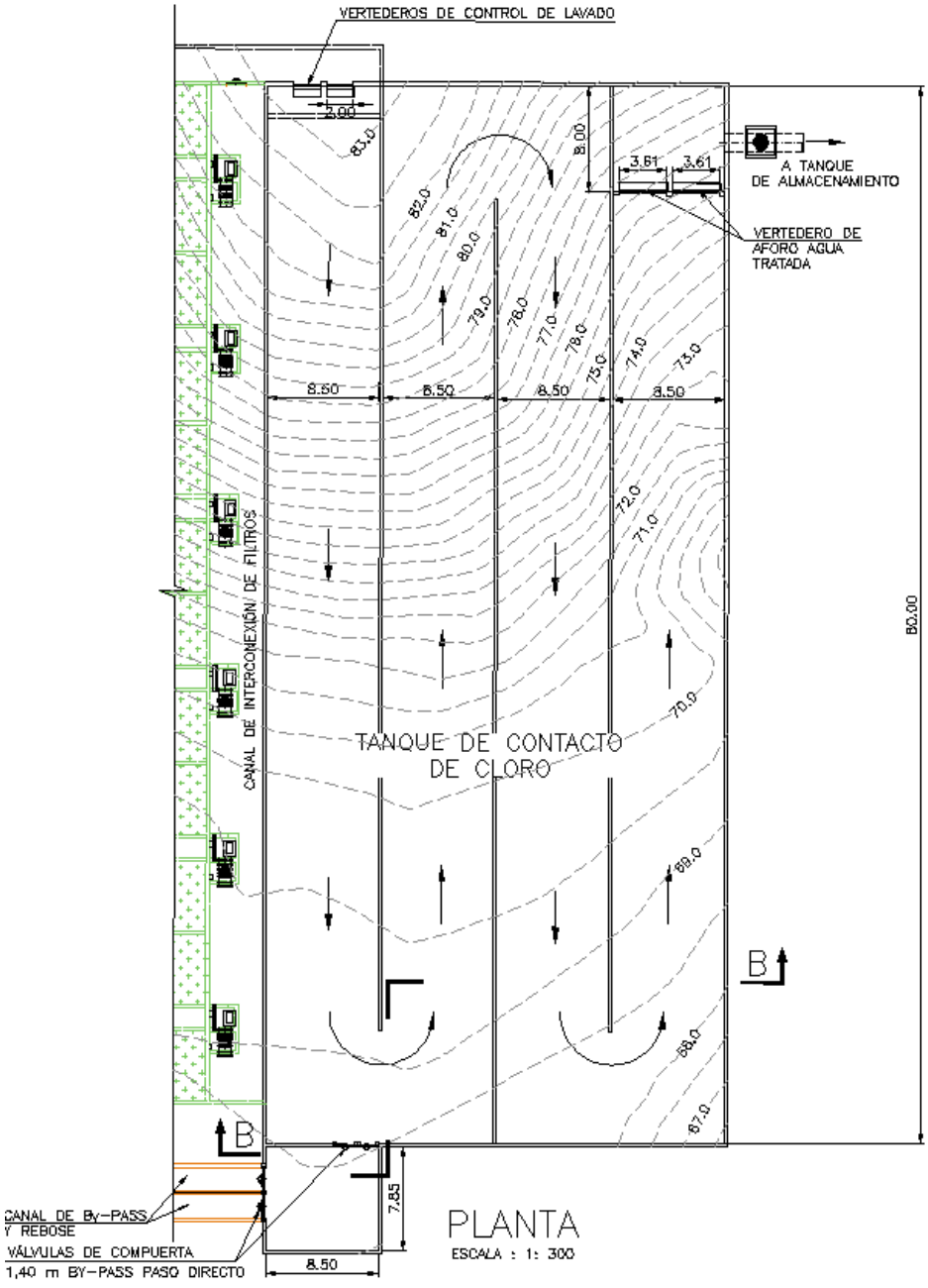


Figura 10-17 Cámara de contacto de cloro, planta

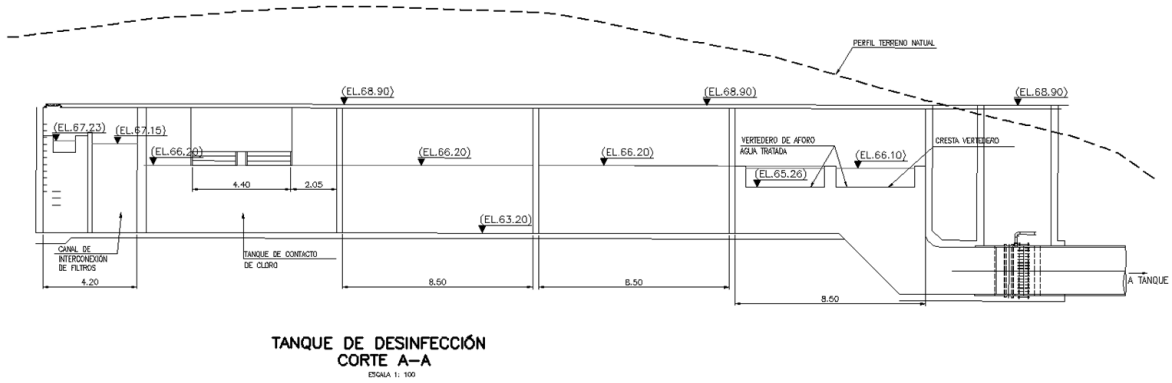


Figura 10-18 Cámara de contacto de cloro, corte A-A

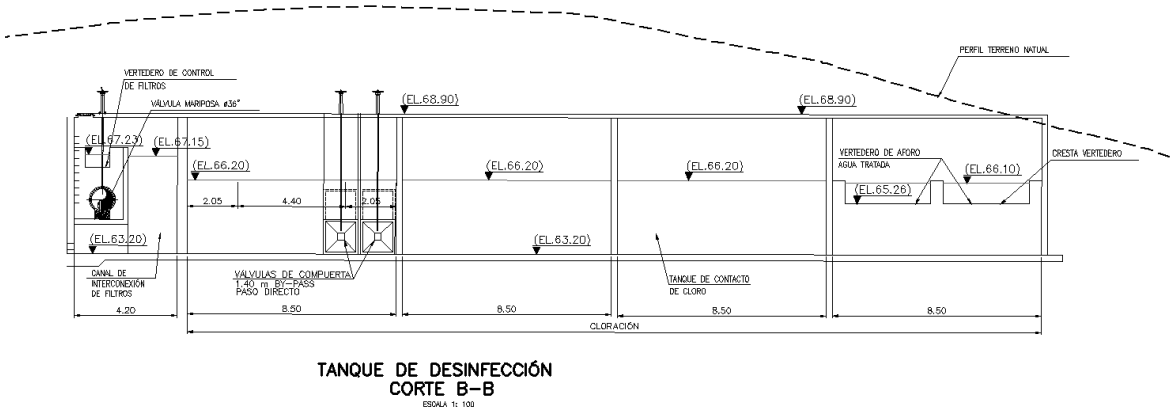


Figura 10-19 Cámara de contacto de cloro, corte B-B

10.1.9. Manejo de Lodos

Para la deshidratación de los lodos provenientes de las unidades de floculación, sedimentación y filtración de la planta, los cuales corresponden a un máximo de 5% del caudal tratado, se realizará el manejo mediante las siguientes unidades:

10.1.9.1. Tanque de recuperación de agua de filtros

Dado que se realizará un lavado de filtros, los cuales equivalen a un 3% del caudal tratado, se deberá tener un tanque reciba esto y remita los lodos hacia los espesadores y el agua clarificada de nuevo al proceso de tratamiento. Este tanque tendrá un tiempo de retención de 2 días, con las dimensiones presentadas a continuación en la Tabla 10-17.

Tabla 10-17 Dimensiones Tanque recuperación agua lavado filtros.

Parámetro	Valor	Unidad
Longitud	2.8	m
Ancho	10.4	m
Profundidad	3.5	m
Tiempo de Retención	2	Dia
Volumen tanque	540	m^3

10.1.9.2. Tanque Ecualizador

Los lodos provenientes de los sedimentadores se enviarán hacia un tanque ecualizador, el cual tiene como objetivo el almacenar el agua de desagüe para poder extraer de este el caudal continuo que va alimentar los espesadores (Véase Tabla 10-18).

Tabla 10-18 Dimensiones tanque ecualizador.

Parámetro	Valor	Unidad
Largo	7	m
Ancho	7	m
Profundidad	6	m
Volumen	294	m^3
Tiempo de retención	30	minutos

En este tanque ecualizador se ubicarán bombas sumergibles con capacidad para bombear un caudal de 50 m^3/h a una altura dinámica de 11 m, con su motor de + 3.5 Kw-460 V - 60 Hz.

10.1.9.3. Espesadores

Los lodos serán enviados mediante bombeo hacia los tanques espesadores, en estos durante un tiempo estimado de 15 días se mantendrá el lodo, y mediante agitación mecánica se espesará el lodo, estos tanques tienen las siguientes consideraciones (Véase Tabla 10-19).

Tabla 10-19 Dimensiones espesadores.

Parámetro	Valor	Unidad
Caudal de lodo	0.36	m^3/s
Tiempo Retención	15	min
Diámetro tanque	10	m
Altura útil	5	m
Volumen	373	m^3

De acuerdo con lo anterior se emplearán 4 unidades espesadores, de los cuales se enviará los lodos a la siguiente fase de manejo mediante bombeo.

10.1.9.4. Filtro prensa de placas

El filtro prensa es un equipo de deshidratación sencillo, de bajo consumo energético y de alta eficiencia de compactación, obteniendo tortas semisólidas de fácil disposición y agua clarificada de excelente calidad. Está compuesto por una batería de placas verticales apoyadas fuertemente unas con otras; sobre las dos caras de estas placas se tienen telas filtrantes que retienen y acumulan los lodos deshidratados, permitiendo el paso de agua clarificada.

Se recomienda filtro prensa de monoplacas, con capacidad de 2 m^3 de volumen de torta de lodos, con una presión de filtración de 120 psi, y el cual tiene cierre y apertura de la prensa de manera automática mediante controlador PLC.

La torta de lodos, se deberá entregar a un gestor autorizado, el cual de la disposición final adecuada de este material. En cuanto al agua clarificada se enviará de regreso hacia la salida de la cámara de admisión de la PTAP, para reincorporar al tratamiento.

La configuración general de la PTAP La Joya con todas sus operaciones, procesos e infraestructura de apoyo se muestra a continuación en la Figura 10-20. En el esquema VF-1614-118-02-01-027 y VF-1614-118-02-01-028 del Anexo 1 (Anexo 1.4.1) se puede consultar el detalle en plano y cortes del sistema de tratamiento en general.

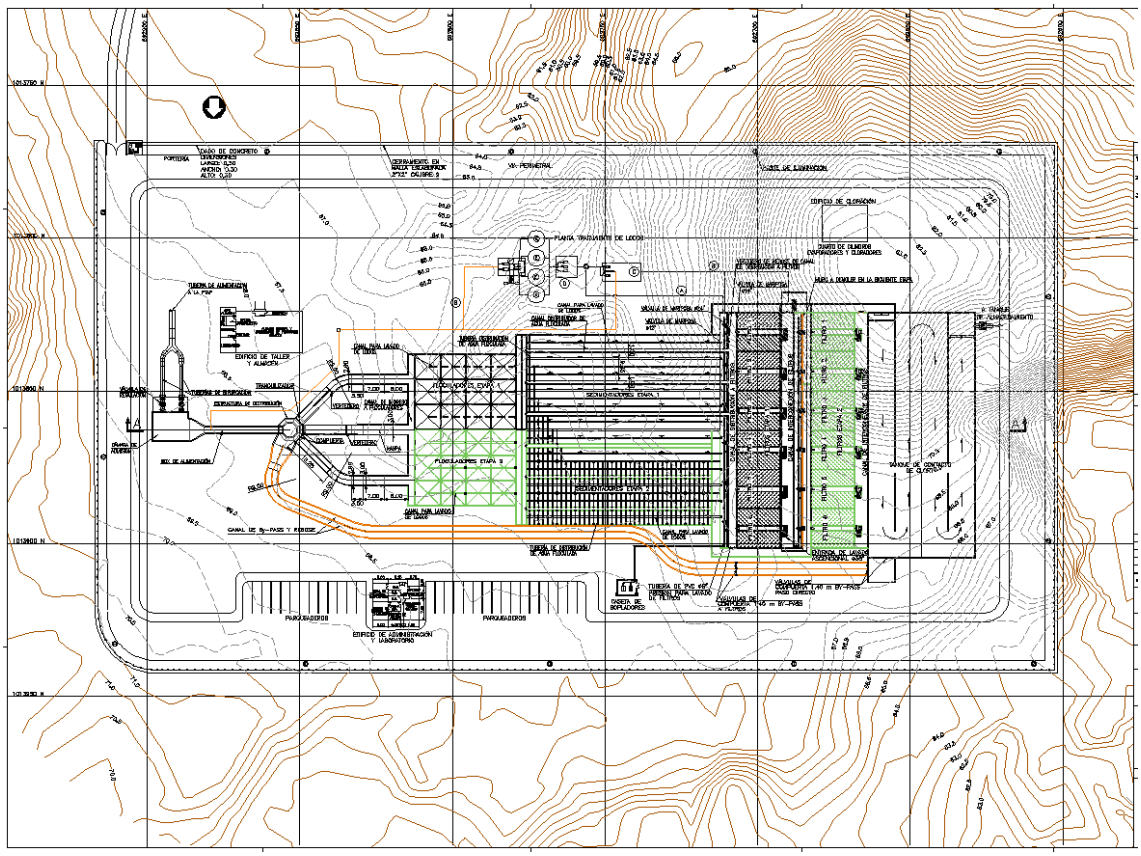


Figura 10-20 Planta de tratamiento de agua potable La Joya para un caudal de 6 m^3/s. Planta

10.1.10. Salinidad

En cuanto a aspectos de salinidad en el agua, el agua de mar se caracteriza por tener los siguientes valores (Suckow, Weisbroth, & Franklinf, 1995):

- Conductividad 5000 uS/m.
- Oxígeno disuelto [1-8,5] mg/l.
- Cloruro 11712 mg/l.
- Dureza $CaCO_3$ 3000-4982 mg/l.
- Alcalinidad $CaCO_3$ 65,33 mg/l.
- Fosfatos 0,01144 mg/l.

La caracterización de la calidad del agua en el sitio de toma Jesús María muestra para diferentes periodos del día valores muy por debajo de los valores de referencia para agua de mar. La conductividad, cloruros, dureza total y alcalinidad reporta valores del orden de 120 us/cm, 5,0 mg/l, 50 mg/l y 55 mg/l respectivamente. Las concentraciones de otros parámetros analizados indican en general que sus valores son característicos de aguas continentales. Por lo anterior se podría concluir que no hay ningún efecto por intrusión de la cuña marina que incida sobre la

calidad del agua en el sitio de captación Jesús María (ver Anexo 2.1.3).

10.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS

10.2.1. Caracterización geotécnica del sitio de la PTAP La Joya

La planta geológica de la PTAP La Joya se muestra en el plano VF-1614-118-02-02-108 (Anexo 1.1) y basado en el modelo geológico se identificaron rocas de la Formación Panamá fase marina (TO-PA) en el emplazamiento de esta estructura, las cuales están compuestas por capas de calizas biomicríticas fósiles, conchillas de gasterópodos, esporádicos líticos volcánicos y láminas delgadas de lodolitas calcáreas, con procesos de precipitación de carbonatos. Los espesores de suelo esperados inicialmente era del orden de 1 a 2 m, constituidos por materiales areno arcillosos.

Dado que no fue posible ejecutar las perforaciones en el sitio exacto de la PTAP La Joya por falta de permisos de ingreso a predios, fue necesario reubicarlas en una zona relativamente cercana (radio del orden de 700 m) dentro de la misma formación. Se ejecutaron tres perforaciones mecánicas (BH) cuya profundidad de exploración, espesor de suelo y nivel freático encontrado se indican en la Tabla 10-20. El espesor de suelo encontrado en la perforación BAY-PTAP-BH-01 fue de 12.6 m, en la perforación BAY-PTAP-BH-02 fue 5.1 m y en la perforación BAY-PTAP-BH-03 fue 6.6 m. Es decir, que los espesores de suelo evidenciados en las exploraciones geotécnicas son mayores a los esperados según el modelo geológico inicial.

Por otra parte, se encontró nivel freático a 8.0 y 7.2 m en las perforaciones mecánicas BAY-PTAP-BH-01 y BAY-PTAP-BH-03 correspondientemente, mientras que en la perforación BAY-PTAP-BH-02 se encontró a 10.3 m.

Tabla 10-20 Espesores de suelo y profundidad del nivel freático en perforaciones de la PTAP.

Exploración	Profundidad de la exploración (m)	Profundidad Nivel freático (m)	Espesor del suelo (m)	Unidad(es) litológica(s) involucrada(s)
BAY-PTAP-BH-01	20.0	8.0	12.6	F. Panamá
BAY-PTAP-BH-02	20.0	10.3	5.1	F. Panamá
BAY-PTAP-BH-03	30.0	7.2	6.6	F. Panamá

Los resultados de la geofísica de la PTAP La Joya se resumen en la Tabla 10-21, observándose que en la zona donde se emplazarán las obras se encuentra un estrato de suelo denso (Vs entre 180 y 360 m/s), con espesor del orden de 10 a 15 m. Por debajo de este estrato se encuentra suelo muy denso y roca blanda (360 < Vs < 760 m/s) con espesores entre los 12 a 18 m.

Los resultados de ensayos de laboratorio de suelos, contrastados con el número de golpes obtenido del SPT, se resumen en la Tabla 10-22. Los materiales encontrados son predominantemente finos (limos y arcillas de variada plasticidad) con contenido de arena de 19 a 30%, y humedades dentro del rango de los límites líquido y plástico, y gravedad específica de 2.70.

La variación del número de golpes del SPT en profundidad se muestra en el Anexo 2.4.2.1. Se obtuvieron valores del orden 9 a 32 golpes/pie o rechazo hasta una profundidad de 7 m y entre los 7 y 20 m de profundidad, el número de golpes se mantiene entre 19 a 24 golpes/pie.

Tabla 10-21 Resumen de resultados líneas sísmicas en el sitio de la PTAP La Joya.

Perfil	**D* - Suelo denso (180 < Vs < 360 m/s)**		**C* - Suelo muy denso y roca blanda (360 < Vs < 760 m/s)**	
	Profundidad (m)	**Espesor (m)**	**Profundidad (m)**	**Espesor (m)**
BAY-PTAP-LRS-01	0 a 10	10	10 a 27.5	17.5
BAY-PTAP-LRS-02	0 a 15	15	15 a 27.5	12.5
BAY-PTAP-LRS-03	0 a 12.5	12.5	12.5 a 27.5	15
Nota: * Según la clasificación de sitio NEHRP - BSSC.				

Tabla 10-22 Resumen de resultados de ensayos de laboratorio en suelo para la PTAP La Joya

ID	**Profundidad de la muestra (m)**		**SPT**	**Gs**	**w (%)**	**Límites de Atterberg**					**Distribución granulométrica**			**Clas. SUCS**
	De	**A**	**N golpes**			**LL (%)**	**LP (%)**	**IP**	**IL**	**Clasific. fracción fina***	**Grava (%)**	**Arena (%)**	**Finos (%)**	
BAY-PTAP-BH-01	3.00	3.60	8		53	55	36	19	0.89	MH	0	19	81	MH
BAY-PTAP-BH-02	3.00	3.60	32		27	31	23	8	0.50	ML				

ID	Profundidad de la muestra (m)		SPT	Gs	w (%)	Límites de Atterberg					Distribución granulométrica			Clas. SUCS
	De	A	N golpes			LL (%)	LP (%)	IP	IL	Clasific. fracción fina*	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	
BAY-PTAP-BH-03	6.00	6.60	R	2.70	27	44	24	21	0.14	CL	0	30	70	CL
Promedio =			18	2.70	36	43	28	16	0.51	MH, ML, CL	0	25	76	MH, CL
*Según gráfico de plasticidad.														

Se encontró roca en la perforación BAY-PTAP-BH-03, a partir de 6.60 m de profundidad. Los resultados de ensayos de compresión de simple en muestras de roca recuperadas de la PTAP se resumen en la Tabla 10-23.

Tabla 10-23 Resumen de resultados de ensayos de laboratorio en muestras de roca recuperadas de la PTAP.

ID	Profundidad de la muestra (m)	Resultados ensayo de compresión simple en roca				
		Densidad (kN/m3)	Humedad (%)	Resistencia a compresión inconfinada (MPa)	Módulo de Young (MPa)	Deformación axial
BAY-PTAP-BH-03	24.10	24.30	2.46	4.56	580	1.04%
	Promedio=	24.30	2.46	4.56	580	1.04%

En la Tabla 10-24 se presenta un resumen de la caracterización geotécnica de la PTAP.

Tabla 10-24 Resumen caracterización geotécnica PTAP

Aspecto geológico	Unidad Geológica	TO-PA
Resultados de exploraciones, ensayos in-situ, laboratorio y correlaciones.	**Prof. nivel freático (m)**	7.15 - 10.3
	Espesor de suelo (m)	5.10 - 12.6
	Recobro (%)	10 - 100
	NCampoSPT	8 - 50
	Tipo de suelo	MH, ML, CL
	Grava (%)	0 a 4.1
	Arena (%)	19 a 30
	Finos (%)	70 a 81
	wn (%)	27 a 73

Aspecto geológico	Unidad Geológica	TO-PA
	LP (%)	23 a 72
	LL (%)	31 a 93.8
	IP (%)	8 a 22
	IL	0.05 a 0.88
	Gs	2.7
	Su (kPa)(según IP y N)	74.8 a 113.9
	Es (MPa)	4.56

10.2.2. Diseño geotécnico para la PTAP La Joya

Los diseños geotécnicos para la planta de tratamiento de agua potable (PTAP) La Joya a nivel de factibilidad involucran el diseño de terracerías para la implantación de las obras que componen la planta (e.g. edificios, tanque, piscinas, zona de filtros). A la vez, se estimó capacidad portante y asentamientos, como recomendaciones para la cimentación de estas. El diseño se realizó conforme a los criterios definidos anteriormente en los numerales 5.3.3.2, 5.3.3.3 y 5.3.3.4.

El diseño de las terracerías para la PTAP La Joya se muestra en el plano VF-1614-118-02-02-115 (Anexo 1.4.2). Este involucra la conformación de plataformas mediante cortes (de altura variable) y rellenos (de hasta 9 m de altura), proyectados con pendiente 2.5H:1V en bancos de 10 m de altura. No obstante, para la estructura de distribución a la entrada de la PTAP se proyectaron cortes verticales (temporales) por debajo de la plataforma principal.

10.2.2.1. Verificación de capacidad portante

Se calculó la capacidad portante admisible requerida para el dimensionamiento estructural, de acuerdo con la metodología propuesta.

La PTAP La Joya fue dividida en varias estructuras y a cada estructura se le determinó la capacidad portante admisible. Cada estructura y sus dimensiones determinadas para efectuar el cálculo, son las mostradas en la Tabla 10-25.

Tabla 10-25 Dimensiones estructuras de la PTAP La Joya

Estructura	Base (m)	Longitud (m)	B/L
Floculadores	35,45	50,10	1.4
Sedimentadores	62.40	69.60	1.1

Estructura	Base (m)	Longitud (m)	B/L
Filtros	51.30	82.95	1.6
Tanque de Cloro	35.30	80.55	2.3

En los cálculos de capacidad portante se supuso que la inclinación del terreno, la inclinación y excentricidad de la carga eran despreciables. Los valores de capacidad portante calculados para cada estructura de la PTAP La Joya, se presentan en la Tabla 10-26 y en detalle se presentan en el Anexo 2.4.2.2 .

Tabla 10-26 Capacidad Portante de la PTAP La Joya

Estructura	Capacidad portante admisible (MPa)
Floculadores	2.21
Sedimentadores	2.92
Filtros	2.83
Tanque de Cloro	2.35

10.2.2.2. Verificación de asentamientos

Los resultados obtenidos para el cálculo de los asentamientos elásticos para la PTAP La Joya se presentan en la Tabla 10-27 (véase detalle Anexo 2.4.2.2), para el cálculo de asentamientos la PTAP La Joya fue dividida en varias estructuras, así como a corto (elásticos) y largo plazo (consolidación) como lo indica la Tabla 10-27. Se observa que los asentamientos esperados se consideran aceptables para el tipo de estructura, lo anterior teniendo en cuenta que el único asentamiento diferencial importante se desarrollaría entre los sedimentares y los filtros, donde se recomienda una conexión flexible entre las dos estructuras.

Tabla 10-27 Asentamientos PTAP La Joya

Estructura	Asentamientos elásticos centro (mm)	Asentamientos por consolidación centro (mm)
Floculadores	0.93	10.39
Sedimentadores	7.72	11.93
Filtros	Cimentaciòn compensada	Cimentación compensada, no se esperan asentamientos a largo plazo
Tanque de Cloro	Cimentaciòn compensada	Cimentación compensada, no se esperan asentamientos a largo plazo

10.2.2.3. Dimensionamiento de las excavaciones para PTAP La Joya

Se realizó un predimensionamiento de las excavaciones para PTAP La Joya, teniendo en cuenta los resultados de las exploraciones ejecutadas en este sitio, los cuales indican que la obra será cimentada principalmente en suelo residual de la Formación Panamá (TO-PA) y sus cortes principalmente en suelo residual.

Teniendo en cuenta los ábacos de estabilidad presentados anteriormente en el numeral 10.2.1.2, se proyectaron cortes con una altura mínimo de 2 m y máximo de 13 m con pendiente 2.50H:1V. A la vez, será necesario conformar una plataforma en relleno, ubicada a una elevación de 69 m, con una pendiente de 2.50H:1V, para dar cabida a la PTAP La Joya y sus obras anexas. No obstante, para la estructura de distribución a la entrada de la PTAP se proyectaron cortes verticales (temporales) por debajo de la plataforma principal.

10.2.3. Listado de esquemas y cantidades de obra geotécnicas para la PTAP

Los diseños geotécnicos de terracerías para la PTAP La Joya se muestran en el plano indicado en la Tabla 10-28 e incluido en el Anexo 1.4.2.

Tabla 10-28 Listado de planos geotécnicos PTAP LA Joya.

Código	Título	Contenido	Observaciones
VF-1614-118-02-02-115	PTAP LA JOYA	PLANTA Y SECCIONES DE EXCAVACIÓN Y RELLENO	Véase Anexo 1.4.2

Las cantidades de obra geotécnicas asociadas a dichos diseños de factibilidad se resumen en la Tabla 10-29, y sus memorias de cálculo se incluyen en el Anexo 2.4.2.3.

Las cantidades fueron estimadas a partir de modelos 3D mediante comparación de superficies de excavación o relleno con la superficie del terreno natural en AutoCAD Civil 3D. Los archivos XML de dichas superficies se incluyen en el Anexo 1.4.2.

Tabla 10-29 Cantidades de Obra Geotécnicas: PTAP La Joya

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad Total
4.0	PTAP La Joya		
4.1	Localización y replanteo	Ha	6.18

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad Total
4.2	Descapote y limpieza	m³	3,0919
4.3	Excavación en corte abierto		
4.3.1	Excavación en material no clasificado	m³	178,779
4.3.2	Excavaciones adicionales en material no clasificado	m³	8,939
4.4	Rellenos		
4.4.1	Relleno estructural con material in-situ	m³	52,914
4.5	Soporte y protección de taludes de excavación		
4.5.5	Empradización	m²	13,420
4.5.6	Cunetas de drenaje	m	1,543
4.5.7	Huecos de drenaje profundo	m	1,246.5

10.3. DISEÑO ESTRUCTURAL

10.3.1. Descripción

La planta de tratamiento de agua potable La Joya recibe un caudal de 6 m^3/s proyectada para ser construida en dos etapas cada una de 3 m^3/s.

La planta de tratamiento tiene aproximadamente 181 m de largo por 80 m de ancho en promedio y muros cuya altura varía entre 3.6 m y 5.3 m con zarpas de espesores entre 0,5 m y 1.0 m. La PTAP recibe el fluido a través de 3 canales de ingreso hacia el canal de repartición, cuenta con zonas de floculación, sedimentación, filtración y cloración para entregar finalmente a un tanque de distribución acompañado de una casa de bombeo. La Figura 10-21 muestra la planta y de la Figura 10-22 a la Figura 10-26 se muestran los cortes de cada uno de los procesos de tratamiento del agua.

En la zona de floculadores por cada caudal de 1 m^3/s se proyectan cuatro tanques de 8.0 m por 8.0 m en planta y altura libre de muros de 4.65 m con espesor de 0.5 m. En zona de sedimentadores las dimensiones en planta libre es de 9.95 m por 63.1 m y altura de muros de 3.6 m (sin tener en cuenta la zarpa) con espesor de 0.5 m.

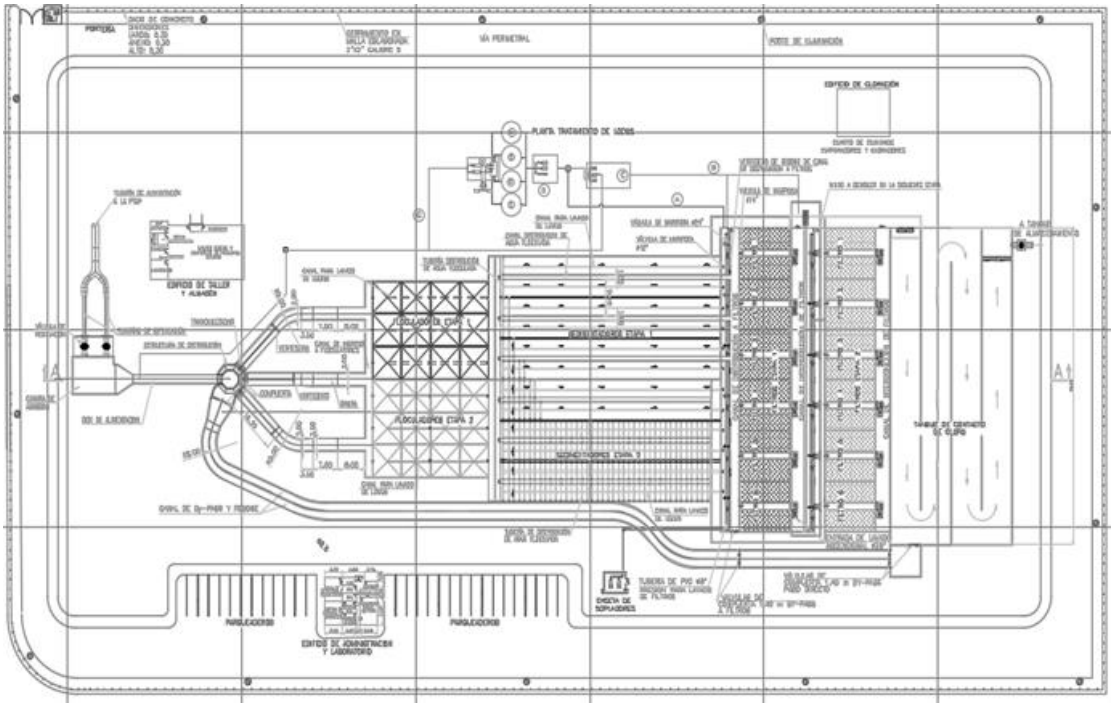


Figura 10-21 Planta - PTAP

Fuente: Elaboración propia

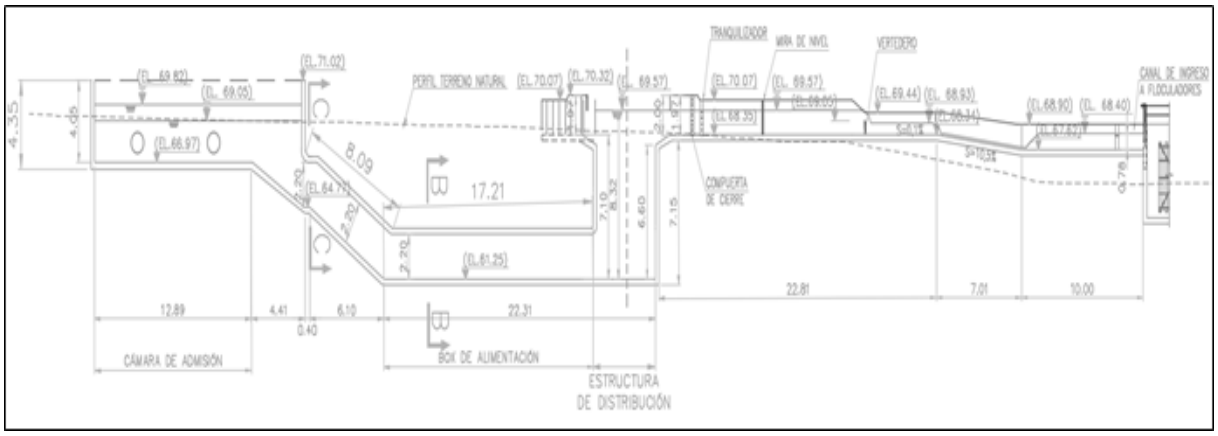


Figura 10-22 Corte Estructura de distribución

Fuente: Elaboración propia

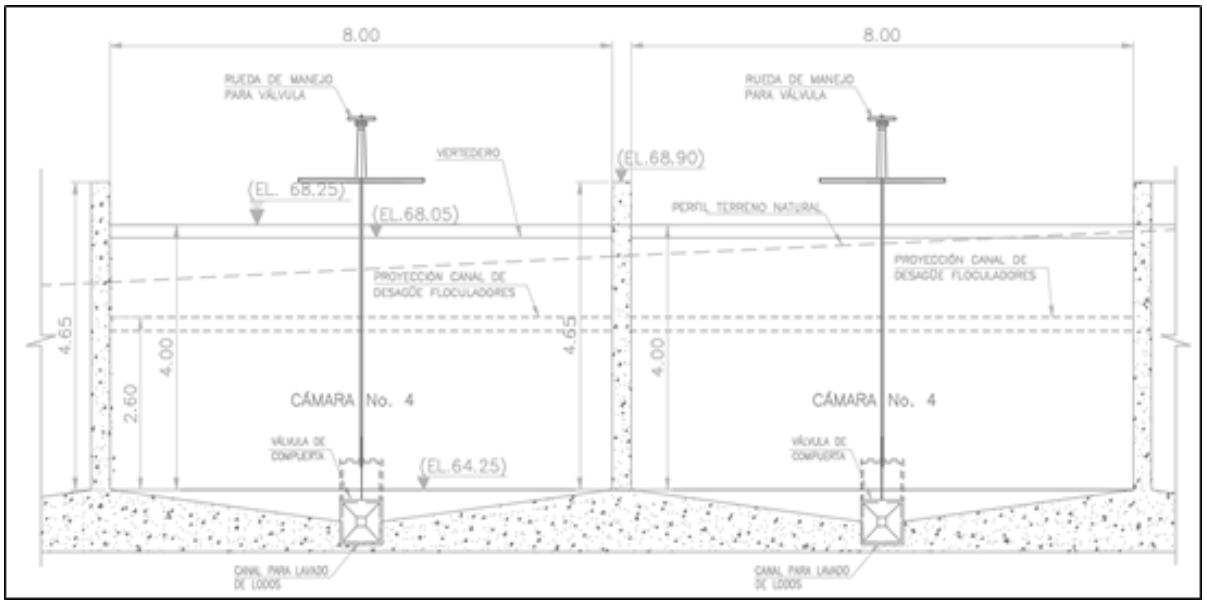


Figura 10-23 Corte Floculador

Fuente: Elaboración propia

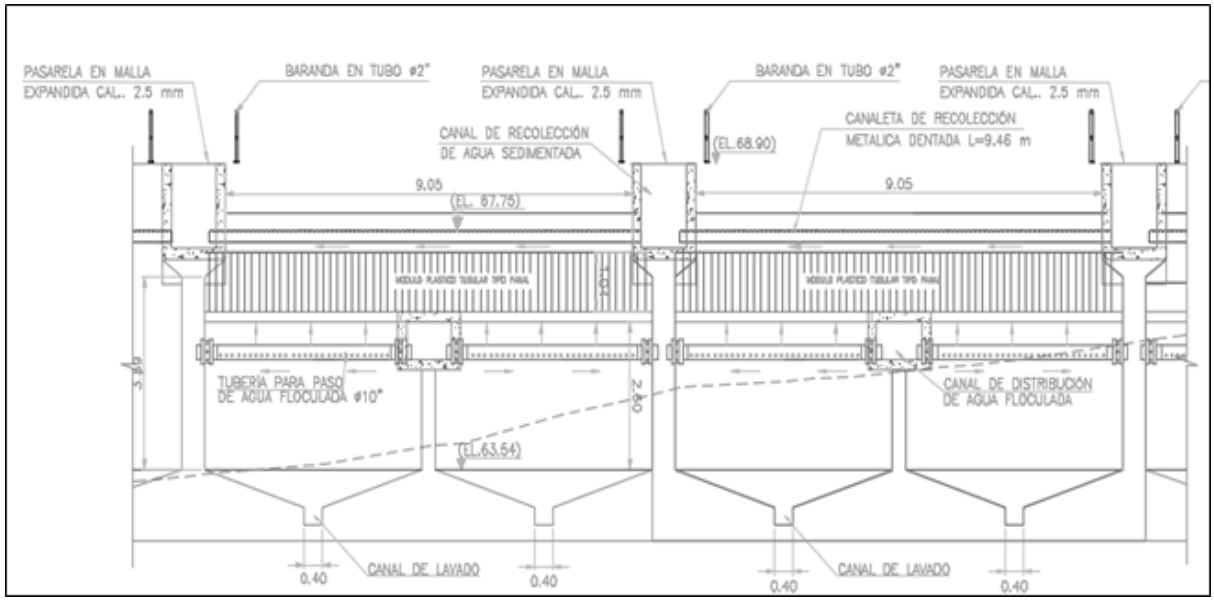


Figura 10-24 Corte Sedimentador

Fuente: Elaboración propia

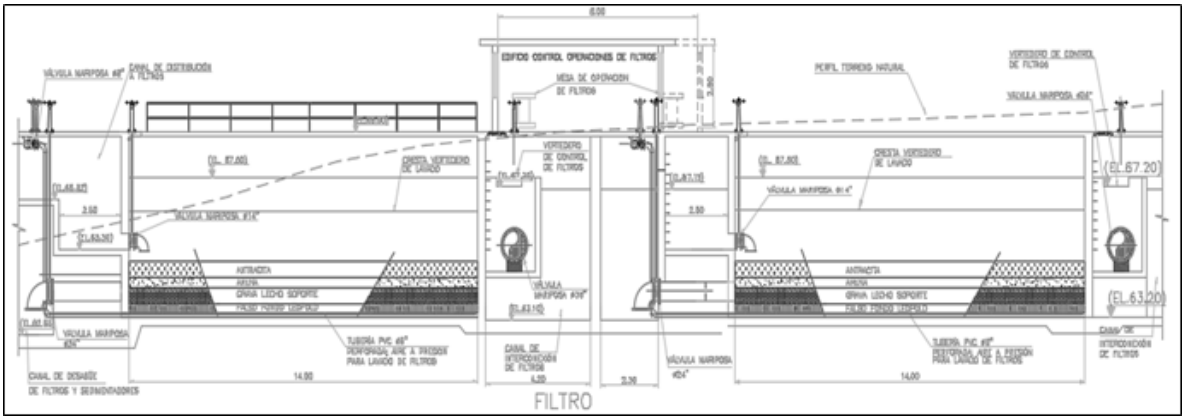


Figura 10-25 Corte Zona de Filtros

Fuente: Elaboración propia

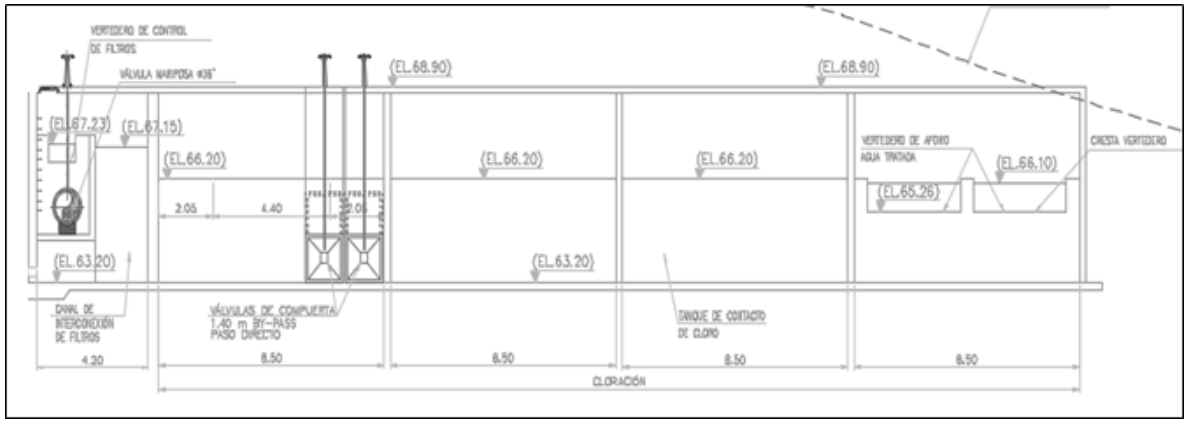


Figura 10-26 Corte Tanques de desinfección

Fuente: Elaboración propia

10.3.2. Cargas

Para los análisis estructurales adelantados, se consideraron las cargas muertas, hidrostáticas, de sismo según lo indicado en el Capítulo 5 de este documento.

10.3.2.1. 11.3.2.1. Empuje de Agua

Se tiene en cuenta el empuje hidrostático que ejerce la masa de agua contenida en la estructura, considerando en cada caso la condición de diseño más desfavorable. Se analiza la estructura de acuerdo a los niveles establecidos por los especialistas hidráulicos

- Altura Lámina interna de agua variable 4.0 m - 4.5 m

10.3.2.2. Subpresión

Corresponde al empuje ascendente debido al agua infiltrada bajo la fundación de la estructura.

La información de las exploraciones geotécnicas muestran que el nivel freático se encuentra máximo a 7.5 m de profundidad. La estructura de la PTAP está por encima de ese nivel, sin embargo, para los cálculos de análisis de estabilidad se consideró conservadoramente un nivel freático correspondiente al 20% de la altura total del muro.

10.3.2.3. Cargas Sísmicas

Para la evaluación de las cargas producidas por el efecto sísmico, se tienen en cuenta los valores de aceleración sísmica determinados para el proyecto.

Se consideran las fuerzas sísmicas teniendo en cuenta los efectos impulsivos y convectivos y sus efectos y consecuencias sobre el tanque. La componente impulsiva corresponde a la respuesta de alta frecuencia amplificada del contenido que se mueve conjuntamente con el tanque. La componente convectiva corresponde a la respuesta amplificada de baja frecuencia del contenido del tanque en su modo fundamental del oleaje inducido por el sismo. Para el cálculo de estas fuerzas se utilizó la metodología propuesta en el documento ACI 350.3 Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures.

Componente Impulsiva:

$$W_i = W_L \frac{\tanh\left(0.866 \frac{L}{H_L}\right)}{0.866 \frac{L}{H_L}}$$

Ecuación 21.

Fuente: Ecuación 9-1 ACI 350.3

Componente Convectiva:

$$W_c = 0.264 W_L \frac{L}{H_L} \tanh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right)$$

Ecuación 22.

Fuente: Ecuación 9-1 ACI 350.3

Para adelantar los análisis de estabilidad, la aceleración horizontal se considera tomando las dos

terceras partes de la aceleración pico del terreno PGA y para la aceleración vertical se tomó un coeficiente igual al 50% de la aceleración horizontal.

Se ha considerado el efecto del sismo en la estructura y en el agua conforme a lo indicado en el Capítulo 5 del presente documento.

10.3.3. Casos de Carga

- CASO I – Usual durante operación.

  Se considera el peso propio de la estructura, peso de agua contenida, empuje hidrostático y subpresión.

- CASO II – Inusual durante operación.

  Se considera el peso propio de la estructura, subpresión. (Estructura Vacía)

- CASO III – Extremo durante operación.

  Corresponde al Caso I + Sismo de la estructura + Sismo del Agua contenida

10.3.4. Parámetros Geotécnicos

Según lo presentado en el numeral 11.2 DISEÑOS GEOTÉCNICOS a continuación se relacionan los parámetros geotécnicos utilizados en el proceso de análisis de estabilidad.

- Ángulo de fricción interna del suelo de fundación : 36°
- Capacidad Portante : 2210 kN/m^2
- Peso específico del material de relleno : 18 kN/m^3
- Aceleración pico del terreno (P.G.A) : 0.345g

10.3.5. Estructura Canal de distribución

10.3.5.1. Análisis de Estabilidad

Con base en lo establecido en los criterios de diseño estructurales, se revisó la estabilidad de la estructura, con objeto a determinar su predimensionamiento, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se realizó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

En el análisis de estabilidad del canal se consideró la sección transversal de la Figura 10-27. Se verificó que la sección fuera estable bajo todas las condiciones y casos de análisis.

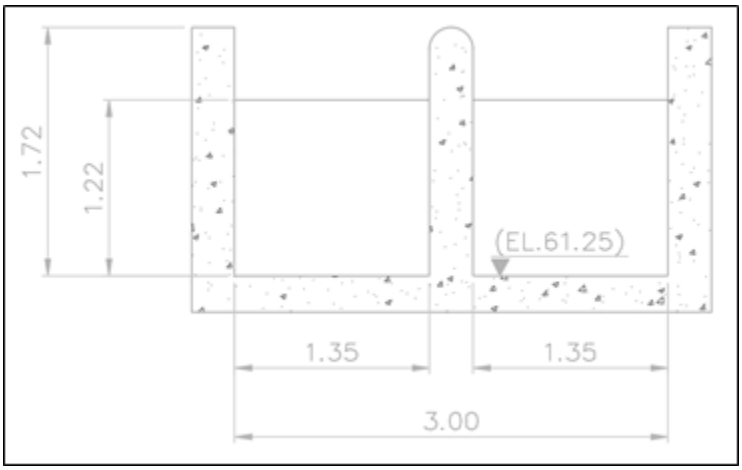


Figura 10-27 Sección de Análisis - Canal de Distribución

Fuente: Elaboración propia

Consideraciones:

- Se considera la estructura enterrada.
- Conservadoramente se adoptó como lámina de agua del nivel freático al 20% de la altura total del muro.

10.3.5.1.1. Resultados del análisis de estabilidad canal de distribución

Los siguientes cuadros muestran los resultados del análisis de estabilidad de la estructura del canal de distribución. La estructura ha sido predimensionada buscando que sea estable para los distintos casos de carga considerados.

Tabla 10-30 Canal de distribución - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	1.3	5.32
Inusual	1.2	2.51
Extremo	1.1	4.13

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10-31 Canal de distribución - Factores de seguridad al deslizamiento

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO***
Usual	2.0	4.27
Inusual	1.7	19.23
Extremo	1.3	4.05

*Se utilizó la cohesión residual en el cálculo de los factores

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10-32 Canal de distribución - Factores de seguridad al volcamiento

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m2]**	**S MIN [kN/m2]**
Usual	100 % de la base a compresión	100 % Compresión	21,9	11,3
Inusual	75 % de la base en compresión.	100% Compresión	11,1	0,5
Extremo	Sin superar el esfuerzo de compresión en la base	100 % Compresión	18,7	12,3

Fuente: Elaboración propia

10.3.5.2. Diseño

Teniendo en cuenta las dimensiones determinadas en el análisis de estabilidad se procede a su diseño a nivel de factibilidad, mediante hoja de cálculo se analizaron todas las fuerzas que actúan sobre el muro del canal.

Para el diseño del muro se consideró una altura de 1.72 m y 0.25 m de espesor. Los resultados del predimensionamiento con la sección mencionada y los empujes laterales analizados se presentan en la Tabla 10-33.

Tabla 10-33 Diseño Muro Canal de Distribución.

Niveles de referencia

Nivel freatico	=	1,2	m.s.n.m
Coeficiente sismico	=	0,35	

CONDICIÓN EN VOLADIZO

Materiales

Peso específico del agua γw	=	1,00	ton/m³
Peso específico del Concreto	=	2,40	ton/m³

Geometría

Espesor de Analisis	=	0,25	m		
Peso del Muro	=	W	=	1,0	ton
Altura del muro	=	1,72	m		
Espesor de Análisis	=	1	m		
Altura Relleno	=	1,70			

Inercia	0,001	m4
ka	0,270	
Peso Relleno	2,00	ton/m3
Peso del Agua	1	ton/m3
Modulo Concreto	2535000	ton/m²

Fuerzas Cortantes

	FUERZAS DE SERVICIO				FUERZAS DE DISEÑO			
Sismo de la estructura	E	=	0,4	ton	E	=	0,4	ton
Empuje del Agua	H	=	0,7	ton	H	=	0,9	ton
Sismo del Terreno	Ew	=	0,3	ton	Ew	=	0,3	ton
Empuje del Terreno	H	=	0,8	ton	H	=	0,9	ton
TOTAL			2,1	ton	TOTAL		2,4	ton

a	b
0,86	0,86
0,5733	1,15
1,1467	0,57
0,688	1,03

Momento Flector

	MOMENTO DE SERVICIO				MOMENTO DE DISEÑO			
Sismo de la estructura	E	=	0,31	ton	E	=	0,3	ton
Empuje del Agua	H	=	0,4	ton	H	=	0,5	ton
Sismo del Terreno	Ew	=	0,3	ton	Ew	=	0,3	ton
Empuje del Terreno	H	=	0,5	ton	Ew	=	0,6	ton
TOTAL			1,6	ton	TOTAL		1,8	ton

Resumen de Diseño

Cuantia	=	0,0025	
Esfuerzo a Corte Actuante	=	13,88	ton/m²
Resistencia a Corte de la pila	=	11,81	ton

No. 3 @17cm

Comprobacón	OK	
Fuerza Cortante	2,4	ton

Fuente: Elaboración propia

10.3.6. Box Culvert Zona de Distribución

El box culvert ubicado en la zona de distribución de la PTAP es una estructura de 26 m de largo y una sección transversal libre de 2.2 m por 2.0 m de una celda. La Figura 10-28 muestra la sección del box culvert definida por los especialistas hidráulicos.

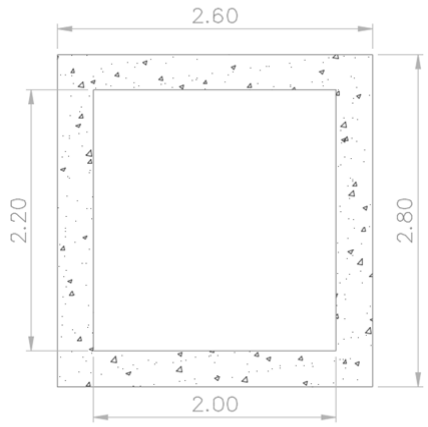


Figura 10-28 Sección Transversal Box Culvert.

Fuente: Elaboración propia

10.3.6.1. Análisis de Cargas

A partir de la geometría obtenida y teniendo en cuenta la profundidad a la que se encuentra la estructura, como cargas se consideraron las siguientes:

- Carga Muerta: Peso propio de la estructura
- Carga Muerta: Peso del relleno
- Empujes: Empuje lateral de tierras

La Figura 10-29 muestra la asignación de las cargas analizadas.

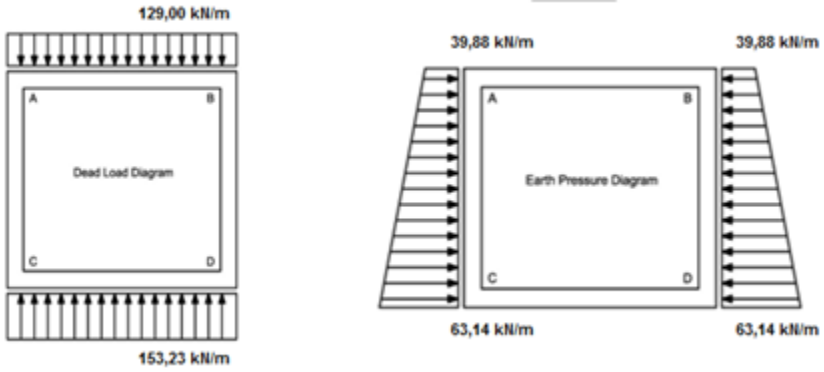


Figura 10-29 Asignación de Cargas.

Fuente: Elaboración propia

10.3.6.2. Diseño de la estructura

Como resultado del análisis de cargas, en las siguientes figuras se muestran los diagramas de momento en la losa superior, losa inferior y muros laterales. Se verificó que el espesor de muros y losas seleccionado resista la fuerza cortante únicamente con la resistencia que aporta el concreto.

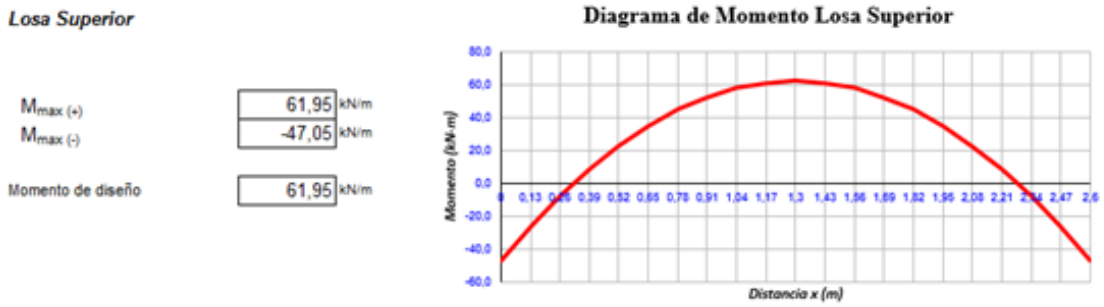


Figura 10-30 Diagrama de Momento Losa Superior

Fuente: Elaboración propia

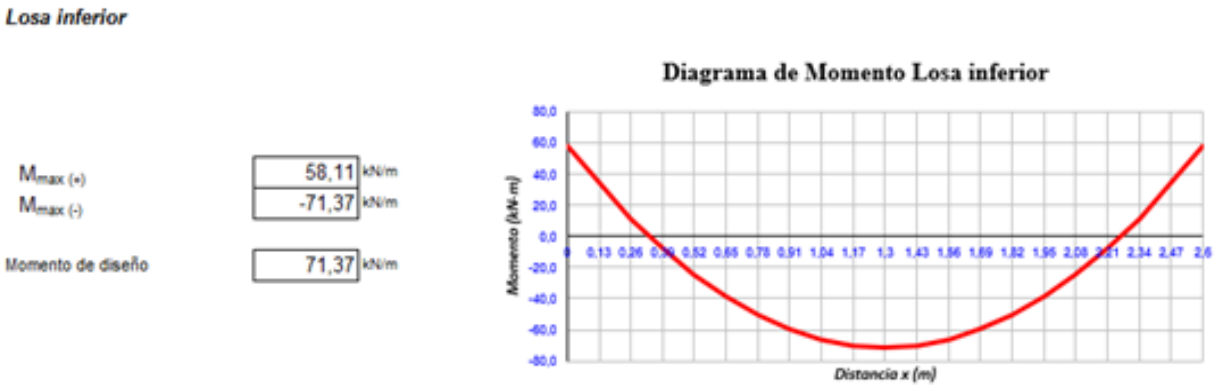


Figura 10-31 Diagrama de Momento Losa Inferior

Fuente: Elaboración propia

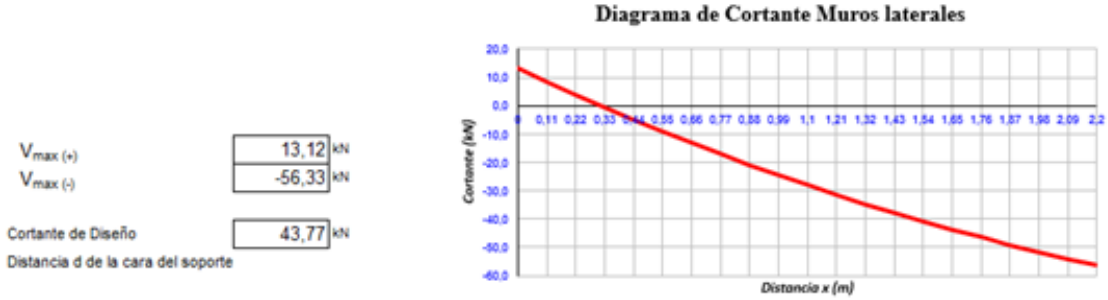


Figura 10-32 Diagrama de Cortante Muros Laterales

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10-34 Diseño a Corte.

Chequeo de Espesor

Resistencia al Corte del Concreto = $\phi V_c = \phi 0.17 (f_c)^{0.5} b_w d$

Componente	d (mm)	ϕV_c (kN)	V_d (kN)	Chequeo
Losa superior	250	168,7	96,8	O.K.
Losa Inferior	250	168,7	114,9	O.K.
Muros laterales	250	168,7	43,8	O.K.

Fuente: Elaboración propia

10.3.7. Floculadores

10.3.7.1. Análisis de Estabilidad

Para el análisis de estabilidad de los floculadores se consideró la sección transversal mostrada en la Figura 10-33, se analizó el módulo interno según las juntas de dilatación propuestas. Se verificó que el módulo fuera estable bajo todas las condiciones y casos de análisis.

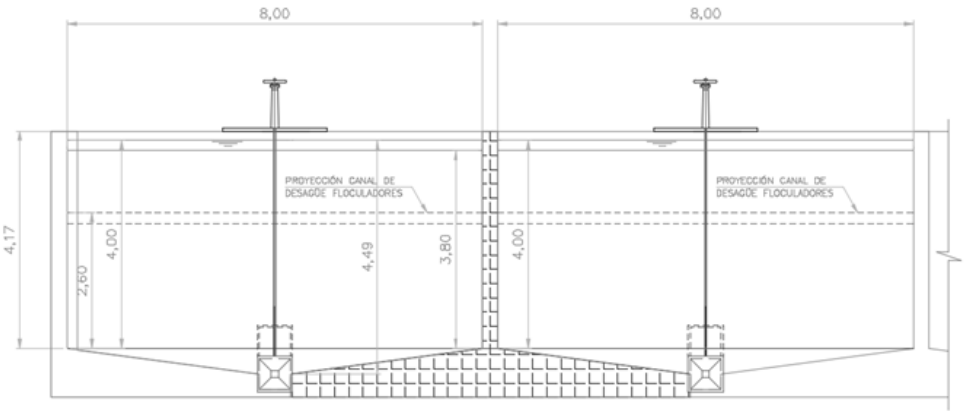


Figura 10-33 Sección de Análisis – Floculadores.

Fuente: Elaboración propia

Consideraciones:

- Lámina de agua desbalanceada
- Conservadoramente se adoptó como lámina de agua del nivel freático el 20% de la altura

total del muro.

10.3.7.1.1. Resultados del análisis de estabilidad floculador

Las siguientes tablas muestran los resultados del análisis de estabilidad del módulo de análisis del floculador. La estructura ha sido predimensionada buscando que sea estable para los distintos casos de carga considerados.

Tabla 10-35 Floculador - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	1.3	4.52
Inusual	1.2	2.32
Extremo	1.1	3.57

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10-36 Floculador - Factores de seguridad al deslizamiento

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	2.0	5.71
Inusual	1.7	N/A*
Extremo	1.3	2.40

* No se tienen fuerzas horizontales que afecten al deslizamiento

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10-37 Floculador - Factores de seguridad al volcamiento.

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m2]**	**S MIN [kN/m2**
Usual	100 % de la base a compresión	100 % Compresión	53.93	17.98
Inusual	75 % de la base en compresión.	100% Compresión	13.66	13.25
Extremo	Sin superar el esfuerzo de	100 % Compresión	39.12	27.33

	compresión en la base			

Fuente: Elaboración propia

10.3.7.2. Diseño

Teniendo en cuenta las dimensiones determinadas en el análisis de estabilidad, mediante hoja de cálculo se analizaron todas las fuerzas que actúan sobre el muro de análisis del floculador.

Para el diseño del muro se consideró una altura de 4.7 m y 0.5 m de espesor. Para el cálculo del empuje hidrostático y las presiones convectivas e inductivas se consideró según los diseños hidráulicos una altura de lámina de agua de 4.5 m. La Figura 10-34 muestra la gráfica con todas las presiones laterales que se consideraron para el predimensionamiento del muro.

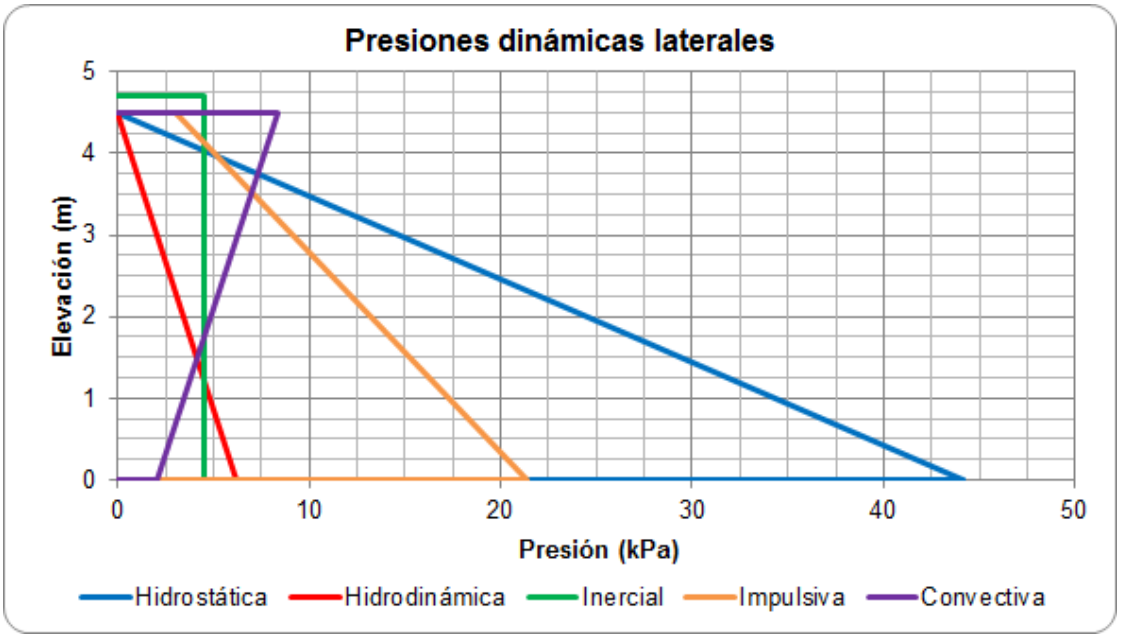


Figura 10-34 Presiones Laterales.

Fuente: Elaboración propia

Los resultados del predimensionamiento de los muros con la sección mencionada y los empujes laterales analizados se presentan en la Tabla 10-38.

Tabla 10-38 Predimensión Muros Floculador

DISEÑO POR FLEXIÓN	
Relación de carga mayorada a carga de servicio, γ	1,4
Coeficiente de reducción de resistencia, ϕ	0,90
Esfuerzo de fluencia del refuerzo, f_y	420 MPa
Módulo de elasticidad del refuerzo, E_s	200.000 MPa
Relación modular, n	8,04
Configuración de refuerzo propuesta	No. 6 @ 0,10 m
Diámetro de la barra, d_b	19 mm
Área de la barra, A_b *Tabla*	284 mm²
Separación, s	100 mm
Recubrimiento libre, r	50 mm
Altura de la sección transversal, h	500 mm
Altura efectiva de la sección transversal, d	440 mm
Cuantía de refuerzo suministrada (para flexión), ρ_{sum}	0,0064

DISEÑO POR FLEXIÓN (Continuación)	
Factor de durabilidad ambiental, S_d	2,0
Momento último de diseño, M_U	429,6 kN·m
Momento resistente de la sección, ϕM_n	445,9 kN·m
Cuantía mínima requerida por flexión, ρ_{min}	0,0033

DISEÑO POR CORTANTE	
Coeficiente de reducción de resistencia, ϕ	0,75
Cortante último de diseño, V_U	202,4 kN
Fuerza cortante resistente por el concreto, ϕV_n	297,2 kN

Cumple

Fuente: Elaboración propia

10.3.8. Sedimentador

10.3.8.1. Análisis de Estabilidad

Para el análisis de estabilidad de la zona de sedimentadores se consideró la sección transversal resaltada en la Figura 10-35 y se verificó que el módulo propuesto según las juntas de dilatación fuera estable en todos los casos de análisis.

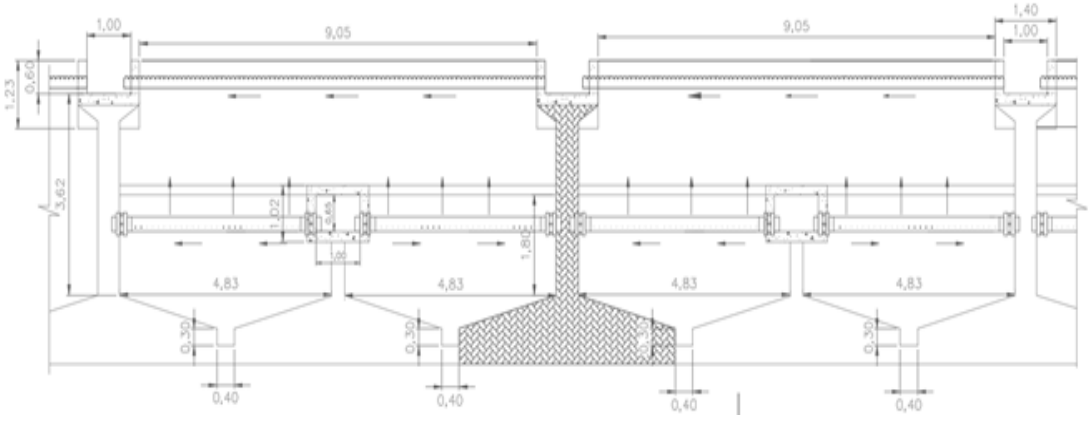


Figura 10-35 Sección de Análisis sedimentador

Fuente: Elaboración propia

Consideraciones:

- Lámina de agua desbalanceada
- Conservadoramente se adoptó como lámina de agua del nivel freático el 20% de la altura total del muro.

10.3.8.1.1. Resultados del análisis de estabilidad sedimentador

Los siguientes cuadros muestran los resultados del análisis de estabilidad del módulo de análisis del sedimentador. La estructura ha sido predimensionada buscando que sea estable para los distintos casos de carga considerados.

Tabla 10-39 Sedimentador - Factores de seguridad a flotación.

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
USUAL	1.3	2.54
INUSUAL	1.2	1.61
EXTREMO	1.1	2.65

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10-40 Sedimentador - Factores de seguridad al deslizamiento.

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO***
USUAL	2.0	3.76
INUSUAL	1.7	N/A
EXTREMO	1.3	1.48

* No se tienen fuerzas horizontales que afecten al deslizamiento

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10-41 Sedimentador - Factores de seguridad al volcamiento.

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m2]**	**S MIN [kN/m2]**
USUAL	100 % de la base a compresión	100 % Compresión	41	33
INUSUAL	75 % de la base en compresión.	100% Compresión	15	14
EXTREMO	Sin superar el esfuerzo de compresión en la base	82 % Compresió n	111	-16

Fuente: Elaboración propia

10.3.8.2. Diseño

Teniendo en cuenta las dimensiones determinadas en el análisis de estabilidad, mediante hoja de cálculo se analizaron todas las fuerzas que actúan sobre el muro de análisis del sedimentador.

Para el diseño del muro se consideró una altura de 4.85 m y 0.5 m de espesor. El cálculo del empuje hidrostático y las presiones convectivas e inductivas se consideró según los diseños hidráulicos una altura de lámina de agua de 4.5 m. La Figura 10-36 muestra la gráfica con todas las presiones laterales que se consideraron para el predimensionamiento del muro.

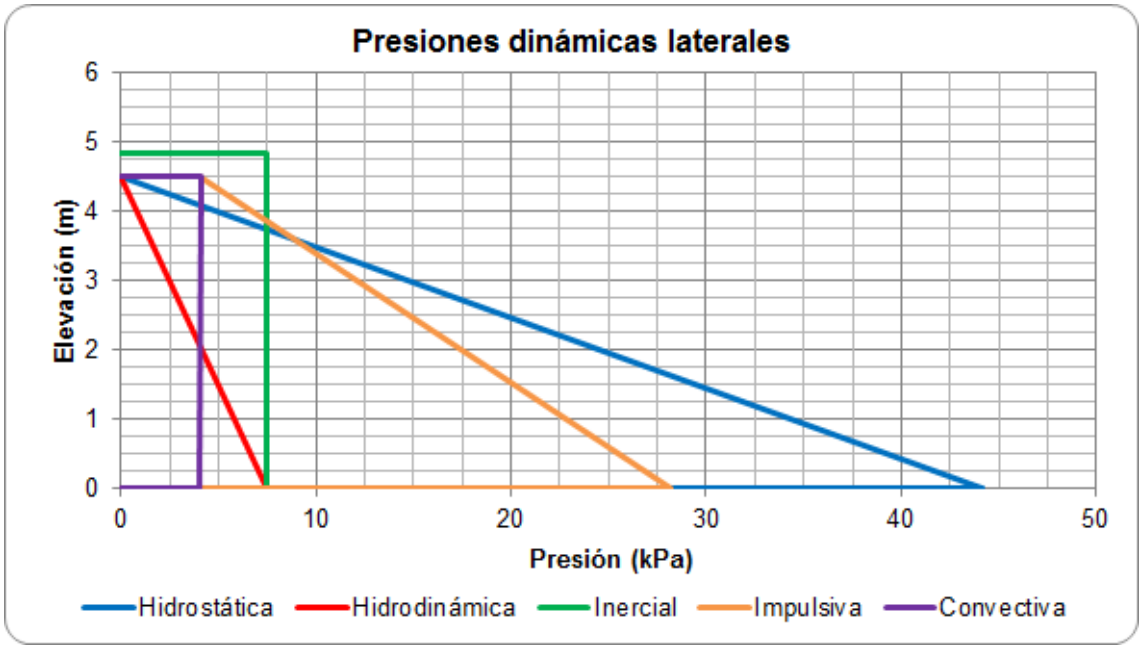


Figura 10-36 Presiones Laterales.

Fuente: Elaboración propia

Los resultados del predimensionamiento de los muros del sedimentador con la sección mencionada y los empujes laterales analizados se presentan en la Tabla 10-42.

Tabla 10-42 Predimensión Muros sedimentador.

DISEÑO POR FLEXIÓN	
Relación de carga mayorada a carga de servicio, γ	1,4
Coeficiente de reducción de resistencia, ϕ	0,90
Esfuerzo de fluencia del refuerzo, f_y	420 MPa
Módulo de elasticidad del refuerzo, E_s	200.000 MPa
Relación modular, n	8,04
Configuración de refuerzo propuesta	No. 8 @ 0,15 m
Diámetro de la barra, d_b	25 mm
Área de la barra, A_b *Tabla*	510 mm²
Separación, s	150 mm
Recubrimiento libre, r	50 mm
Altura de la sección transversal, h	500 mm
Altura efectiva de la sección transversal, d	437 mm
Cuantía de refuerzo suministrada (para flexión), ρ_{sum}	0,0078
Profundidad del eje neutro, c	130 mm
Factor de amplificación del gradiente de deformaciones unitarias,	1,204
Esfuerzo en el refuerzo causado por la flexión, f_s	113,4 MPa
DISEÑO POR FLEXIÓN (Continuación)	
Factor de durabilidad ambiental, S_d	2,4
Momento último de diseño, M_U	506,5 kN·m
Momento resistente de la sección, ϕM_n	523,3 kN·m
Cuantía mínima requerida por flexión, ρ_{min}	0,0033
Separación máxima, s_{max}	300 mm
DISEÑO POR CORTANTE	
Coeficiente de reducción de resistencia, ϕ	0,75
Cortante último de diseño, V_U	232,6 kN
Fuerza cortante resistente por el concreto, ϕV_n	295,0 kN

Fuente: Elaboración propia

10.3.9. Zona de Filtros

10.3.9.1. Análisis de Estabilidad

El análisis de estabilidad en la zona de filtros consiste en verificar la estabilidad para el módulo propuesto en la Figura 10-37 asegurando que sea estable en todos los casos de análisis. Se utilizan

los criterios descritos en el Capítulo 5 de este documento.

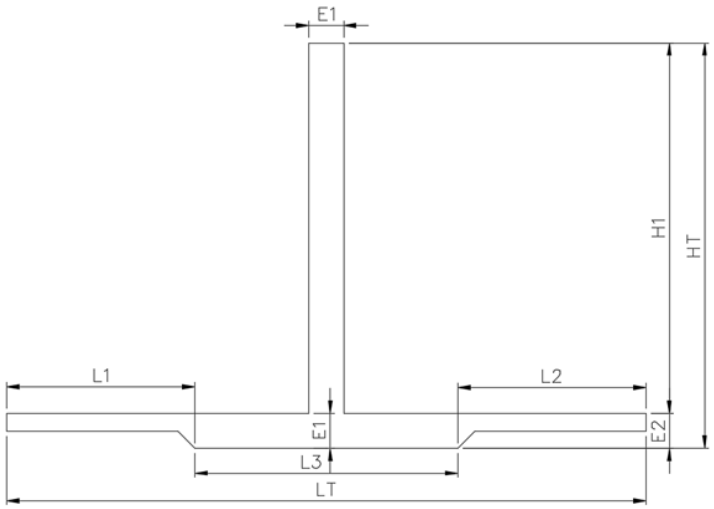


Figura 10-37 Sección de Análisis Zona de Filtros

Fuente: Elaboración propia

LT : 12.6 m	E1 : 0.6 m	E3 : 0.6 m	HT : 6.3 m
L1 y L2 : 3.3 m	E2 : 0.4 m	L3 : 6.0 m	H1 : 5.7 m

Consideraciones:

- Lámina de agua desbalanceada
- Conservadoramente se adoptó como lámina de agua del nivel freático el 20% de la altura total del muro.

10.3.9.1.1. Resultados del análisis de estabilidad de zona de filtros

Los siguientes cuadros muestran los resultados del análisis de estabilidad del módulo de análisis de la zona de filtros. La estructura ha sido predimensionada buscando que sea estable para los distintos casos de carga considerados.

Tabla 10-43 Filtros - Factores de seguridad a flotación.

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
USUAL	1.3	2.99
INUSUAL	1.2	1.36

EXTREMO	1,1	2.58

Fuente: elaboración propia

Tabla 10-44 Filtros - Factores de seguridad al deslizamiento.

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
USUAL	2.0	9.29
INUSUAL	1.7	N/A*
EXTREMO	1.3	3.48

* No se tienen fuerzas horizontales que afecten al deslizamiento

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10-45 Filtros - Factores de seguridad al volcamiento.

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m2]**	**S MIN [kN/m2]**
USUAL	100 % de la base a compresión	100 % Compresión	46.68	1.3
INUSUAL	75 % de la base en compresión.	100% Compresión	4.96	4.81
EXTREMO	Sin superar el esfuerzo de compresión en la base	100 % Compresión	36.92	6.64

Fuente: Elaboración propia

10.3.9.2. Diseño

Teniendo en cuenta las dimensiones determinadas en el análisis de estabilidad, mediante hoja de cálculo se analizaron todas las fuerzas que actúan sobre el muro de análisis de los filtros.

Para el diseño del muro se consideró una altura de 6.3 m y 0.6 m de espesor. El cálculo del empuje hidrostático y las presiones convectivas e inductivas se consideraron según los diseños hidráulicos una altura de lámina de agua de 4.3 m. La Figura 10-38 muestra la gráfica con todas las presiones laterales que se consideraron para el predimensionamiento del muro.

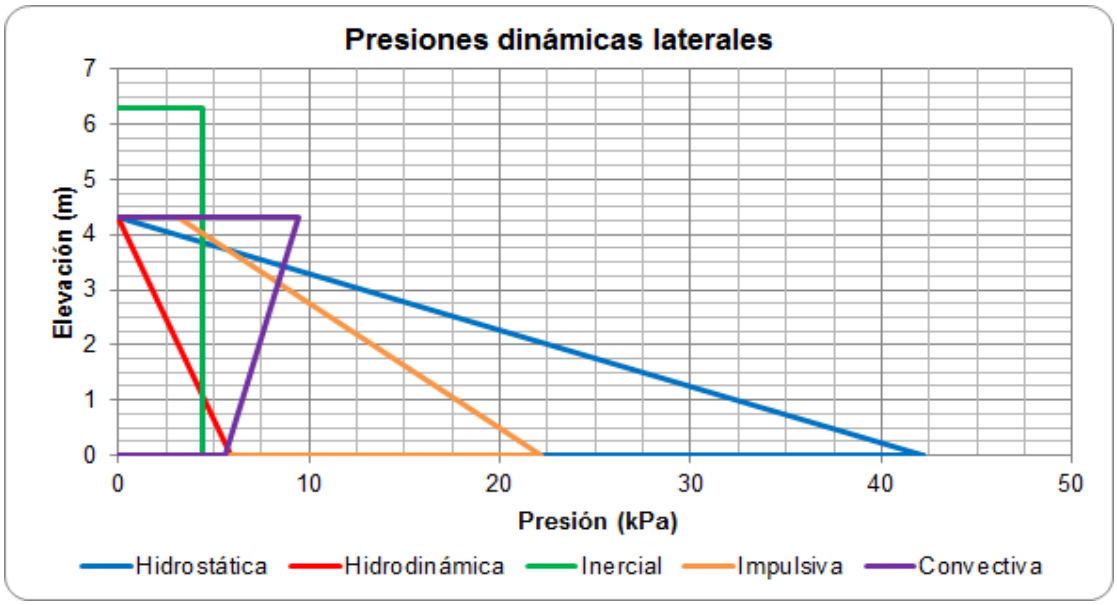


Figura 10-38 Presiones Laterales.

Fuente: Elaboración propia

Los resultados del predimensionamiento de los muros del sedimentador con la sección mencionada y los empujes laterales analizados se presentan en la Tabla 10-46.

Tabla 10-46 Predimensión Muros Filtros

DISEÑO POR FLEXIÓN	
Relación de carga mayorada a carga de servicio, γ	1,4
Coeficiente de reducción de resistencia, ϕ	0,90
Esfuerzo de fluencia del refuerzo, f_y	420 MPa
Módulo de elasticidad del refuerzo, E_s	200.000 MPa
Relación modular, n	8,04
Configuración de refuerzo propuesta	No. 6 @ 0,10 m
Diámetro de la barra, d_b	19 mm
Área de la barra, A_b *Tabla*	284 mm²
Separación, s	100 mm
Recubrimiento libre, r	50 mm
Altura de la sección transversal, h	600 mm
Altura efectiva de la sección transversal, d	540 mm
Cuantía de refuerzo suministrada (para flexión), ρ_{sum}	0,0053
Profundidad del eje neutro, c	136 mm
Factor de amplificación del gradiente de deformaciones unitarias,	1,147
Esfuerzo en el refuerzo causado por la flexión, f_s	94,2 MPa
DISEÑO POR FLEXIÓN (Continuación)	
Factor de durabilidad ambiental, S_a	2,9
Momento último de diseño, M_U	531,5 kN·m
Momento resistente de la sección, ϕM_n	553,2 kN·m
Cuantía mínima requerida por flexión, ρ_{min}	0,0033
Separación máxima, s_{max}	300 mm
DISEÑO POR CORTANTE	
Coeficiente de reducción de resistencia, ϕ	0,75
Cortante último de diseño, V_U	200,0 kN
Fuerza cortante resistente por el concreto, ϕV_n	364,6 kN

Cumple

Fuente: Elaboración propia

10.3.10. Tanques de Cloro

10.3.10.1. Análisis de Estabilidad

El análisis de estabilidad de los tanques de cloro consiste en verificar la estabilidad para el módulo propuesto en la Figura 10-39 y asegurar que este fuera estable en todos los casos de análisis. Se utilizan los criterios descritos en el Capítulo 5 de este documento.

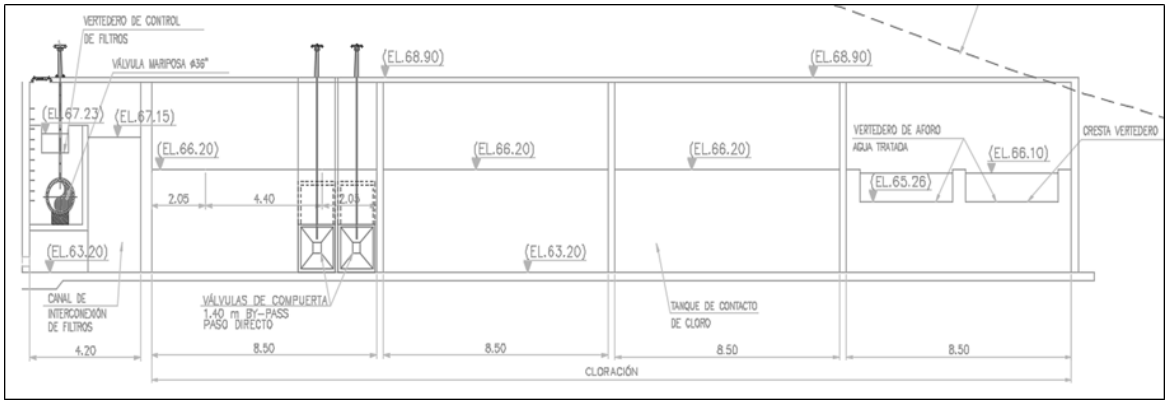


Figura 10-39 Sección de Análisis Tanques de Cloro

Fuente: Elaboración propia

Consideraciones:

- Lámina de agua desbalanceada
- Conservadoramente se adoptó como lámina de agua del nivel freático el 20% de la altura total del muro.

10.3.10.1.1. Resultados del análisis de estabilidad Tanques de Cloro

Los siguientes cuadros muestran los resultados del análisis de estabilidad del módulo de análisis. La estructura ha sido predimensionada buscando que sea estable para los distintos casos de carga considerados.

Tabla 10-47 Tanques de Cloro - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	1.3	4.79
Inusual	1.2	1.87

Extremo	1.1	3.94

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10-48 Tanques de Cloro - Factores de seguridad al deslizamiento

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
Usual	2.0	15.80
Inusual	1.7	N/A*
Extremo	1.3	8.53

* No se tienen fuerzas horizontales que afecten al deslizamiento

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10-49 Tanques de Cloro - Factores de seguridad al volcamiento

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m2]**	**S MIN [kN/m2]**
Usual	100 % de la base a compresión	100 % Compresión	48	47
Inusual	75 % de la base en compresión.	100% Compresión	11	11
Extremo	Sin superar el esfuerzo de compresión en la base	100 % Compresión	47	42

Fuente: Elaboración propia

10.3.10.2. Diseño

Teniendo en cuenta las dimensiones determinadas en el análisis de estabilidad, mediante hoja de cálculo se analizaron todas las fuerzas que actúan sobre el muro de análisis del tanque de cloro.

Para el diseño del muro se consideró una altura de 6.25 m y 0.55 m de espesor. El cálculo del empuje hidrostático y las presiones convectivas e inductivas se consideró según los diseños hidráulicos una altura de lámina de agua de 4.0 m. La Figura 10-40 muestra la gráfica con todas las presiones laterales que se consideraron para el predimensionamiento del muro.

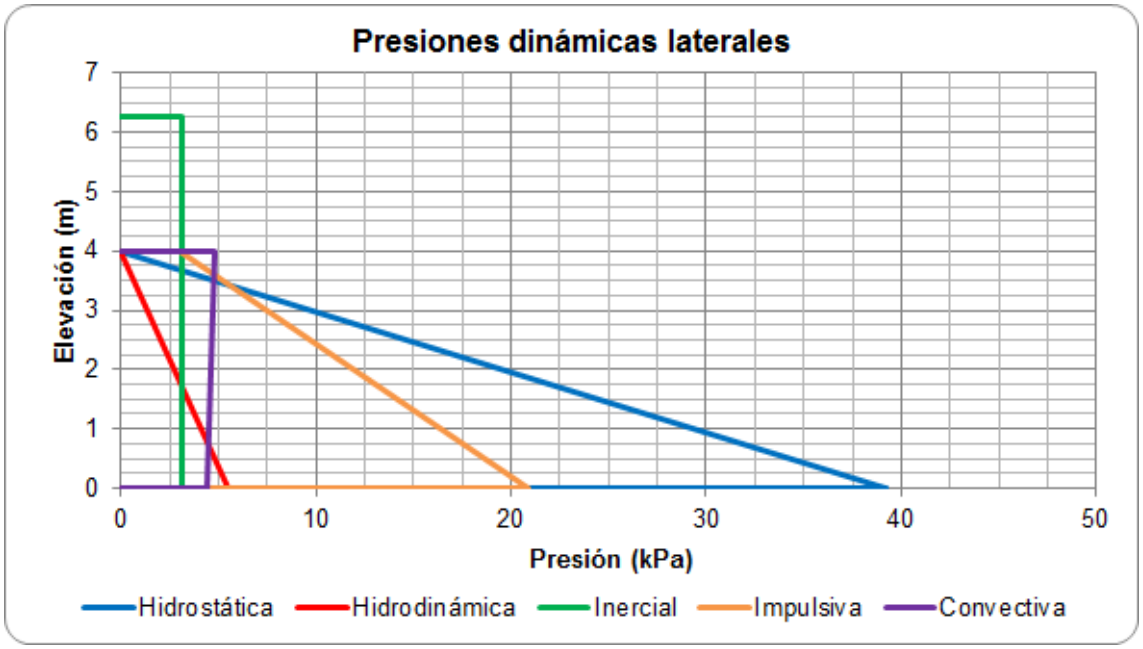


Figura 10-40 Presiones Laterales.

Fuente: Elaboración propia

Los resultados del predimensionamiento de los muros del tanque con la sección mencionada y los empujes laterales analizados se presentan en la Tabla 10-50.

Tabla 10-50 Predimensión Muros Tanque de Cloro

DISEÑO POR FLEXIÓN	
Relación de carga mayorada a carga de servicio, γ	1,4
Coeficiente de reducción de resistencia, ϕ	0,90
Esfuerzo de fluencia del refuerzo, f_y	420 MPa
Módulo de elasticidad del refuerzo, E_s	200.000 MPa
Relación modular, n	8,04
Configuración de refuerzo propuesta	No. 6 @ 0,15 m
Diámetro de la barra, d_b	19 mm
Área de la barra, A_b *Tabla*	284 mm²
Separación, s	150 mm
Recubrimiento libre, r	50 mm
Altura de la sección transversal, h	550 mm
Altura efectiva de la sección transversal, d	490 mm
Cuantía de refuerzo suministrada (para flexión), ρ_{sum}	0,0039
Profundidad del eje neutro, c	108 mm
Factor de amplificación del gradiente de deformaciones unitarias,	1,156
Esfuerzo en el refuerzo causado por la flexión, f_s	124,0 MPa
DISEÑO POR FLEXIÓN (Continuación)	
Factor de durabilidad ambiental, S_d	2,2
Momento último de diseño, M_U	325,3 kN·m
Momento resistente de la sección, ϕM_n	339,0 kN·m
Cuantía mínima requerida por flexión, ρ_{min}	0,0033
Separación máxima, s_{max}	300 mm
DISEÑO POR CORTANTE	
Coeficiente de reducción de resistencia, ϕ	0,75
Cortante último de diseño, V_U	166,6 kN
Fuerza cortante resistente por el concreto, ϕV_n	330,9 kN

Fuente: Elaboración propia

10.4. DISEÑO MECÁNICO

Se realizó la identificación de los diferentes equipos mecánicos que están presentes en el tren de tratamiento de agua. Se realizó un estimativo de potencia para cada uno de los equipos y un

estimativo de costo para incluir en el presupuesto del proyecto.

Se generaron planos con la distribución de la tubería de entrada a la PTAP, proveniente del tramo 10, se calcularon espesores y fuerzas correspondientes.

10.4.1. Equipos de la estructura de distribución

El agua ingresa a la cámara de admisión de la PTAP a través de 2 ramales de 1 m de diámetro equipados con válvulas autorreguladoras de caudal y válvulas mariposa de guarda.

El agua es direccionada hacia cada uno de los módulos de tratamiento mediante canales, los cuales contarán con compuertas de cierre del tipo plano, accionadas mediante cilindros oleo-hidráulicos.

10.4.2. Equipos de proceso

Los equipos considerados son principalmente válvulas de diversos tipos, compuertas, y agitadores mecánicos.

Se realizó una preselección de los equipos, un estimativo de la potencia y el estimativo del costo de estos.

10.4.3. Sistemas auxiliares mecánicos

10.4.3.1. Sistema de extinción de incendios

De acuerdo con la normativa NFPA 820 (Standard for Fire Protection in Wastewater Treatment and Collection Facilities), se deben disponer sistemas de hidrantes y extintores portátiles para las diferentes instalaciones de la PTAP al pertenecer a una línea de procesamiento de agua potable. Conforme a la NFPA 820, se instalarán hidrantes perimetrales y gabinetes de acuerdo con la norma NFPA 14 (Standard for the Installation of Standpipe and Hose Systems). Se instalarán hidrantes cada 120 m, equivalentes a 30 m de manguera y 31 m de chorro y alcance de los gabinetes de 39,7 m dentro de los edificios que así lo requieran, de acuerdo con la NFPA 14: 7.3.2.2.1.1.

Los extintores portátiles exigidos por la NFPA 820 serán dispuestos siguiendo los requisitos de la NFPA 10 (Standard for Portable Fire Extinguishers). Se prevé la instalación de hidrantes tipo ABC en los recintos con usos como oficinas, laboratorios, depósitos, pasillos, etc., con un radio de 22,9 m; extintores tipo AFFF para fuegos tipo B en almacenamientos de combustibles, con un

radio de 15,25 m; y extintores de agente limpio (NFPA 2001) o de CO_2 (NFPA 12) para fuegos tipo C equipos eléctricos, de telecomunicaciones y datos.

Se prevé también la instalación de sistemas automáticos de extinción de fuegos tipo C, de acuerdo con las normas NFPA 12 (Standard on Carbon Dioxide Extinguishing Systems) o NFPA 2001 (Standard on Clean Agent Fire Extinguishing Systems), en equipos críticos de tipo eléctrico o electrónico.

10.4.3.2. Sistema de ventilación y aire acondicionado

Se prevé un sistema de extracción de aire viciado para aquellos recintos en los cuales se requiera evacuar aires contaminantes, malos olores y/o concentraciones de gases explosivos. Para las áreas de oficinas se prevé un sistema de aire acondicionado de confort.

10.5. DISEÑO ELÉCTRICO

10.5.1. Configuración de conexión PTAP La Joya

Preliminarmente, se ha estimado una carga de 630 kVA considerando el cuadro de cargas de los equipos electromecánicos de la PTAP para las dos etapas.

Se prevé el suministro de energía a las obras de la PTAP La Joya desde redes públicas locales.

Teniendo en cuenta que la PTAP se construirá en dos fases, de acuerdo con el crecimiento de la demanda, y que para los primeros 20 años el caudal a manejar sería de 3 m^3/s, se plantea la construcción de un circuito con capacidad instalada para las dos etapas, i.e. 630 kVA.

En las obras de la PTAP se configurará una subestación en celdas de media tensión para recibo de la línea de la red pública y conexión a un transformador seco de 13.8 /0.48 kV - 630 kVA. Se dispondrá de una planta Diésel de emergencia de 400 kW - 480 V Stand-by para el suministro de energía de cargas esenciales.

La configuración del sistema eléctrico propuesto para el suministro de energía a las obras de la PTAP La Joya se presenta en el plano VF-1614-118-02-04-153 La Joya - Diagrama unifilar. En el Anexo 2.4.5 se presenta el cuadro de cargas asociado a los equipos principales eléctricos.

La configuración propuesta, presenta como ventaja que se realizaría la ampliación en baja tensión para el suministro de los nuevos equipos en la segunda etapa.

A partir del sistema principal se configurarían los sistemas auxiliares para la PTAP a nivel de 480 Vca, desde el cual se alimentaría el sistema de corriente continua.

El esquema general del área para localización del transformador principal, planta de emergencia y tableros eléctricos, se muestran en el plano VF-1614-118-02-01-012 - PTAP LA JOYA PLANTA ABAJO DE PASARELAS.

Como alternativa para el suministro de energía a la PTAP se plantea el suministro de energía de bajo costo mediante la construcción de un parque solar fotovoltaico en los predios aledaños y su conexión con el Sistema Interconectado Nacional de Panamá - SIN a la red de suministro.

El parque fotovoltaico tendría una capacidad instalada efectiva (MWp) tal que se cubra parte del requerimiento para autoconsumo y adicionalmente, se produzcan excedentes que puedan ser acumulados como créditos de acuerdo con la legislación de Panamá.

El procedimiento para Autoconsumo con Fuentes Nuevas, Renovables y Limpias, aprobado en la Reglamentación de Panamá en la resolución AN No. 10206-ELEC de 11 de julio de 2016, establece el mecanismo para que los clientes de las empresas de distribución conecten sus plantas de generación para autoconsumo, con el beneficio de poder acumular en créditos hasta un límite máximo de 25%, en base a un análisis del histórico de consumo, lo cual deberá quedar consignado en el Acuerdo de Interconexión.

10.6. DISEÑO SISTEMA DE CONTROL

10.6.1. Consideraciones generales del proyecto

10.6.1.1. Red de control y comunicaciones

Considerando que el proyecto consta de sitios distribuidos a lo largo de la conducción, los cuales deben ser integrados para control y supervisión centralizada, se planteó la utilización de tres medios de comunicación para la conformación de la red de control:

- Enlace satelital
- Enlace de radio
- Fibra óptica

Las características principales de cada medio de transmisión se muestran a continuación:

Tabla 10-51 Medios de comunicación.

Medio	Ventajas	Desventajas
Enlace satelital	Útil para zonas aisladas donde no se dispone de una infraestructura de comunicaciones.	Requiere la instalación de antenas y tarjetas de comunicación especializadas para cada uno de los puntos donde se realice la conexión.
		Conexiones de alta latencia (retraso en la transmisión de información).
	Útil para zonas de difícil acceso.	La comunicación está supeditada a variables climáticas (lluvia, nubosidad).
		Requiere la contratación del servicio de comunicaciones con un tercero. Alto costo de operación en comparación con otros medios de comunicación.
		Velocidades de transmisión bajas (< 20Mbps).
Enlace de radio	Permite comunicaciones de larga distancia (> 50 km).	Requiere línea de vista directa para los enlaces.
	Velocidad de transmisión hasta 1 Gbps.	Requiere el uso de repetidoras y/o amplificadores.
	Facilidad en la instalación.	Requiere trabajar en bandas no licenciadas que pueden presentar interferencias por otras redes de radio cercanas. El uso de bandas licenciadas implica trámites ante entidades que son costosos y demorados.

Medio	Ventajas	Desventajas
	Baja latencia.	Vulnerabilidad en el enlace por la afectación de alguna antena (la comunicación es serial).
	Útil para zonas de difícil acceso.	
Fibra óptica	Inmunidad a interferencias electromagnéticas.	Requiere de infraestructura para protección de daño mecánico.
	Velocidades de transmisión del orden de 1/10 Gbps.	
	Capacidad de transmitir y recibir información de manera simultánea.	
	Conexiones en tiempo real.	

Considerando que a lo largo del proyecto se requieren alrededor de 22 puntos de conexión con la red de control, que para el control y seguridad de la operación del equipamiento electromecánico se requiere de una infraestructura privada de comunicaciones, que se requieren altas velocidades para conexiones en tiempo real y que se requiere una red robusta que permita que en caso de falla se pueda aislar la falla para dar continuidad a la operación de la red, se seleccionó como medio de transmisión la fibra óptica.

Se evaluó la disponibilidad de infraestructura existente de redes eléctricas para el tendido de fibra óptica aérea del tipo ADSS u OPGW. Al no existir una red actual o futura que enlace todo el proyecto, puesto que las obras son alimentadas desde varios puntos que no están conectados, se definió la utilización de fibra óptica para instalación en ductos.

Aunque el uso de la fibra óptica implica la subterranización de ductos para el tendido de esta, los costos comparativos de esta obra en relación del costo total del proyecto son menores al 0,5%, con lo cual no se tiene un costo representativo que incida en la factibilidad del proyecto, pero que tendrá ventajas en la operación, por la confiabilidad en el intercambio de la información.

La red de fibra óptica se instalará en ductos de 2” subterráneos, paralelos al trazado de la conducción, aprovechando las excavaciones de la tubería de conducción, con lo cual no serían necesarias obras civiles adicionales para el tendido de los ductos. En cada uno de los ductos se instalará un cable de fibra óptica monomodo de 24 hilos, para la conformación de un anillo de comunicaciones para la red troncal del proyecto.

La definición del cable se establece de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 10-52 Fibra óptica monomodo

	OS1	OS2
Aplicación	Interiores	Exteriores
Atenuación	1 db/km	0.4 db/km
Distancia	2 km	10 km

Por las condiciones de instalación de la fibra y las distancias entre los puntos de conexión de la red de control, se seleccionó fibra del tipo OS2.

10.6.1.2. Protocolos de comunicación

La red de control y comunicaciones será implementada a través de protocolos abiertos y no propietarios, puesto que esto garantiza la competencia en una economía de libre mercado, lo que a su vez deriva en que la adquisición de los equipos e instrumentos se realice al menor costo posible por la mejor calidad. Adicionalmente, presenta facilidades en la consecución de repuestos.

Para la conexión entre los niveles 0 y 1 de control se consideró la utilización de los protocolos HART, Profibus y Fieldbus, según se muestra a continuación:

Tabla 10-53 Protocolos instrumentación.

	HART	Profibus	Fieldbus
Topología	Bus	Serial, estrella y anillo	Estrella
Soporte	Par trenzado	Par trenzado, fibra óptica	Par trenzado, fibra óptica
Max. dispositivos	15 p/segmento	127 p/segmento	240 p/segmento
Velocidad de transmisión	1.2 kbps	1.5 Mbps	100 Mbps
Distancia máxima	1.5 km	100 m (cobre) > 2 km (fibra)	100 m (cobre) 2 km (fibra)
Aplicación	Aplicaciones de bajo costo	Para aplicaciones	Puede comunicar

	HART	Profibus	Fieldbus
	y soluciones de comunicaciones robustas.	críticas de alta velocidad y complejidad en las comunicaciones.	grandes volúmenes de información, ideal para aplicaciones con varios lazos complejos de control de procesos y automatización.

Aunque los protocolos Profibus y Fieldbus ofrecen funciones de diagnóstico más avanzadas que las del HART, para la instrumentación que será utilizada para el proyecto y su interacción con la operación de este, no se requiere su uso.

Se seleccionó el protocolo HART para la instrumentación porque ofrece las siguientes ventajas para el proyecto:

- Está soportado por la mayoría de los proveedores de instrumentación de campo.
- Permite coexistencia con la señalización 4-20 mA, facilitando la utilización de instrumentación convencional.
- Permite efectuar diagnóstico para la instalación y mantenimiento: tags/ IDs, mediciones, rango, span, falla, operación.

Para la conexión entre los niveles 1, 2 y 3 de control se consideró la utilización de los protocolos IEC 60870-5-101/104, DNP 3.0 y Modbus, según se muestra a continuación:

Tabla 10-54 Protocolos control.

	IEC 60870	DNP 3.0	Modbus
Estandarización	IEC (1995/2006).	Industria abierta (1993).	-
Capa de aplicación	Sincronización de tiempo.	Sincronización de tiempo.	No permite sincronización de tiempo.
	Estampa de eventos.	Estampa de eventos.	
	Uso de grupos y clases.	Uso de grupos y clases.	
Configuraciones en línea	Habilitación/ Deshabilitación de objetos.	Habilitación/ Deshabilitación de objetos.	Mediante Modbus TCP/IP.
Aplicación	Telecontrol,	Aplicaciones industriales	Aplicaciones industriales

	IEC 60870	DNP 3.0	Modbus
	teleprotección y comunicaciones asociadas a los sistemas eléctricos de generación y transmisión potencia.	Oil & Gas.	de propósito general.

Se seleccionó el protocolo Modbus TCP/IP para la red de control y comunicaciones porque está orientado a aplicaciones industriales de propósito general que no requieren sincronización de tiempo, como lo son las aplicaciones de transporte y tratamiento de aguas. Por otra parte, el uso del protocolo Modbus TCP/IP permite la participación de proveedores y fabricantes especializados en suministro de agua que no utilizan otros protocolos especializados.

Se considerará un enlace para el servicio de voz en las diferentes locaciones del proyecto, a través de la red troncal en fibra óptica y mediante el uso de un PBX IP. Para este fin, se deberá considerar un router/firewall en la PTAP La Joya como punto de conexión externo, para asegurar la seguridad e independencia del sistema SCADA, mediante el establecimiento de políticas, esquemas de seguridad lógica y redes virtuales (VLANs).

10.6.1.3. Respaldo y seguridad

El sistema de control y comunicaciones se definió para garantizar la continuidad de la operación del sistema ante eventuales fallas que se puedan presentar.

Los mecanismos de respaldo y seguridad contemplados para el proyecto son los siguientes:

- Alimentación:

  En las obras principales, como las estaciones de bombeo, y la PTAP, se prevé la utilización de fuentes de alimentación seguras a través de acometidas provenientes de tableros de distribución de corriente continua respaldadas por plantas diesel.

  En los tanques de almacenamiento se prevé la utilización de fuentes de alimentación a través de acometidas provenientes de tableros de distribución de corriente continua respaldadas por baterías.

  En las obras conexas, en donde no se dispongan de redes eléctricas, como las válvulas de sobre velocidad, se prevé la alimentación a través de conjuntos de paneles solares, reguladores y baterías para la alimentación de los equipos de control e instrumentación.

- Equipos principales:
  Se tendrá redundancia de equipos en los niveles 2 y 3 de control. En el nivel 2 se tendrá redundancia en PLC e IHM. En el nivel 3 se tendrá redundancia en estaciones de operación y servidores.

2. Red de comunicación:
   Se considera un anillo en fibra óptica que permita garantizar la continuidad en el intercambio de información en caso de que se presente falla por daño en la fibra en algún tramo.

   Se considera redundancia en los switches de comunicación de la red. La topología de los switches será del tipo stacking, la cual facilita la ampliación y gestión de la red, a la vez que permite un respaldo en tiempo real en caso de presentarse falla en alguno de los equipos.

10.6.1.4. Redes de energía y subestaciones

10.6.1.4.1. Relés de protección de línea

Para cada una de las líneas de 230 kV que lleguen a las estaciones de bombeo se utilizarán relés de protección que sean diseñados para las condiciones de prueba de aislamiento y de perturbaciones de alta frecuencia referenciadas en la norma IEC 60255 "*Electrical relays*". Los relés serán de estado sólido, del tipo numérico, controlados por microprocesador, de bajo consumo y con registro oscilográfico de fallas. Los esquemas de protección de las líneas se configurarán siguiendo las recomendaciones de la norma IEEE C37.113 "IEEE Guide for Protective Relay Applications to Transmission Lines" y siguiendo la nomenclatura presentada en la IEEE C37.2 "IEEE Standard Electrical Power System Device Function Numbers, Acronyms, and Contact Designations".

Se implementarán dos relés de protección por línea, principal y de respaldo, independientes. De tal forma que cualquiera de ellos proteja la línea íntegramente, aún en caso de falla o inhabilidad del otro.

Los relés dispondrán de puertos redundantes de comunicación Ethernet para la conexión en fibra óptica con el sistema SCADA. El enlace de comunicación será realizado a través del protocolo estandarizado IEC 61850 "*Communication networks and systems for power utility automation*". Los relés se especificarán compatibles con protocolo DNP3.0 para la comunicación con los demás dispositivos en la red de comunicación de la subestación.

Los relés deberán disponer de puertos dedicados para la conexión, en fibra óptica, con los relés del otro extremo de la línea, de manera que se puedan efectuar disparos transferidos y otras funciones de protección requeridas. Se deberá coordinar los esquemas de protecciones de las líneas de acuerdo con los esquemas de las subestaciones a las cuales se plantea la conexión de las subestaciones del proyecto.

10.6.1.4.2. Medidores

Para cada una de las líneas de 230 kV que lleguen a las estaciones de bombeo se implementarán esquemas de medición, que cumplan con el reglamento de operación del centro nacional de despacho, con dos medidores comerciales en el punto de conexión, frontera comercial.

Los medidores serán del tipo electrónico, multifuncionales, bidireccionales, programables, del tipo estático, y permitirán calcular en forma directa la energía para cada una de las fases. Se dispondrán medidores redundantes para cada una de las líneas.

Los medidores deberán registrar, almacenar y transmitir las siguientes variables:

- Corrientes
- Tensiones
- Factor de potencia
- Frecuencia
- Potencia activa
- Potencia reactiva
- Energía activa
- Energía reactiva

Los medidores dispondrán de puertos redundantes de comunicación Ethernet para la conexión en fibra óptica con el sistema SCADA. Los medidores se especificarán compatibles con protocolo DNP3.0 para la comunicación con los demás dispositivos en la red de comunicación de la subestación.

10.6.1.4.3. Controladores de bahía

Para cada uno de los conjuntos interruptor - seccionadores, en cada una de las bahías de la configuración interruptor y medio de las subestaciones a 230 kV de las estaciones de bombeo se dispondrá de un tablero conformado por dos relés de protección numéricos en configuración principal - respaldo.

Los relés dispondrán de funciones dedicadas para los enclavamientos y comandos de apertura/cierre de los interruptores y seccionadores. Los relés deberán poder realizar las lógicas requeridas para los disparos de los interruptores, a través de las señales que reciba externamente y

mediante el procesamiento interno que realice de las mismas.

Los controladores dispondrán de puertos redundantes de comunicación Ethernet para la conexión en fibra óptica con el sistema SCADA. Los controladores se especificarán compatibles con protocolo DNP3.0 para la comunicación con los demás dispositivos en la red de comunicación de la subestación.

10.6.2. DISEÑO DE OBRAS

Los planos de control, instrumentación y comunicaciones son los siguientes:

VF-1614-118-02-04-170	ARQUITECTURA GENERAL DE CONTROL Y COMUNICACIONES
VF-1614-118-02-04-167	DIAGRAMA DE CONTROL, COMUNICACIONES E INSTRUMENTACIÓN - PTAP LA JOYA

A continuación, se presentan las consideraciones de control, instrumentación y comunicaciones para el sistema SCADA de la PTAP La Joya:

Tabla 10-55 Diseño de control PTAP La Joya.

Descripción	**PTAP La Joya**
	PTAP La Joya
Control (PLC)	Estación de operación PTAP
	Conexión red troncal en fibra óptica del proyecto
	Nivel 3
	Comunicación remota con sede
	Centro de operación para Jesús María, Cerro Malambo, PTAP, y red de distribución
Conducción	Caudalímetro (FIT) [1 en total]
	Medición de presión (PIT) [1 en total]

A continuación se presentan las consideraciones de control, instrumentación y comunicaciones propias de la PTAP La Joya:

Tabla 10-56 Sistema de control e instrumentación PTAP.

DESCRIPCIÓN	REQUERIMIENTO DE AUTOMATISMO		
1. Floculadores			
Actuadores eléctricos para válvulas de Ø 40" para ingreso a floculadores	* Enclavamiento de lavado: 1. Parada de los 6 agitadores del tren de floculadores. 2. Cierre de la compuerta/válvula de ingreso al tren de floculadores. 3. Apertura de las compuertas/válvulas de salida del tren de floculadores y de la compuerta/válvula del canal de descarga. 4. Reposición del tren de floculadores.	* Control local y remoto. * Operación periódica.	* PLC centralizado para el sistema con horómetro. * Detección de apertura y cierre de las compuertas/ válvulas (ZSO, ZSC)
Actuadores eléctricos para válvulas de Ø 24" para lavado de floculadores			
Medidores de r.p.m. en floculadores	* Enclavamiento de falla: 1. Detección de velocidad por fuera del rango o detención de algún agitador dentro de un tren de floculadores. 2. Cierre de las compuertas/válvula de ingreso y compuertas/válvulas de salida del tren de floculadores en falla. 3. Reposición del estado de falla.	* Supervisión remota.	* Conexión con PLC centralizado. * Medidor de r.p.m en floculadores
Dosificadores de sulfato de Aluminio		* Supervisión remota del estado del equipo dosificador: Operación, falla.	* Conexión con PLC centralizado.

DESCRIPCIÓN	REQUERIMIENTO DE AUTOMATISMO		
Dosificadores de cal		* Supervisión remota del estado del equipo dosificador: Operación, falla.	* Conexión con PLC centralizado.
Agitador mecánico que incluye: Motor de intemperie 2 HP. con reductor de velocidad en rango continuo hasta 6 rpm, Paleta para agitación de 3,4m * 0,2 m en acero inoxidable norma AISI304 o AISI316, eje sólido de acero laminado en frío y brazos en ángulo estructural de 2" x 3/16" de acero inoxidable norma AISI304 o AISI316		* Supervisión remota del estado de los variadores: Operación, falla.	* Medidores de r.p.m en floculadores. (ítem 1.2.3)
2. Sedimentadores			
Actuadores eléctricos para válvulas de Ø 12" para lavado de sedimentadores	* Enclavamiento de lavado: 1. Cierre de la compuerta/válvula de ingreso al tren de sedimentadores. 2. Apertura de las compuertas/válvulas de salida y purga del tren de sedimentadores. 3. Reposición del tren de sedimentadores.	* Control local y remoto. * Operación periódica.	* PLC centralizado para el sistema con horómetro. * Detección de apertura y cierre de las compuertas/ válvulas (ZSO, ZSC)
Actuadores eléctricos para válvulas de Ø 24" para ingreso a sedimentadores			
3. Filtros			
Actuadores eléctricos para válvulas de Ø 14" para ingreso a floculadores	* Enclavamiento de lavado: 1. Cierre de la compuerta/válvula de ingreso al filtro. 2. Arranque compresor. 3. Apertura válvula para	* Control local y remoto. * Operación periódica.	* PLC local por filtro con horómetro. * Detección de apertura y cierre de las compuertas/
Actuadores eléctricos para válvulas de Ø 24" para desagüe y lavado de filtros			
Actuadores eléctricos para válvulas de Ø 36"			

DESCRIPCIÓN	REQUERIMIENTO DE AUTOMATISMO		
Actuadores eléctricos para válvulas de Ø 8" para inyección de aire en lavado de filtros	inyección de aire al filtro. 4. Apertura de las compuertas/válvulas de salida del filtro. 5. Reposición del filtro		válvulas (ZSO, ZSC) * Conexión con PLC centralizado del sistema.
Sopladores de 8.27 psi con motor de 30 Hp a 1800 RPM para inyección de aire hacia filtros	* Enclavamiento de operación: principal/respaldo - conmutación por falla o por horas de operación	* Control local y remoto.	* PLC local * Conexión con PLC centralizado del sistema.
Turbidímetro (entrada y salida filtros)	* Enclavamiento de operación: 1. Detección de turbidez por fuera del rango. 2. Accionamiento operación de lavado. 3. Reposición del sistema	* Operación automática.	* Integración con PLC local por filtro.
Sensor de pH (salida Filtros)		* Supervisión remota	* Conexión con PLC centralizado del sistema.
Medidores ultrasónicos de nivel de agua	* Enclavamiento de operación: 1. Detección de colmatación de agua del filtro. 2. Accionamiento operación de lavado. 3. Reposición del sistema	* Operación automática.	* Integración con PLC local por filtro.
4. Cloración			
Actuadores eléctricos para válvulas de Ø 40" para ingreso a canal de cloración	* Enclavamiento con compuertas/ válvulas de by pass	* Control local y remoto.	* PLC centralizado para el sistema. * Detección de apertura y cierre de las compuertas/ válvulas
Actuadores eléctricos para válvulas de Ø 47" para ingreso a cloración por bypass			

DESCRIPCIÓN	REQUERIMIENTO DE AUTOMATISMO		
			(ZSO, ZSC)
Evaporador convencional		* Supervisión remota del estado del equipo: Operación, falla.	* Conexión con PLC centralizado.
Cloradores de alimentación eléctrica de 100-230 V, 50/60 Hz		* Supervisión remota del estado del equipo: Operación, falla.	* Conexión con PLC centralizado.
5. Estructura de distribución de flujo			
Compuerta plana de canales de distribución, B= 1,35 m, H= 2,1 m			* PLC centralizado para el sistema. * Detección de apertura y cierre de las compuertas/ válvulas (ZSO, ZSC)
Actuadores eléctricos para compuerta plana de canales de distribución			* PLC centralizado para el sistema. * Detección de apertura y cierre de las compuertas/ válvulas (ZSO, ZSC)
6. Manejo de Lodos			

DESCRIPCIÓN	REQUERIMIENTO DE AUTOMATISMO		
Válvula mariposa Ø 12" para conducción de lodo hacia ecualizador, conducción de lodos hacia espesadores, e impulsión de agua clarificada hacia canal ingreso PTAP, conducción (incluye vástago, rueda de manejo de Ø 12", columna de maniobra)		* Control local y remoto.	* PLC centralizado para el sistema. * Detección de apertura y cierre de las compuertas/ válvulas (ZSO, ZSC)
Filtro prensa de mono placas, de capacidad de 2000 l, presion de filtración de 120 psi, con automatizado en PLC, incluye bandeja de recolección de torta de lodo seco		* Supervisión remota del estado del equipo: Operación, falla.	* Conexión con PLC centralizado.
Agitadores depósito de homogeneización de lodos espesados, de eje horizontal, sumergidos extraíbles con zócalo de descarga, con hélice de Ø200 mm y motor de + 1.5 Kw-460 V - 60 Hz (Espesadores)		* Supervisión remota del estado del equipo: Operación, falla. * Control remoto	* Conexión con PLC centralizado.
Sistema de Ventilación y aire acondicionado para Edificio de Taller y edificio administrativo y laboratorios		* Supervisión remota del estado del equipo: Operación, falla. * Control remoto	* Conexión con PLC centralizado.
Sistema de Extinción de incendios para Edificio de Taller y edificio administrativo y laboratorios		* Supervisión en panel del sistema de detección y alarma de	* Conexión con PLC centralizado.

DESCRIPCIÓN	REQUERIMIENTO DE AUTOMATISMO		
		incendio	

10.6.2.1. Sistema de detección y alarma de incendio

Se prevé un sistema de detección y alarma de incendio para las edificaciones aledañas a la PTAP La Joya, según se muestra a continuación:

Tabla 10-57 Sistema de detección y alarma de incendio - PTAP La Joya.

	EDIFICIO TALLER Y ALMACÉN						
	Jefe Almacén	Oficina mantenimiento	Comedor	Lubricantes	Recepción	Almacén general y dosificación de productos químicos	Total
Detector de humo fotoeléctrico	1	1	1		1		4
Detector dual (térmico, humo)				1			1
Detector tipo Beam						1	1
Detector de llama				1			1
Estación Manual de Alarma					1		1
Alarma Audio Visual					1		1
Panel Central							0

	EDIFICIO TALLER Y ALMACÉN						
	Jefe Almacén	Oficina mantenimiento	Comedor	Lubricantes	Recepción	Almacén general y dosificación de productos químicos	Total
Anunciador remoto							0
Interfaz con sistema de extinción (Módulos de monitoreo)	1	1	1	1	1	2	7

Tabla 10-58 Sistema de detección y alarma de incendio - PTAP La Joya.

	EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN Y LABORATORIO								
	Sala de reuniones y capacitación	Centro de control de operación	Hall	Depósito	Bacteriología	Oficina CEA	Gerente de administración	Laboratorio Físico Químico	Total
Detector de humo fotoeléctrico	1	1		1	1	1	1		6
Detector dual (térmico, humo)								1	1
Detector tipo Beam									0
Detector de llama									0

	EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN Y LABORATORIO								
	Sala de reuniones y capacitación	Centro de control de operación	Hall	Depósito	Bacteriología	Oficina CEA	Gerente de administración	Laboratorio Físico Químico	Total
Estación Manual de Alarma	1	1	1						3
Alarma Audio Visual	1	1	1						3
Panel Central		1							1
Anunciador remoto									0
Interfaz con sistema de extinción (Módulos de monitoreo)	1	1	1	1	1	1	1	1	8

Tabla 10-59 Sistema de detección y alarma de incendio - PTAP La Joya.

	AUXILIARES		
	Caseta de sopladores	Caseta de vigilancia	Total
Detector de humo fotoeléctrico	2	1	3
Detector dual (térmico, humo)			0
Detector tipo Beam			0
Detector de llama			0
Estación Manual de Alarma	1	1	2
Alarma Audio Visual	1	1	2

	AUXILIARES		
	Caseta de sopladores	Caseta de vigilancia	Total
Panel Central			0
Anunciador remoto		1	1

10.6.2.2. Sistema de vigilancia CCTV y Red de voz y datos

Se prevé un sistema de vigilancia por circuito cerrado de televisión CCTV para la vigilancia de las zonas de proceso, accesos y cuartos con equipos. Se prevé una red de voz y datos para los edificios de la PTAP:

Tabla 10-60 Sistema de vigilancia CCTV - PTAP La Joya.

	ACCESO A LA PTAP		
CCTV	Cámaras [3 en total]	Switch PoE [1 en total]	-
Voz y datos	Punto de voz [1 en total]	-	-
	PERÍMETRO		
CCTV	Cámaras [6 en total]	Switch PoE [9 en total]	-
Voz y datos	-	-	-
	ÁREA DE PROCESO		
CCTV	Cámaras [10 en total]	Switch PoE [7 en total]	-
Voz y datos	-	-	-
	EDIFICIOS		
CCTV	Cámaras [12 en total]	Switch PoE [2 en total]	NVR y estación de visualización
Voz y datos	Punto de voz [6 en total]	Punto de datos [26 en total]	Servidor y PBX IP

10.7. VÍAS

Se realizó el diseño geométrico a nivel de factibilidad de la vía de acceso a la PTAP La Joya, el trazado de esta vía se describe a continuación.

Consiste en una vía de 3.5 km localizada al costado occidental de la cárcel La Joya, que busca aprovechar la servidumbre de los carreteables existentes; tiene un radio mínimo de 23 metros y un radio máximo de 250 metros. En cuanto al diseño de rasante, parte de la abscisa K0+000 en la cota 42 y llega en la abscisa K3+485 en la cota 69.75 con una pendiente variable de entre -0.30% y 7.20%. En la Figura 10-41 se presenta el esquema del acceso a la PTAP La Joya.

Esta vía fue trazada sobre topografía tomada del modelo ALOS escala 1:25000



Figura 10-41 Acceso a PTAP La Joya

10.7.1. Diseño geotécnico para la vía de acceso

10.7.1.1. Configuración de taludes

Para esta etapa de diseño se implementaron taludes de corte 0,75 H: 1,0 V y taludes de relleno 1,5 H: 1,0 V, los cuales deben ser validados y actualizados en la etapa posterior de diseño.

10.7.1.2. Estructura de pavimento

Para esta etapa de diseño se implementó como estructura de pavimento una capa de calle en tosca de 25 cm de espesor, la cual debe ser validada en la etapa posterior de diseño.

10.7.2. Sistema de drenaje

Para esta etapa de diseño se implementó una cuneta triangular en concreto con una sección de 90 cm de ancho y 30 cm de profundidad, la cual debe ser validada en la etapa posterior de diseño (ver Figura 10-42).

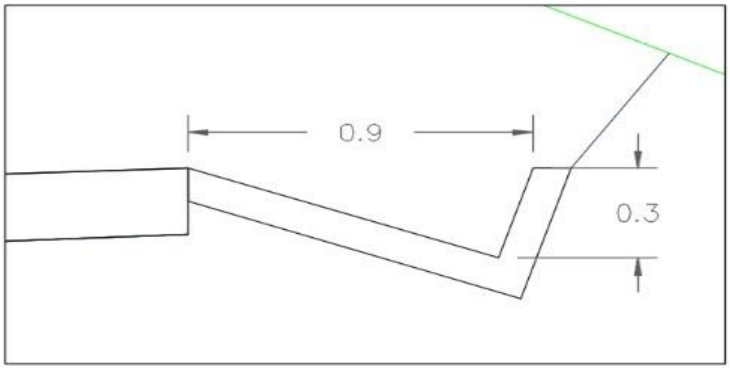


Figura 10-42 Esquema cuneta

10.7.3. Resultados del diseño geométrico

10.7.3.1. Planos

Como resultados del diseño geométrico se presentan planos generales, planos planta-perfil y planos de secciones transversales cada 50 metros. En los planos generados se incluye el diseño geométrico en planta y en perfil con sus respectivos cuadros de elementos de curvatura.

Los planos de diseño geométrico de la vía de acceso a la PTAP La Joya se presentan en el Anexo 1 (Anexo 1.4.6).

10.7.3.2. Memorias de cálculo

A partir del modelo digital del terreno alineamiento en planta, alineamiento en perfil y secciones transversales generadas, se calcularon con el software de diseño Civil 3D, los volúmenes cada 10 metros de movimientos de tierra, terraplenes y calle en tosca. En la Tabla 10-61 se presenta el resumen de cantidades de obra.

Tabla 10-61 Resumen de cantidades de obra.

Eje de Diseño	**Longitud (km)**	**Vol, Corte (m^3)**	**Vol, Relleno (m^3)**	**Vol, Calle en Tosca (m^3)**
Acceso PTAP La Joya	3.5	25308	1020	5220
Total	**3.5**	**25308**	**1020**	**5220**

Adicionalmente en el Anexo 2 (Anexo 2.4.6) se presenta el listado de localización del eje de la vía y las memorias de cantidades de obra.

11. RED DE DISTRIBUCIÓN

11.1. DISEÑOS HIDRÁULICOS

Los análisis hidráulicos de la red de distribución del proyecto fueron realizados en tres fases. En la primera de ellas se realizó el planteamiento general de la conducción, dimensionamiento, cálculo de pérdidas hidráulicas y definición de estructuras como tanques o sistemas de bombeo y accesorios como cambios de dirección, válvulas, etc, requeridos para la operación. Este proceso se realizó con base en la topografía disponible, fotos aéreas, aplicando los criterios de diseño, haciendo el máximo aprovechamiento de zonas públicas existentes o no ocupadas y minimizando el uso de terrenos privados y los impactos ambientales que pudieran generarse, de acuerdo con el párrafo 1.1.6 de la sección 01 35 13 de los términos de referencia.

En la segunda fase se desarrolló un modelo de la red de distribución en el software EPANET, el cual guarda las características de la red de distribución definidas en la primera fase descrita, con el objetivo de comprobar el funcionamiento hidráulico de las tuberías.

Finalmente, en la tercera fase se desarrolló un modelo de transiente hidráulico de la red de distribución en el que estudian escenarios de paradas y arranques de los sistemas de bombeo, con el fin de estimar los valores de sobrepresión en la conducción en casos extremos.

Teniendo en cuenta los criterios expuestos en el numeral 6, conociendo además que para el dimensionamiento de la Red de distribución se seleccionan diámetros que generen pérdidas hidráulicas acordes con la cabeza hidráulica disponible, se concluye que las tuberías de Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (GRP - Glass Reinforced Plastic Pipe, por sus siglas en inglés) y Acero son las únicas que tienen diámetros comerciales que permiten transportar altos caudales como los requeridos para el desarrollo del proyecto. Por lo anterior se adoptan estos dos materiales para esta etapa de factibilidad.

La tubería en GRP se fabrica en distintos diámetros en diferentes partes del mundo y algunos de los rangos de disponibilidad son los siguientes:

- Diámetros disponibles: 300 – 3500 mm.
- Presiones de trabajo: 1.0 – 25 bar.
- Longitudes por tubo de hasta 12 m.

En la Tabla 11-1 se presentan las características de la tubería en GRP, las unidades usadas en son: (SN (N/m^2), PN (Bar), DN-Dext Max-Dint Min (mm), Peso (Kg)).

Tabla 11-1 Características tubería GRP.

SN 10000		TUBERÍA - Dint MÍN (mm) – PN (Bares)							RANGO DE PESO (kg)	
DN	Dext Máx	PN 1	PN 6	PN 10	PN 16	PN 20	PN 25	PN 32	Desde	Hasta
900	923.0	884.9	886.8	886.8	890.2	892.3	893.0	893.4	84.4	117.7
900	923.0	884.9	886.8	886.8	890.2	892.3	893.0	893.4	84.4	117.7
1100	1,127.0	1,081.6	1,083.1	1,083.1	1,087.7	1,090.1	1,090.9	1,091.5	124.8	174.1
1200	1,229.0	1,180.0	1,181.5	1,181.5	1,186.4	1,189	1,189.9	1,190.5	148.0	205.1
1300	1,331.0	1,278.3	1,279.8	1,279.8	1,285.2	1,287.8	1,288.9	1,289.5	173.1	239.4
1400	1,433.0	1,376.3	1,378.1	1,378.1	1,383.9	1,3867	1,387.8	1,388.5	200.2	278.2
1500	1,535.0	1,474.8	1,476.5	1,476.5	1,482.7	1,485.6	1,486.8	1,487.5	229.3	317.3
1600	1,637.0	1,573.1	1,574.7	1,574.7	1,581.4	1,584.4	1,585.8	1,586.6	259.9	359.4
1700	1,739.0	1,671.0	1,673.2	1,673.2	1,680.2	1,683.3	1,684.7	1,685.6	293.8	407.3
1800	1,841.0	1,769.6	1,771.4	1,771.4	1,778.9	1,782.2	1,783.7	1,784.6	328.2	452.6
1900	1,943.0	1,868.1	1,869.7	1,869.7	1,877.7	1,881.1	1,882.7		377.7	502.0
2000	2,045.0	1,966.5	1,968.2	1,968.2	1,976.4	1,980.0	1,981.6		419.0	554
2100	2,147.0	2,064.8	2,066.5	2,066.5	2,075.2	2,078.9	2,080.6		460.5	609.4
2200	2,249.0	2,162.8	2,164.8	2,164.8	213.9	2,177.8	2,179.6		505.5	670.2
2300	2,351.0	2,261.2	2,263.2	2,263.2	2,272.6	2,276.6	2,278.5		551.3	731.1
2400	2,453.0	2,359.2	2,361.6	2,361.6	2,371.4	2,375.5	2,377.5		599.8	797.0
2500	2,555.0	2,458.1	2,459.8	2,459.8	2,470.1	2,474.4			677.7	857.9
2600	2,657.0	2,556.2	2,558.1	2,558.1	2,568.9	2,573.3			731.0	928.5
2700	2,759.0	2,654.5	2,656.5	2,656.5	2,667.6	2,672.1			788.2	999.8
2800	2,861.0	2,752.8	2,754.8	2,754.8	2,766.4	2,771.0			847.3	1,074.4
2900	2,963.0	2,851.2	2,853.3	2,853.3	2,865.1	2,869.9			908.2	1,149.9
3000	3,065.0		2,951.5	2,951.5	2,963.9	2,968.8			971.6	1,169.7
3100	3,167.0		3,049.9	3,049.9	3,062.7				1,091.0	1,247.9
3200	3,269.0		3,148.1	3,148.1	3,161.4				1,162.7	1,330.1
3300	3,371.0				3,260.1				1,235.7	1,345.6
3400	3,473.0				3,358.9				1,311.6	

SN 10000		TUBERÍA - Dint MÍN (mm) – PN (Bares)							RANGO DE PESO (kg)	
DN	Dext Máx	PN 1	PN 6	PN 10	PN 16	PN 20	PN 25	PN 32	Desde	Hasta
3500	3,575.0				3,457.6				1,390.6	
3600	3,677.0									
3700	3,779.0									
3800	3,881.0									
3900	3,983.0									
4000	4,085.0									

Se puede apreciar que para GRP con SN 10000, que es la resistencia escogida para este proyecto, el diámetro máximo es 3.5 m, el cual tiene como presión de diseño máxima PN 16 bares, para el presente diseño dicho rango de presiones es suficiente ya que el diámetro máximo usado es de 2.5 m que se presenta en el tramo 11 y requiere PN 10.

El tramo que requiere mayor presión, en el presente diseño, es el 17, con diámetro de 1.5 m y PN 25, como se puede apreciar en la Tabla 11-1, para diámetro de 1.5 m se puede tener un PN máximo de 32 bar, cumpliendo con el parámetro de diseño.

Para los demás tramos el PN requerido es de 10 bar, con rango de diámetros entre 0.3 m y 2.0 m, según la Tabla 11-1, las tuberías disponibles en el comercio cumplen con lo requerido.

11.1.1. Dimensionamiento de las tuberías

Con el trazado en planta y perfil definidos, así como los materiales a usar, se procede a establecer la capacidad hidráulica máxima en los diferentes tramos de conducción del proyecto, la cual puede ser una limitante para la derivación de caudales en la red de distribución.

A partir de datos conocidos como el caudal, pendiente, longitud en los tramos de conducción y topografía se determinaron las pérdidas de energía en el sistema, las cuales influyen en el comportamiento hidráulico de la conducción para definir los diámetros requeridos. El cálculo se realiza siguiendo los criterios expuestos en el numeral 5.

11.1.1.1. Pérdidas por fricción

Debido a los altos caudales manejados en el presente estudio se tienen valores de Reynolds mayores a 4,000, lo cual obliga a usar la ecuación de Colebrook-White para el cálculo de pérdidas por fricción, ver numeral 6.

Para aplicar la ecuación de Colebrook-White es necesario identificar el coeficiente de rugosidad de la tubería en GRP la cual se presenta en la Tabla 11-2.

Tabla 11-2 Coeficiente de fricción tubería GRP.

Material	Coeficientes de Colebrook White (Ks) (m)
GRP	0.000029

11.1.1.2. Pérdidas menores

Para calcular las pérdidas menores, a través de la ecuación presentada en el numeral 6, fue necesario identificar todos los codos, tees, reducciones y válvulas que tendría el trazado en planta y perfil, a los accesorios identificados se les determinó las pérdidas menores correspondientes.

11.1.1.3. Dimensionamiento diámetros tuberías a gravedad

Dada la lejanía de los puntos de entrega más distanciados (1 y 9) y la baja cabeza hidráulica disponible entre la PTAP La Joya (65 msnm) y los puntos de entrega (promedio 20 msnm), teniendo que pasar por puntos altos de cota promedio 45 msnm, fue necesario minimizar al máximo las pérdidas por fricción y menores, lo que se logra usando el mayor diámetro posible.

Para poder llegar a los puntos de entrega seleccionados por IDAAN se obtuvieron, a través de la modelación en EPANET y con la aplicación de memorias de cálculo, los diámetros expuestos en la Tabla 11-3.

Tabla 11-3 Cálculo capacidad hidráulica tramos a gravedad Red.

Tramo	Diámetro (m)	Longitud (m)	Caudal (m^3/s)	Velocidad (m/s)	PN (Bar)
11A	2.7	6,498.301	6	1.05	10
11B	2.4	3,796.65	4.636	1.02	10
13A	1.3	1,529.12	1.364	1.03	10

Tramo	Diámetro (m)	Longitud (m)	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	PN (Bar)
13B	1.2	1,766.48	1.294	1.14	10
13C	1.1 A 0.4	19,209.43	1.131 A 0.184	1.46 A 1.02	10
13C-1	1.1	2,065.62	1.131	1.19	10
13C-2	1	3,263. 05	0.799	1.02	10
13C-3	0.7	8,558.65	0.488	1.27	10
13C-4	0.6	4,174.82	0.328	1.16	10
13C-5	0.4	1,147.29	0.184	1.46	10
14	0.3	2,176	0.07	1.00	10
15	2	9,908	4.636 A 4.136	1.48 A 1.32	10
16	0.7	6,049	0.65	1.69	10

En el numeral 11.1.4.1 se presenta la modelación hidráulica realizada para las soluciones planteadas y en el Anexo 3 (Anexo 3.3.1) se presentan los cálculos realizados para todos los tramos.

11.1.1.4. Análisis diámetro económico Tramo 17 Impulsión

El diámetro del tramo 17 (impulsión hasta tanque cota 120 msnm en Tocumen) se determinó a través de un análisis de diámetro económico verificando que se cumplan los criterios hidráulicos establecidos en el numeral 6, para su definición se tuvo en cuenta los costos de los siguientes ítems:

- Costo de tubería en distintos diámetros.
- Costos de transporte.
- Costos de relleno y excavación para la colocación de la tubería
- Costos de equipos de bombeo.
- Costos de energía para bombeo durante la vida útil del proyecto (50 años).

Teniendo en cuenta que, al incrementarse el diámetro de la tubería, se reducen las pérdidas de energía en la misma y por consiguiente los costos de bombeos, pero se incrementan los costos de la tubería, transporte e instalación, el diámetro económico será aquel que minimice la suma de dichos costos y cumpla con los criterios hidráulicos especificados en el en el numeral 5.

11.1.1.4.1. Costos de tubería

Al igual que los otros tramos de la red de distribución, el tramo 17 se proyectó en GRP y su costo se obtiene de acuerdo con cotizaciones, de la cual se puede obtener, por iteración, el precio de cualquier diámetro.

En la Tabla 11-4 se presenta la base de datos usada y algunos valores iterados.

Tabla 11-4 Determinación precios Tubería GRP

Precio tubería Glass Reinforced Plastic pipe (GRP)										
Descripción tubería	Diámetro (m)	Suministro tubería	Acople	Codos	Seguros	Transporte	Impuestos	Instalación	Total (USD/ml)	Total con descuento
Tubería GRP Ø 350	3.50	2,406	$144.00	19	24	765	382	$601.00	4,343	$4,039.00
Tubería GRP Ø 340	3.40	2,186	$131.00	17	22	695	348	$547.00	3,947	$3,670.70
Tubería GRP Ø 320	3.20	1,966	$119.00	16	20	625	313	$492.00	3,551	$3,302.40
Tubería GRP Ø 310	3.10									$3,240.67
Tubería GRP Ø 300	3.00	1,893	$108.00	15	19	60	30	$473.00	3,410	$3,171.30
Tubería GRP Ø 290	2.90	1,735	$106.00	14	17	552	276	$434.00	3,135	$2,915.60
Tubería GRP Ø 280	2.80	1,621	$97.00	13	16	516	258	$405.00	2,928	$2,723.00
Tubería GRP Ø 270	2.70	1,520	$93.00	12	15	484	242	$380.00	2,748	$2,555.60
Tubería GRP Ø 260	2.60	1,449	$88.00	12	15	461	230	$362.00	2,617	$2,433.80
Tubería GRP Ø 250	2.50									$2,126.75
Tubería GRP Ø 240	2.40									$1,963.37
Tubería GRP Ø 230	2.30	1,064	$65.00	9	11	339	169	$266.00	1,922	$1,787.50
Tubería GRP Ø 220	2.20									$1,655.82
Tubería GRP Ø 200	2.00	808	$52.00	6	8	258	129	$202.00	1,465	$1,362.50
Tubería	1.90	703	$50.00	6	7	226	113	$176.00	1,280	$1,190.40

Precio tubería Glass Reinforced Plastic pipe (GRP)										
Descripción tubería	Diámetro (m)	Suministro tubería	Acople	Codos	Seguros	Transporte	Impuestos	Instalación	Total (USD/ml)	Total con descuento
GRP Ø 190										
Tubería GRP Ø 180	1.80	645	$45.00	5	7	207	103	$161.00	1,173	$1,090.90
Tubería GRP Ø 160	1.60									$887.60
Tubería GRP Ø 150	1.50									$782.23
Tubería GRP Ø 140	1.40	410	$29.00	3	4	132	66	$103.00	746	$693.80

La Figura 11-1 muestra la curva de costos proyectada para diferentes diámetros de tubería GRP.

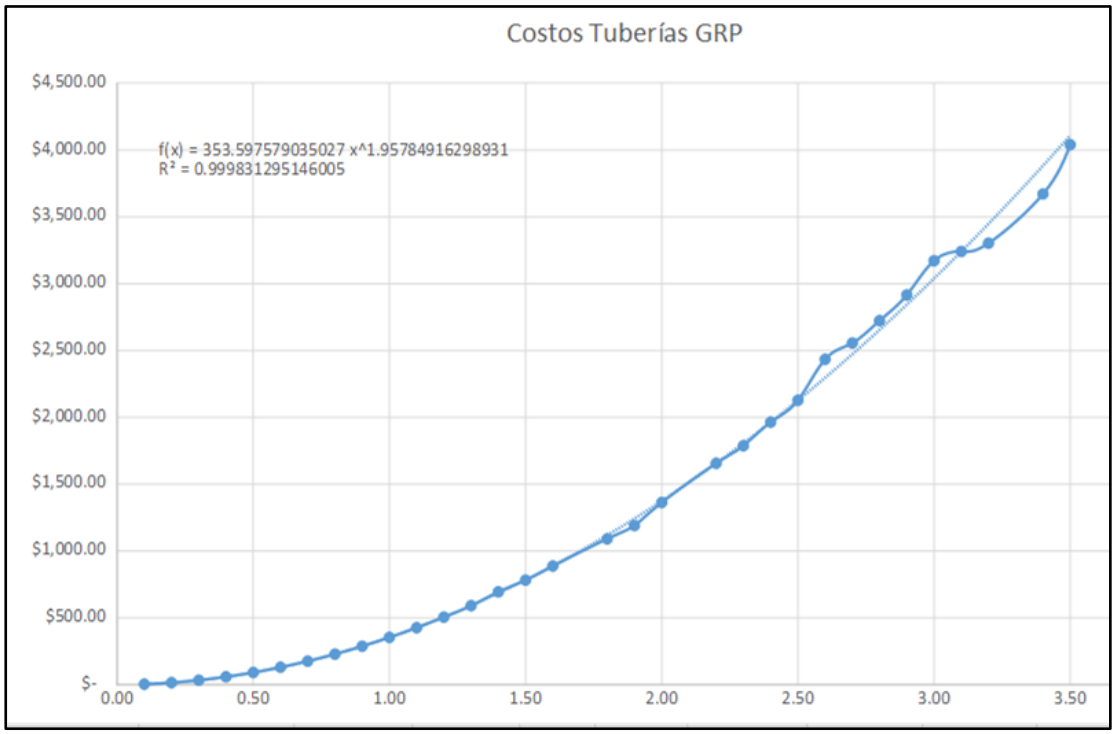


Figura 11-1 Determinación precios Tubería GRP

11.1.1.4.2. Costos de equipos de bombeo

Los costos de equipos de bombeo se obtuvieron con base en cotizaciones de equipos para

diferentes potencias, a partir de las cuales se elaboró la curva que se presenta en la Tabla 11-5 y en la Figura 11-2.

Tabla 11-5 Costos Equipos de Bombeo.

Potencia por bomba (kW)	Precio (USD)
3800.0	$ 695,625
4000.0	$ 703,125
5900.0	$ 1,113,750
8600.0	$ 1,642,500
9800.0	$ 1,691,250
13200.0	$ 2,081,250

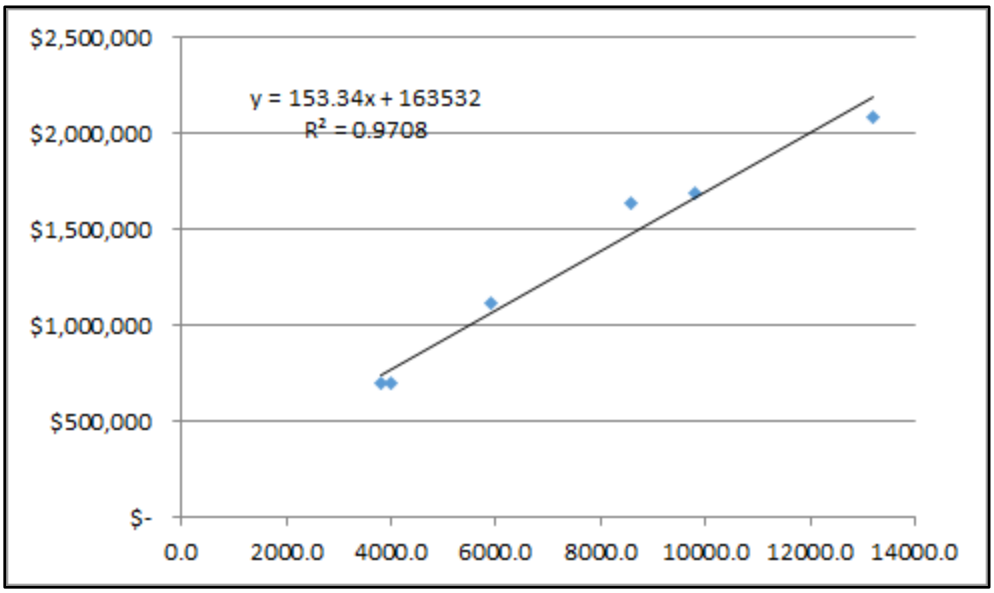


Figura 11-2 Curva Costos Equipos de Bombeo.

Con la ecuación obtenida es posible estimar el costo que tendrían los equipos de bombeo, para diferentes potencias.

11.1.1.4.3. Costos de energía para bombeo a Tanque cota 120 msnm en Tocumen

Luego del tramo 15, se proyectó un bombeo que impulsa inicialmente 3.486 m³/s hasta la abscisa K0+950 donde se hace una derivación de 0.5 m³/s hacía la salida llamada “Altos de Tocumen”, desde este punto se llevan 2.986 m³/s hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen, para esto se estimó una cabeza de bombeo de 150 m.

Por lo descrito anteriormente el cálculo del tramo y su respectivo análisis de diámetro económico,

se divide en dos subtramos con las características mostradas a continuación:

- El primer tramo va de la abscisa K0+000 hasta la K0+950, con caudal de 3.486 m³/s, en este punto entrega 0.5 m³/s al sector "Altos de Tocumen", la cota de salida es la 22.5 msnm y la de llegada es de 50 msnm, para una diferencia de altura de 27.5 m.
- El segundo tramo va de la abscisa K0+950 hasta la K5+397 donde se ubica el tanque cota 120 msnm en Tocumen, descarga 2.986 m³/s al mencionado tanque, cota de salida 50 msnm, cota de entrega 124 msnm, para una diferencia de 74 m.

Durante la vida útil del proyecto, los caudales a bombear se irán incrementando de acuerdo con los requerimientos del abastecimiento.

Para definir el costo de la energía requerida para el bombeo de cada uno de los tramos descritos anteriormente, durante la vida útil del proyecto, se procedió a calcular una curva en la cual se obtiene el valor presente neto (VPN) para diferentes diámetros de tubería y por ende diferentes cabezas de bombeo, los cuales fueron obtenidos utilizando el modelo financiero desarrollado en la etapa de prefactibilidad. En la Tabla 11-6 y la Figura 11-3 se presenta la curva obtenida para la estación de bombeo proyectada en el primer subtramo descrito anteriormente.

Tabla 11-6 Costos Energía Bombeo primer tramo a Tanque cota 120 msnm en Tocumen

Curva de costo de energía para el rebombeo primer tramo en red de distribución Alt 12		
Cabeza de bombeo (m)	Energía (GW-año)	Energía para bombeos (US$/Gwh año)
18	6.7	$6,094,399
20	7.5	$6,771,554
22	8.2	$7,448,709
24	9.0	$8,125,865
26	9.7	$8,803,020
28	10.5	$9,480,176
30	11.2	$10,157,331
32	12.0	$10,834,486
34	12.7	$11,511,642
36	13.5	$12,188,797
38	14.2	$12,865,953

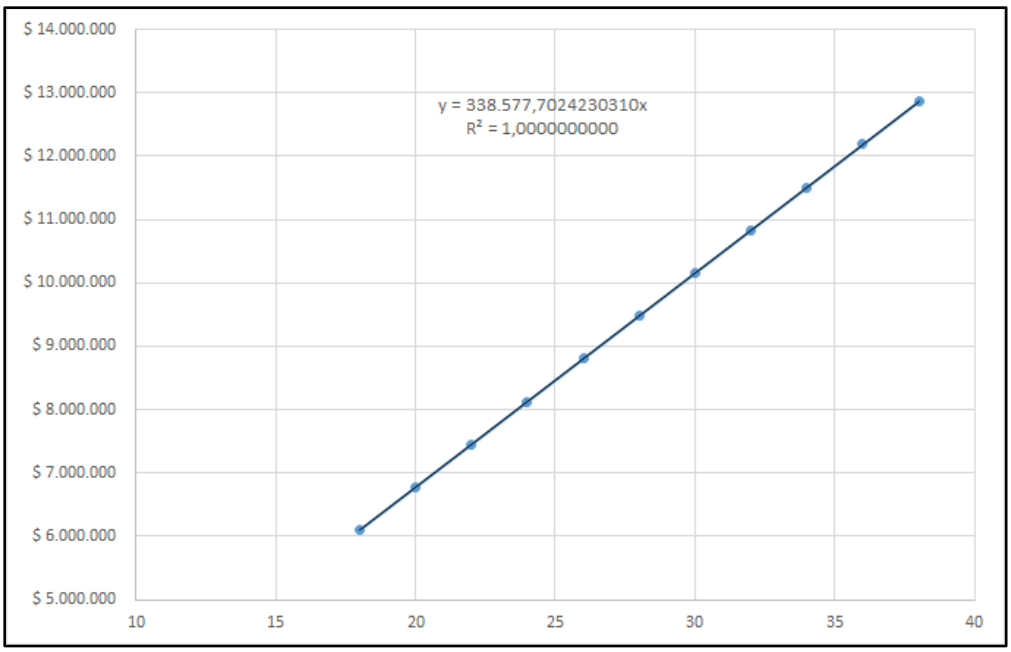


Figura 11-3 Curva Costos Energía Bombeo primer tramo a Tanque cota 120 msnm en Tocumen

Se aplica la misma metodología para obtener los costos de la energía requerida para el bombeo del segundo tramo. En la Tabla 11-7 y la Figura 11-4 se presenta la curva obtenida para la estación de bombeo proyectada en el primer subtramo descrito anteriormente.

Tabla 11-7 Costos Energía Bombeo segundo tramo a Tanque cota 120 msnm en Tocumen

Curva de costo de energía para el rebombeo segundo tramo en red de distribución Alt 12		
Cabeza de bombeo (m)	Energía (GW-año)	Energía para bombeos (US$/Gwh año)
70	22.5	$20,301,065
72	23.1	$20,881,095
74	23.7	$21,461,125
76	24.4	$22,041,156
78	25.0	$22,621,186
80	25.7	$23,201,217
82	26.3	$23,781,247
84	26.9	$24,361,278
86	27.6	$24,941,308
88	28.2	$25,521,338

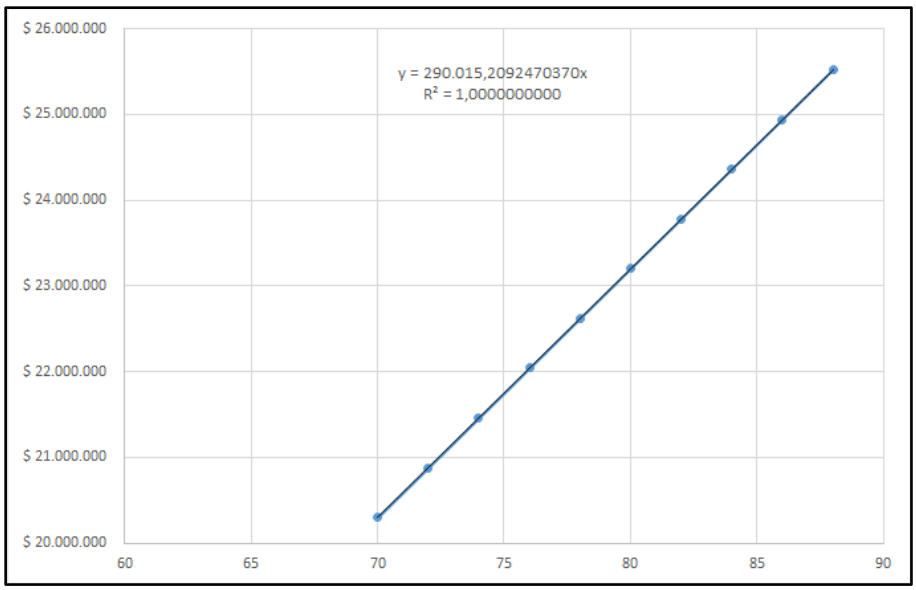


Figura 11-4 Curva Costos Energía Bombeo segundo tramo a Tanque cota 120 msnm en Tocumen

Para el cálculo del VPN del costo de energía se usó la tasa de descuento definida en la etapa de prefactibilidad para agua de abastecimiento 14 %.

11.1.1.4.4. Resultados

Para el bombeo hacia el tanque cota 120 msnm en Tocumen (tramo 17), se tienen dos entregas de caudal a lo largo del tramo, de la estación de bombeo salen 3.486 m³/s, en la abscisa K0+950 se entrega un caudal de 0.5 m³/s al sitio conocido como "Altos de Tocumen", continuando un caudal de 2.986 m³/s hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen.

Por lo descrito anteriormente el cálculo del tramo y su respectivo análisis de diámetro económico, se divide en dos subtramos con las características descritas en el numeral anterior.

En el primer subtramo, el análisis de diámetro económico se realizó para tubería de GRP, material que permite alcanzar las presiones de trabajo calculadas. En la Tabla 11-8 se presenta los resultados del análisis y en la Figura 11-5 se presenta la curva de costos obtenida para diferentes diámetros.

Tabla 11-8 Análisis Diámetro Económico Tubería GRP Primer Tramo.

Tramo	Cabeza Inicial	Cota Terreno Final	Longitud Tramo	Q	Dnominal	V	Pérdidas Totales	H Bombeo	Costo Suministro	Exca y Relle	C equipos de Bombeo	Costo Energía Bombeo	Total
-	msnm	msnm	m	m³/s	mm	m/s	m	m	MUSD	MUSD	MUSD	MUSD	MUSD
17	68.02	50	950	3.49	1000	4.44	13.02	45.52	$0.34	$0.06	$3.71	$15.41	$19.46

Tramo	Cabeza Inicial	Cota Terreno Final	Longitud Tramo	Q	Dnominal	V	Pérdidas Totales	H Bombeo	Costo Suministro	Exca y Relle	C equipos de Bombeo	Costo Energía Bombeo	Total
-	msnm	msnm	m	m^3/s	mm	m/s	m	m	MUSD	MUSD	MUSD	MUSD	MUSD
17	64.17	50	950	3.49	1100	3.67	9.17	41.67	$0.40	$0.07	$3.49	$14.11	$18.01
17	61.95	50	950	3.49	1200	03.08	6.95	39.45	$0.48	$0.09	$3.37	$13.36	$17.21
17	60.62	50	950	3.49	1300	2.63	5.62	38.12	$0.56	$0.10	$3.29	$12.90	$16.76
17	59.77	50	950	3.49	1400	2.26	4.77	37.27	$0.65	$0.12	$3.24	$12.62	$16.51
17	59.22	50	950	3.49	1500	1.97	4.22	36.72	$0.74	$0.13	$3.21	$12.43	$16.39
17	58.86	50	950	3.49	1600	1.73	3.86	36.36	$0.84	$0.15	$3.19	$12.31	$16.35
17	58.6	50	950	3.49	1700	1.54	3.6	36.1	$0.95	$0.17	$3.18	$12.22	$16.35
17	58.43	50	950	3.49	1800	1.37	3.43	35.93	$1.06	$0.19	$3.17	$12.16	$16.39
17	58.3	50	950	3.49	1900	1.23	3.3	35.8	$1.18	$0.22	$3.16	$12.12	$16.46
17	58.2	50	950	3.49	2000	1.11	3.2	35.7	$1.30	$0.24	$3.16	$12.09	$16.55
17	58.14	50	950	3.49	2100	01.01	3.14	35.64	$1.44	$0.26	$3.15	$12.07	$16.65
17	58.08	50	950	3.49	2200	0.92	03.08	35.58	$1.57	$0.29	$3.15	$12.05	$16.77
17	58.04	50	950	3.49	2300	0.84	03.04	35.54	$1.72	$0.32	$3.15	$12.03	$16.90
17	58.01	50	950	3.49	2400	0.77	03.01	35.51	$1.86	$0.34	$3.15	$12.02	$17.03
17	57.99	50	950	3.49	2500	0.71	2.99	35.49	$2.02	$0.37	$3.14	$12.02	$17.18
17	57.97	50	950	3.49	2600	0.66	2.97	35.47	$2.18	$0.40	$3.14	$12.01	$17.33
17	57.95	50	950	3.49	2700	0.61	2.95	35.45	$2.35	$0.44	$3.14	$12.00	$17.49
17	57.94	50	950	3.49	2800	0.57	2.94	35.44	$2.52	$0.47	$3.14	$12.00	$17.66
17	57.93	50	950	3.49	2900	0.53	2.93	35.43	$2.70	$0.50	$3.14	$12.00	$17.84
17	57.92	50	950	3.49	3000	0.49	2.92	35.42	$2.89	$0.54	$3.14	$11.99	$18.02
17	57.92	50	950	3.49	3100	0.46	2.92	35.42	$3.08	$0.57	$3.14	$11.99	$18.21
17	57.91	50	950	3.49	3200	0.43	2.91	35.41	$3.28	$0.61	$3.14	$11.99	$18.40
17	57.91	50	950	3.49	3300	0.41	2.91	35.41	$3.48	$0.65	$3.14	$11.99	$18.61
17	57.9	50	950	3.49	3400	0.38	2.9	35.4	$3.69	$0.69	$3.14	$11.99	$18.81
17	57.9	50	950	3.49	3500	0.36	2.9	35.4	$3.90	$0.73	$3.14	$11.99	$19.03
17	57.9	50	950	3.49	3600	0.34	2.9	35.4	$4.12	$0.77	$3.14	$11.98	$19.25
17	57.9	50	950	3.49	3700	0.32	2.9	35.4	$4.35	$0.82	$3.14	$11.98	$19.47
17	57.89	50	950	3.49	3800	0.31	2.89	35.39	$4.59	$0.86	$3.14	$11.98	$19.71
17	57.89	50	950	3.49	3900	0.29	2.89	35.39	$4.82	$0.91	$3.14	$11.98	$19.95
17	57.89	50	950	3.49	4000	0.28	2.89	35.39	$5.07	$0.96	$3.14	$11.98	$20.19

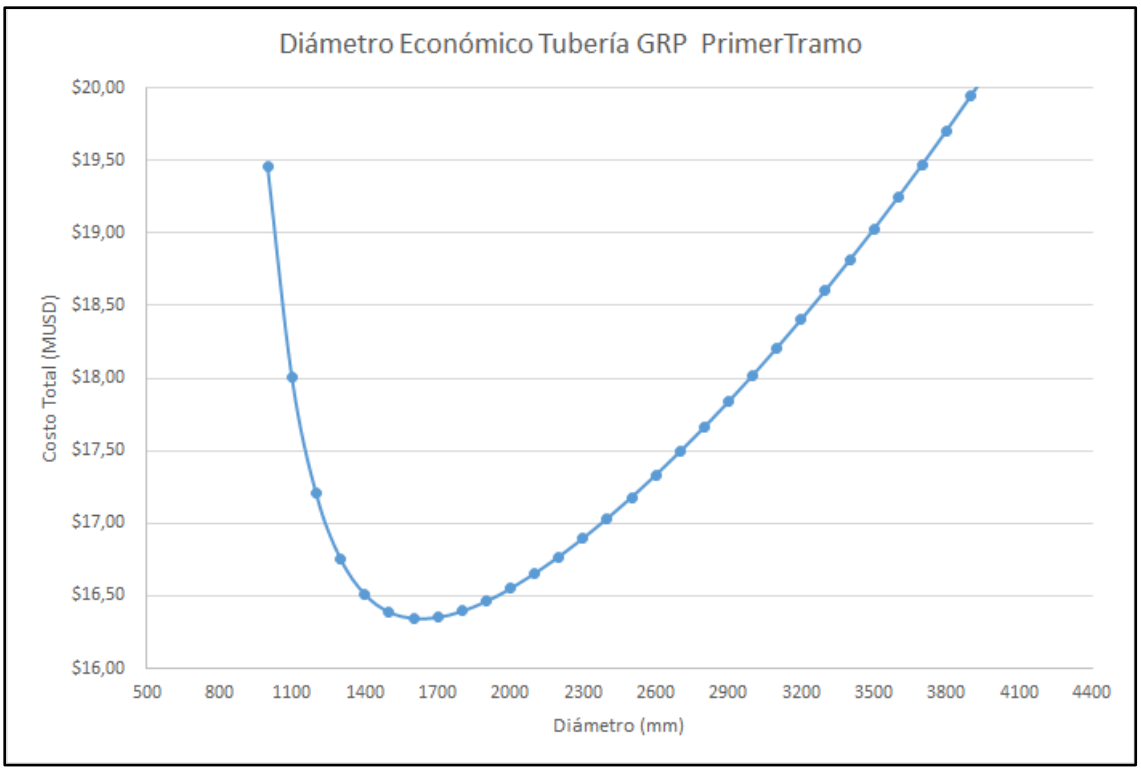


Figura 11-5 Curva Diámetro Económico Tubería GRP Primer Tramo.

Los resultados obtenidos muestran que los diámetros que permiten minimizar los costos están entre 1.5 m a 1.8 m.

Para el segundo tramo se realiza el mismo análisis obteniendo los resultados mostrados en la Tabla 11-9 y la Figura 11-6.

Tabla 11-9 Análisis Diámetro Económico Tubería GRP Segundo Tramo.

Tramo	Cabeza Inicial	Cota Terreno Final	Longitud Tramo	Q	Dnominal	V	Pérdidas Totales	H Bombeo	Costo Suministro	Exca y Relle	C equipos de Bombeo	Costo Energía Bombeo	Total
-	msnm	msnm	m	m³/s	mm	m/s	m	m	MUSD	MUSD	MUSD	MUSD	MUSD
17	167.16	124	4447	2.99	1000	3.8	38.16	117.16	$1.57	$0.28	$7.74	$33.98	$43.30
17	153.79	124	4447	2.99	1100	3.14	24.79	103.79	$1.90	$0.34	$6.99	$30.10	$38.99
17	146.09	124	4447	2.99	1200	2.64	17.09	96.09	$2.25	$0.40	$6.56	$27.87	$36.67
17	141.43	124	4447	2.99	1300	2.25	12.43	91.43	$2.63	$0.47	$6.30	$26.51	$35.44
17	138.49	124	4447	2.99	1400	1.94	9.49	88.49	$3.04	$0.55	$6.13	$25.66	$34.83
17	136.58	124	4447	2.99	1500	1.69	7.58	86.58	$3.48	$0.63	$6.02	$25.11	$34.61
17	135.3	124	4447	2.99	1600	1.49	6.3	85.3	$3.95	$0.72	$5.95	$24.74	$34.63
17	134.42	124	4447	2.99	1700	1.32	5.42	84.42	$4.44	$0.81	$5.90	$24.48	$34.83

Tramo	Cabeza Inicial	Cota Terreno Final	Longitud Tramo	Q	Dnominal	V	Pérdidas Totales	H Bombeo	Costo Suministro	Exca y Relle	C equipos de Bombeo	Costo Energía Bombeo	Total
-	msnm	msnm	m	m³/s	mm	m/s	m	m	MUSD	MUSD	MUSD	MUSD	MUSD
17	133.79	124	4447	2.99	1800	1.17	4.79	83.79	$4.97	$0.91	$5.87	$24.30	$35.14
17	133.35	124	4447	2.99	1900	1.05	4.35	83.35	$5.53	$1.01	$5.84	$24.17	$35.54
17	133.02	124	4447	2.99	2000	0.95	4.02	83.02	$6.11	$1.12	$5.82	$24.08	$36.01
17	132.78	124	4447	2.99	2100	0.86	3.78	82.78	$6.72	$1.23	$5.81	$24.01	$36.54
17	132.6	124	4447	2.99	2200	0.79	3.6	82.6	$7.36	$1.35	$5.80	$23.95	$37.11
17	132.46	124	4447	2.99	2300	0.72	3.46	82.46	$8.03	$1.48	$5.79	$23.91	$37.73
17	132.35	124	4447	2.99	2400	0.66	3.35	82.35	$8.73	$1.61	$5.78	$23.88	$38.39
17	132.26	124	4447	2.99	2500	0.61	3.26	82.26	$9.46	$1.75	$5.78	$23.86	$39.09
17	132.2	124	4447	2.99	2600	0.56	3.2	82.2	$10.21	$1.89	$5.78	$23.84	$39.82
17	132.14	124	4447	2.99	2700	0.52	3.14	82.14	$10.99	$2.04	$5.77	$23.82	$40.59
17	132.1	124	4447	2.99	2800	0.48	3.1	82.1	$11.80	$2.19	$5.77	$23.81	$41.38
17	132.07	124	4447	2.99	2900	0.45	3.07	82.07	$12.64	$2.35	$5.77	$23.80	$42.21
17	132.04	124	4447	2.99	3000	0.42	3.04	82.04	$13.51	$2.52	$5.77	$23.79	$43.07
17	132.01	124	4447	2.99	3100	0.4	3.01	82.01	$14.41	$2.69	$5.76	$23.79	$43.96
17	131.99	124	4447	2.99	3200	0.37	2.99	81.99	$15.33	$2.86	$5.76	$23.78	$44.87
17	131.98	124	4447	2.99	3300	0.35	2.98	81.98	$16.28	$3.05	$5.76	$23.77	$45.82
17	131.96	124	4447	2.99	3400	0.33	2.96	81.96	$17.26	$3.23	$5.76	$23.77	$46.80
17	131.95	124	4447	2.99	3500	0.31	2.95	81.95	$18.27	$3.43	$5.76	$23.77	$47.80
17	131.94	124	4447	2.99	3600	0.29	2.94	81.94	$19.31	$3.62	$5.76	$23.77	$48.83
17	131.94	124	4447	2.99	3700	0.28	2.94	81.94	$20.37	$3.83	$5.76	$23.76	$49.90
17	131.93	124	4447	2.99	3800	0.26	2.93	81.93	$21.46	$4.04	$5.76	$23.76	$50.98
17	131.92	124	4447	2.99	3900	0.25	2.92	81.92	$22.58	$4.25	$5.76	$23.76	$52.10
17	131.92	124	4447	2.99	4000	0.24	2.92	81.92	$23.73	$4.48	$5.76	$23.76	$53.25

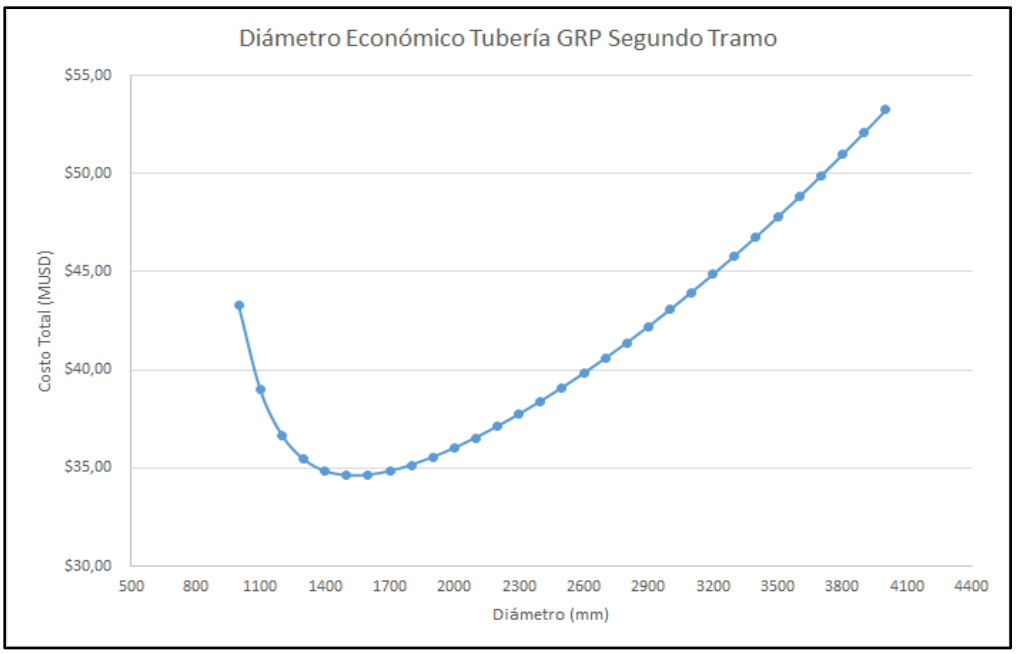


Figura 11-6 Curva Diámetro Económico Tubería GRP Segundo Tramo

Para el segundo tramo los diámetros que permite obtener los mejores resultados están entre 1.4 m a 1.7 m.

Por lo anterior, se adopta para todo el tramo 17 un diámetro de 1.5 m en toda su longitud, dadas las menores velocidades y menor desgaste del material, se proyecta tubería de GRP, con presiones de trabajo de 150 mca, esta presión sumada a la sobrepresión causada por el fenómeno de golpe de ariete arroja una presión de trabajo comercial de PN 25.

En el numeral 11.1.4 se presenta la modelación hidráulica realizada para las soluciones planteadas y en el Anexo 2 (Anexo 2.5.1) se presentan los cálculos realizados para todos los tramos.

11.1.1.5. Válvulas de Ventosa

Siguiendo los criterios de localización establecidos en el numeral 6 se localizaron válvulas de ventosa en todos los puntos altos del trazado, luego de un proceso de depuración del perfil de la tubería. Como resultado de estos análisis se obtuvo un total de 110 ventosas para los tramos 11A, 11B, 13A, 13B, 14, 15, 16 y 17.

11.1.1.5.1. Dimensionamiento de válvulas ventosa

Como se explicó en el numeral 6, las válvulas de ventosa se deben dimensionar para admisión y expulsión de aire, y el diámetro a usar será el mayor obtenido.

Para dimensionar las válvulas para expulsión de aire, mientras se llena la tubería de la conducción, se usa la fórmula definida en el numeral 6.

$$\frac{D}{dv} \cong 12$$

Donde:
D = diámetro tubería (m).
dv = diámetro abertura ventosa (m).

Se aplicó dicha ecuación para los diferentes tramos definidos en la red de distribución, para los cuales se obtuvieron los resultados presentados en la Tabla 11-10.

Tabla 11-10 Definición diámetro expulsión de aire.

Tramo	Diámetro (m)	Constante	dv (m)	dv (mm)
11	2.5	12	0.21	208.3
15	2	12	0.17	166.7
13	1	12	0.08	83.3
14	0.3	12	0.03	25
16	0.7	12	0.06	58.3
17	1.5	12	0.13	125

De acuerdo con los resultados obtenidos en la Tabla 11-10, se definen los siguientes diámetros para las válvulas de expulsión de aire: 210 mm en el tramo 11, 90 mm en el tramo 13, 50 mm en el tramo 14, 170 mm en el tramo 15, 60 mm en el tramo 16 y 125 mm para el tramo 17.

Las válvulas para admisión de aire fueron dimensionadas con la ecuación definida en el numeral 6.

$$\frac{da}{d} \cong 0.21\, Z^{1/4}$$

Donde:
da = diámetro válvula admisión de aire (m).
d = diámetro válvula de descarga (purga) (m).
Z= carga máxima (m).

Como se indica, es necesario conocer el diámetro de las válvulas de descarga para poder aplicar la ecuación mostrada. Estos diámetros se definen en el numeral 11.1.1.6.

Como se explicó en el numeral 9.1.2.4 (alineamiento en perfil), el trazado de la tubería está condicionado en la mayoría del trazado por las servidumbres públicas, lo que ocasiona un perfil con muchos puntos altos y bajos. De acuerdo con lo anterior se calculó el diámetro de admisión de aire para el Z máximo, Z promedio y Z mínimo encontrados a lo largo del trazado, los cuales se indican en la Tabla 11-11.

Tabla 11-11 Definición diámetro admisión de aire.

Definición válvula admisión de aire Tramos 2. 4. 5 y 10			
d (m)	Z (m)	da (m)	da (mm)
0.231	60	0.135	135.00
0.185	60	0.108	108.00
0.092	60	0.054	54.00
0.028	60	0.016	16.20
0.065	60	0.038	37.80
0.139	60	0.081	81.00

Como se puede apreciar en la Tabla 11-11, el mayor diámetro para admisión de aire está por el orden de 135 mm, mientras que para los tramos 14 y 16 se define en 50 mm.

De acuerdo con lo anterior y en función de los criterios expuestos en el numeral 6, se selecciona el mayor diámetro obtenido entre la admisión y expulsión de aire, el cual corresponde a expulsión de aire. En función de esto se escogen los diámetros descritos a continuación: 210 mm en el tramo 11, 90 mm en el tramo 13, 50 mm en el tramo 14, 170 mm en el tramo 15, 60 mm en el tramo 16 y 125 mm para el tramo 17.

11.1.1.6. Válvulas de Purga

Siguiendo los criterios de localización establecidos en el numeral 5, se ubicaron válvulas de purga en todos los puntos bajos del trazado de la red de distribución, como se aprecia en la Figura 11-7, para un total de 110 purgas.

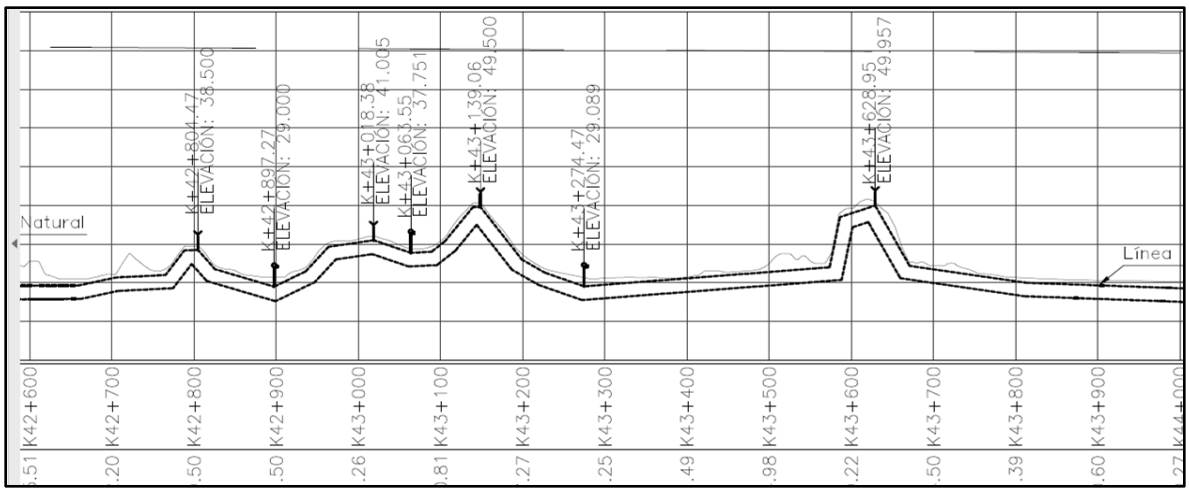


Figura 11-7 Localización Válvulas de Purga y Ventosa.

11.1.1.6.1. Dimensionamiento de válvulas de purga

Para dimensionar las válvulas de purga, se usa la ecuación definida en el numeral 5.

$$\frac{D}{d} = 65\sqrt{\frac{T\sqrt{Zm}}{L}}$$

Donde:
D = diámetro de tubería (m).
d = diámetro de la descarga (m).
T = tiempo de descarga (horas).
L = longitud total entre los puntos altos (m).
Zm = cabeza hidráulica promedio de los dos ramales (m).

Despejando el diámetro de descarga se tiene:

$$d = \frac{D}{65\sqrt{\frac{T\sqrt{Zm}}{L}}}$$

Al aplicar la anterior ecuación a los tramos definidos en la conducción para un tiempo de descarga de 8 horas (jornada laboral típica), se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 11-12.

Tabla 11-12 Dimensionamiento válvulas de purga.

D (m)	T (horas)	Zm (m)	L (m)	d (m)	d (mm)
2.5	8	12	1000	0.23	231.04
2	8	12	1000	0.18	184.83
1	8	12	1000	0.09	92.42
0.3	8	12	1000	0.03	27.72
0.7	8	12	1000	0.06	64.69
1.5	8	12	1000	0.14	138.62

De acuerdo con lo observado en la Tabla 11-12, se adoptan los diámetros descritos a continuación: 240 mm en el tramo 11, 100 mm en el tramo 13, 100 mm en el tramo 14, 190 mm en el tramo 15, 100 mm en el tramo 16 y 140 mm para el tramo 17.

Al diámetro escogido se le analizó el cumplimiento de la velocidad máxima (9 m/s), expuesto en el numeral 6:

$$V\,\text{max} = \sqrt{2g\ Zmax}$$

Donde:
Vmax = velocidad máxima en la descarga (9 m/s).
g = aceleración gravitacional (m/s²).
Z max = cabeza hidráulica máxima entre los dos ramales aferentes (m).

Con el análisis realizado se encontró que para un Z de 12 m, se está cerca a la velocidad máxima recomendada (8.66 m/s).

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos, Tabla 11-12, el diámetro de la purga está condicionado por:

- Tiempo de descarga (8 horas)
- Cabeza hidráulica promedio (12 m).
- Longitud aferente máxima a cada purga (1 km).

En los tramos donde no se cumplan los parámetros de Z (12 m) y L (1 km) se pondrán purgas intermedias.

11.1.1.7. Válvulas de Sobrevelocidad

De acuerdo con el criterio expuesto en el numeral 6, de ubicar una válvula de sobrevelocidad cada 5 Km, se obtuvo un total de 9 válvulas distribuidas como se muestran en la Tabla 11-13.

Tabla 11-13 Válvulas de operación Red.

Tramo	Sobrevelocidad
11	1
13A y B	
13C	4
14	
15	2
16	1
17	1
Total	9

11.1.1.8. Cruces Viales y cuerpos de agua

En función de la información obtenida con fotografías satelitales sobre los tramos 11, 13, 14, 15, 16 y 17 y aplicando lo expuesto en el numeral 5, se lograron identificar los cruces viales y de cuerpos de agua que se tendrían en el trazado propuesto.

Todos los cálculos y resultados expuestos se presentan en el Anexo 2 (Anexo 2.5.1) - memorias conducción.

En el Anexo 1 (Anexo 1.5.1) se presentan los planos de trabajo (Planta - Perfil) de los tramos mencionados.

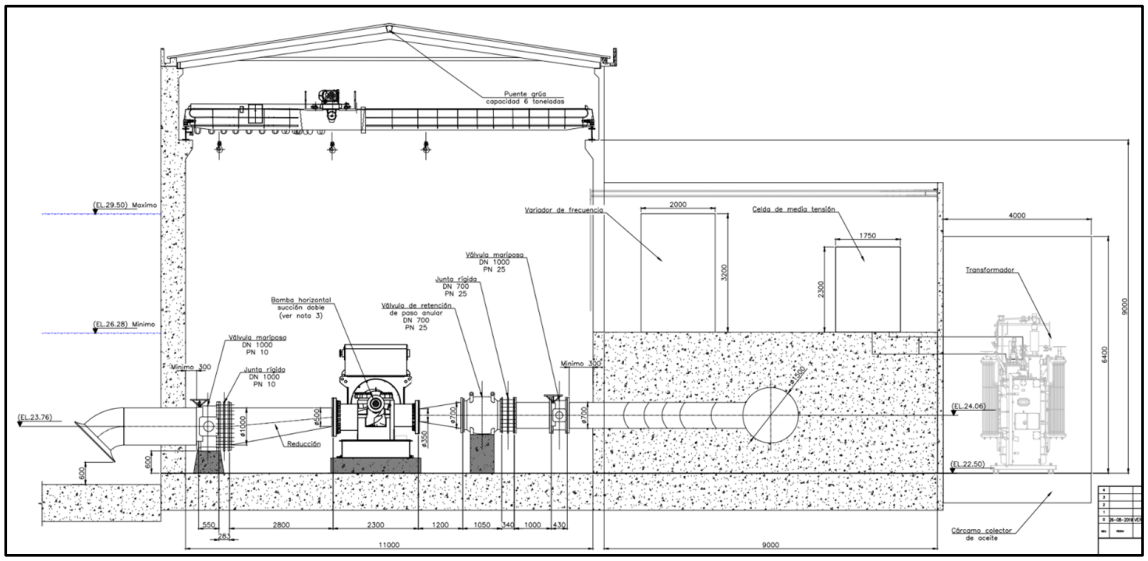
11.1.2. Bombeo red de distribución

Para poder llegar hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen, es necesario hacer un rebombeo.

Dicha estación se ubica al final del tramo 15. Consiste en un bombeo superficial con cota de fondo 22.5 msnm.

La estación contará con 5 bombas centrífugas de eje horizontal de 0.872 m³/s cada una (una de ellas es de respaldo) para una cabeza bruta de 150 m y un caudal total de diseño de 3.486 m³/s hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen. En la abscisa K0+950 del tramo 17 se tiene una salida de 0.5 m³/s al sitio "Altos de Tocumen", desde allí el bombeo continúa con un caudal de 2.986 m³/s hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen.

En la Figura 11-8 se presenta un esquema de la localización del rebombeo en el sector "Cabuya".



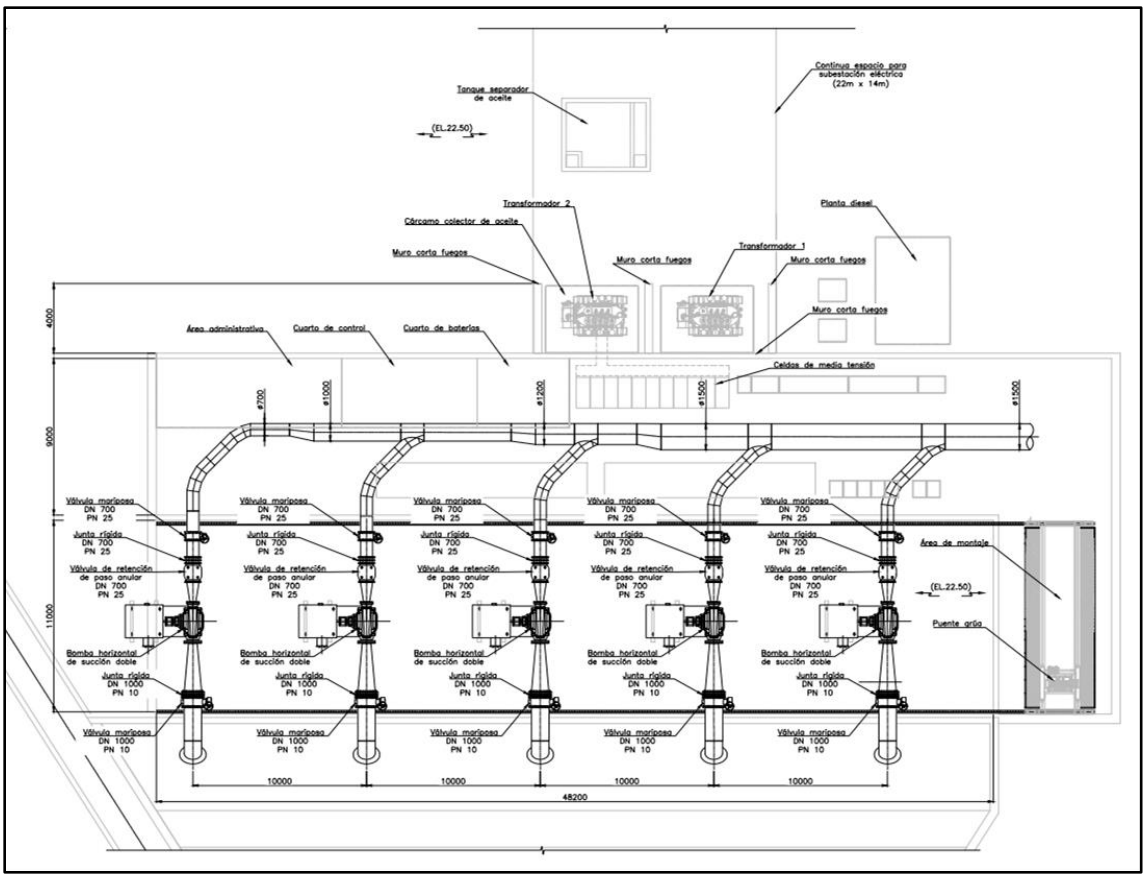


Figura 11-8 Esquema General Tanque y Rebombeo

En el Anexo 1 (Anexo 1.5.1) se presentan los planos de trabajo del Rebombeo.

En el capítulo Electromecánico se presenta una descripción detallada de la estación de bombeo.

11.1.3. Tanque cota 120 msnm en Tocumen

El tanque se localiza al final del tramo 17, cota de fondo 120 msnm, tendrá 26 m de largo, 26 m de ancho y 4.0 m de profundidad (más 0.45 m de borde libre), se dimensionó para un tiempo de retención de 15 minutos y un caudal de 2.986 m³/s, lo que permite tener un volumen de reserva de 2,704 m³. En la Figura 11-9 se presenta el esquema del tanque.

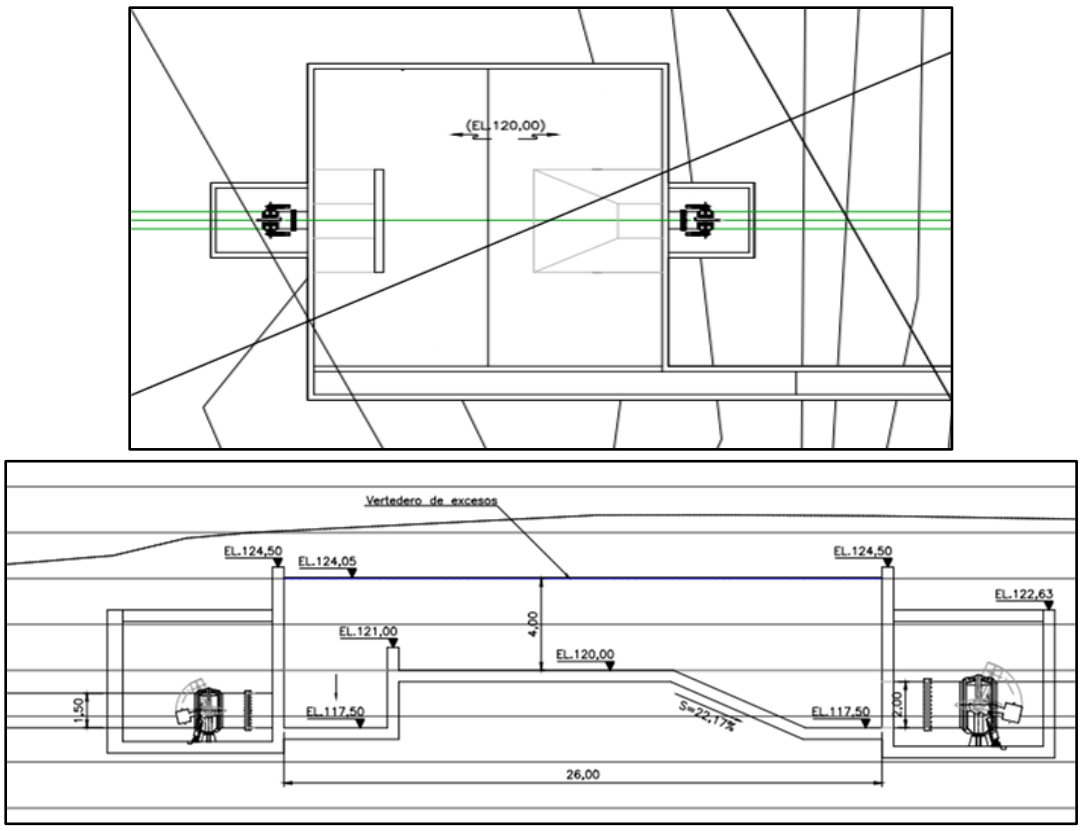


Figura 11-9 Esquema Tanque cota 120 msnm en Tocumen

11.1.3.1. Rebose Tanque cota 120 msnm en Tocumen

De acuerdo con lo expuesto en el numeral 6, se diseñó el vertedero de rebose para el caudal máximo de entrada (2.986 m³/s) con una sección rectangular de pared gruesa que pueda caber dentro de la longitud de muro dimensionada para el tanque cota 120 msnm en Tocumen (26 m).

Con estos parámetros y en función de los criterios definidos en el numeral 6, se dimensionó un vertedero con longitud de 26 m, tal como se muestra en la Figura 11-9.

11.1.3.2. Canal Colector de excesos Tanque cota 120 msnm en Tocumen

El caudal vertido debe ser captado y evacuado a través de un canal colector, hacía una canal de transición y posteriormente a un disipador que llevará el líquido hasta el cuerpo de agua receptor.

Siguiendo los criterios de diseño establecidos en el numeral 6, se calculó el alcance del chorro proveniente del vertedero para dimensionar el ancho del canal, como se ve en la Figura 11-10.

Como factor de seguridad se adopta 2.0 m de base para el canal colector, el mismo tendrá la misma

longitud del tanque, ver la Figura 11-10.

11.1.3.3. Canal de Transición Tanque cota 120 msnm en Tocumen

Después de canal colector el flujo pasa a un canal de transición que lo lleva al disipador mostrado en la Figura 11-10.

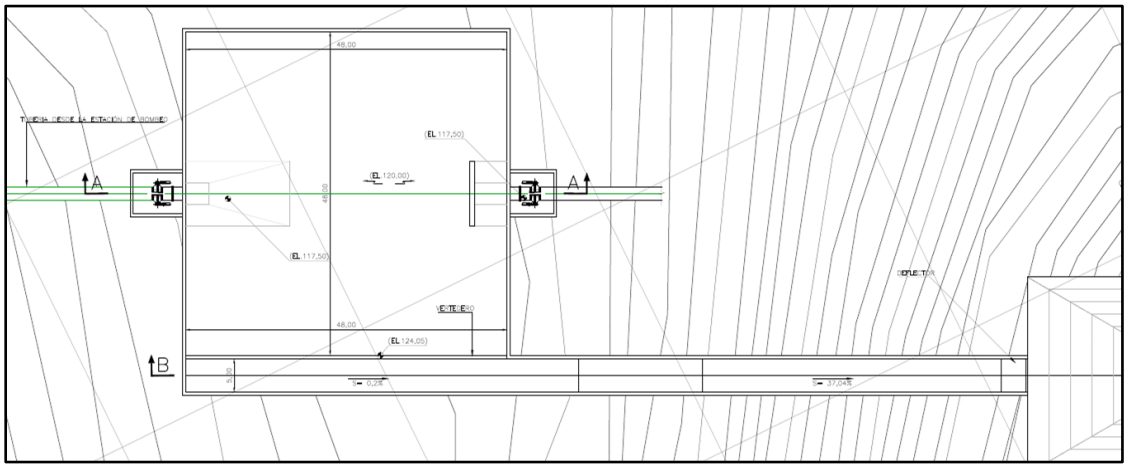


Figura 11-10 Canal transición a rápida Tanque cota 120 msnm en Tocumen

De acuerdo con la localización del tanque cota 120 msnm en Tocumen y la topografía del lugar, el canal de transición tendrá una longitud de 10 m hasta el disipador. Igualmente se proyecta un canal rectangular en concreto con ancho de 2.0 m, y altura de 1.0 m, con el objetivo de contar con la capacidad de evacuar el caudal vertido.

11.1.3.4. Disipador Tanque cota 120 msnm en Tocumen

El flujo vertido será captado por una rápida que llevará el flujo hasta el cuerpo de agua receptor. De acuerdo con la topografía del trazado escogido para la rápida, se tiene una pendiente de 37.04%, tal como se muestra en la Figura 11-11.

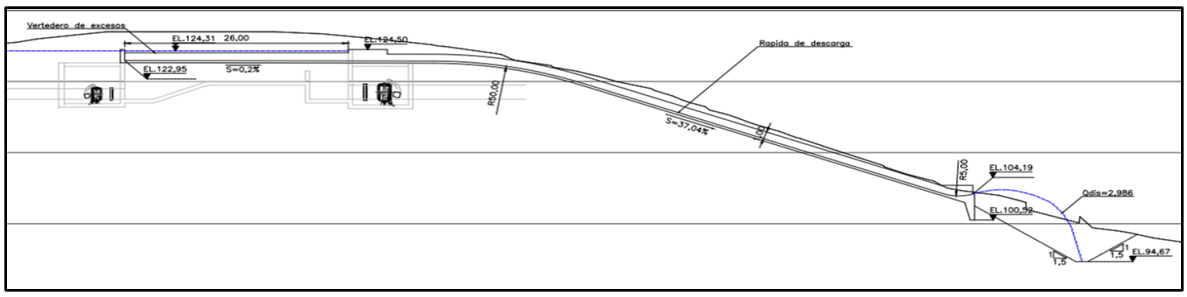


Figura 11-11 Perfil rápida Tanque cota 120 msnm en Tocumen

Los cálculos detallados se presentan en el Anexo 2 (Anexo 2.5.1), los planos de trabajo del tanque cota 120 msnm en Tocumen se presentan en el Anexo 1 (Anexo 1.5.1).

11.1.4. Modelos numéricos

11.1.4.1. Modelo en EPANET

Para verificar los resultados obtenidos en la primera fase de los análisis hidráulicos de la red de distribución, se ha realizado una modelación hidráulica con las condiciones definidas para todos los tramos del proyecto, usando los caudales definidos para cada uno.

Para la realización del modelo hidráulico se utilizó el software EPANET en su versión 2.0, utilizando los siguientes criterios de análisis:

- Se han modelado dos escenarios, con flujo en movimiento y con flujo estático, para verificar las presiones de diseño en las tuberías.
- Pérdidas de energía: ecuación de Darcy Weisbach.
- Coeficiente de rugosidad absoluta para GRP de 0.029 mm y para acero de 0.046 mm.
- Coeficiente de pérdidas menores se aplican al modelo de acuerdo con lo descrito en el numeral 6.
- Los diámetros de las tuberías y las elevaciones de los nodos son los correspondientes a los presentados en los planos planta - perfil.
- La distribución de demandas se definió en nodos puntuales, 6 m³/s en la PTAP La Joya y 10 entregas de caudal (Q total = 3.01 m³/s) a lo largo de la red de distribución.
- La modelación de los bombeos se realizó aplicando al modelo las curvas características definidas para el diseño de estas.

11.1.4.2. Resultados de la modelación para la red de distribución

En la Figura 11-12 se presenta el esquema de la red de distribución con los diámetros de las tuberías definidos y la presión en los nodos obtenidos para la distribución de caudales establecidas por

IDAAN, se presentan los resultados con flujo en movimiento.

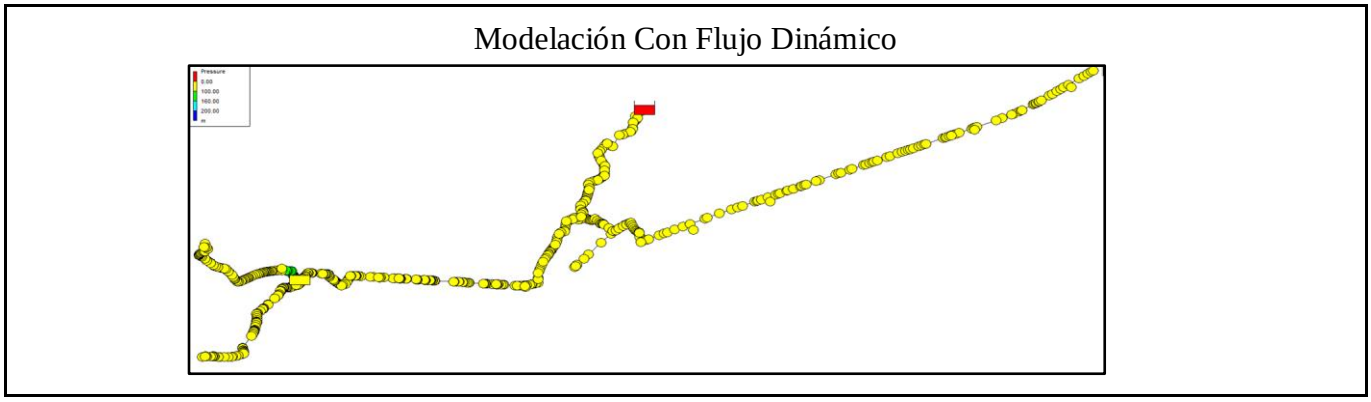


Figura 11-12 Modelación Hidráulica Red de Distribución Bayano

Como se puede apreciar en la Figura 11-12, los resultados obtenidos, para flujo en movimiento, muestran presiones inferiores a los 60 mca para los tramos 11, 13, 14, 15 y 16. Mientras que para el tramo 17 se tiene un incremento en las presiones de trabajo llegando a valores de 150 mca en el inicio del tramo. Para mayor claridad se presentan los resultados obtenidos por tramo en las siguientes figuras.

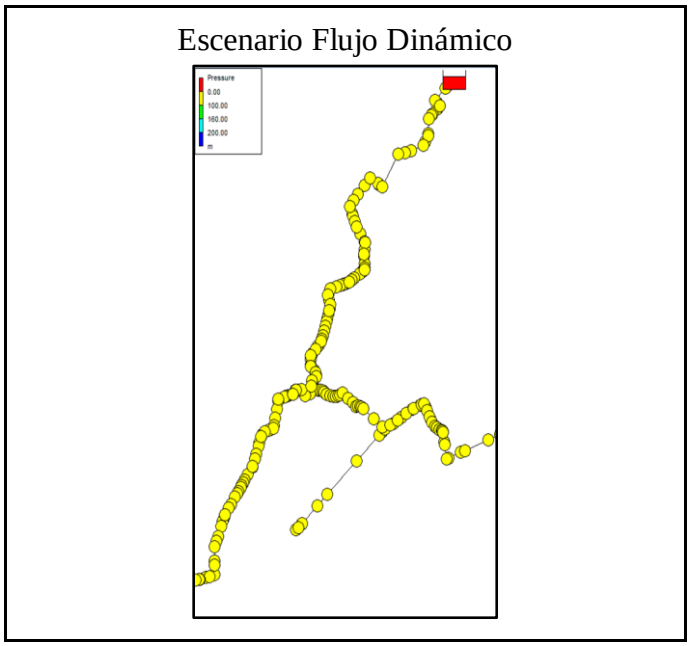


Figura 11-13 Modelación Tramos 11A, 11B, 13A, 13B y 14

Para los tramos 11A, 11B, 13A, 13B y 14 se tiene presiones inferiores a los 60 mca, ver Figura 11-13, en escenario “Flujo en movimiento”, las velocidades son inferiores a 5 m/s en los tres tramos, para el escenario en flujo estático se presentará un incremento de las presiones pero sin

superar los 60 mca.

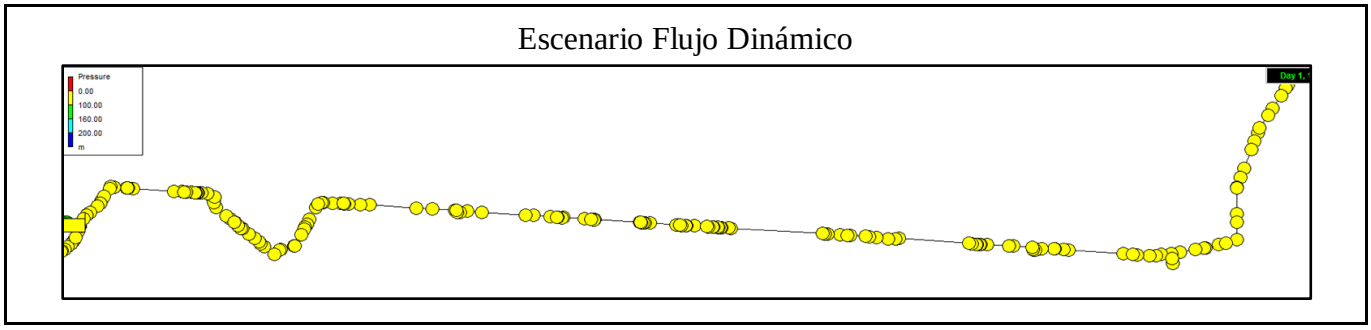


Figura 11-14 Modelación Tramo 15

Como se observa en la Figura 11-14, para el tramo 15, con "flujo en movimiento" se tienen presiones inferiores a los 60 mca, Las velocidades son inferiores a los 5.0 m/s en el tramo mostrado. Para un escenario de flujo estático se incrementarán las presiones, pero sin superar los 60 mca.

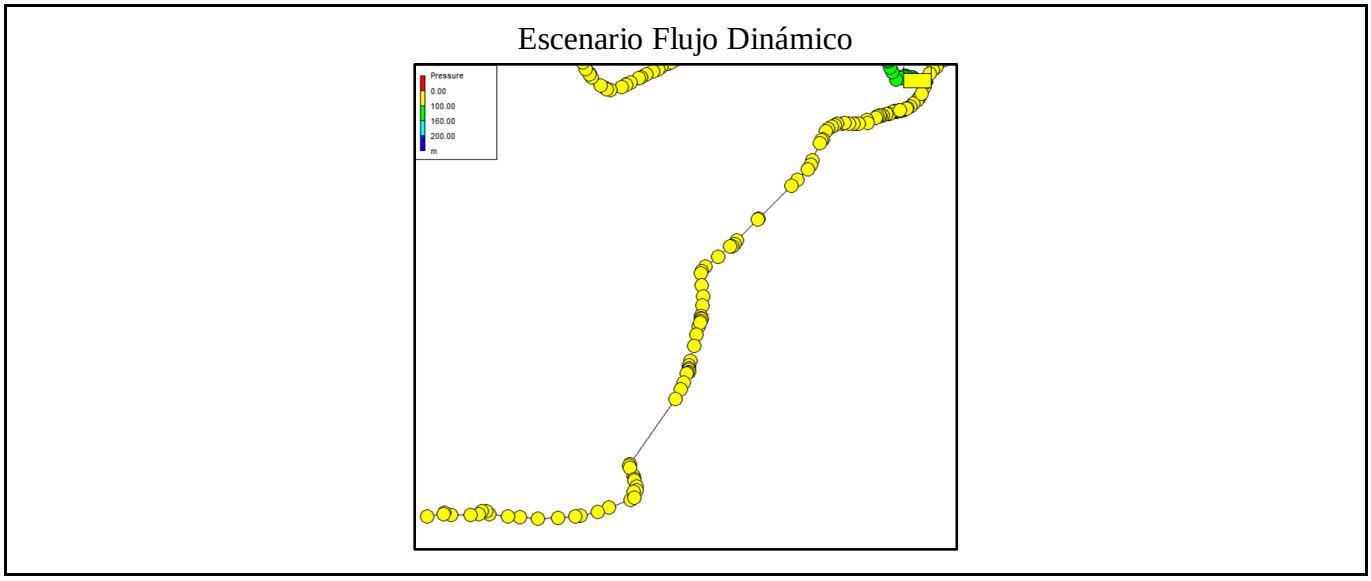


Figura 11-15 Modelación Tramo 16.

Como se observa en la Figura 11-15, para el tramo 16, con flujo en movimiento, se tienen presiones inferiores a los 60 mca. La velocidad en el tramo es inferior a 5 m/s. Al igual que en otros tramos para un escenario de flujo estático se tendrá un incremento en las presiones sin superar los 60 mca.

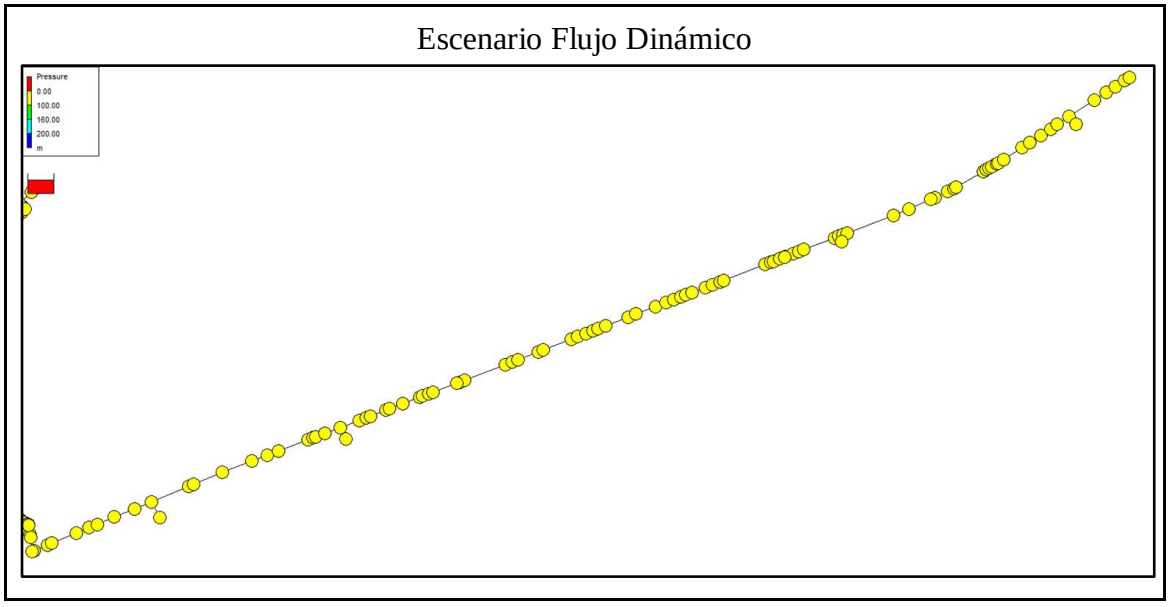


Figura 11-16 Modelación Tramo 13C

Como se observa en la Figura 11-16, para el tramo 13C, con flujo en movimiento, se tienen presiones menores a los 60 mca, la velocidad es inferior a 5.0 m/s. En flujo estático se tendrá aumento en las presiones, pero se mantienen en el rango de presiones menores a 60 mca.

El tramo 17 consiste en una impulsión que va desde un bombeo ubicado en el sector Cabuya hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen.

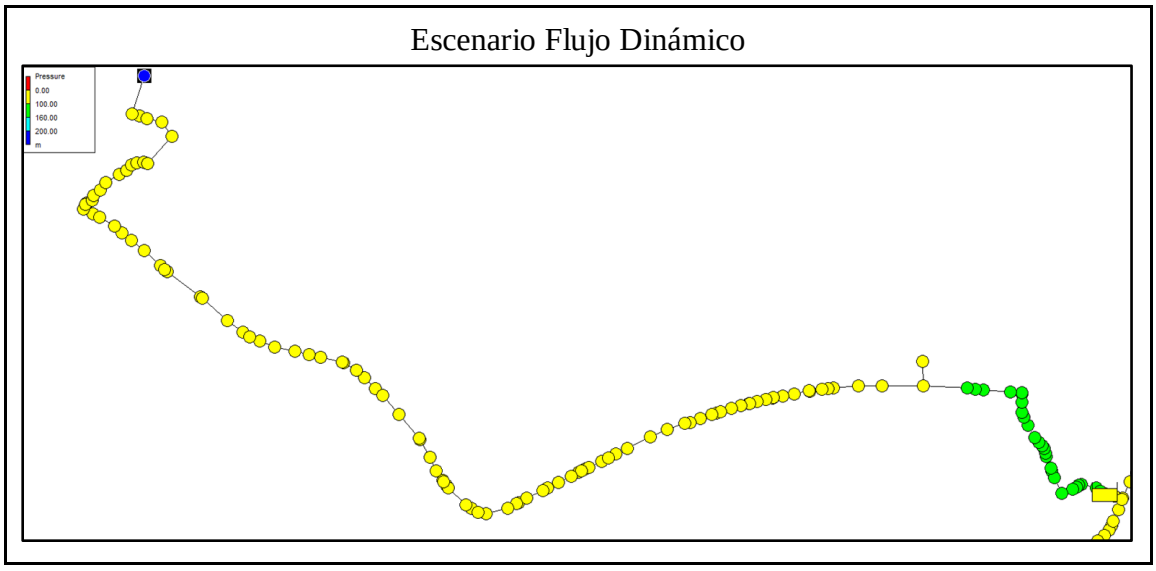


Figura 11-17 Modelación Tramo 17

Como se observa en la Figura 11-17, para el tramo 17, con flujo en movimiento, se tienen presiones superiores a los 100 mca en la primera parte del tramo (sin sobrepasar los 150 mca) después las presiones están entre los 60 y 100 mca la velocidad es constante e inferior a 5.0 m/s. Para el escenario en flujo estático las presiones aumentan, manteniéndose inferiores a los 150 mca.

Como presiones de diseño en las tuberías se escoge el escenario más crítico que para este caso es con flujo estático. En el Anexo 3 (Anexo 3.5.1) se presenta la modelación realizada para cada escenario.

11.2. DISEÑOS GEOTÉCNICOS PARA LA RED DE DISTRIBUCIÓN

11.2.1. Aspectos geotécnicos generales

La red de distribución, que comprende una longitud total de 56.5 Km para la Alternativa 12, transcurre por materiales de la formación Panamá Fase Marina (TO-PA), Formación Topaliza (TOM-TZ), Formación Mamoni (K-COma), Formación Las Lajas (QR-Ala) y depósitos aluviales. En términos generales, se esperan suelos residuales a depósitos en los primeros 6 m de profundidad, mayoritariamente de comportamiento granular.

La red de distribución se desarrolla en su mayoría, de manera paralela a la Carretera Panamericana, la carretera nacional a Chepo y la Avenida José A. Arango por lo que, en la mayoría de los tramos, se cuenta con restricciones de espacio para las excavaciones.

La mayoría de los cruces principales que involucran cuerpos de agua se encuentran localizados en el Tramo 13C, el cual es paralelo a la Línea de Conducción Tramo 5 y a la carretera Panamericana, atravesando los ríos Paso Hondo, Chichibre, Espavé, Zanja Jagua y Jujucal, entre otros. Otros cruces importantes se encuentran en el Tramo 17 cruzando los ríos Tocumen y Cabuya. Mientras que el Tramo 11 cruza el río Pacora y el Tramo 13A y 13B el río Cabobre.

11.2.2. Caracterización y zonificación geotécnica

La caracterización geotécnica fue adoptada del plan de exploración y laboratorio ejecutado para el diseño de la Línea de Conducción. Los resultados de esta campaña y la localización de las perforaciones se encuentran en el Capítulo 8. A continuación, se describe cada una de las formaciones que se encuentran a lo largo del trazado de la línea de distribución:

- Depósito Aluvial (Qal): Conformado por sedimentos arenosos, arcillosos y limosos con

gravas de rocas de tamaños que varían de gránulos a bloques.

- Formación Panamá Fase Marina (TO-PA): Compuesta por sedimentos volcánicos gruesos, tobas, aglomerados volcánicos, diques basálticos, areniscas tobáceas y calcáreas de grano medio a grueso.

- Formación Topaliza (TOM-TZ): En esta formación se encuentran areniscas tobáceas de tonalidades amarillentas, grano fino a medio, vidrio volcánico y líticos oscuros.

- Formación Mamoni (K-COma): Rocas plutónicas asociadas a cuarzo dioritas, granodioritas, dioritas y sienitas.

- Formación Las Lajas (QR-Ala): Aluviones, sedimentos consolidados, areniscas, corales, depósitos de manglar, conglomerados, lutitas carbonosas, depósitos tipo delta.

La caracterización detallada de cada una de estas formaciones se encuentra en el Capítulo 11. En la Tabla 11-14 se encuentra el resumen de los parámetros de comportamiento geotécnico determinados de acuerdo con las perforaciones, barrenos, apiques, líneas sísmicas, ensayos realizados in-situ, ensayos de laboratorio, correlaciones y la experiencia de INGETEC con materiales de características similares.

Tabla 11-14 Parámetros de comportamiento mecánico – Conducción.

Material		**Nivel Freático**	**Peso Unitario (kN/m3)**	**Ángulo de fricción (°)**	**Cohesión (kPa)**	**Su (kPa)**	**E (MPa)**
Depósito Aluvial	Qal	0,0	17	28	10	50	9
F. Panamá Fase Marina	TO-PA	0,0	17	32	10	100	10
Formación Topaliza	TOM-TZ3	2,6	17	30	5	200	20
Formación Mamoni	K - COma	0,0	17	20	25	50	9
Formación Las Lajas	QR- Ala	3,5	17	30	5	100	10

A continuación se presenta la zonificación geotécnica por tipo de material para cada uno de los tramos de la línea de distribución (Ver Tabla 11-15).

Tabla 11-15 Zonificación geotécnica red de distribución.

TRAMO	**INICIO**	**FINAL**	**FORMACIÓN**
11	K0+000	K0+300	TO-PA

TRAMO	INICIO	FINAL	FORMACIÓN
	K0+300	K0+800	Qal
	K0+800	K7+000	TO-PA
	K7+000	K10+300	Qal
13A/13B	K0+000	K0+065	TO-PA
	K0+065	K2+400	Qal
	K2+400	K3+073	TO-PA
13C	K0+000	K2+500	TO-PA
	K2+500	K2+800	Qal
	K2+800	K5+900	TO-PA
	K5+900	K7+100	QR-Ala
	K7+100	K9+100	TO-PA
	K9+100	K17+750	Qal
	K17+750	K18+100	TOM-TZ3
	K18+100	K19+200	Qal
	K19+200	K19+432	TOM-TZ3
14	K0+000	K2+176	Qal
15	K0+000	K0+400	Qal
	K0+400	K1+100	TO-PA
	K1+100	K1+300	Qal
	K1+300	K1+700	TO-PA
	K1+700	K4+100	Qal
	K4+100	K9+300	TO-PA
	K9+300	K9+700	Qal
	K9+700	K9+950	TO-PA
16	K0+000	K0+200	TO-PA
	K0+200	K0+400	Qal
	K0+400	K4+400	TO-PA

TRAMO	INICIO	FINAL	FORMACIÓN
	K4+400	K5+000	Qal
	K5+000	K6+030	TO-PA
17	K0+000	K0+200	Qal
	K0+200	K2+100	TO-PA
	K2+100	K2+500	Qal
	K2+500	K4+900	TO-PA
	K4+900	K5+514	K-COma

11.2.3. Diseño para tuberías

11.2.3.1. 12.2.3.1. Cimentación y excavación

En este capítulo se presentan los diseños para la definición de la cimentación, excavación y verificación estructural de las tuberías. Las excavaciones para la instalación de tuberías se proponen con cortes verticales, los cuales requieren sistemas de contención temporales para garantizar su estabilidad y la seguridad del personal operativo. Adicionalmente esto reduce la probabilidad de afectación a estructuras cercanas, movilidad vehicular y peatonal y reduce los volúmenes de excavación y relleno requeridos para la conformación del atraque y cimentación de los tubos. Cualquier excavación con una profundidad mayor de 1.5 m deberá contar con un sistema de contención temporal.

El resumen de los criterios de diseño y aspectos relevantes de la metodología de diseño se encuentran en el capítulo 5.

Los sistemas de contención propuestos corresponden a entibados o tablestacados. Los entibados se emplearán cuando el perfil de excavación se componga de materiales arcillosos y los tablestacados podrán ser utilizados cuando se tenga presencia de arenas saturadas en el perfil de excavación o el fondo de esta. De acuerdo con la caracterización geotécnica, se espera que la mayoría del perfil sea de composición granular.

No obstante, dado que en la mayoría del trazado se cuenta con infraestructura existente aledaña al trazado proyectado de la línea, y que la mayoría de las excavaciones son inferiores a 5 m, se proyecta una excavación tipo zanja, implementando entibados. Los entibados pueden implementarse en excavaciones con profundidades máximas de aproximadamente 6 m, considerando las condiciones del subsuelo y nivel freático existentes.

En la Tabla 11-16 se presenta el resumen de los resultados del diseño de la cimentación para los tramos de la línea de distribución. Los resultados detallados de los diseños se encuentran en el Anexo 2.5.2.1. Los materiales que conformarán la base y el atraque de la tubería deberán ser granulares, la fracción de relleno restante será material proveniente de la excavación (Ver Figura 11-18).

Tabla 11-16 Diseño de cimentación para tuberías

Tramo	D (m)	Bd (m)	Ec (m)	Ea (m)	Material	Z máx. (m)	Tipo de entibado
11	2.5	4.55	0.15	1.60	Arena de peña Gravilla+arena lavada de río Piedra partida Grava	6.5*	EC-2, EC-6
13A-B	1.0	1.75	0.15	0.61	Arena de peña	6.5*	EC-2, EC-6
13C	1.0	1.75	0.15	0.61	Arena de peña	6.2	EC-2, EC-6
14	0.3	1.00	0.10	0.19	Arena de peña	3.4	EC-2
15	3.0	5.25	0.15	1.84	Arena de peña Gravilla+arena lavada de río	7.3	EC-2, EC-6
16	0.7	1.25	0.15	0.43	Arena de peña	7.3*	EC-2, EC-6
17	2.4	4.2	0.15	1.47	Arena de peña	6.1	EC-2, EC-6

D: Diámetro de la tubería
Bd: Ancho de la zanja
Ec: Espesor del cimiento bajo el tubo
Ea: Espesor atraque
Z máx.: Profundidad máxima de la excavación
EC-2: Entibado continuo en cajones de aluminio o de acero (ver Figura 11-19)
EC-6: Entibado deslizante (ver Figura 11-19)
*Tramo con profundidad de excavación puntual del orden de 10 m

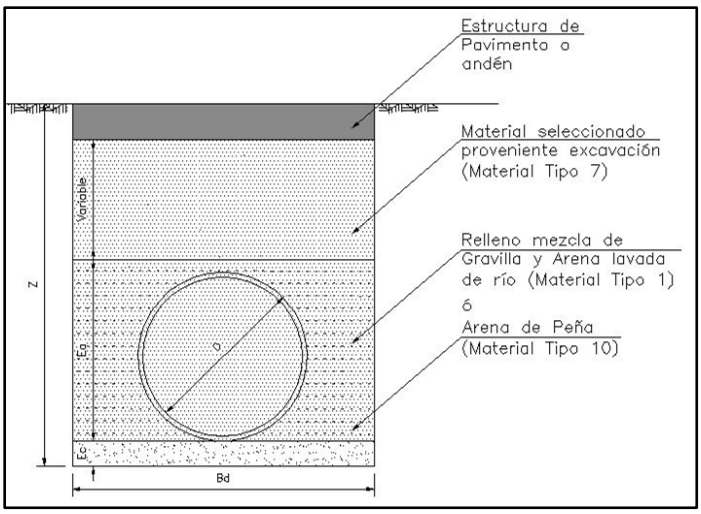
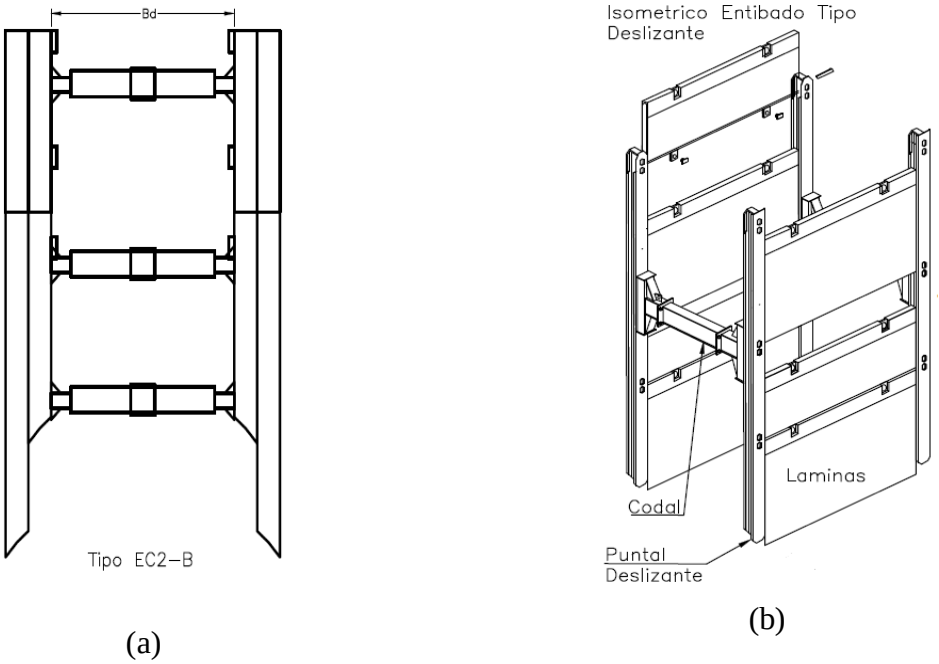


Figura 11-18 Esquema de diseño de cimentación



(a) (b)

Figura 11-19 Esquemas de entibados (Tomado de EAAB, 2017). (a) Entibado EC-2, (b) Entibado EC-6

En el tramo 11, entre las abscisas K0+000 y K0+100, se encuentra el tramo de la salida de la PTAP por lo cual la tubería se encuentra a una profundidad importante (de hasta 17 m). En este sitio se recomienda revisar en detalle las condiciones de sobrecarga en relación con los límites de deflexión y pandeo de la tubería.

En este mismo tramo existen segmentos puntuales donde se requieren materiales de mayor resistencia como piedra partida y grava (Ver Tabla 11-16), debido a la profundidad de excavación de la tubería. Esta recomendación deberá re-evaluarse, en etapas de estudio posteriores, una vez se conozcan en detalle los materiales que conforman la subrasante y la profundidad exacta de la tubería (aspecto dependiente del levantamiento topográfico).

A continuación, se incluye el resumen de las cantidades de obra relacionadas con excavaciones, rellenos y entibados de la línea de distribución por tramo (Ver Tabla 11-17).

Tabla 11-17 Cantidades de obra: excavaciones, rellenos y entibados

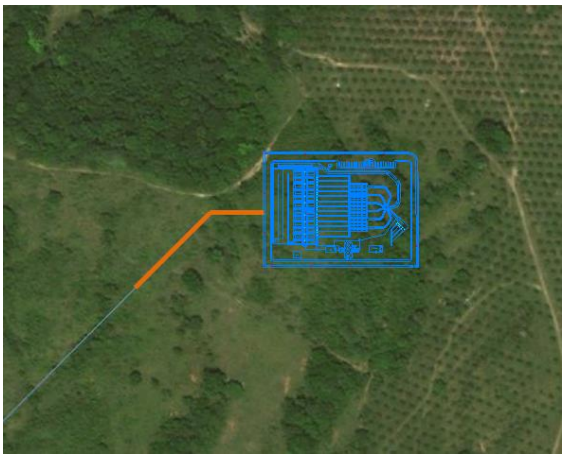
TRAMO		**TR 17**	**TR 16**	**TR 15**	**TR 14**	**TR 13C**	**TR 13 A B**	**TR 11**
DESCRIPCIÓN	**Un.**	**CANTIDAD**						
EXCAVACIONES								
Excavación red 12 a 36" protección temporal H<=3	m^3		7874.0		3612.2			
Excavación red >36" protección temporal H<=3	m^3	10462.9		5266.2		37564.5	215.2	
Excavaciones redes 12 a 36" H>3m"	m^3		20031.3		530.8			
Excavaciones para redes >36" H>3m"	m^3	32802.8		117317.5		57817.4	22558.5	210258.3
Retiro y disposición materiales sobrantes	m^3	21153.5	6085.7	70625.5	685.6	31743.5	5628.5	118179.1
ENTIBADOS								
Entibado (EC-2 y EC-6)	m^2	43875.8	56816.3	91396.9	11282	148671.1	32459	114537
RELLENOS								
Relleno mezcla gravilla y arena lavada río (Material Tipo 1)	m^3							1294.1

TRAMO		TR 17	TR 16	TR 15	TR 14	TR 13C	TR 13 A B	TR 11
DESCRIPCIÓN	**Un.**	**CANTIDAD**						
Piedra partida (Material Tipo 4)	m^3							252.5
Grava (Material Tipo 5)	m^3							71
Material seleccionado proveniente excavación (Material Tipo 7)	m^3	22112.3	21819.7	51958.1	3457.4	63638.4	17145.2	92079.2
Arena peña (Material Tipo 10)	m^3	12437.2	3620.0	40306.4	740.6	20296.2	3346.4	66983.7

11.2.3.1.1. Identificación de tramos con profundidades del orden de 10 m

Como complemento a lo anterior, se identificaron segmentos de excavación cercanos a los 10 m profundidad. Estos se resumen en la
Tabla 11-18. La totalidad de lo segmentos suman 1740 m, representando el 3% de la longitud total de la conducción

Tabla 11-18 Tramos de excavación profundas

Tramo	Inicio	Fin	Z Máx (m)	Imagen
11	K0+000	K0+210	18.5	

Tramo	Inicio	Fin	Z Máx (m)	Imagen
11	K0+800	K1+120	8.2	
11	K1+540	K1+630	8.6	
11	K3+760	K4+090	7.8	

Tramo	Inicio	Fin	Z Máx (m)	Imagen
13A-B	K0+860	K1+200	9.1	
16	K0+920	K1+390	9.7	
16	K1+550	K1+730	8.5	

Estos sitios deberán evaluarse con mayor detalle en términos geotécnicos (perforaciones, ensayos de laboratorio) y topográficos (nivel exacto de la rasante con respecto a la tubería), ya que como se observa en la
Tabla 11-18, algunos se encuentran en zonas urbanas donde es complicado ejecutar excavaciones de gran magnitud. Se resalta que una excavación a zanja abierta a esta profundidad requiere un

ancho libre de por lo menos de 20 m.

11.2.3.2. Anclajes

En los sitios de cambio de dirección de la tubería deben implementarse anclajes para evitar el arrastre de la conducción debido a la presión piezométrica. En las Figura 11-20 y Figura 11-21 se presentan los ábacos de capacidad portante para diferentes anchos (3 m a 6 m) y para cada uno de los materiales identificados en la zonificación. Se asumió un recubrimiento máximo de 1 m dado que esta es la condición más crítica de profundidad para la estimación de la capacidad portante. El detalle de los cálculos se encuentra en el Anexo 2.5.2.3.

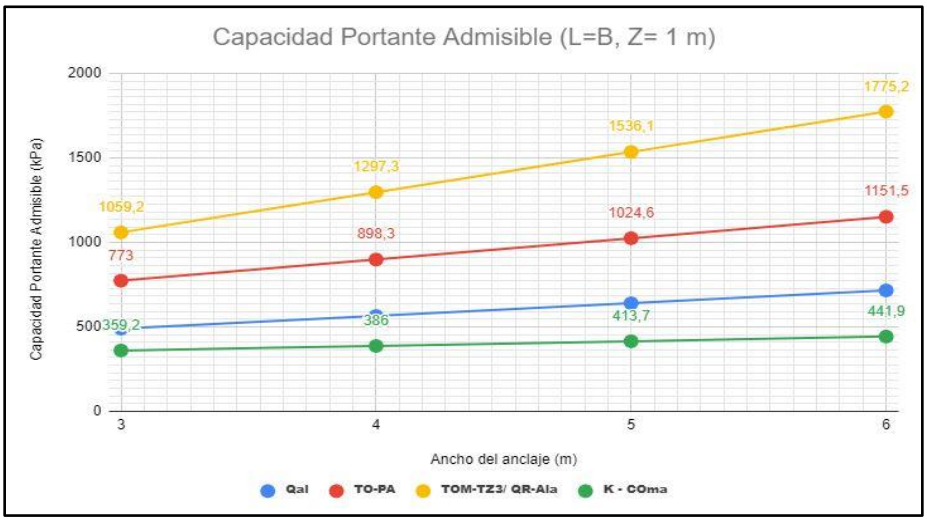


Figura 11-20 Capacidad Portante Anclajes L=B

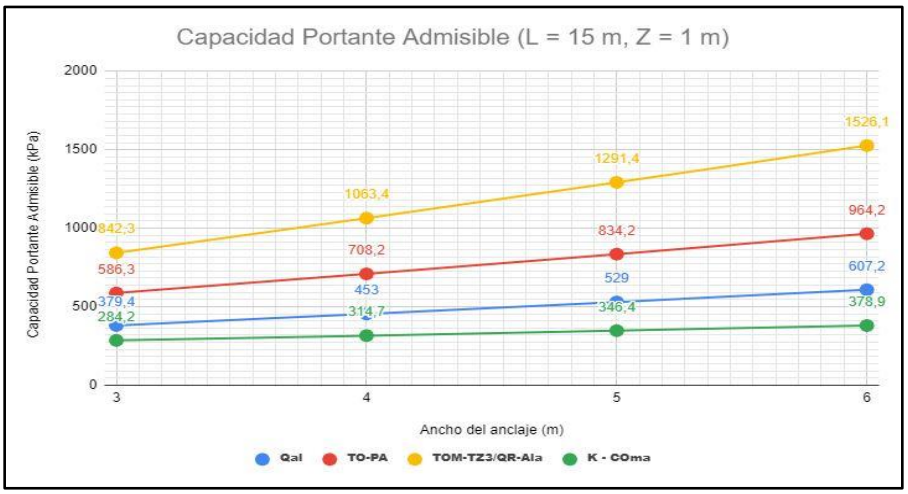


Figura 11-21 Capacidad Portante Anclajes L=15 m

11.2.3.3. Cruces elevados

En la Tabla 11-19 se encuentra la localización de los cruces elevados para la línea de distribución. En el Anexo 2.5.2.2 se presenta una descripción más detallada de la localización, geología, tipo de estructura y recomendaciones preliminares para cada uno de los cruces.

Tabla 11-19 Localización de cruces elevados

Tramo	Abscisa	Longitud (m)	Río/ Quebrada
11	K7+098	39	Río Agua Congo
11	K8+820	117	Río Cabobre
13A - 13B	K0+670	121	Río Pacora
13A - 13B	K1+370	15	
13C	K6+210	128	Río Paso Hondo
13C	K6+870	57	Río Escobal
13C	K7+620	87	
13C	K8+100	143	Río Chichebre
13C	K9+710	125	Río Espave
13C	K11+780	46	Río Tapagrilla
13C	K12+960	219	Río Zanja Jagua
13C	K13+620	212	
13C	K15+640	87	Río Jujucal
15	K3+550	46	Río Cabra
15	K5+570	30	
16	K0+150	29	Río Cabuya
16	K4+380	34	Río Tocumén
17	K0+000	59	Río Cabuya
17	K2+280	43	Río Tocumén
17	K5+310	226	Río Tocumén

En estos sitios, se recomienda realizar un estudio de hidráulica e hidrología, así como un plan de exploración y ensayos de laboratorio. A partir de esta información se deberá evaluar el tipo de cimentación adecuada para cada uno de los apoyos y la necesidad de elementos de protección contra erosión.

11.2.4. Bombeo red de distribución

Al inicio del tramo 17 se encuentra la estación de bombeo de la red de distribución, cuya descripción y dimensiones se encuentran en el numeral 11.1.2. Bombeo Red Distribución. La estación se encuentra localizada en un predio dentro del área urbana, aledaño al río Cabuya (Ver Figura 11-22). De acuerdo con el levantamiento geológico (Ver Figura 11-23), en la zona se encuentra un depósito aluvial y materiales de la formación Panamá Fase Marina (TO-PA). Con el objetivo de estimar valores de capacidad portante y asentamientos elásticos, se asumió que el depósito aluvial, el cual tiene las características más desfavorables de comportamiento mecánico, se encuentra cubriendo la totalidad del área donde se implantará la estructura de bombeo.



Figura 11-22 Localización estación de bombeo

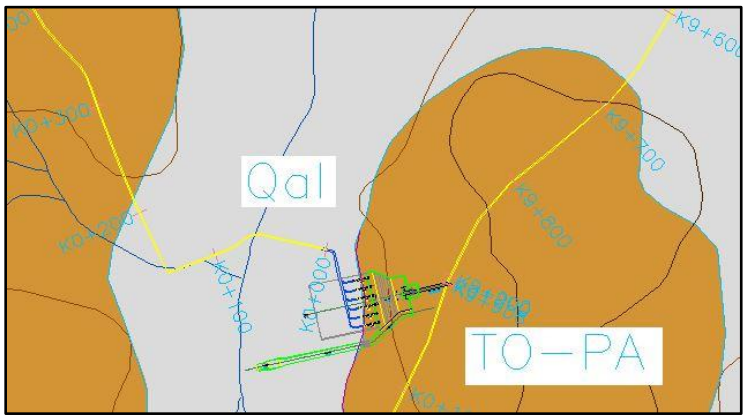


Figura 11-23 Geología estación de bombeo

De acuerdo con las cargas de servicio estimadas por apoyo, y de acuerdo con los parámetros de comportamiento mecánico establecidos para el Depósito Aluvial (Ver Tabla 11-14) se estimaron valores de capacidad portante y asentamientos. En la Figura 11-24 se presentan los ábacos de capacidad portante para zapatas (cargas de servicio), para anchos entre 1 m y 4 m. Las memorias de cálculo que soportan estos resultados se encuentran en el Anexo 2.5.4.3.

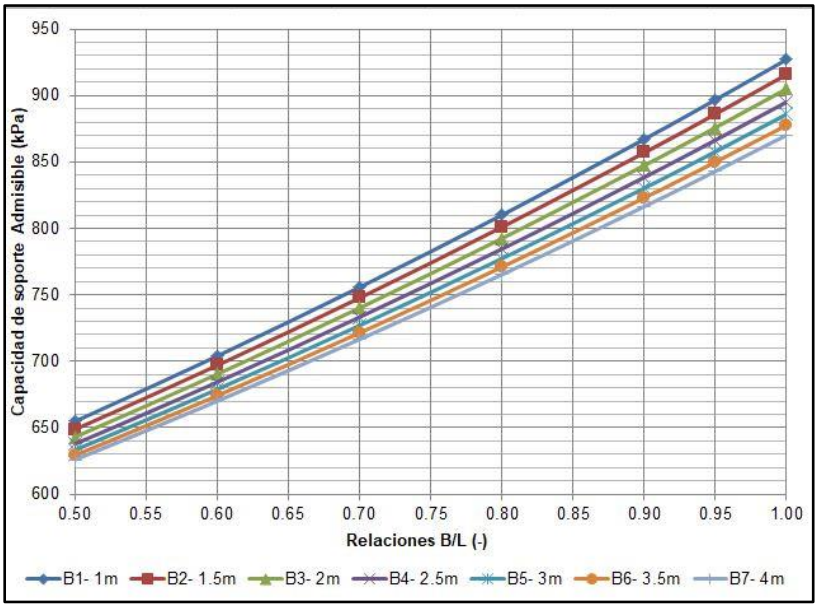


Figura 11-24 Ábacos capacidad portante zapatas

La estimación de asentamientos elásticos arroja valores del orden de 3 cm para una zapata de 4 m x 4 m. La memoria de cálculo que soporta estos resultados se encuentran en el Anexo 2.5.4.4.

El modelo de excavación de la estructura se encuentra en el plano VF-1614-118-02-02-118, se estima un volumen de excavación de 17,033 m^3 y 3,169 m^3 de volumen de relleno. Las superficies de excavación y relleno a partir de las cuales se estimaron dichos volúmenes se incluyen en al Anexo 1.5.2, en formato XML, al igual que el plano de excavación.

11.2.5. Tanque cota 120 msnm en Tocumen

Al final del tramo 17 se encuentra el tanque de la red de distribución, cuya descripción y dimensiones se encuentran en el numeral 13.1.3. El tanque se encuentra proyectado en una zona verde sin estructuras existentes aledañas (Figura 11-25). De acuerdo con el levantamiento geológico (Figura 11-26), en la zona se encuentran materiales de la formación Mamoni (K-COma).

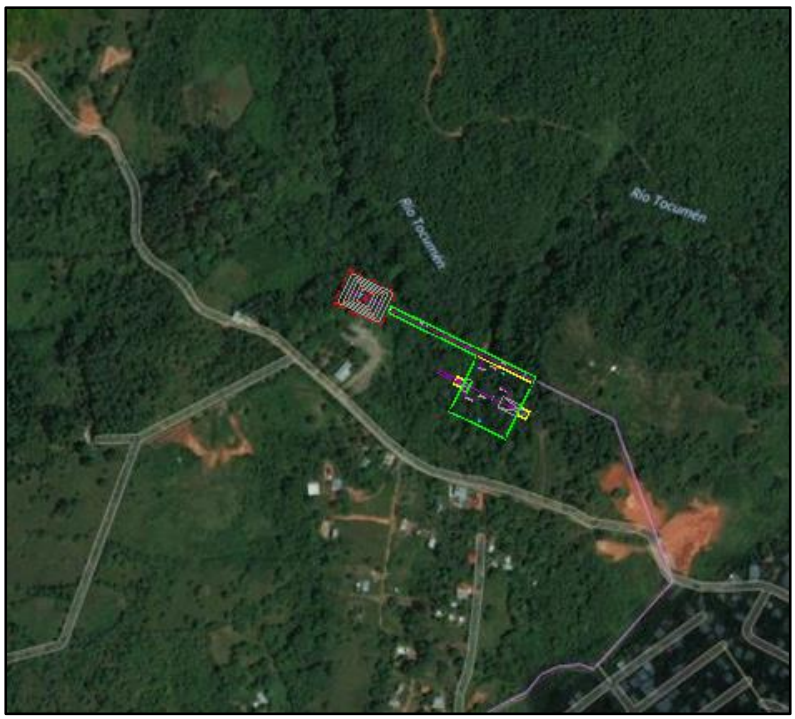


Figura 11-25 Localización tanque cota 120 msnm en Tocumen

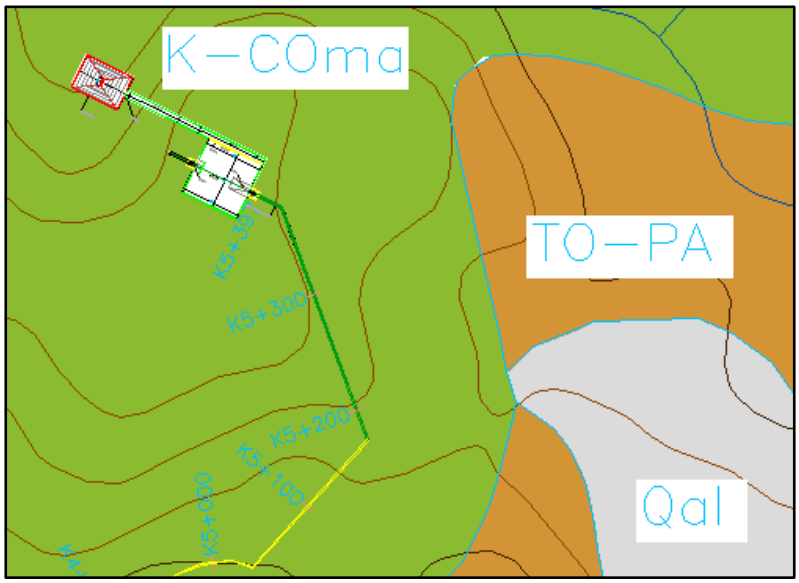


Figura 11-26 Geología tanque red de distribución

De acuerdo con las cargas de servicio estimadas por estructuras, y los parámetros de comportamiento mecánico establecidos para la formación Mamoni (Ver Tabla 11-14) se estimaron valores de capacidad portante y asentamientos. En la Figura 11-27 se presentan los ábacos de capacidad portante para zapatas (cargas de servicio), para anchos entre 30 m y 60 m. Las memorias

de cálculo que soportan estos resultados se encuentran en el Anexo 2.5.4.3.

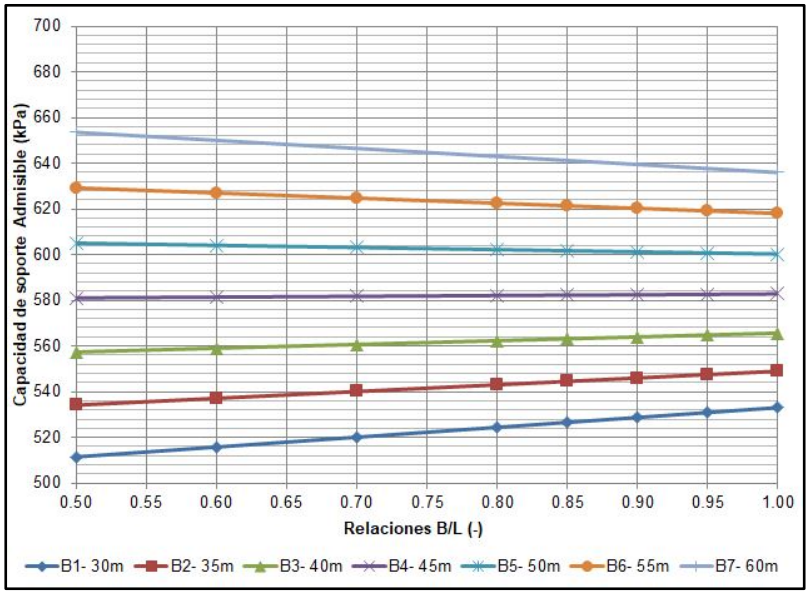


Figura 11-27 Ábacos capacidad portante tanque.

La estimación de asentamientos elásticos arroja valores del orden de 2 cm para una placa de 60 m x 60 m. La memoria de cálculo que soporta estos resultados se encuentran en el Anexo 2.5.2.4.

El modelo de excavación de la estructura se encuentra en el plano VF-1614-118-02-02-117, se estima un volumen de excavación de 18,704 m^3 y 7,238 m^3 de volumen de relleno. Las superficies de excavación y relleno a partir de las cuales se estimaron dichos volúmenes se incluyen en al Anexo 1.5.2, en formato XML, junto con el plano.

11.2.6. Planos geotécnicos de la red de distribución

Los planos geotécnicos asociados a la red de distribución se indican en la Tabla 11-20. Además, en los planos planta perfil de la red (planos hidráulicos) se incluyen el tipo de sección de excavación y soporte de la zanja de la tubería.

Tabla 11-20 Planos red de distribución.

PLANO	CONTENIDO
VF-1614-118-02-02-118	PLANTA Y SECCIONES DE EXCAVACIÓN ESTACIÓN DE BOMBEO (ALTERNATIVA 12)
VF-1614-118-02-02-117	PLANTA Y SECCIONES DE EXCAVACIÓN TANQUE EL. 120 MSNM (ALTERNATIVA 12)

11.3. DISEÑO ESTRUCTURAL

11.3.1. Bloque de anclaje

11.3.1.1. Descripción

A lo largo de la conducción se presentan tramos de tubería enterrada y superficial que pueden presentar cambios de pendiente y dirección horizontal. Por esta razón, en cada cambio de dirección es necesario construir unos bloques de anclaje que permitan asegurar su estabilidad y funcionamiento a lo largo de su vida útil.

Se consideran 4 tipos de cambio de dirección, vertical alto, vertical bajo, horizontal y mixto. Por un lado, el cambio de dirección vertical se da cuando la pendiente de la tubería presenta una inclinación, que puede ser positiva (ascendente) o negativa (descendente). Cuando el ángulo de deflexión vertical es negativo, se considera que el codo es vertical alto, de lo contrario, el codo es considerado como vertical bajo. También se puede presentar cambio de dirección horizontal o cambio mixto, es decir en ambas direcciones (vertical y horizontal).

Debido a que la tubería de conducción es de gran longitud, el análisis de esta se realizó por tramos en los que se presentan cambios de diámetro de tubería, de espesor de las paredes de esta y de caudal. La Tabla 11-21 presenta en total seis tramos de tubería, con sus respectivos diámetros y número de vértices.

Tabla 11-21 Tramos de tubería con número de vértices y diámetros.

Tramo	Longitud de tubería en el tramo (m)	Tipo de tubería	No. de vértices	Diámetro interno de tubería (m)
11	10 164.40	Enterrada	140	2.20
13	22 526.98	Enterrada	146	1.00
14	2176.35	Enterrada	8	0.30
15	9915.65	Enterrada	157	2.00
16	6052.04	Enterrada	103	0.70
17	5422.92	Enterrada	120	1.50

Fuente: Elaboración propia

11.3.1.2. Diseño

En los cambios de dirección de la tubería se generan fuerzas causadas por la presión hidrostática y la presión hidrodinámica. Si la tubería no presenta una restricción en la zona del codo, se pueden presentar movimientos, que generan la separación de los tramos de la tubería. Por esta razón, la tubería requiere de un bloque de anclaje que permita restringir cualquier movimiento.

11.3.1.2.1. Cargas

Como se mencionó en el Capítulo 6, las fuerzas principales son las fuerzas generadas por la presión de agua. Como se puede observar en la Figura 11-28, al descomponer la suma de las dos fuerzas en ejes globales, se genera una fuerza vertical y una fuerza horizontal. Las fuerzas en cada punto de anclaje se recibieron por parte de la división de mecánica.

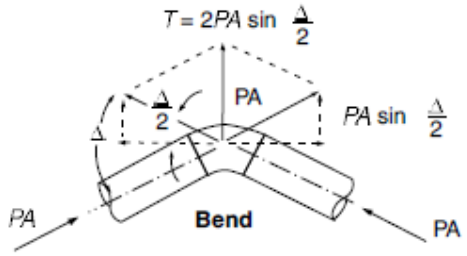


Figura 11-28 Fuerzas por presión de agua sobre la tubería.

Fuente: Elaboración propia

Se tiene en cuenta también la carga generada por el peso del relleno sobre el macizo y sobre la zarpa en su base y la aferencia de 15 grados de esta, la fricción y cohesión en la base y la fricción lateral y el peso propio del bloque de anclaje, de la tubería y del agua.

La fuerza sísmica genera una componente vertical y uno horizontal, asociadas con las masas inerciales del peso del anclaje, agua, y peso tubería.

11.3.1.2.2. Casos de análisis

El bloque de anclaje fue analizado bajo 4 casos de carga, presentados a continuación

- Caso 1 - condición usual: Evaluación de estabilidad del macizo de anclaje para las fuerzas originados por empujes por presión de diseño + peso tubería + peso macizo + peso tierra sobre macizo.

- Caso 2 - condición inusual: Evaluación de estabilidad del macizo de anclaje para las fuerzas originados por presión de diseño + peso tubería + peso macizo. Este caso corresponde a un escenario de mantenimiento, sin relleno sobre el macizo.
- Caso 3 - condición extrema: Evaluación de estabilidad del macizo de anclaje para las fuerzas originados por la condición Usual más sismo con predominio en el sentido longitudinal.
- Caso 4 - condición extrema: Evaluación de estabilidad del macizo de anclaje para las fuerzas originados por la condición Usual más sismo con predominio en el sentido transversal.

11.3.1.2.3. Resultados

Dado que a lo largo de la tubería hay una gran cantidad de codos. Se tomó un anclaje tipo (vértice V 3 tipo vertical alto) para presentar la metodología del diseño. Con base en los datos de entrada correspondientes a las propiedades de suelo, fuerzas resultantes hidrostáticas e hidrodinámicas y propiedades del material de la tubería, se determinaron las dimensiones que debe tener el bloque de anclaje para dar estabilidad a la tubería.

Tabla 11-22 Datos de entrada para el diseño del anclaje.

DATOS DE ENTRADA		
σ	48.9	(t/m²)
f	28	°
C	1	(t/m²)
g suelo	1.7	(t/m³)
Q	6.0	m³/s
Material	GRP	-
Diámetro interno	2.2	m
Espesor	25	mm
Tipo de codo	Vertical Alto	-
Deflexión vertical	-14.24	°
Fuerza vertical	0.72	t
Fuerza H longitudinal	0.09	t
Fuerza H transversal	0	t

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11-23 Dimensiones del bloque de anclaje.

DIMENSIONES	
Vértice	V3
B (m)	3.00
L (m)	1.50
H * (m)	3.00
L zarpa (m)	0.25
h zarpa (m)	0.25

Fuente: Elaboración propia

Para el bloque de concreto, con las dimensiones presentadas en la Tabla 11-23, se realizó una verificación de estabilidad al deslizamiento, levantamiento y volcamiento. Así mismo, se verificó que los esfuerzos en la base de la estructura no superaran la capacidad portante del suelo. Los resultados del diseño se presentan de la Tabla 11-24 a la Tabla 11-27.

- Caso 1

Tabla 11-24 Diseño de bloque de anclaje para condición usual.

(Wt) Peso total (t)	129.75
Resultante Vrt (t)	129.03
Wt / Etz	180.5
Cumple con F.S. Levantamiento >1.3	**Si**
Tr (t)	73.86
F.S. deslizamiento	858.11
Cumple con F.S. Deslizamiento > 2.0	**Si**
Momento long (t-m)	0.14
Momento transver (t-m)	0.00
Esfuerzo Máximo (t/m²)	24.70
Esfuerzo Mínimo (t/m²)	24.45
Capacidad portante (t/m²)	48.90
Cumple con Capacidad Portante	**Si**

Fuente: Elaboración propia

- Caso 2

Tabla 11-25 Diseño de bloque de anclaje para condición inusual.

(Wt) Peso total (t)	69.31
Resultante Vrt (t)	68.59
Wt / Etz	96.43
Cumple con F.S. Levantamiento >1.2	**Si**
Tr (t)	41.72
F.S. Deslizamiento (Tr/Ex)	508.78
Cumple con F.S. Deslizamiento 1.7	**Si**
Momento long (t-m)	0.14
Momento transver (t-m)	0.00
Esfuerzo Máximo (t/m²)	13.19
Esfuerzo Mínimo (t/m²)	12.94
Capacidad portante (t/m²)	48.90
Cumple con Capacidad Portante	**Si**

Fuente: Elaboración propia

- Caso 3

Tabla 11-26 Diseño de bloque de anclaje para condición extremo con sismo longitudinal.

CSH	0.23
CSV	0.12
Sismo horizontal	4.26
Sismo Vertical	6.97
Resultante Hrt (t)	8.23
Resultante Vrt (t)	126.94
Tr (t)	72.74
Wt / (Etz+Sz)	16.87

Cumple con F.S. Levantamiento >1.1	**Si**
F.S. Deslizamiento	9.46
Cumple con F.S. Deslizamiento > =1.2	**Si**
P/A (t/m²)	24.18
Máximo	33.58
Mínimo	14.77
Cumple con Capacidad Portante	**Si**
M volc	12.34
M est	95.20
Excentricidad=e	0.097
Cumple con F.S al Volcamiento e <L/4	**Si**

Fuente: Elaboración propia

- Caso 4

Tabla 11-27 Diseño de bloque de anclaje para condición extremo con sismo transversal.

CSH	0.23
CSV	0.12
Sismo horizontal	4.26
Sismo Vertical	6.97
Resultante Hrt (t)	8.14
Resultante Vrt (t)	126.94
Wt / (Etz+Sz)	16.87
Cumple con F.S. Levantamiento >1.1	**Si**
P/A (t/m²)	24.18
Máximo	33.48
Mínimo	14.88
Cumple con Capacidad Portante	**Si**

E pasivo (ton)	0.00
E activo (ton)	-3.75
M volc	15.96
M est	190.41
Excentricidad=e	0.13
Cumple con F.S al Volcamiento e<L/4	**Si**

Fuente: Elaboración propia

11.3.2. Cruces elevados

11.3.2.1. Descripción

A lo largo de la conducción se presentan zonas de cruces aéreos donde la tubería debe atravesar por encima de cauces de agua o vías. En estos casos, se plantea una estructura metálica que provea estabilidad a la tubería a lo largo del cruce. De acuerdo con los especialistas mecánicos, la tubería es capaz de resistir su propio peso y el peso del agua con apoyos cada 21 metros, por esta razón, los cruces con luces menores a 21 metros no requieren la presencia de una estructura metálica. De acuerdo con la información de hidráulica, se presenta un total de 19 cruces elevados, de los cuales 18 requieren de estructura metálica para asegurar su estabilidad y funcionamiento.

Los cruces elevados se dividieron en dos tipos. Por un lado, el cruce tipo 1 corresponde a los cruces con una luz entre 5 m y 60 m y una altura entre el cauce del río y el borde inferior de la tubería de 6 m. Se presenta un total de 7 cruces tipo 1. Por otro lado, el cruce tipo 2 corresponde a los cruces con una luz entre 60 m y 150 m, y una altura entre el cauce del río y el borde inferior de la tubería de 8 m. Se presenta un total de 12 cruces elevados tipo 2.

11.3.2.2. Estructura metálica

La estructura metálica corresponde a una cercha que encierra completamente la tubería. Debido a que la luz del cruce es variable, se establecieron luces típicas de 30 m y 40 m, con objeto a adecuar la longitud necesaria de la tubería para hacer el cruce. En adición, el diámetro y espesor de la tubería varían también a lo largo de la conducción. Por esta razón, se analizó el caso crítico, correspondiente a la luz de estructura metálica más larga, con el espesor y diámetro de tubería más grande que se presenta en los cruces elevados.

Considerando lo anterior, la luz de la tubería y la tipificación de la estructura metálica, el cruce

crítico corresponde a una luz de 40 m y diámetro crítico de la tubería de 2,2 m y espesor de 25 mm para tubería de acero.

11.3.2.2.1. Cargas

- Carga muerta: Hace referencia al peso generado por la tubería, el peso del agua que circula por esta y el peso propio de la estructura metálica.

- Cargas de viento: El cruce elevado se puede evaluar como un puente en el cual el viento choca sobre los elementos de la estructura metálica y, debido a que la tubería tiene un diámetro considerable, el viento choca también en las paredes de esta. De acuerdo con lo estipulado en la ASCE 7-10, Se tomó un viento barlovento de 11.05 kN/m, un viento sotavento de 5.54 kN/m y un viento vertical de 4.34 kN/m, el cual es aplicado únicamente en ¼ del ancho de la cercha.

- Fricción: Se presenta una fricción lateral en cada uno de los apoyos que presenta la tubería a lo largo de la estructura metálica.

11.3.2.2.2. Análisis y dimensionamiento de la estructura

El análisis de la estructura metálica se hizo por medio del programa SAP2000, con el cual se verifica que los esfuerzos que se presenten en los elementos de la cercha ante las cargas mencionadas anteriormente cumplan con los permisibles. La estructura se encuentra simplemente apoyada en sus extremos, esto implica que sus elementos no resisten momentos y estén únicamente sometidos a cargas axiales. De esta forma, la fundación de la estructura es la encargada de resistir los momentos que generan las diferentes solicitaciones.

El resultado del análisis permite definir las secciones apropiadas para resistir las cargas a las que se somete la estructura y garantizar el funcionamiento de esta. Para la estructura tipo, se definieron las secciones presentadas en la Tabla 11-28.

Tabla 11-28 Secciones de elementos para estructura metálica.

Elemento	Tipo de sección	Material
Cordón superior	W12x120	ASTM A-572 Gr 50
Cordón inferior	W12x120	ASTM A-572 Gr 50
Diagonales de arriostrado superior	W8x24	ASTM A-572 Gr 50

Elemento	Tipo de sección	Material
Diagonales de arriostrado inferior	W8x24	ASTM A-572 Gr 50
Parales arriostrado superior	W8x24	ASTM A-572 Gr 50
Parales arriostrado inferior	W8x24	ASTM A-572 Gr 50
Parales	W10x60	ASTM A-572 Gr 50
Diagonales verticales	W8x67	ASTM A-572 Gr 50

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presentan los índices de sobre esfuerzo, determinados con el programa SAP200, para las secciones mostradas en la Figura 11-29 y en la Tabla 11-29.

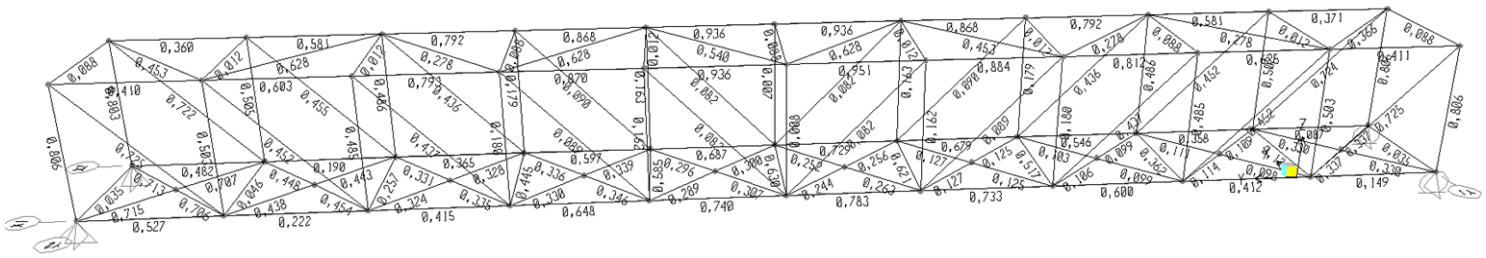


Figura 11-29 Esfuerzos sobre elementos de estructura metálica.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11-29 Índices de sobre esfuerzo para estructura metálica.

Frame	**DesignSect**	**DesignType**	**Ratio**	**RatioType**
259	W10X60	Column	0.50	PMM
260	W10X60	Column	0.50	PMM
261	W8X24	Beam	0.01	PMM
277	W10X60	Column	0.81	PMM
278	W10X60	Column	0.80	PMM
279	W8X24	Beam	0.09	PMM

Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType
280	W12X120	Beam	0.41	PMM
282	W10X112	Beam	0.48	PMM
287	W8X24	Beam	0.03	PMM
64	W8X24	Beam	0.05	PMM
242	W8X67	Brace	0.72	PMM
243	W8X67	Brace	0.72	PMM
249	W12X120	Beam	0.36	PMM
251	W10X112	Beam	0.53	PMM
252	W10X60	Column	0.49	PMM
253	W10X60	Column	0.49	PMM
254	W8X24	Beam	0.01	PMM
257	W8X24	Beam	0.26	PMM
262	W10X60	Column	0.18	PMM
263	W10X60	Column	0.18	PMM
264	W8X24	Beam	0.09	PMM
265	W8X24	Beam	0.45	PMM
267	W10X60	Column	0.16	PMM
268	W10X60	Column	0.16	PMM
269	W8X24	Beam	0.01	PMM
270	W8X24	Beam	0.59	PMM
272	W10X60	Column	0.01	PMM
273	W10X60	Column	0.01	PMM
274	W8X24	Beam	0.09	PMM
275	W8X24	Beam	0.63	PMM
281	W10X60	Column	0.16	PMM
283	W10X60	Column	0.16	PMM
284	W8X24	Beam	0.01	PMM
285	W8X24	Beam	0.62	PMM

Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType
289	W10X60	Column	0.18	PMM
290	W10X60	Column	0.18	PMM
292	W8X24	Beam	0.01	PMM
293	W8X24	Beam	0.52	PMM
295	W10X60	Column	0.49	PMM
296	W10X60	Column	0.49	PMM
297	W8X24	Beam	0.09	PMM
298	W8X24	Beam	0.36	PMM
300	W10X60	Column	0.50	PMM
301	W10X60	Column	0.50	PMM
302	W8X24	Beam	0.01	PMM
303	W8X24	Beam	0.12	PMM
305	W10X60	Column	0.81	PMM
306	W10X60	Column	0.81	PMM
307	W8X24	Beam	0.09	PMM
308	W8X24	Beam	0.03	PMM
310	W8X67	Brace	0.45	PMM
311	W8X67	Brace	0.45	PMM
312	W8X67	Brace	0.44	PMM
313	W8X67	Brace	0.44	PMM
314	W8X67	Brace	0.09	PMM
315	W8X67	Brace	0.09	PMM
316	W8X67	Brace	0.08	PMM
317	W8X67	Brace	0.08	PMM
318	W8X67	Brace	0.08	PMM
319	W8X67	Brace	0.08	PMM
320	W8X67	Brace	0.09	PMM
321	W8X67	Brace	0.09	PMM
322	W8X67	Brace	0.44	PMM

Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType
323	W8X67	Brace	0.44	PMM
324	W8X67	Brace	0.45	PMM
325	W8X67	Brace	0.45	PMM
326	W8X67	Brace	0.72	PMM
327	W8X67	Brace	0.72	PMM
355	W12X120	Beam	0.41	PMM
356	W12X120	Beam	0.62	PMM
357	W12X120	Beam	0.81	PMM
358	W12X120	Beam	0.88	PMM
361	W12X120	Beam	0.87	PMM
362	W12X120	Beam	0.79	PMM
363	W12X120	Beam	0.60	PMM
364	W10X112	Beam	0.15	PMM
365	W10X112	Beam	0.41	PMM
366	W10X112	Beam	0.60	PMM
367	W10X112	Beam	0.73	PMM
368	W10X112	Beam	0.78	PMM
369	W10X112	Beam	0.74	PMM
370	W10X112	Beam	0.65	PMM
371	W10X112	Beam	0.41	PMM
372	W10X112	Beam	0.22	PMM
373	W10X112	Beam	0.09	PMM
374	W10X112	Beam	0.36	PMM
375	W10X112	Beam	0.55	PMM
376	W10X112	Beam	0.68	PMM
377	W10X112	Beam	0.73	PMM
378	W10X112	Beam	0.69	PMM
379	W10X112	Beam	0.60	PMM
380	W10X112	Beam	0.36	PMM

Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType
381	W10X112	Beam	0.19	PMM
382	W12X120	Beam	0.37	PMM
383	W12X120	Beam	0.58	PMM
384	W12X120	Beam	0.79	PMM
385	W12X120	Beam	0.87	PMM
388	W12X120	Beam	0.87	PMM
389	W12X120	Beam	0.79	PMM
390	W12X120	Beam	0.58	PMM
411	W8X24	Beam	0.71	PMM
412	W8X24	Beam	0.71	PMM
413	W8X24	Beam	0.72	PMM
414	W8X24	Beam	0.71	PMM
415	W8X24	Beam	0.45	PMM
416	W8X24	Beam	0.45	PMM
417	W8X24	Beam	0.44	PMM
418	W8X24	Beam	0.44	PMM
419	W8X24	Beam	0.33	PMM
420	W8X24	Beam	0.34	PMM
421	W8X24	Beam	0.32	PMM
422	W8X24	Beam	0.33	PMM
423	W8X24	Beam	0.34	PMM
424	W8X24	Beam	0.35	PMM
425	W8X24	Beam	0.33	PMM
426	W8X24	Beam	0.34	PMM
427	W8X24	Beam	0.30	PMM
428	W8X24	Beam	0.31	PMM
429	W8X24	Beam	0.29	PMM
430	W8X24	Beam	0.30	PMM
431	W8X24	Beam	0.25	PMM

Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType
432	W8X24	Beam	0.26	PMM
433	W8X24	Beam	0.24	PMM
434	W8X24	Beam	0.26	PMM
435	W8X24	Beam	0.13	PMM
436	W8X24	Beam	0.12	PMM
437	W8X24	Beam	0.13	PMM
438	W8X24	Beam	0.12	PMM
439	W8X24	Beam	0.10	PMM
440	W8X24	Beam	0.10	PMM
441	W8X24	Beam	0.11	PMM
442	W8X24	Beam	0.10	PMM
443	W8X24	Beam	0.11	PMM
444	W8X24	Beam	0.10	PMM
445	W8X24	Beam	0.11	PMM
446	W8X24	Beam	0.11	PMM
447	W8X24	Beam	0.33	PMM
448	W8X24	Beam	0.33	PMM
449	W8X24	Beam	0.34	PMM
450	W8X24	Beam	0.34	PMM
451	W8X24	Beam	0.45	PMM
452	W8X24	Beam	0.63	PMM
453	W8X24	Beam	0.28	PMM
454	W8X24	Beam	0.63	PMM
457	W8X24	Beam	0.45	PMM
458	W8X24	Beam	0.28	PMM
459	W8X24	Beam	0.28	PMM
460	W8X24	Beam	0.37	PMM
15	W12X120	Beam	0.95	PMM
17	W12X120	Beam	0.94	PMM

Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType
25	W8X24	Beam	0.54	PMM
37	W12X120	Beam	0.94	PMM
38	W12X120	Beam	0.94	PMM
39	W8X24	Beam	0.63	PMM

Fuente: Elaboración propia

11.3.2.3. Fundación

La fundación de los cruces elevados fue definida teniendo en cuenta que la estructura metálica se puede analizar de forma similar al análisis de un puente. Por esta razón. se hizo el diseño de un estribo capaz de resistir las solicitaciones provenientes de la estructura metálica, adicionando el sismo del terreno y el sismo de la estructura completa. La fundación está compuesta por una zarpa anterior, zarpa posterior y vástago. La estructura metálica está totalmente apoyada sobre el vástago y, de esta forma, se garantiza que las conexiones entre la estructura y la fundación sean óptimas y el sistema completo resista las solicitaciones.

11.3.2.3.1. Cargas

Las cargas que llegan a la fundación de la estructura es la carga muerta correspondiente al peso de la estructura metálica más el peso de la tubería y el agua. En adición, el sismo en el terreno y el sismo de la estructura debe ser soportado por la fundación. Por último, está el empuje activo que genera el terreno sobre la fundación. A continuación, en la Tabla 11-30, se presentan los valores para cada una de las cargas.

Tabla 11-30 Cargas sobre la fundación.

Carga	Valor (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
Carga muerta (CM)	1149.72	1.3	1494.63
Sismo	213.14	3.50	745.98
Sismo en relleno	86.20	2.00	172.43
Empuje activo	150.37	1.17	175.43
Peso propio estribo	188.32	1.30	244.82

Peso relleno	499.80	2.78	1386.95

Fuente: Elaboración propia

11.3.2.3.2. Predimensionamiento de la fundación

El predimensionamiento del estribo depende de la topografía, las propiedades del suelo y las dimensiones de la estructura metálica. Debido a que la estructura está apoyada en el estribo, éste debe tener al menos 4.0 m de profundidad. Por otro lado, la altura del vástago varía de acuerdo con la pendiente de la ladera del río y con la altura a la que se encuentra la estructura metálica del terreno. De acuerdo con esto, se definió una altura de desplante de al menos dos metros con una pendiente de 30° de la ladera del río. Por último, el ancho de la zapata se determina con la verificación de la capacidad portante. La Tabla 11-31 presenta el predimensionamiento de la fundación para los cruces elevados.

Tabla 11-31 Predimensionamiento estribo.

Elemento	Dimensión (m)
Ancho zapata	4.00
Profundidad zapata	4.00
Altura zapata	0.50
Ancho zarpa anterior	2.45
Ancho zarpa posterior	1.05
Altura vástago	3.00
Ancho vástago	0.50
Profundidad vástago	4.00

Fuente: Elaboración propia

Posterior al predimensionamiento de la fundación, es necesario realizar un análisis de estabilidad para verificar que las dimensiones propuestas aseguren el funcionamiento de la estructura.

11.3.2.3.3. Análisis de estabilidad

En el análisis de estabilidad se verificó que la estructura fuera estable ante solicitaciones que le generen deslizamiento, volcamiento y asentamientos. Para comenzar el análisis es necesario conocer las fuerzas y el punto de aplicación de estas respecto a un punto de análisis. En la Tabla 11-32 y en la Tabla 11-33 se presentan las fuerzas y momentos con su respectivo punto de aplicación.

Tabla 11-32 Fuerzas y momentos estabilizantes sobre la fundación.

Fuerzas Estabilizantes (kN)			Brazo (m)	Momento (kN.m)
Peso relleno	Wr =	499.80	2.78	1386.95
Carga muerta	Wd =	1149.72	1.30	1494.63
Peso estribo	We =	188.32	1.30	244.82
Sumatoria de fuerzas		1837.84	Sumatoria momentos	3126.39

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11-33 Fuerzas y momentos desestabilizantes sobre la fundación.

Fuerzas Desestabilizantes (kN)			Brazo (m)	Momento (kN.m)
Sismo	E =	213.1	3.50	745.98
Sismo en relleno	Er =	86.2	2.00	172.43
Mononobe	Pae =	52.9	2.10	111.06
Fricción	Fr =	126.1	3.50	441.43
Empuje activo	Ea =	150.37	1.17	175.43
Sumatoria de fuerzas		628.73	Sumatoria momentos	1646.34

Fuente: Elaboración propia

- Deslizamiento

  El deslizamiento de la estructura se evalúa con la relación entre la sumatoria de las fuerzas estabilizantes contra la sumatoria de las fuerzas desestabilizantes. Esta relación permite conocer el factor de seguridad con el que está trabajando la estructura, para este caso, el factor debe ser mayor a 2.0 para condición usual y 1.3 para condición extrema.

$$FSd = \frac{\sum Fe}{\sum Fd}$$

Condición Usual:		
FS Deslizamiento	FSD =	3.53
Cumple?	FDS > 2.0	Si

Condición Extrema:		
FS Deslizamiento	FSD =	1.67
Cumple?	FDS > 1.3	Si

- Volcamiento

El volcamiento se evalúa por medio de la excentricidad que se genera por las fuerzas que actúan sobre la fundación. En adición, para determinar la excentricidad es necesario conocer el centroide donde está aplicada la fuerza. Este se puede calcular por medio de la relación entre la sumatoria de momentos y la sumatoria de fuerzas verticales.

$$x = \frac{\sum M}{\sum Fv}$$

$$e < \frac{l}{6} CondiciónUsual$$

$$e < \frac{l}{2} CondiciónExtrema$$

Condición Usual:			
Sumatoria fuerzas	∑Fv =	1837.84	kN
Sumatoria momentos	∑M =	2509.53	kN
Centroide	X =	1.37	m
Excentricidad	e =	0.63	m
Cumple?	e < l/6	Si	

Condición Extrema:			
Sumatoria fuerzas	∑Fv =	1979.08	kN
Sumatoria momentos	∑M =	1795.49	kN

Centroide	X =	0.91	m
Excentricidad	e =	1.09	m
Cumple?	e < l/2	Si	

- Capacidad portante

Por último, el análisis por capacidad portante permite conocer los esfuerzos que se generan en la base de la fundación, por medio de la excentricidad, los momentos y las fuerzas verticales. Los momentos máximos y mínimos no deben superar la capacidad portante del suelo.

Condición Usual:			
Esfuerzo vertical	P/A =	11.77	kN/m2
Momento	M =	1166.14	kN.m
Esfuerzo mínimo	σ min =	-108.59	kN/m2
Esfuerzo máximo	σ max =	110.06	kN/m2
Esfuerzo por carga vertical	σ =	11.77	kN/m2
Cumple?	σ < σ adm	Si	

Condición Extrema:			
Esfuerzo vertical	P/A =	123.69	kN/m2
Momento	M =	2162.66	kN.m
Esfuerzo mínimo	σ min =	-195.02	kN/m2
Esfuerzo máximo	σ max =	210.48	kN/m2
Esfuerzo por carga vertical	σ =	123.69	kN/m2
Cumple?	σ < σ adm	Si	

11.3.3. Tanque de Carga

11.3.3.1. Descripción

El tanque de carga de bombas es una estructura de paso que almacena el agua que sale de red de distribución mediante un tubo en GRP de 3.0 m de diámetro y se dirige posteriormente a la casa

de bombas. La estructura tiene 30 m de largo más 9.3 m para zona de de válvulas, 9.3 m de altura en la parte más alta, ángulo de inclinación interno de 15 °. La Figura 11-30 muestra el corte longitudinal del tanque y la Figura 11-31 muestra la planta.

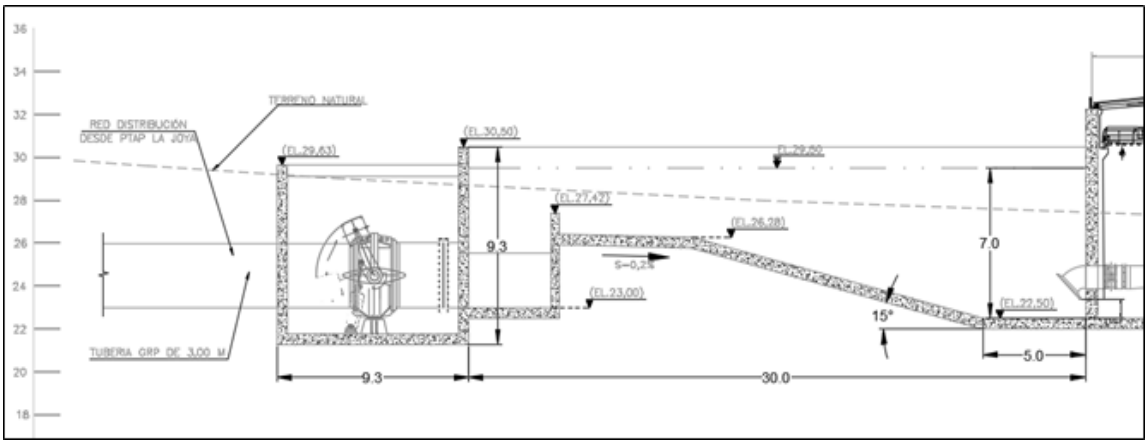


Figura 11-30 Corte longitudinal del tanque

Fuente: Elaboración propia

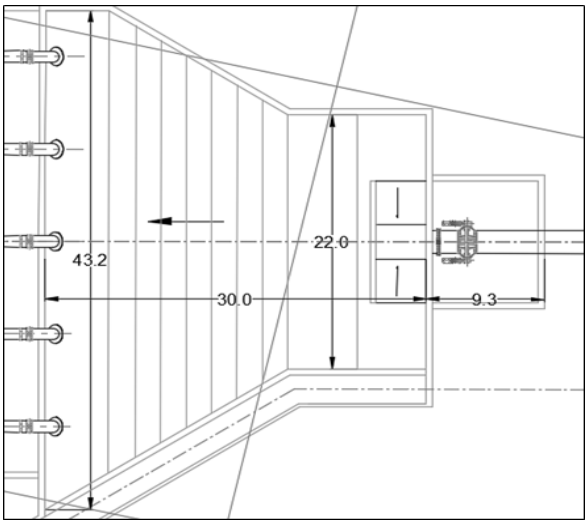


Figura 11-31 Planta del tanque

Fuente: Elaboración propia

11.3.3.2. Cargas

Para los análisis realizados se consideraron cargas muertas, hidrostáticas, sismo y empujes de relleno, según lo indicado en el Capítulo 5 de este documento.

11.3.3.2.1. Empuje de agua

Se tuvo en cuenta el empuje hidrostático que ejerce la masa de agua contenida en el tanque de acuerdo con los niveles establecidos por los especialistas hidráulicos.

- Nivel de lámina de agua 7.0 m

11.3.3.2.2. Subpresión

Corresponde al empuje ascendente debido al agua infiltrada bajo la fundación de la estructura. En su cálculo se consideró una subpresión constante a lo largo de la base de la estructura.

11.3.3.2.3. Cargas Sísmicas

Para la evaluación de las cargas producidas por el efecto sísmico, se consideraron los valores de aceleración sísmica determinados para el proyecto. Para adelantar los análisis de estabilidad, para la aceleración horizontal se tomó un coeficiente que corresponde a las dos terceras partes de la aceleración pico del terreno PGA y para la aceleración vertical se tomó un coeficiente igual al 50% del coeficiente de aceleración horizontal.

Se ha considerado el efecto del sismo en la estructura, en el agua conforme a lo indicado en el capítulo 7 del presente documento.

11.3.3.3. Casos de carga

- CASO I: Condición usual durante operación. En este se considera que la estructura trabaja con un nivel normal de operación, se asume un nivel de relleno terminado, se tienen en cuenta empujes hidrostáticos, subpresión y pesos de agua interna.
- CASO II: Condición inusual durante operación. En este caso se considera la estructura vacía, nivel de relleno terminado, empujes hidrostáticos, fuerza de subpresión al 30%*.
- CASO III: Condición extrema durante operación Corresponde al Caso I + Sismo de la estructura + Sismo de Agua.

* No es común que el tanque se encuentre completamente sin agua, por esta razón, se tomó un porcentaje bajo de la subpresión, al asumir que el tanque va a tener constantemente agua.

11.3.3.4. Parámetros geotécnicos

Se adoptaron los siguientes parámetros geotécnicos considerando el conocimiento que se tiene de la zona, los cuales deberán ser validados en una etapa posterior de los estudios.

- Ángulo de fricción interna del suelo de fundación : 36°
- Capacidad Portante : 620 kN/m^2
- Peso específico del material de relleno : 18 kN/m^3
- Aceleración pico del terreno (P.G.A) : 0.345 g

11.3.3.5. Análisis de estabilidad

Con base en lo establecido en el Capítulo 5 se revisó la estabilidad de la estructura, con el objetivo de determinar su predimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se revisó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

La estabilidad se realizó transversalmente y se tomó la sección más crítica, es decir, la más ancha y la más profunda. En el análisis se espera que las dimensiones iniciales del tanque permitan que este sea estable por sí solo a deslizamiento, volcamiento y flotación.

11.3.3.5.1. Resultados del análisis de estabilidad

Por un lado, debido a que el tanque se encuentra enterrado, el análisis de deslizamiento y volcamiento depende de la diferencia de altura de relleno. En este caso, el tanque tiene la misma altura de relleno a ambos lados, por esta razón, la diferencia de alturas es cero y la estructura se considera estable.

Por otro lado, la subpresión genera el efecto de flotación en la estructura. En este caso, esta sería carga crítica que generaría inestabilidad en la estructura. El análisis de flotación se realizó para los casos de carga mencionados anteriormente. La Tabla 11-34 presenta los resultados del análisis de estabilidad a flotación del tanque.

Tabla 11-34 Tanque de Carga de bombas - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
USUAL	1.3	1.76
INUSUAL	1.2	1.52
EXTREMO	1.1	1.64

Fuente: Elaboración propia

11.3.3.6. Diseño

A partir de las dimensiones obtenidas en el análisis de estabilidad se efectuó la verificación de la

sección de los muros del tanque a fin de garantizar que sea capaz de soportar las solicitaciones a las cuales estarán sujetos durante su operación.

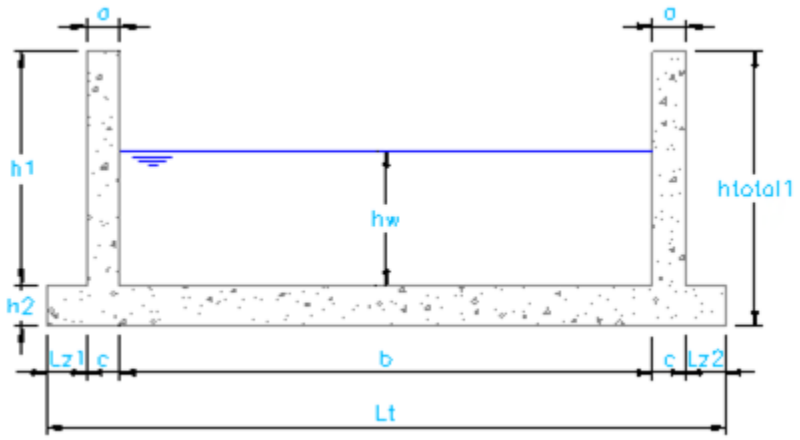


Figura 11-32 Corte transversal del tanque.

Fuente: Elaboración propia

Ancho Base de losa [b]	: 45.0 m
Espesor de losa [a]	: 0.9 m
Altura de muro [h_1]	: 8.0 m
Espesor de muro [a]	: 0.9 m
Ancho zarpa izquierda [L_{z1}]	: 0.5 m
Ancho zarpa izquierda [L_{z2}]	: 0.5 m

En la Figura 11-33 se puede observar el diseño en hoja de cálculo, en esta se asignaron los empujes y fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura las cuales fueron mayoradas, de acuerdo con la norma.

Para el diseño de los muros del tanque, se analizó una sección de 0.9 m de espesor por 8.9 m de alto por 1.0 m de ancho. Se verificó que la sección seleccionada resistiera la fuerza cortante con la resistencia del concreto y que la cuantía del refuerzo a flexión esté dentro de los rangos establecidos por la norma.

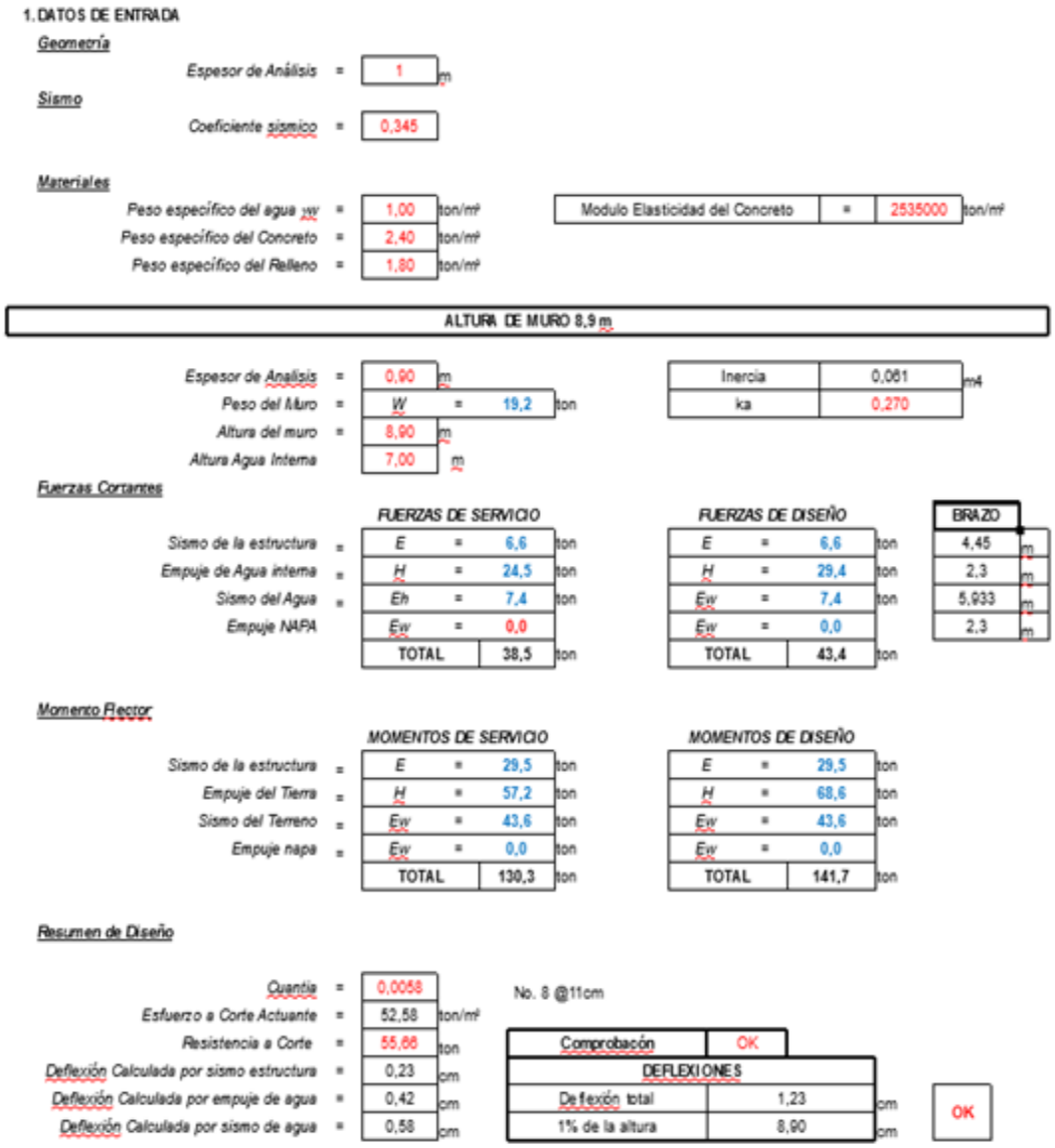


Figura 11-33 Predimensionamiento del tanque

Fuente: Elaboración propia

11.3.4. Casa de Bombeo

11.3.4.1. Descripción

La casa de bombeo de la red de distribución es una estructura superficial en pórticos de concreto reforzado resistente a momento. La estructura principal cuenta con dos ejes de columnas en el sentido longitudinal eje sobre el cual se ubican las ménsulas para apoyo de la grúa puente y 7 ejes de columnas en el sentido transversal. Se dispone de 3 niveles de vigas aéreas para formar los

pórticos resistentes a momentos.

La sección de las columnas de la estructura principal es de 1.0 m por 1.0 m y la sección de las vigas es de 0.6 m por 0.6 m. Para recibir las fuerzas debidas al cambio de dirección de la tubería se dispuso un bloque de anclaje a lo largo de la tubería de salida; así mismo la estructura cuenta con fundacion para cada equipo que lo requiera.

Al ser una estructura superficial la casa de bombas tiene una cubierta metálica liviana en toda el área. La fundación de la estructura es mediante zapatas con vigas de amarre en las dos direcciones.

Contiguo a la casa de bombas se encuentra el edificio de área de oficinas el cual tiene 8.0 m de altura por 9.0 m de ancho y 55.3 m de profundidad. La estructura tiene una cubierta plana en concreto reforzado de 0.15 m de espesor, columnas de 0.6 m por 0.6 m separadas cada 9.8 m y vigas de 0.6 m por 0.6 m. La cimentación es mediante zapatas con vigas de amarre. La Figura 11-34 y la Figura 11-35 muestran el corte transversal y la planta de la Casa de Bombeo.

La zona de transformadores tiene 5 muros cortafuego. 3 muros de 8.4 m de altura por 7.8 m de ancho por 0.5 m de espesor y 2 muros de 8.4 m de altura por 10 m de ancho y 0.5 m de espesor. Se dispone de un foso recolector de aceite de 8.4 m de ancho por 7.2 m de largo y 0.6 m de alto. El espesor de los muros y la losa del foso colector de aceite es de 0.5 m. La fundación del transformador en planta tiene dimensiones de 8.0 m por 8.0 m.

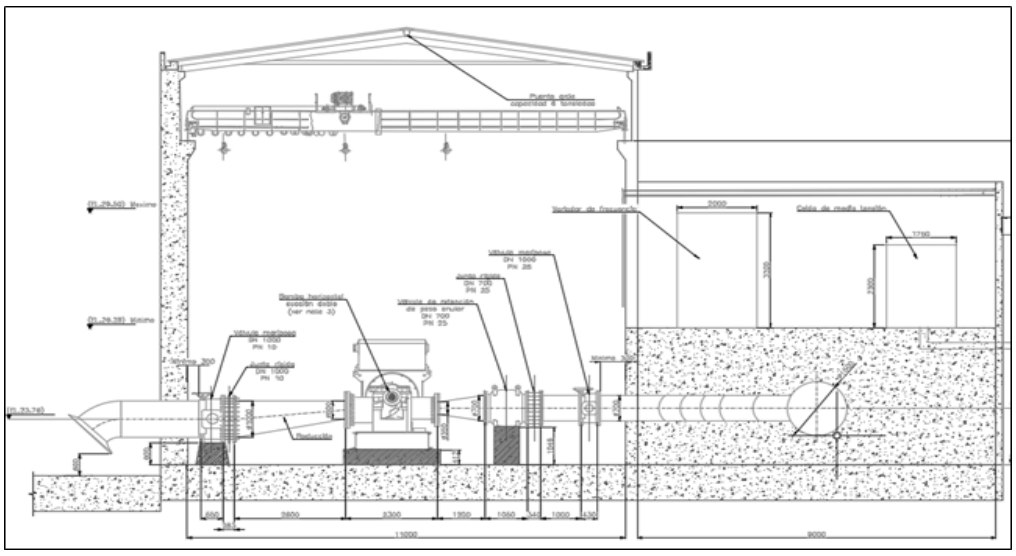


Figura 11-34 Corte Transversal Bombeo

Fuente: Elaboración propia

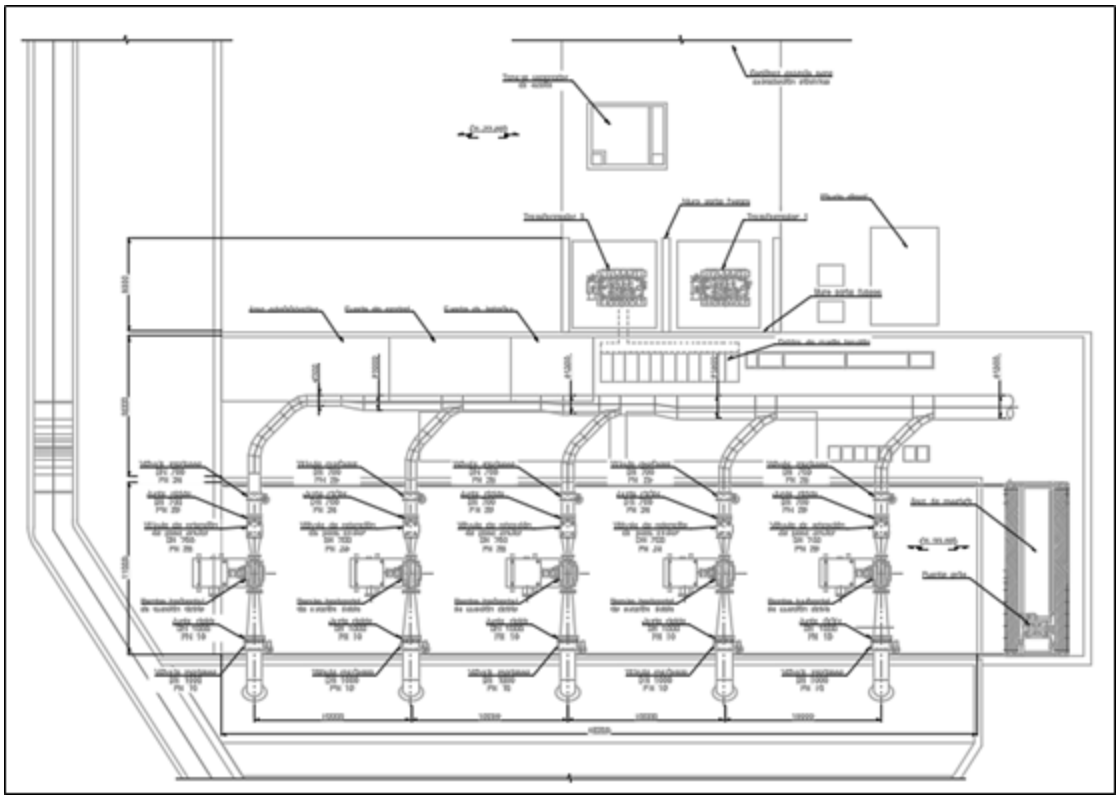


Figura 11-35 Planta Bombeo

Fuente: Elaboración propia

11.3.4.2. Diseño

Para el predimensionamiento de la Casa de Bombas se realizaron dos modelos en SAP2000. Un modelo para la estructura principal de la Casa de Bombas y otro modelo para la estructura contigua para área de oficinas.

11.3.4.2.1. Predimensión Estructura Principal

El análisis consiste en una estructura de 11.25 m de altura por 18.90 m de ancho y 55.3 m de profundidad, columnas separadas cada 9.8 m y 3 niveles de vigas aéreas. Se calculó toda la masa inercial (Columnas, vigas, cubierta metálica, elementos no estructurales) y se aceleró por el coeficiente sísmico presentado en el Capítulo de este documento. Mediante el método de la fuerza horizontal equivalente se determinó la distribución de fuerza horizontal por nivel de vigas y por cada columna. La Tabla 11-35 muestra el cálculo de la fuerza horizontal por elevación.

Tabla 11-35 Distribución de Fuerzas Horizontales en Altura.

Nivel	mi (kg)	hi (m)	mi.hik (kg.mk)	Cvi (_)	Fi (kN)	Vi (kN)
Cubierta	42018	11,25	426542.84	0.558	5383.2	5383.2
Elevación 2	30690	7	197791.58	0.259	2496.24	7879.44
Elevación 1	37105	4	139937.45	0.183	1766.09	9645.52
			764271.87	1		

Fuente: Elaboración propia

La Figura 11-36 muestra el modelo 3D y la Figura 11-37 y la Figura 11-38 muestra la aplicación de la fuerza sísmica en altura para las direcciones X y Y.

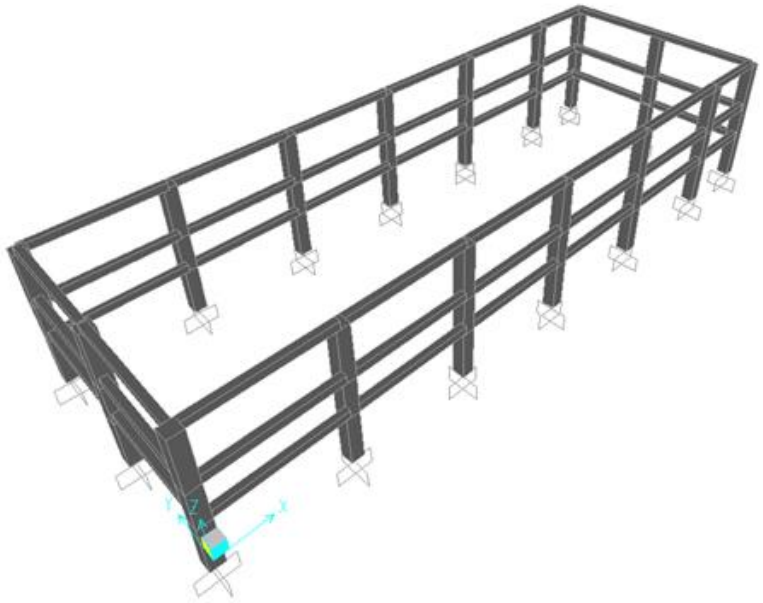


Figura 11-36 Modelo 3D SAP2000 - Estructura Principal.

Fuente: Elaboración propia

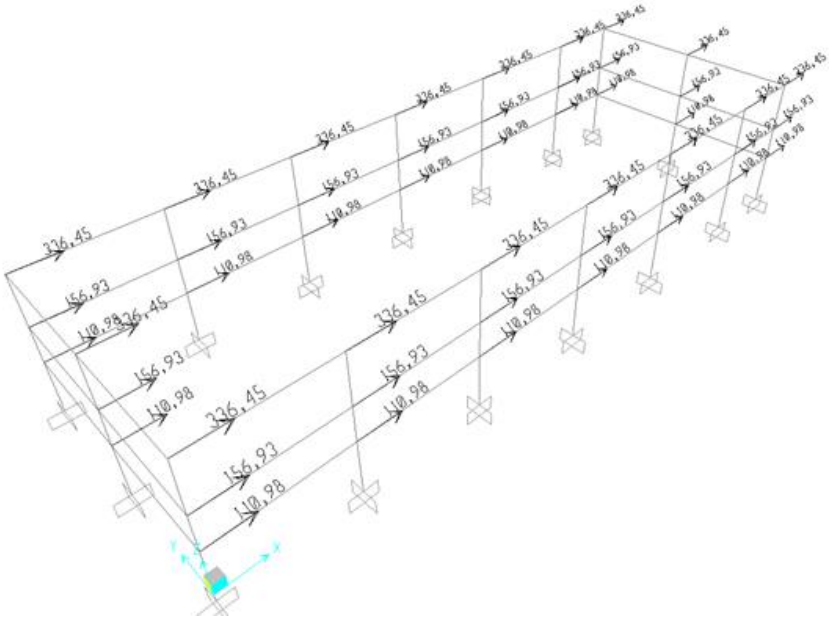


Figura 11-37 Aplicación Fuerza Sísmica Fx [kN].

Fuente: Elaboración propia

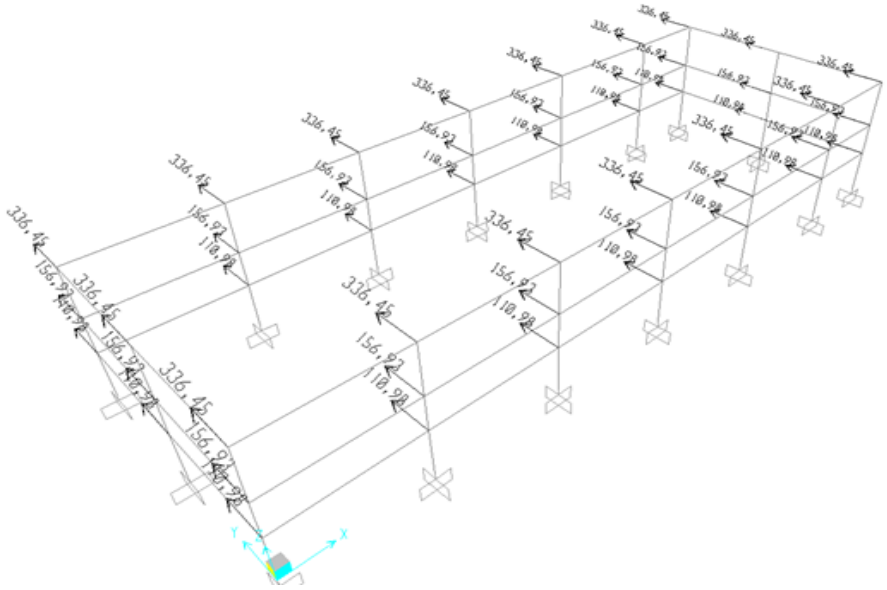


Figura 11-38 Fuerza Sísmica Fy [kN]

Fuente: Elaboración propia

Se verificó que el desplazamiento en la parte superior de la columna no superará el 1% de la altura total de la estructura, límite aceptado de derivas:

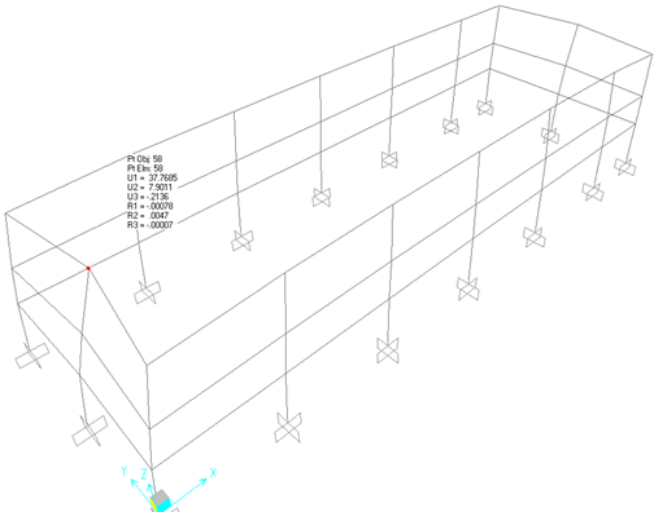


Figura 11-39 Desplazamiento por sismo en la dirección X [mm]

Fuente: Elaboración propia
(Ver Tabla 11-36)

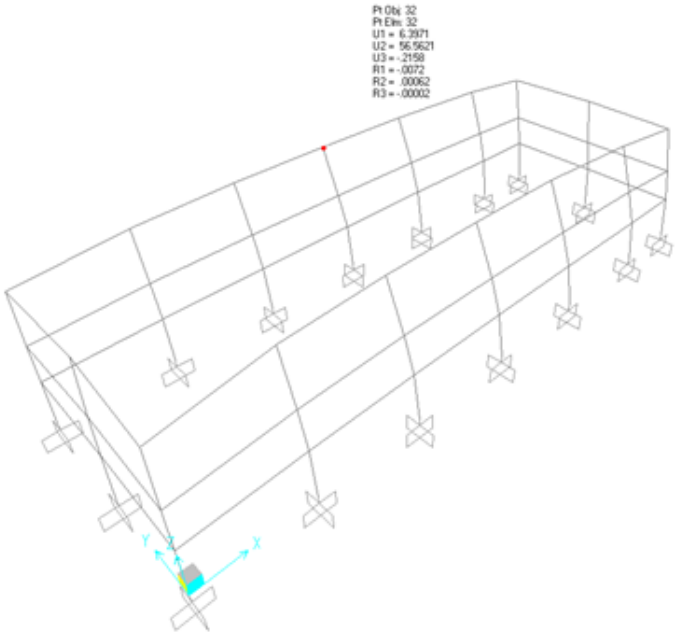


Figura 11-40 Desplazamiento por sismo en la dirección Y [mm]

Fuente: Elaboración propia
(Ver Tabla 11-36)

Los desplazamientos obtenidos de la Figura 11-39 y la Figura 11-40 son los siguientes:

Tabla 11-36 Desplazamientos horizontales.

Dirección del Sismo	Desplazamiento (mm)
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección X	112.2
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección Y	38
Desplazamiento máximo permitido	57

11.3.4.2.2. Predimensión Estructura Area de Oficinas

El análisis consiste en una estructura de 8.0 m de altura por 9.0 m de ancho y 55.3 m de profundidad medido a centro de columnas. Columnas separadas cada 9.8 m de sección 0.6 m por 0.6 m y vigas aéreas en dos niveles de sección 0.6 m por 0.6 m.

Se calculó toda la masa inercial (Columnas, vigas, cubierta plana, elementos no estructurales) y se aceleró por el coeficiente sísmico de la zona presentado en el Capítulo 5 de este documento. Mediante el método de la fuerza horizontal equivalente se determinó la distribución de fuerza horizontal por cada nivel de vigas y por cada columna. En la Tabla 11-37 se muestra el cálculo de la fuerza horizontal por piso.

Tabla 11-37 Distribución de Fuerza Horizontal en Altura.

Nivel	mi (kg)	hi (m)	mi.hik (kg.mk)	Cvi (_)	Fi (kN)	Vi (kN)
Cubierta	40363	8	263757.44	0.668	4167.99	4167.99
Elevación 2	30710	5	131294.31	0.332	2074.76	6242.75
			395051.75	1		

La Figura 11-41 muestra el modelo 3D en SAP2000 de la estructura de la zona de oficinas y la Figura 11-42 y la Figura 11-43 muestra la aplicación de la fuerza sísmica en cada nivel de la estructura.

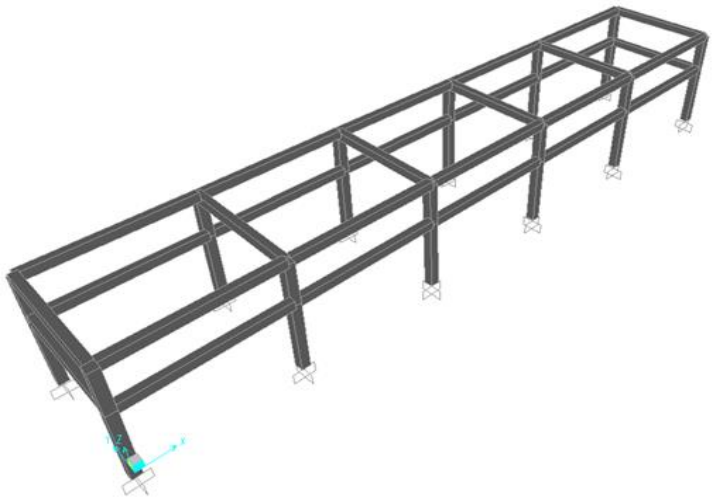


Figura 11-41 Modelo 3D SAP2000 - Estructura Edificio Oficinas

Fuente: Elaboración propia

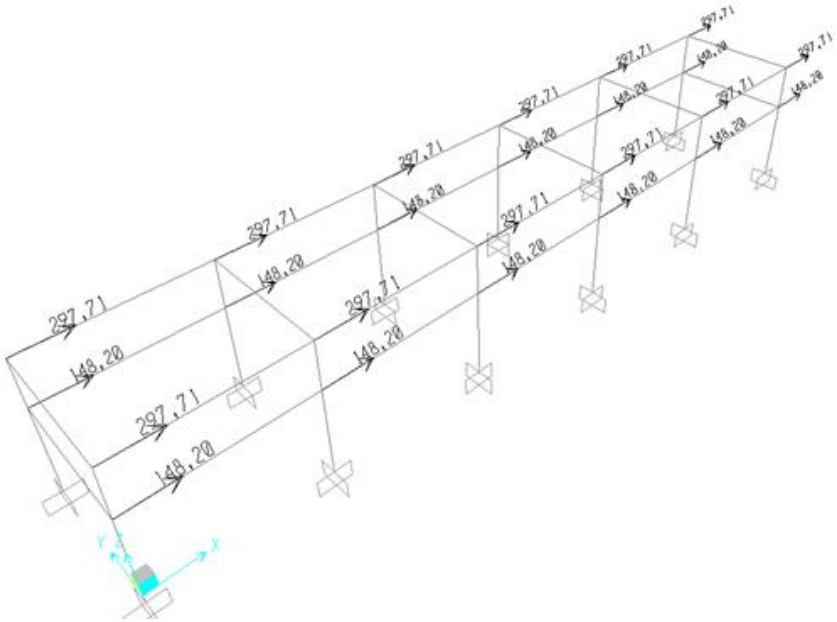


Figura 11-42 Aplicación Fuerza Sísmica Fx [kN]

Fuente: Elaboración propia

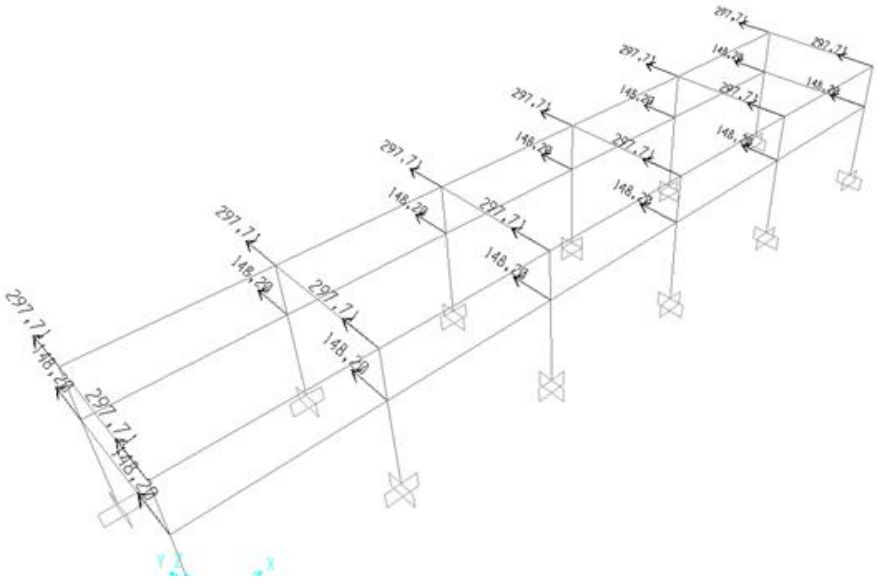


Figura 11-43 Aplicación Fuerza Sísmica Fy [kN]

Fuente: Elaboración propia

Se verificó que el desplazamiento en la parte superior de la columna no superará el 1% de la altura total de la estructura:

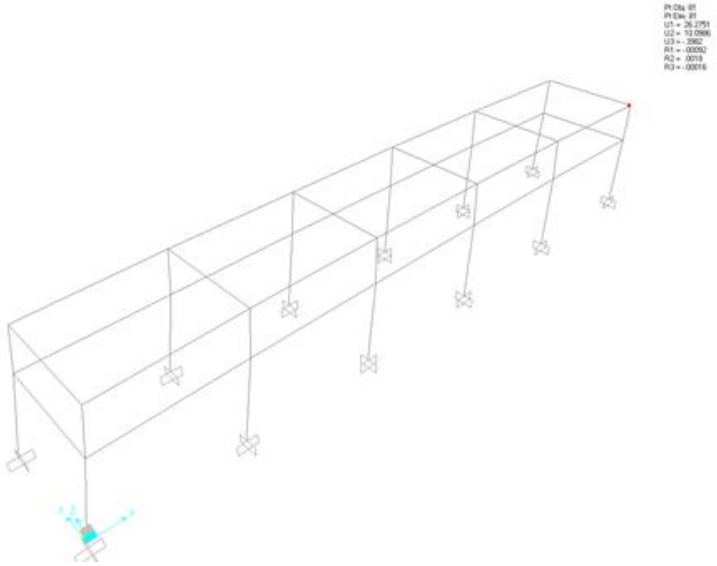


Figura 11-44 Desplazamiento por sismo en la dirección X [mm]

(Ver Tabla 11-38)

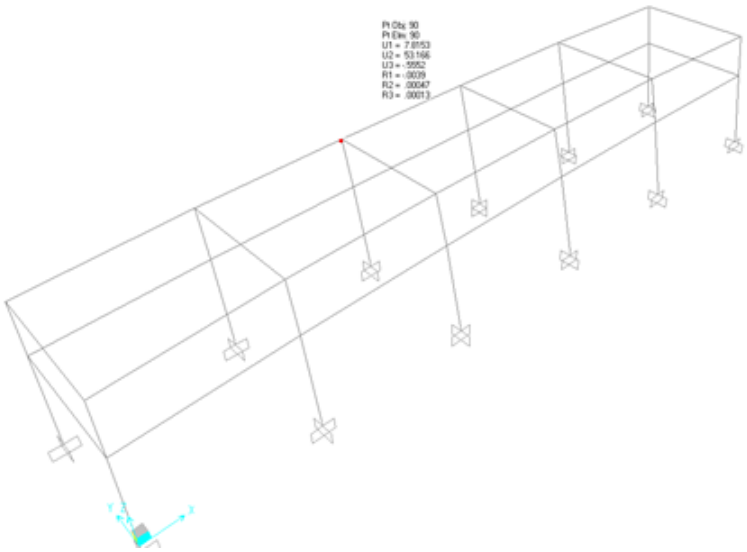


Figura 11-45 Desplazamiento por sismo en la dirección Y [mm]

(Ver Tabla 11-38)

Los desplazamientos obtenidos de la Figura 11-44 y la Figura 11-45 son los siguientes:

Tabla 11-38 Desplazamientos horizontales

Dirección del Sismo	Desplazamiento (mm)
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección X	26
Desplazamiento Máximo por sismo en dirección Y	53
Desplazamiento máximo permitido	80

Fuente: Elaboración propia

11.3.5. Tanque cota 120 msnm en Tocumen

11.3.5.1. Descripción

El tanque cota 120 msnm en Tocumen recibe el fluido proveniente del sistema de bombeo mediante una tubería en GRP de 1.5 m de diámetro. Cuenta con 1 válvula mariposa para controlar el flujo en la entrada y 1 válvulas mariposa a la salida del tanque. La velocidad del flujo al interior del tanque se disminuye mediante un muro bloque de impacto de 9.0 m de largo, 4.5 m de altura y 0.5 m de espesor.

Las dimensiones del tanque en planta son de 26 m por 26 m y altura de muros de 4.5 m. El espesor de los muros es de 0.5 m y el espesor de la losa es de 0.5 m. La zona de válvulas está protegida por muros de 6.2 m de altura y 0.6 m de espesor. Las válvulas están apoyadas en una fundación

de 3.5 m por 3.0 m por 1.5 m.

Contiguo al tanque se encuentra el canal colector el cual tiene muros de la misma altura del tanque y una base libre de 3.0 m. Desde el canal colector el fluido pasa hacia el vertedero de excesos el cual es una escalonada de disipación La Figura 11-46 muestra las dimensiones del tanque en planta y la Figura 11-47 y la Figura 11-48 muestra el corte longitudinal del canal colector y la estructura escalonada de disipación.

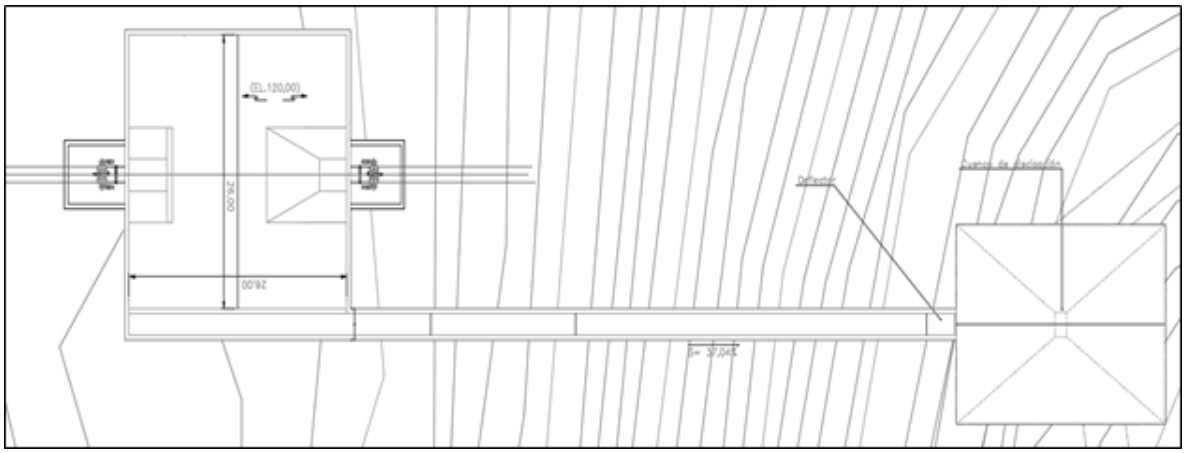


Figura 11-46 Planta Tanque cota 120 msnm en Tocumen

Fuente: Elaboración propia

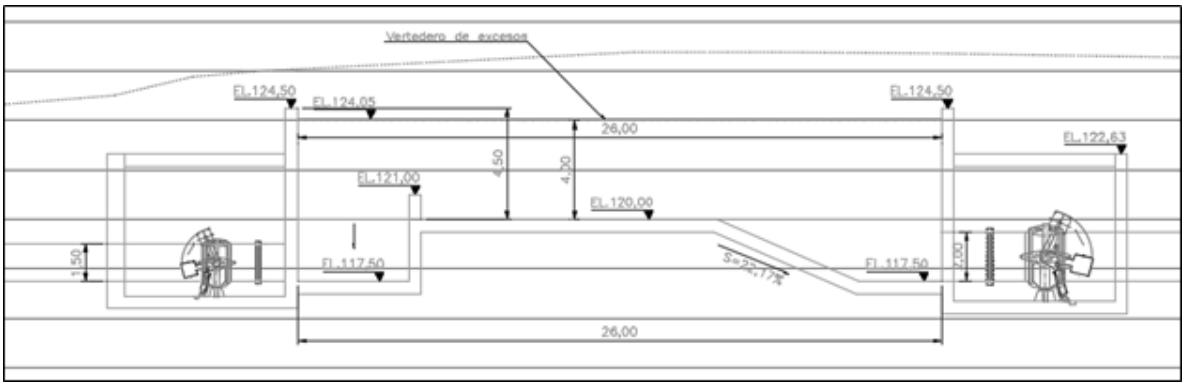


Figura 11-47 Corte tanque y vertedero de excesos

Fuente: Elaboración propia

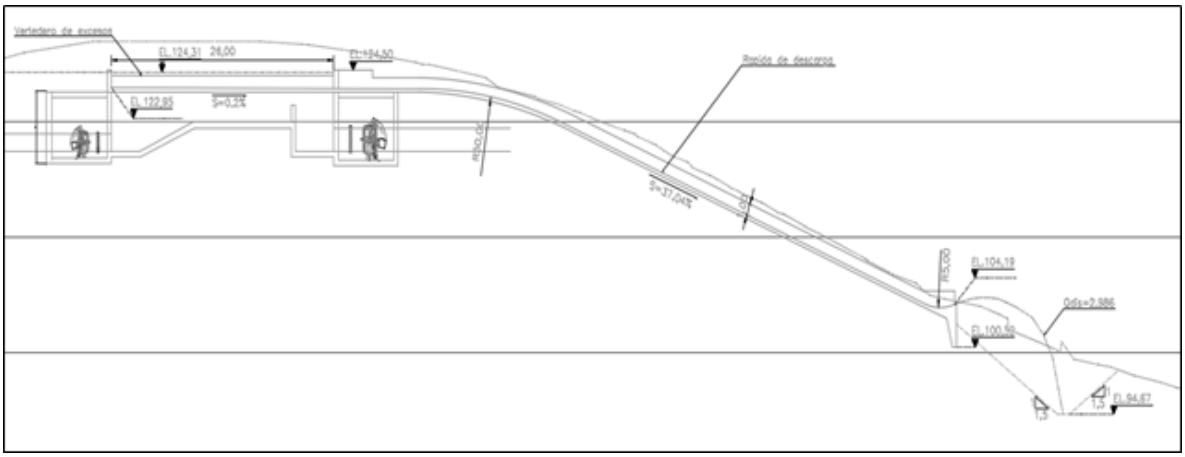


Figura 11-48 Estructura escalonada de disipación.

Fuente: Elaboración propia

11.3.5.2. Cargas

Para los análisis estructurales adelantados, se consideraron las cargas muertas, hidrostáticas, de sismo según lo indicado en el Capítulo 5 de este documento.

11.3.5.2.1. Empuje de Agua

Se tiene en cuenta el empuje hidrostático que ejerce la masa de agua contenida en la estructura, considerando en cada caso la condición de diseño más desfavorable. Se analiza la estructura de acuerdo con los niveles establecidos por los especialistas hidráulicos.

- Altura Lámina interna de agua 4.0 m

11.3.5.2.2. Subpresión

Corresponde al empuje ascendente debido al agua infiltrada bajo la fundación de la estructura. Según las excavaciones geotécnicas el tanque es superficial por lo tanto no hay efecto de subpresión en la losa del tanque.

11.3.5.2.3. Cargas Sísmicas

Para la evaluación de las cargas producidas por el efecto sísmico, se tienen en cuenta los valores de aceleración sísmica determinados para el proyecto.

Se consideran las fuerzas sísmicas teniendo en cuenta los efectos impulsivos y convectivos y sus

efectos y consecuencias sobre el tanque. La componente impulsiva corresponde a la respuesta de alta frecuencia amplificada del contenido que se mueve conjuntamente con el tanque. La componente convectiva corresponde a la respuesta amplificada de baja frecuencia del contenido del tanque en su modo fundamental del oleaje inducido por el sismo. Para el cálculo de estas fuerzas se utilizó la metodología propuesta en el documento ACI 350.3 Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures.

Componente Impulsiva:

$$W_i = W_L \frac{\tanh\left(0.866 \frac{L}{H_L}\right)}{0.866 \frac{L}{H_L}}$$

Ecuación 23.

Fuente: Ecuación 9-1 ACI 350.3

Componente Convectiva:

$$W_c = 0.264 W_L \frac{L}{H_L} \tanh\left(3.16 \frac{H_L}{L}\right)$$

Ecuación 24.

Fuente: Ecuación 9-1 ACI 350.3

Para adelantar los análisis de estabilidad, la aceleración horizontal se considera tomando las dos terceras partes de la aceleración pico del terreno PGA y para la aceleración vertical se tomó un coeficiente igual al 50% de la aceleración horizontal.

Se ha considerado el efecto del sismo en la estructura y en el agua conforme a lo indicado en el Capítulo 5 del presente documento.

11.3.5.3. Casos de Carga

- CASO I – Usual durante operación
  Se considera el peso propio de la estructura, peso de agua contenida, empuje hidrostático y subpresión.

- CASO II – Inusual durante operación
  Se considera el peso propio de la estructura, subpresión. (Estructura Vacía)

- CASO III – Extremo durante operación
  Corresponde al Caso I + Sismo de la estructura + Sismo del Agua contenida

11.3.5.4. Parámetros Geotécnicos

Se adoptaron los siguientes parámetros geotécnicos considerando el conocimiento que se tiene de la zona, los cuales deberán ser validados en una etapa posterior de los estudios.

- Ángulo de fricción interna del suelo de fundación : 36°
- Capacidad Portante : 510 kN/m^2
- Peso específico del material de relleno : 18 kN/m^3
- Aceleración pico del terreno (P.G.A) : 0.345 g

11.3.5.5. Análisis de Estabilidad

Con base en lo establecido en los criterios de diseño estructurales, se revisó la estabilidad de la estructura, con objeto a determinar su pre-dimensionamiento estructural, el cual se considera adecuado para esta etapa de los diseños. La estabilidad se realizó siguiendo las recomendaciones del manual de ingeniería EM-1110-2-2100 U.S. Army Corps of Engineers.

Consideraciones:

- Según las recomendaciones geotécnicas para el análisis de estabilidad del tanque se consideró superficial sin empujes de relleno laterales teniendo en cuenta que el material de la zona de implantación es roca.

- Debido a que no se contaba con información sobre el nivel freático se adoptó un nivel correspondiente al 30% la altura total del muro.

11.3.5.5.1. Resultados del análisis de estabilidad

Los siguientes cuadros muestran los resultados del análisis de estabilidad de los muros del tanque de almacenamiento. La estructura ha sido predimensionada buscando que sea estable para los distintos casos de carga considerados.

Tabla 11-39 Tanque cota 120 msnm en Tocumen - Factores de seguridad a flotación

ANÁLISIS A FLOTACIÓN		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**

USUAL	1.3	4.51
INUSUAL	1.2	2.18
EXTREMO	1.1	3.60

Tabla 11-40 Tanque cota 120 msnm en Tocumen - Factores de seguridad al deslizamiento.

ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO		
CASO	**FACTOR REQUERIDO**	**FACTOR OBTENIDO**
USUAL	1.5	3.82
INUSUAL	1,3	9.45
EXTREMO	1,1	2.0

Tabla 11-41 Factores de seguridad al volcamiento.

ANÁLISIS AL VOLCAMIENTO				
CASO	**% REQUERIDO**	**% ÁREA COMPRESIÓN**	**S MAX [kN/m^2]**	**S MIN [kN/m^2]**
USUAL	100 % de la base a compresión	100 % Compresión	42	27
INUSUAL	75 % de la base en compresión.	100% Compresión	20	4
EXTREMO	Sin superar el esfuerzo de compresión en la base	89 % Compresión	73	-7

11.3.5.6. Diseño

Teniendo en cuenta las dimensiones determinadas en el análisis de estabilidad, mediante hoja de cálculo se analizaron todas las fuerzas que actúan sobre el muro del tanque de almacenamiento.

Para el diseño de los muros del tanque de almacenamiento se consideró un muro de 4.5 m de altura con 0.5 m de espesor. Para el cálculo del empuje hidrostático y las presiones convectivas e inductivas se consideró según los diseños hidráulicos una altura de lámina de agua de 4.0 m. La Figura 11-49 muestra la gráfica con todas las presiones laterales que se consideraron para el predimensionamiento del muro.

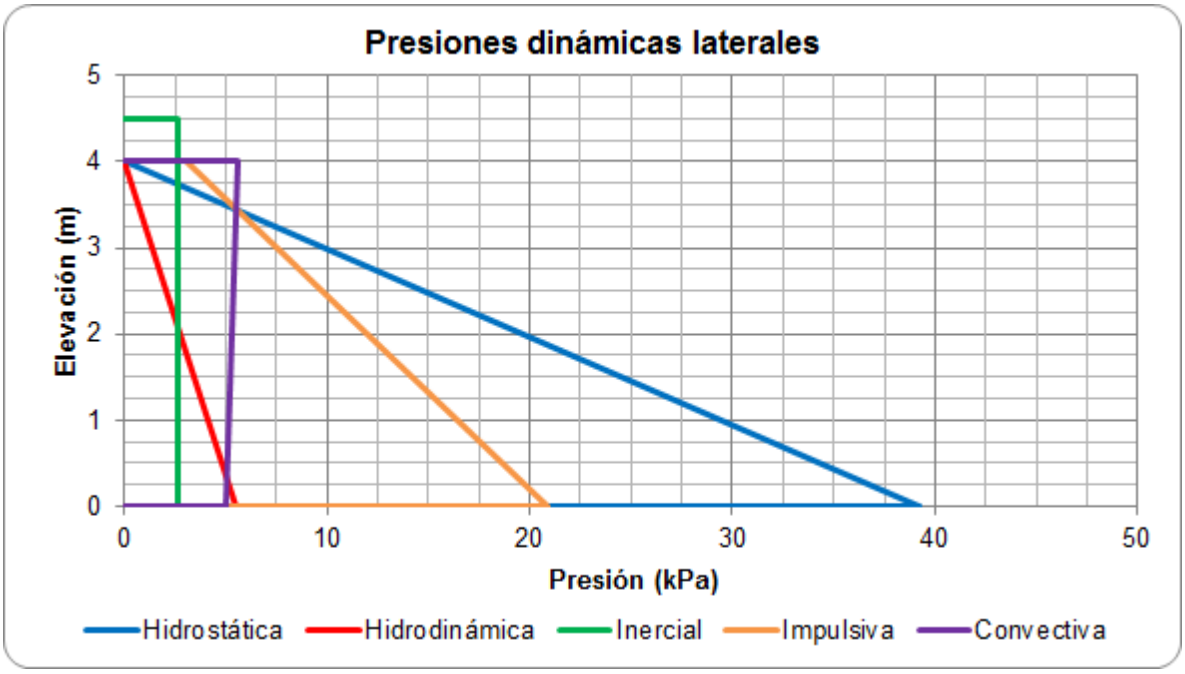


Figura 11-49 Presiones Laterales.

Los resultados del predimensionamiento de los muros del tanque de almacenamiento con la sección mencionada y los empujes laterales analizados se presentan en la Tabla 11-42.

Tabla 11-42 Predimensión Muros Tanque de Almacenamiento

DISEÑO POR FLEXIÓN	
Relación de carga mayorada a carga de servicio, γ	1,4
Coeficiente de reducción de resistencia, ϕ	0,90
Esfuerzo de fluencia del refuerzo, f_y	420 MPa
Módulo de elasticidad del refuerzo, E_s	200.000 MPa
Relación modular, n	8,04
Recubrimiento libre, r	50 mm
Altura de la sección transversal, h	500 mm
Altura efectiva de la sección transversal, d	440 mm
Cuantía de refuerzo suministrada (para flexión), ρ_{sum}	0,0043
Esfuerzo en el refuerzo causado por la flexión, f_s	138,6 MPa
DISEÑO POR FLEXIÓN (Continuación)	
Factor de durabilidad ambiental, S_d	1,9
Momento último de diseño, M_U	291,0 kN·m
Momento resistente de la sección, ϕM_n	303,2 kN·m
Cuantía mínima requerida por flexión, ρ_{min}	0,0033
Separación máxima, s_{max}	300 mm
DISEÑO POR CORTANTE	
Coeficiente de reducción de resistencia, ϕ	0,75
Cortante último de diseño, V_U	160,0 kN
Fuerza cortante resistente por el concreto, ϕV_n	297,2 kN

Fuente: Elaboración propia

11.4. DISEÑO MECÁNICO

11.4.1. Tuberías metálicas

Se realizó un estimativo de los espesores de la tubería metálica de la impulsión al tanque cota 120 msnm en Tocumen. Para esta estimación se consideró un Golpe de Ariete de 40%. Este valor deberá ser ajustado en la etapa de ingeniería de detalle del proyecto, de acuerdo con los resultados del análisis de transitorios hidráulicos y de los sistemas definitivos para la mitigación del golpe de ariete.

Se generaron esquemas con la distribución de la tubería de entrada y salida del tanque cota 120 msnm en Tocumen.

Se calcularon las fuerzas en los pasos elevados de los tramos. En el Anexo 2 (Anexo 2.5.4), se encuentra el resultado de estos cálculos.

Se realizó el cálculo de la separación mínima entre silletas de los pasos elevados acuerdo a los criterios de deflexión establecidos. La verificación de la deflexión para se calculó para los diferentes espesores de la tubería, asumiendo una separación máxima de 21 m entre silletas. Los resultados de este cálculo se muestran en el Anexo 2 (Anexo 2.5.4).

11.4.2. Tuberías en GRP

En relación con las tuberías en Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (GRP - Glass Reinforced Plastic Pipe, por sus siglas en inglés) se ha adelantaron consultas a los fabricantes de tubería (ver Anexo 2 (Anexo 2.5.4)).

Se calcularon las fuerzas en los cambios de dirección para los tramos 13A, 13B, 13C, 14, 15, 16 y 17. Los resultados se presentan en el Anexo 2 (Anexo 2.5.4).

11.4.3. Sistema de Bombeo

Para el sistema de bombeo de la red de distribución de la alternativa 12 se dimensionó la cantidad requerida de bombas y las especificaciones de las mismas para proporcionar una cabeza dinámica de 150 metros y un caudal total de 3,486 m^3/s.

Para tal fin, se seleccionó un conjunto de cinco (5) bombas horizontales de doble succión Ingersoll-Dresser módelo LNN-LNE-LNS-DS-S 350-LNN-900. De estas 5 bombas, una (1) se conservará a modo de respaldo. Cada bomba está en capacidad de suministrar un caudal de 0,87 m^3/s y requiere para su operación una potencia aproximada de 1800 kW.

Las bombas con sus respectivos motores fueron distribuidas de tal forma que se permita la circulación de personal entre los sistemas de bombeo.

Tabla 11-43 Especificaciones Bombeo red de distribución.

SOLUCIÓN ALTERNATIVA 12	
Descripción	**Bombeo Red Distribución**
Caudal total [m^3/s]	3,486
Altura Estática [m]	98
Bombas en servicio	4
Bombas en reserva	1
Número total de bombas	5
Altura total dinámica de bombeo [m]	150
Bomba LNN-LNE-LNS-DS-S 350-LNN-900	**Especificaciones**
Tipo de bomba	Centrífuga de eje horizontal y doble succión
Caudal unitario [m^3/s]	0,87
Eficiencia operación	0,87
Potencia al freno [kW]	1474
Velocidad Angular [RPM]	1180
NPSHr [m]	5,48
NPSHd [m]	11
Motor	**Especificaciones**
Eléctrico	60 Hz, 3f fases
Velocidad [RPM]	1180
Potencia eléctrica [kW]	1800

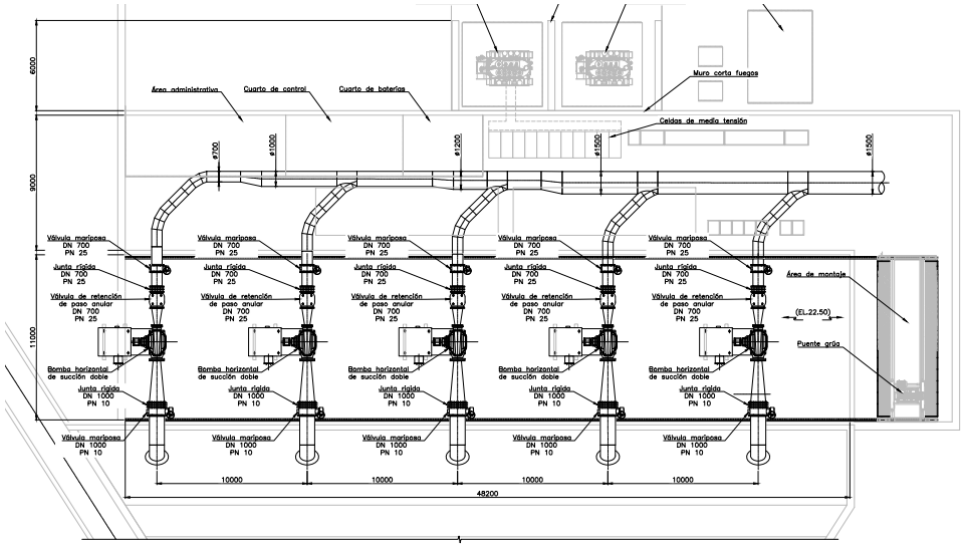


Figura 11-50 Vista de Planta de la Estación de Bombeo

Adicionalmente, cada sistema de bombeo cuenta con una (1) válvula tipo mariposa DN 1500 mm PN 10 bar y una (1) junta rígida DN 1500 mm PN 10 bar en la succión. En la descarga se cuenta con una (1) válvula de retención de paso anular DN 1000 mm PN 25 bar, una (1) junta rígida DN 1000 mm PN 25 y una (1) válvula de tipo mariposa DN 1000 mm PN 25 bar.

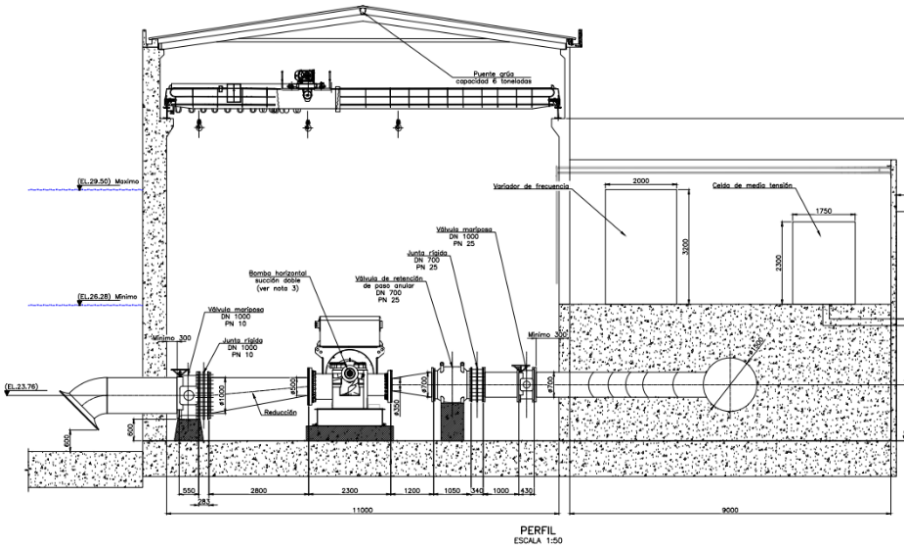


Figura 11-51 Vista de Perfil de la Estación de Bombeo

11.5. DISEÑO ELÉCTRICO

11.5.1. Acometida eléctrica red de distribución

La alimentación eléctrica de la estación de bombeo de la red de distribución se plantea mediante una subestación de transformación anexa a la casa de máquinas, la cual se denomina Subestación Eléctrica de Bombeo Red de Distribución. La tensión de llegada a la subestación será a 34.5kV la cual se transformará a 4.16 kV, nivel de tensión seleccionado en media tensión para la alimentación de los motores.

El nivel de tensión a 34.5 kV, se seleccionó teniendo en cuenta la demanda de la estación de bombeo y considerando redes de media tensión cercanas.

Para mitigar los gastos de energía que tendrá el sistema de bombeo se plantea para una etapa posterior del proyecto estudiar la posibilidad de suministro de energía complementaria mediante la construcción de un parque solar fotovoltaico para autoconsumo. Este parque tendría una capacidad instalada tal que cubra parte del requerimiento para autoconsumo de la estación y se produzcan excedentes que puedan ser acumulados como créditos conforme a la legislación de Panamá según el Procedimiento para Autoconsumo con Fuentes Nuevas, Renovables y Limpias,

aprobado en la reglamentación de Panamá en la resolución AN No 10206-ELEC del 11 de julio de 2016, el cual es aplicable para usuarios conectados en niveles de baja y media tensión.

En la Figura 11-52 se presenta la localización geográfica del sistema de bombeo de la red de distribución.



Figura 11-52 Localización estación de bombeo red de distribución.

11.5.2. Configuración de conexión subestación a 34.5 kV para el sistema de bombeo de la red de distribución

La configuración de la subestación estará compuesta por dos bahías de líneas y dos bahías de transformación. Las bahías de transformación tendrán celdas de media tensión para los equipos de protección instalados en el lado de baja tensión de cada transformador de potencia.

El tipo de subestación a instalar sería de tipo convencional de acuerdo con la disponibilidad de espacio para su implantación, en la cual además se prevé espacio para la instalación de una planta diesel de emergencia y espacio para el paso de una cama baja para instalación de los transformadores. La subestación estaría ubicada en una plataforma anexa a la casa de máquinas. Las celdas de M. T. y los sistemas auxiliares de c.a.y c.c. estarán localizadas en la casa de máquinas previendo espacio para cuarto de baterías y cuarto de control.

Bahías para transformación. Se dispondrá de dos bahías de transformación para suministro de energía a los grupos de bombeo, como se presenta en el plano VF-1641-118-0204-154 para la estación de bombeo de la red de distribución.

Los transformadores serán trifásicos, con aislamiento en aceite mineral de relación de transformación 34.5/4.16 kV, impedancia de cortocircuito de 8%. La capacidad de los transformadores se determinó de 10 MVA ONAN de acuerdo con las cargas de los grupos de bombeo y sistemas de servicios auxiliares.

La conexión de los transformadores con casa de máquinas se realizará a través de celdas de media tensión en los cuales se dispondrá de:

- Dos celdas de llegada de la alimentación eléctrica.
- Tres celdas de alimentación para los motores, mediante arrancador suave.
- Dos celdas de alimentación para los motores, mediante variadores de frecuencia.
- Una celda para el transformador de servicios auxiliares.
- Una celda de protección y medida.
- Una celda de salida para alimentación de los servicios del tanque cota 120 msnm en Tocumen.

Para la estación de bombeo para el arranque y para poder realizar regulación de caudal, se recomienda el uso de VDF's (Variadores de frecuencia), en dos de los cinco motores de tal manera que se pueda regular con por lo menos una unidad, en caso de falla en uno de los variadores. Los tres restantes motores contarán con arrancador suave. Esta forma de arranque permite limitar a valores aceptables las caídas de tensión en el sistema de distribución y en el sistema eléctrico de la estación de bombeo, y las perturbaciones propias del arranque de grandes motores de inducción tales como el parpadeo.

El suministro de energía a los motores asociados a los grupos de bombeo de la red de distribución será a nivel de 4.16 kV trifásico, valor estándar en Panamá, conforme al RIE y en concordancia con los niveles de tensión recomendados para motores de inducción de potencias mayores a 450 HP en la IEEE Std 141-1993 Recommended Practice for Electric Power Distribution for Industrial Plants, tabla 3-11 Standard voltages and preferred horsepower limits for polyphase induction motors.

En el plano VF-1614-118-02-04-154 se presenta el diagrama unifilar de la Estación de bombeo de la red de distribución.

Para la estación de bombeo de la red de distribución con la capacidad instalada de 10 MVA cada uno de los transformadores suministra el 100% de requerimiento para los cuatro grupos de bombeo en operación.

Con la capacidad de 10 MVA, la protección de los transformadores por el lado de baja tensión con interruptores para instalación en celda de media tensión de 4.16 kV a un valor comercial de

corriente nominal de 2000 A.

En la Tabla 11-44 se resumen las principales características de los transformadores de potencia.

Tabla 11-44 Características Transformadores de potencia.

Parámetro	Unidad	SUBESTACIÓN ESTACIÓN DE BOMBEO RED DE DISTRIBUCIÓN
Número de transformadores	-	2
Tipo de enfriamiento	-	ONAN
Capacidad nominal ONAN	MVA	10
Voltaje de conexión STN	kV	34.5
Voltaje de conexión a la estación de bombeo	kV	4.16
Frecuencia	Hz	60
Tipo	-	Trifásico -Bidevanado
Impedancia de corto-circuito	%	8

La impedancia de cortocircuito del 8% de acuerdo con la tabla 1 de la norma IEC 60076-5 Power transformers - Part 5: Ability to withstand short circuit, permite limitar la corriente de falla de los equipos de media tensión a 17.5 kA, el valor comercial más cercano es de 25 kA.

Para el caso de falla, o en general, de indisponibilidad de un transformador en la estación de bombeo de la red de distribución, se prevé cerrar el acople de barras en 4.16 kV de manera que todas las bombas queden conectadas a un solo transformador.

La disposición de los transformadores se realizó siguiendo las recomendaciones presentadas en la norma NFPA 850-2015. Recommended practice for fire protection for electric generating plants and high voltage direct current converter stations, en cuando previsiones en caso de incendio, distancias de seguridad, diseño de muros cortafuego y foso colector de aceite.

Se estima que el área ocupada por el transformador, tenga unas dimensiones de aproximadamente 6 metros de largo por 6 metros de ancho. Se prevé que a la plataforma del transformador se permita el acceso de un camión que llevará el transformador hasta este lugar. El peso total

estimado para el transformador es de 20 toneladas incluido el aceite.

Para el tanque cota 120 msnm en Tocumen se plantea el suministro de energía desde e el barraje de media tensión de la estación de bombeo de la Red de distribución, a nivel de 4.16 kV, para lo cual se dispondría de una línea aérea para suministro a un transformador de 30 kVA 4.16/0.48 kV. En el plano VF-1614-118-02-04-155. Tanque Cota 120 - Diagrama unifilar, se presenta la configuración eléctrica propuesta para los servicios del tanque. A partir del transformador se conformará un sistema de distribución, cuyo tablero principal TD-TQ120 se ubicará en la caseta de válvulas. Desde el tablero principal se alimentará el tablero de fuerza y control de las válvulas, los servicios propios de la caseta (iluminación y tomas) y un sistema en corriente continua para control e instrumentación.

11.6. DISEÑO SISTEMA DE CONTROL

11.6.1. Diseño de Obras

Los planos de control, instrumentación y comunicaciones son los siguientes:

VF-1614-118-02-04-170	ARQUITECTURA GENERAL DE CONTROL Y COMUNICACIONES
VF-1614-118-02-04-171	DIAGRAMA DE CONTROL, COMUNICACIONES E INSTRUMENTACIÓN - RED DE DISTRIBUCIÓN

11.6.2. 12.6.2. Red de distribución

A continuación, se presentan las consideraciones de control, instrumentación y comunicaciones para las obras de la red de distribución que corresponden a la conducción, el bombeo y el tanque cota 120 msnm en Tocumen:

Tabla 11-45 Diseño de control red de distribución conducción, bombeo y el tanque cota 120

msnm en Tocumen

Descripción	Bombeo	
	Bombeo	**Caseta central**
Control (PLC)	Controlador (PLC): [1 en total]	Controlador (PLC): [1 en total - redundante] IHM: [1 en total - redundante]
	- Supervisión y comando de los variadores para las bombas	Supervisión y comando de servicios auxiliares eléctricos.
	Horómetro para la conmutación de las bombas	-
	Conexión redundante con caseta central	Conexión red troncal en fibra óptica del proyecto
	-	Transferencia automática planta diesel SSAA bombeo
	Control y supervisión del bombeo Nivel 1	-
Válvulas	Indicación de posición abierto (ZSO) [1 x válvula: 5 en total]	-
	Indicación de posición cerrado (ZSC) [1 x válvula: 5 en total]	-
Conducción	Caudalímetro (FIT) [1 en total]	-
	Medición de presión (PIT) [1 en total]	-
	Tanque cota 120 msnm en Tocumen	

Descripción	Bombeo	
	Bombeo	**Caseta central**
Tanque	Medición de nivel (LIT) [2 en total]	-
	Caudalímetro (FIT) [1 en total]	-
	Medición de presión (PIT) [1 en total]	-
Unidad hidráulica (UH)	Medición de presión salida bombas (PIT) [1 x UH: 2 en total]	-
	Medición de temperatura cuba (TE + TIT) [1 x UH: 2 en total]	-
	Medición de nivel cuba (LIT) [1 x UH: 2 en total]	-
Válvulas	Indicación de posición abierto (ZSO) [1 x válvula: 2 en total]	-
	Indicación de posición cerrado (ZSC) [1 x válvula: 2 en total]	-
	Red de Distribución	
Válvulas	Indicación de posición abierto (ZSO) [1 x válvula: 9 en total]	-
	Indicación de posición cerrado (ZSC) [1 x válvula: 9 en total]	-

11.7. VÍAS

Para el acceso al tanque de almacenamiento denominado “tanque cota 120”, ubicado en la zona de Tocumen, se cuenta con una vía existente como se muestra en la figura a continuación.



Figura 11-53 Localización tanque cota 120

La distancia entre el tanque proyectado y la vía es de aproximadamente 100 metros, distancia que en parte se utilizará para el desarrollo de las excavaciones y la infraestructura necesaria para la construcción del tanque. Una vez finalizados los trabajos de construcción y para garantizar el acceso al personal para la operación y mantenimiento a la infraestructura, se prevé una carretera que deberá cumplir con las especificaciones del Ministerios de obras Públicas de Panamá para una una calle de tosca con cuneta abierta. A continuación se presenta la sección típica de la carretera en mención.

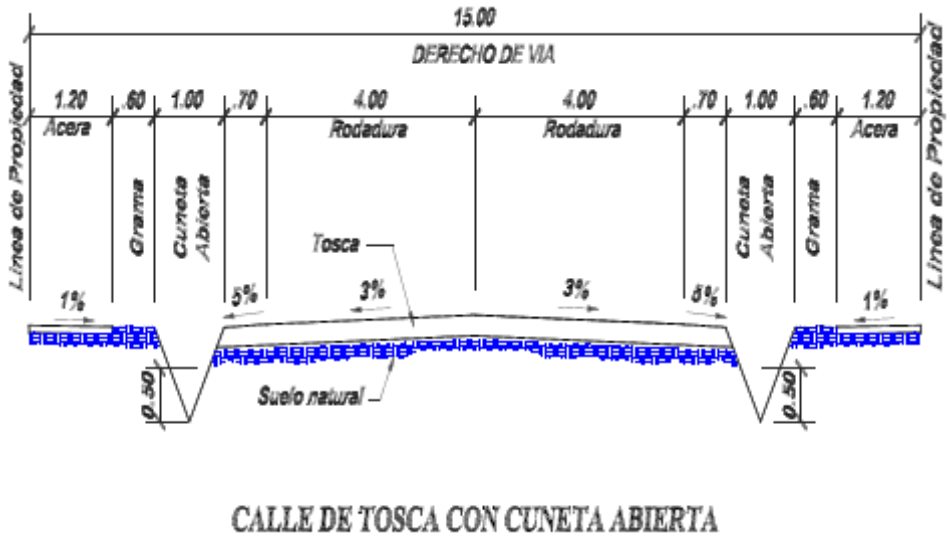


Figura 11-54 Sección típica. Fuente: Manual de Requisitos y normas Generales actualizadas para la revisión de planos, parámetros recomendados en el diseño de sistema de calles, y drenajes pluviales de acuerdo con las exigencias del MOP: Pag.63.

12. COSTOS Y PRESUPUESTO

El presente capítulo corresponde a la estimación del presupuesto de construcción, en el mismo se detallan los criterios de estimación de costos directos e indirectos. Así mismo, se incluye los supuestos y restricciones para la conformación del cronograma de construcción de la factibilidad de la alternativa 12.

12.1. PRESUPUESTO DE OBRA (Costos directos)

A continuación, se describen los aspectos más importantes tenidos en cuenta para la determinación de las cantidades de obra y del presupuesto para las diferentes obras como resultado del desarrollo del estudio de factibilidad del proyecto Bayano.

12.1.1. Cantidades de obra

Las cantidades de obra para cada uno de los componentes que constituyen el proyecto Bayano corresponden al resultado de las cuantificaciones de los diseños realizados por INGETEC y se encuentran soportadas en las respectivas memorias técnicas de diseño, presentadas por las diferentes disciplinas involucradas en el desarrollo de los trabajos.

Las cantidades han sido calculadas mediante herramientas informáticas especializadas que brindan un alto nivel de precisión y minimizan las inconsistencias en la información. Entre las herramientas se contempla autoCAD, ArcGis y hojas de cálculo desarrolladas por INGETEC. Igualmente, la información obtenida ha sido revisada y contrastada por diferentes métodos de forma que guarden concordancia con las características de cada obra y las condiciones de implantación. En la Tabla 12-1 se presenta el estimado de cantidades para los ítems representativos.

Tabla 12-1 Cantidades de concreto y acero

Ítem	Unidad	Cantidad
Excavación	m³	2.387.909
Concreto	m³	225.159
Acero de refuerzo	kg	4.123.146
Acero estructural	kg	21.414.587
Rellenos	m³	1.566.269

En la Tabla 12-2 se presentan las cantidades de obra para cada uno de los tramos de la conducción y red de distribución en tubería Glass Reinforced Plastic Pipe (GRP).

Tabla 12-2 Cantidades de tubería GRP conducción.

Descripción	4	5	10	11	D13 A - B	D13 C	D14
Tubería GRP DN 1000 PN 10 SN10000					78	13.391	
Tubería GRP DN 1000 PN 6 SN10000					2.999	6.059	
Tubería GRP DN 1500 PN 10 SN10000							
Tubería GRP DN 1500 PN 16 SN10000			2.686				
Tubería GRP DN 1500 PN 20 SN10000			2.508				
Tubería GRP DN 1500 PN 25 SN10000							
Tubería GRP DN 1600 PN 20 SN10000		196					
Tubería GRP DN 1600 PN 25 SN10000		8.997					
Tubería GRP DN 1800 PN 10 SN10000	172						
Tubería GRP DN 1800 PN 16 SN10000	369						
Tubería GRP DN 1800 PN 20 SN10000	3.283	4.100					
Tubería GRP DN 1800 PN 25 SN10000	1.059	9.350					
Tubería GRP DN 1800 PN 6 SN10000	258						
Tubería GRP DN 2000 PN 10 SN10000							
Tubería GRP DN 2000 PN 6 SN10000							
Tubería GRP DN 2200 PN 10 SN10000				2.765			
Tubería GRP DN 2200 PN 6 SN10000				7.399			
Tubería GRP DN 300 PN 10							245

Descripción	4	5	10	11	D13 A - B	D13 C	D14
SN10000							
Tubería GRP DN 300 PN 6 SN10000							1.932
Tubería GRP DN 700 PN 10 SN10000							
Tubería GRP DN 700 PN 6 SN10000							
Subtotal	5.141	22.643	5.194	10.164	3.077	19.450	2.177
Total	43.142				46.096		

Aproximadamente se tienen 43 km de conducción en tubería GRP, 7 km de tubería en acero para impulsión, 2 km de tubería de acero de cruces elevados y 46 km red de distribución para un total aproximado de 163 km de conducción en diámetros desde 0.3 m hasta 2.2 m.

12.1.2. Precios unitarios

Los precios unitarios se obtuvieron del análisis de precios referenciales de proyectos con actividades similares construidas o en construcción recientemente, de información suministrada el Canal de Panamá en proyecto, proyecto No. CC0905 - Canal de Aproximación Pacífico (CAP-4), y cotizaciones de proveedores. Los precios utilizados para el estimativo de los costos incluyen todos los materiales, transportes, mano de obra y equipos necesarios para la adecuada ejecución de las obras, así como los costos indirectos del contratista constructor.

12.1.2.1. Precios unitarios obra civil

Los precios unitarios fueron actualizados basados en los costos referenciales del proyecto No. CC0905- Canal de Aproximación Pacífico (CAP-4) y de ofertas recientes para proyectos hidroeléctricos en Panamá. Dados que los precios unitarios del proyecto CAP-4 son del año 2009, han sido indexados al año 2018 basado en el Índice de Precios al consumidor (IPC). Este ejercicio fue realizado usando la información disponible en el Instituto Nacional de Estadística y Censo (INEC).

Para el desarrollo del presente estimativo de costos se emplearon los mismos precios unitarios respecto a la Alternativa 10 de la fase de Factibilidad (etapa anterior de estudio), en razón que el cambio de Índice de Precios al Consumidor (IPC) de Panamá no presentó cambio significativopara el periodo noviembre 2018 a Julio de 2019 (último dato disponible en INEC).

En la Tabla 12-3 se presenta la información de los precios unitarios indexados de los principales ítems de la obra civil.

Tabla 12-3 Precios unitarios de obra civil

Ítem	Unidad	Precio unitario (USD)
Acero de refuerzo	kg	2.0
Acero estructural	kg	7.7
Concreto	m³	413.9
Excavación	m³	10.0
Rellenos	m³	13.0

12.1.2.2. Precio tubería GRP

Para el componente de tubería GRP y sus accesorios se realizaron las consultas y cotizaciones correspondientes y se recibió información de la empresa O-Tek con planta de producción en México, Colombia y Argentina. A partir de la información suministrada, se establecieron los costos del suministro e instalación de la tubería por metro lineal en sus diferentes diámetros, adoptando valores porcentuales para la instalación, transporte marítimo, seguro e impuestos en función de los costos de suministro de la tubería.

En la Tabla 12-4 se presenta el desglose de costos de fabricación, suministro, transporte e instalación de tubería por diámetro.

Tabla 12-4 Precios unitarios de tubería GRP

Descripción	Precio Unitario (USD/m)
Tubería GRP DN 300 PN 6 SN10000	113
Tubería GRP DN 300 PN 10 SN10000	119
Tubería GRP DN 700 PN 6 SN10000	233
Tubería GRP DN 700 PN 10 SN10000	230
Tubería GRP DN 1000 PN 6 SN10000	363
Tubería GRP DN 1000 PN 10 SN10000	365
Tubería GRP DN 1200 PN6 SN10000	651
Tubería GRP DN 1500 PN 10 SN10000	688
Tubería GRP DN 1500 PN 16 SN10000	696
Tubería GRP DN 1500 PN 20 SN10000	718
Tubería GRP DN 1500 PN 25 SN10000	749
Tubería GRP DN 1600 PN 20 SN10000	806

Descripción	Precio Unitario (USD/m)
Tubería GRP DN 1600 PN 25 SN10000	841
Tubería GRP DN 1800 PN 6 SN10000	971
Tubería GRP DN 1800 PN 10 SN10000	978
Tubería GRP DN 1800 PN 16 SN10000	987
Tubería GRP DN 1800 PN 20 SN10000	1.017
Tubería GRP DN 1800 PN 25 SN10000	1.061
Tubería GRP DN 2000 PN 6 SN10000	1.214
Tubería GRP DN 2000 PN 10 SN10000	1.222
Tubería GRP DN 2200 PN 6 SN10000	1.481
Tubería GRP DN 2200 PN 10 SN10000	1.243

12.1.2.3. Precios equipos eléctricos, control e hidromecánicos

Para los equipos eléctricos, control e hidromecánicos se empleó información referencial de proyectos con características similares, los mismos incluyen todos los costos necesarios para la fabricación, suministro, transporte, nacionalización, seguros, impuestos e instalación. Los costos de instalación han sido estimados, según información referencial de proyectos similares, como un porcentaje de los costos de suministro y son presentados como un costo global.

12.1.2.4. Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP)

La planta de tratamiento de agua potable o PTAP se desarrollará en dos fases a lo largo la vida útil del proyecto. Inicialmente se construirá la Fase 1 con capacidad de tratamiento de 3 m³/s, la Fase 2 se construirá 10 años después y sumará a la capacidad de tratamiento 3 m³/s para un total de 6 m³/s, para una vida útil de 40 años.

Para el estimativo de costos de la totalidad y cada una de las fases de la planta, se han empleado precios referenciales de actividades similares de obra civil como son: excavaciones, concretos, acero, elementos metálicos misceláneos y rellenos. Para los equipos hidromecánicos se ha empleado información referencial de obras similares e información de proveedores para los equipos especializados. Para lo cual se han tenido en cuenta todos los costos asociados como transporte marítimo, seguros, gastos portuarios, impuestos, aranceles, transporte terrestre e instalación.

12.1.2.5. Otros costos

El apartado de "Otros costos" incluye costos por concepto de predios y servidumbres, manejo ambiental e infraestructura para construcción.

Los valores de los predios que requieren ser comprados para la ejecución del proyecto, además incluye los costos del manejo ambiental y la infraestructura requerida para la construcción. En la Tabla 12-5 se presentan los costos estimados por la compra de los predios por los tramos en los que será ejecutado el proyecto.

Tabla 12-5 Costos de predios y servidumbres para cada tramo.

Predios y servidumbres	**Unidad**	**Costo (MUSD)**
Tramo 2	Glb	2.39
Tramo 4	Glb	27.10
Tramo 5	Glb	27.65
Tramo 10	Glb	9.14
Tramo 11	Glb	15.42
Red de distribución	Glb	2,68
Total		**81.70**

*Ver anexo 4.1 – Costos y Presupuesto

Los costos globales indicados en la tabla anterior, son producto del cálculo de las áreas que de acuerdo con el trazado de la conducción requerirán de predios privados, además de una investigación de los predios de metro cuadrado en la zona donde se localiza cada tramo.

Para el cálculo de los precios de metro cuadrado se consultaron registros en la ANATI, además de una empresa de avalúos (Air Avalúos) con experiencia en la zona.

La tabla a continuación presenta por tramo, las áreas estimadas de predios privados necesarias para la construcción de los diferentes tramos de conducción, además de los precios por metro cuadrado consultados para las distintas zonas.

Tabla 12-6 Áreas predios privados y precio metro cuadrado

TRAMO	SECTOR	AREA (M2)	VALOR M2 (USD)
2	***EL LLANO***	***47779.60***	***50***
4	PREDIO	67503.89	150
	CHEPO	43435.44	50
	JUJICAL	54075.22	100
	PREDIO	42677.64	150
	CHEPO	59963.61	50
	TOTAL TRAMO 4		

TRAMO	SECTOR	AREA (M2)	VALOR M2 (USD)
5	JIJICAL	63469.175	100
	PREDIO	54033.93	150
	PACORA	47318.61	60
	TATARE	14311.388	75
	PACORA	15530.3035	60
	TATARE	11874.655	75
	PACORA	7032.518	60
	MADANITAS	1879.6	100
	PACORA	3542.14	60
	MADANITAS	20036.505	100
	PREDIO	50374.515	150
	MADANITAS	34509.975	100
	PEDREGAL	54793.485	100
	TOTAL TRAMO 5		
6A	***GENERAL***	***39493.33671***	***150***
7	***ANC***	***126644.835***	***12***
10	***LA JOYA***	***60911.2***	***150***
11	***LA JOYA***	***102798.08***	***150***

Con relación al costo global de la red de distribución, se identificó que de la longitud total de la red, únicamente 1,357.8 metros están proyectados en zonas de uso privado, además de las áreas requeridas para la estación de bombeo y el tanque ubicado en la cota 120 msnm en Tocumen. A continuación se presentan las áreas necesarias por cada tramo y obra, además del precio por metro cuadrado adoptado.

Tabla 12-7 Áreas predios privados y precio metro cuadrado

TRAMO	AREA (M2)	VALOR M2 (USD)
13A	1435	200
15	4004	200
17	1350	200
Bombeo red	5346	200
Tanque 120	1250	200

El monto total estimado para la adquisición de predios del proyecto es de USD 103,670,321. En las siguientes fases del proyecto, se recomienda adelantar estudios prediales detallados que permitan contar con un monto actualizado asociado a la adquisición de predios para construcción del proyecto.

El manejo ambiental, se estimó como el 2% de los costos directos e incluye el manejo del medio biótico, manejo del medio socioeconómico, compensación por pérdida de la biodiversidad, los estudios de impacto ambiental, licencias y gestión de las autoridades ambientales, permisos ambientales y socializaciones.

El costo de la infraestructura para la construcción se determinó, de acuerdo con la experiencia de INGETEC en proyectos similares, como el 0.5% de los costos directos.

12.1.3. Costos indirectos

Los costos indirectos asociados con los estudios y diseños, administración, seguros y contingencias se calcularon como un porcentaje de los costos directos. Estos valores fueron asignados de acuerdo con la experiencia de proyectos similares en los que ha participado INGETEC.

En la Tabla 12-8 se muestran los ítems correspondientes a los costos indirectos y su asignación porcentual con respecto al total de los costos directos.

Tabla 12-8 Costos indirectos

Costos indirectos	**% de los costos directos**
Diseños, asesoría y supervisión durante construcción	7%
Administración del propietario	2%
Seguros y garantías	2%
Total Costos indirectos	**11%**
Contingencias	20%
Total CI + Contingencias	**31%**

12.1.4. Presupuesto

El presupuesto a nivel de costos directos será el resultado del producto de la cantidad por precio unitario. El presupuesto presentado incluye los costos a nivel de contratista constructor, necesarios para adelantar cada actividad, es decir, incluye costos directos, mano de obra, equipos, materiales y costos indirectos, gastos administrativos, imprevistos y utilidad. En la Tabla 12-9 se presentan los costos directos del proyecto por obra y en el Anexo 4.1 se presenta el presupuesto detallado.

Tabla 12-9 Costos directos resumidos por obra

Obra	**Costo total (MUSD)**	**% del total**
Captación	86,67	12,1%
Desarenador	16,54	2,3%
Estaciones de bombeo	40,55	5,6%
Conducción	244,77	34,1%
Tanques de carga	7,95	1,1%
PTAP	52,93	7,4%
Caminos de acceso	2,43	0,3%

Obra	Costo total (MUSD)	% del total
Red de distribución	167,14	23,3%
Otros costos	99,86	13,9%
Total	**718,83**	**100,0%**

La Figura 12-1 muestra de manera gráfica la distribución de los costos directos entre las diferentes obras que componen el proyecto Bayano.

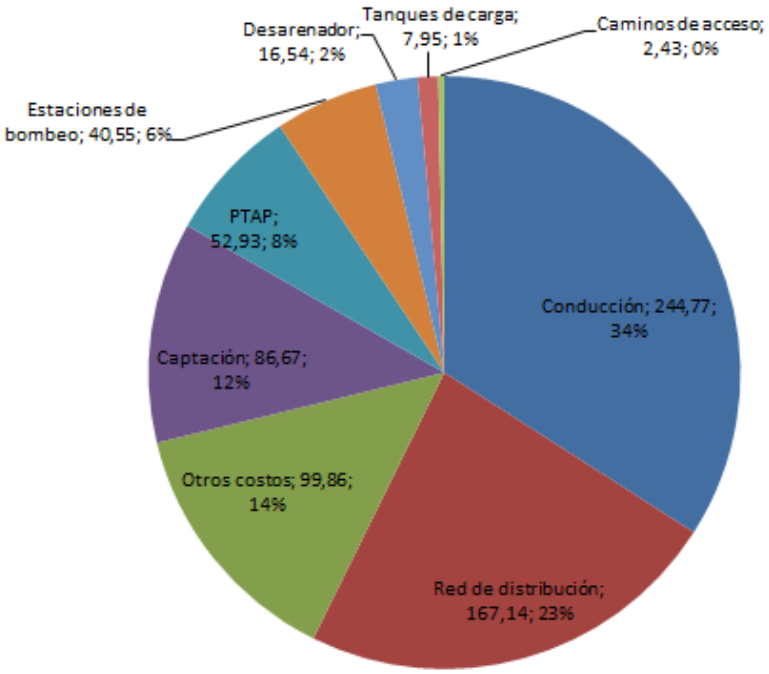


Figura 12-1 Composición presupuesto por obras

De acuerdo con la información anterior, las obras de conducción son las de mayor peso sobre el total de costos directos. Estas obras, con un valor de $244.77 MUSD, representan el 34% de los costos directos y la red de distribución representa el 23% equivalente 167.14 MUSD.

Las principales estructuras de concreto como la captación, el desarenador, las estaciones de bombeo, los tanques de carga y la estructura de entrega representan el 21% de los costos directos, con un valor de $151.71 MUSD. La PTAP (sin predios) con un costo de $52.93 MUSD, representa el 7% del total de los costos directos. Los costos asociados al tratamiento de la bacteria Cryptosporidium se estimaron aproximadamente en 17,500 USD que representan el 0.03 % del costo de la PTAP La Joya (52.93 MUSD). Estos costos se tomaron en cuenta en el presupuesto, pero no fueron discriminados.

Los otros costos, con un valor de $99.86 MUSD, representan el 14% del total de los costos directos,

y están determinados por los valores de los predios, el manejo ambiental y la infraestructura de la construcción.

En la Tabla 12-10 se presenta el presupuesto por subobras y el porcentaje con respecto al costo directo.

Tabla 12-10 Presupuesto resumido

Obra	Costo total (MUSD)	% del total
Captación	**86,7**	**12,1%**
Barrera móvil	77,2	10,7%
Bocatoma	2,7	0,4%
Canal conexión	1,1	0,2%
Canal de transición	0,2	0,0%
Subestación	5,4	0,8%
Desarenador	**16,5**	**2,3%**
Desarenador	5,0	0,7%
Muros de cierre	9,7	1,3%
Tanque de carga	1,9	0,3%
Estaciones de bombeo	**40,5**	**5,6%**
Bombeo captación	40,5	5,6%
Conducción	**244,8**	**34,1%**
Tramo 10 (Tramo 5 - PTAP La Joya)	16,1	2,2%
Tramo 11 (PTAP La Joya - Pacora)	45,7	6,4%
Tramo 2 (Captación - Tanque de carga)	69,4	9,7%
Tramo 4 (Tanque de carga - Vía Panamericana)	26,5	3,7%
Tramo 5 (Vía Panamericana - PTAP)	87,1	12,1%
Tanques de carga	**8,0**	**1,1%**
Tanque Malambo	8,0	1,1%
PTAP	**52,9**	**7,4%**
Fase 1	40,3	5,6%
Fase 2	12,6	1,8%
Caminos de acceso	**2,4**	**0,3%**
Jesús y María	1,5	0,2%

Obra	Costo total (MUSD)	% del total
La Joya	0,5	0,1%
Malambo	0,5	0,1%
Red de distribución	**167,1**	**23,3%**
Estación de bombeo red de distribución	35,0	4,9%
Tanque cota 120 msnm en Tocumen	2,2	0,3%
Tramo 11	0,0	0,0%
Tramo 13 A - B	16,3	2,3%
Tramo 13 C	50,8	7,1%
Tramo 14	1,8	0,2%
Tramo 15	32,3	4,5%
Tramo 16	9,5	1,3%
Tramo 17	19,2	2,7%
Otros costos	**99,9**	**13,9%**
Otros costos	99,9	13,9%
TOTAL	**718,8**	**100,0%**

En la Tabla 12-11 se presenta el presupuesto por fases y el total, es decir costos directos más costos indirectos.

Tabla 12-11 Presupuesto por etapas y total costos del proyecto

Obra	Costo total (MUSD)		
	Fase 1	**Fase 2**	Total
Captación	86,67		86,67
Desarenador	16,54		16,54
Estaciones de bombeo	35,97	4,58	40,55
Conducción	244,77		244,77
Tanques de carga	7,95		7,95
PTAP	39,18	13,75	52,93
Caminos de acceso	2,43		2,43
Red de distribución	167,14		167,14
Otros costos	99,74	0,12	99,86
Total CD	**700,39**	**18,45**	**718,83**
Costos indirectos	66,11	1,74	67,85
Contingencias	120,20	3,17	123,37
Total CD+CI	**886,70**	**23,36**	**910,05**

Costos indirectos	% de los costos directos	Costo (MUSD)
Costos directos	100%	718,83
Costos indirectos	11%	67,85
Contingencias	20%	123,37
Total Costos	**128%**	910,06

*Calculados sobre costos directos sin otros costos: 718,83 -99,86 = 618.97

El valor total del proyecto es de $910.06 MUSD de los cuales el 28% corresponde a los costos indirectos.

Los valores de presupuesto son estimados, el valor final del proyecto dependerá del sistema de contratación y la transferencia de riesgos que realice el dueño del proyecta al Contratista Constructor.

12.1.5. Costos de operación y mantenimiento

A continuación, se presenta el cálculo de los estimativos generales de los costos de operación y mantenimiento, los cuales son útiles para efectos de la evaluación económica y financiera, y discriminado por etapas de construcción del proyecto. Estos valores deberán ser refinados en etapas posteriores de los estudios.

La operación y mantenimiento fue estimada en función de información referencial de obras con similares características. Para los equipos hidromecánicos y electromecánicos el costo de operación y mantenimiento fue estimado como un porcentaje de los costos de inversión de los equipos de las diferentes obras requeridas en el proyecto. Los valores estimados por año corresponden entre el 1% y 2% de los costos de los equipos, valores que guardan relación con referencias bibliográficas de estimación de costos de operación y mantenimiento de para pequeñas centrales hidroeléctricas donde los valores por año se sitúan entre el 2,0 y 2,5%.

Para la PTAP, este costo fue estimado usando como referencia el “Cost estimating manual for water treatment facilities” y de información referencial de plantas de tratamiento de con capacidades similares en operación actualmente. En la Tabla 12-12 se presenta el resumen de los costos según la fase de construcción.

Tabla 12-12 Costos operación, mantenimiento y energía

Descripción	Periodo (años)	Costo OyM (sin energía) total para el periodo (MUSD)	Costo total energía para el periodo (MUSD)	Total de Costos (Energía + OyM) (MUSD)
Fase I	10	69,07	21,64	97.1
Fase II	30	142,75	96,72	239.47
Total	**40**	**211,81**	**118,36**	**330.17**

En la Tabla 12-13 se presenta el desglose de consumos y costos de energía para periodos de 5 años, el detalle por año se presenta en el Anexo del capítulo de "Análisis financiero y económico".

Tabla 12-13 Costos y consumo de energía por uso

Periodo	Bombe Jesús María		Bombeo Red de distribución		Total	
	Energía (GWh-año)	Costo (USD/año)	Energía (GWh-año)	Costo (USD/año)	Energía (GWh-año)	Costo (USD/año)
1-5	0,00	0,00			0,00	0,00
6-10	0,00	0,00			0,00	0,00
11-15	33,34	1,35			33,34	1,35
16-20	93,93	3,81			93,93	3,81
21-25	163,23	6,63			163,23	6,63
26-30	242,56	9,85	0,27	0,01	242,83	9,86
31-35	331,91	13,48	27,30	1,11	359,21	14,58
36-40	434,12	17,63	75,42	3,06	509,54	20,69
41-45	550,50	22,35	130,22	5,29	680,72	27,64
46-50	653,80	26,54	178,86	7,26	832,66	33,81
Total	**2.503,39**	**101,64**	**412,06**	**16,73**	**2.915,45**	**118,36**

En la Tabla 12-14 se presentan los costos totales de los estimativos de operación y mantenimiento por las diferentes obras y fases que conforman el proyecto Bayano.

Tabla 12-14 Costos totales de operación y mantenimiento

Descripción	Costo total (MUSD)	% del total de costos
Fase I (10 años)	90,71	27,47%
Captación y desarenador	37,16	11,25%
Conducciones	0,52	0,16%
Estaciones de bombeo	4,68	1,42%

Descripción	Costo total (MUSD)	% del total de costos
Tanques de carga	1,12	0,34%
Red de distribución	1,79	0,54%
PTAP (6 m³/s)	23,78	7,20%
Energía para operación	21,64	6,55%
Fase II (30 años)	239,47	72,53%
Captación y desarenador	74,32	22,51%
Conducciones	1,05	0,32%
Estaciones de bombeo	9,37	2,84%
Tanques de carga	2,25	0,68%
Red de distribución	3,58	1,09%
PTAP (6 m³/s)	52,18	15,80%
Energía para operación	96,72	29,29%
Costo total Operación y mantenimiento	330,18	100,00%

En total de costos estimados para operación y mantenimiento es de $330.18 MUSD, de los cuales $118.36 MUSD corresponden a demanda de energía y $211.81 MUSD representan la operación y mantenimiento de las obras. De este último valor $75.97 MUSD conciernen a la PTAP.

12.2. CRONOGRAMA DE OBRA

El cronograma de construcción para el proyecto de Bayano, se elaboró en función de la configuración y cuantificación de las cantidades de obra diseñadas y metodologías constructivas comúnmente utilizadas para este tipo de proyectos.

El cronograma de construcción para el proyecto se elaboró teniendo en cuenta las siguientes consideraciones generales:

- Calendario de 7 días a la semana y 365 días al año.
- Las actividades relacionadas con el suministro y transporte de las tuberías, equipos hidromecánicos y eléctricos se inician de forma temprana con el objetivo de que los mismos estén disponibles en las fechas en que se concluyan las obras requeridas para su instalación.
- En función de la facilidad de caminos de acceso a lo largo de toda la conducción se han previsto al menos 4 frentes simultáneos de trabajo con sub-frentes igualmente simultáneos.

12.2.1. Rendimientos

Los rendimientos utilizados corresponden a rendimientos logrados en proyectos de similares

características, acordes a las metodologías constructivas planteadas, condiciones propias de implantación de las obras del proyecto y a la información suministrada por los proveedores.

Para las obras correspondientes a la captación, desarenador, las estaciones de bombeo, tanques de carga, estructura de entrega y la PTAP, se emplearon como ítem representativo la colocación de concreto. Para las conducciones se empleó como elemento de control la longitud de las tuberías y el número de frentes. En la Tabla 12-15 se presentan los rendimientos de los ítems representativos del proyecto.

Tabla 12-15 Rendimientos

Ítem	Rendimiento
Concreto	75 - 100 m³/día
Instalación tubería	18 m/día
Excavaciones menores	100 - 200 m³/día
Excavaciones	200 - 750 m³/día
Rellenos	300 - 600 m³/día
Montaje de equipos hidromecánicos captación	240 días
Montaje de equipos hidromecánicos menores	90 - 120 días

Con relación a los equipos mecánicos las duraciones se establecieron de acuerdo con experiencias de proyectos similares, características y la información disponible en la base de datos de INGETEC. Estos tiempos incluyen los períodos de fabricación, suministro, transporte y montaje. En la Tabla 12-16 se muestra los plazos de fabricación y suministro de las tuberías y los equipos hidromecánicos y electromecánicos.

Tabla 12-16 Tiempo de fabricación y suministro

Ítem	Tiempo (Meses)
Tuberías	18
Equipos electromecánicos	12
Equipos hidromecánicos	12

A partir de las cantidades de obras resultantes de los diseños y los rendimientos definidos, se calculan las duraciones esperadas de las actividades más relevantes de cada obra.

12.2.2. Secuencia constructiva

La secuencia constructiva del proyecto presenta flexibilidad debido a la facilidad de acceso a los sitios de las obras y menor dependencia entre obras. Por lo tanto, las restricciones están estrechamente asociadas entre la fabricación, suministro e instalación de las tuberías de la conducción.

La programación de las obras se ha previsto en cuatro áreas de trabajo general:

- Área de Jesús y María
    - Captación
    - Desarenador
    - Estación bombeo Jesús y María
    - Tanque Malambo
- Área de Conducción
    - Tramo 2, tubería en acero
    - Tramo 4 y 5
    - Tramo 10 y 11
- Área de La Joya (PTAP)
    - PTAP
- Red de distribución
    - Red de distribución
    - Estación de bombeo
    - Tanque cota 120 msnm en Tocumen

12.2.2.1. Infraestructura para construcción

Como primera actividad general se ha definido el montaje de la infraestructura para construcción por parte del contratista la cual deberá estar asociada al número de áreas de trabajo simultáneo, que para la configuración del cronograma previsto se ha definido en cuatro áreas, condicionado en gran medida por la distancia entre las obras. Adicionalmente, el área de conducción deberá tener un número importante de subfrentes para lograr desarrollar el proyecto en tiempos razonables. Esta última condición se verá beneficiada por la facilidad de acceso al corredor de la conducción por la cercanía a vías existentes como por ejemplo la carretera Panamericana.

12.2.2.2. Área de Jesús y María

Para iniciar las obras de esta área se deberá desarrollar inicialmente el camino de acceso a captación el cual tiene una longitud de 2.4 km y el camino de acceso al tanque de Malambo, 0.7 km, obras que pueden ser desarrolladas simultáneamente.

En la zona de captación se prevé desarrollar la obra en dos etapas, primero a obra de la margen derecha, obra de toma, aducción, muro de cierre, y parte de la barrera móvil. Así mismo, se puede iniciar la construcción del desarenador, la estación de bombeo y subestación, obras que no tienen

restricción con la fase de desvío del río. Posteriormente, terminada las obras de la etapa 1 se complementará las obras de la barrera móvil de la margen izquierda. Finalmente, se instalarán los equipos electromecánicos y sistemas eléctricos y de control.

Por otra parte, se podrá iniciar la construcción del tanque Malambo de forma simultánea con las obras de captación, concluyendo con la instalación de equipos e instalaciones eléctricas y de control.

12.2.2.3. Área Conducción

Para la conducción, que representa la actividad más compleja por su longitud y magnitud de los diámetros requeridos, se ha dividido los trabajos en tres grandes frentes con sus respectivos subfrentes de trabajo.

12.2.2.3.1. Tramo 2, Tubería en acero

Este primer tramo corresponde a la tubería de impulsión entre la estación de bombeo de la captación y el tanque Malambo. Se desarrollará en su totalidad en tubería de acero, por lo cual el proceso de fabricación y suministro al sitio de obra se deberá iniciar de forma temprana (de las primeras actividades con orden de proceder) lo cual garantizará la disponibilidad al momento del inicio de las obras de instalación.

12.2.2.3.2. Tramo 4, 5 y 10 tuberia en GRP

El tramo 4 y 5 (tramo hasta la conexión con el tramo 10, abscisa k36+160 aprox.) de la tubería de conducción permitirán conectar los tanques de Malambo y la PTAP. Dichos tramos podrán ser abordados de forma simultánea debido a la facilidad y cercanía de la carretera Panamericana, lo que brindará la posibilidad de tener tantos frentes como sea pertinente. Igual que para todos tramos de conducción la adecuada gestión de los suministros de tubería permitirá adelantar oportunamente la instalación en terreno.

12.2.2.4. Área de La Joya (PTAP)

En el área de la La Joya, se desarrollaría la PTAP propiamente dicha, el camino de acceso a la PTAP cuyas obras que pueden ser abordadas en frentes simultáneos dependiendo las necesidades de proyecto. Por la magnitud de las obras, la cantidad de equipos y procesos requeridos en la PTAP se deberá iniciar de forma temprana la construcción y suministro de equipos.

12.2.2.5. Área red de distribución

Para la construcción de la red de distribución se ha previsto una proyección de las obras similar a la de la conducción con tramos y frentes simultáneos, las obras podrán desarrollarse en paralelo con las demás obras del proyecto. Dentro de esta área se incluye el Tramo 1 inicialmente

contemplado en la Alternativa 10 como tramo de la conducción.

Se han agrupado los tramos 13A, 13B, 13C y 14 en una secuencia y los tramos 16 y 17 en otra secuencia constructiva. Así mismo, se tiene los frentes de las obras de la estación de bombeo y el tanque.

12.2.2.6. Resumen tiempos de ejecución

De acuerdo con la secuencia constructiva descrita anteriormente se obtienen los tiempos de ejecución presentados en la Tabla 12-17, para un plazo de construcción de 38 meses.

Tabla 12-17 Duración de las actividades principales

Obra	Duración (Meses)
Duración total de la construcción del proyecto Bayano	38
Suministros	14
Infraestructura para construcción	6
Área sitio de captación de Jesús María	30
Área conducción	30
Área PTAP	21
Red de distribución	30
Pruebas finales	3

12.2.3. Ruta crítica

De acuerdo con la secuencia constructiva definida se obtiene que la ruta crítica del proyecto, según los supuestos y restricciones definidos, corresponde a la fabricación y suministro de la tubería GRP, los tramos de conducción 10 y 11 y las pruebas finales. En la Tabla 12-18 se presentan las actividades críticas con su respectiva duración, donde el tiempo total del proyecto es del orden de los 38 meses.

Tabla 12-18 Duración de las actividades críticas

Obra	Duración (Meses)
Duración total de la construcción del proyecto Bayano	**38**
Suministros	**14**
Fabricación y suministro de tubería GRP	14
Infraestructura para construcción	**7**

Obra	Duración (Meses)
Área conducción	**30**
Tramo 10	12
Tramo 11	18
Pruebas	**3**
Pruebas	3

Si bien por la configuración del cronograma los tramos 10 y 11 son críticos, todos los tramos de la conducción pueden convertirse en ruta crítica, como por ejemplo el tramo 2 que tiene una holgura de 2 meses (véase Figura 12-2).

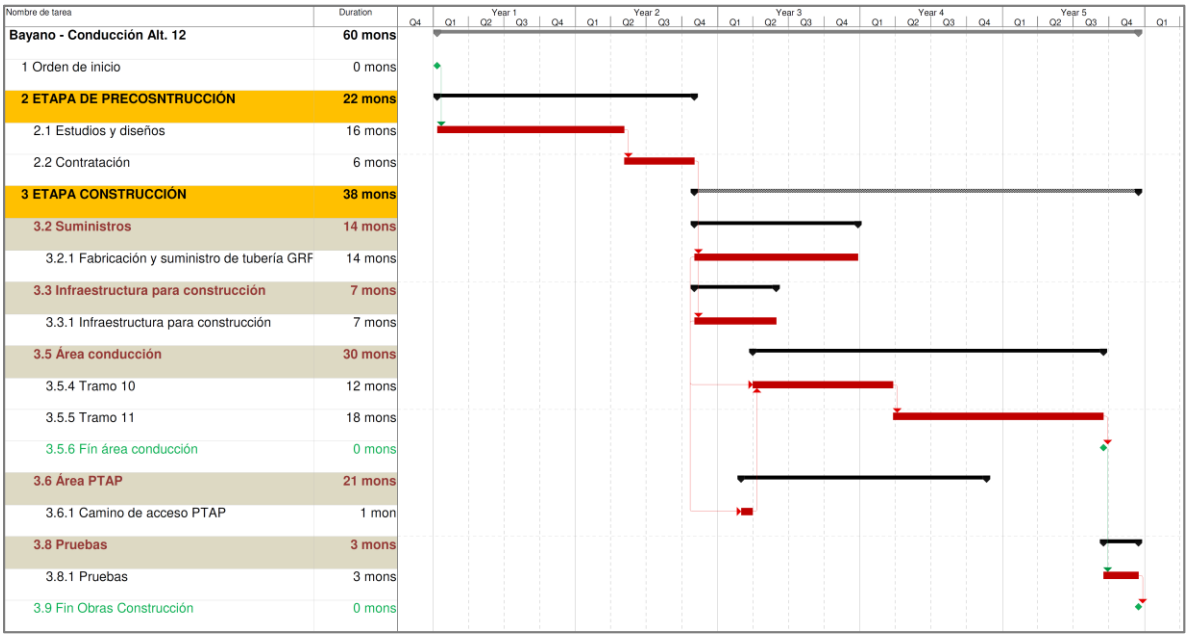


Figura 12-2 Ruta crítica Alternativa 12

En la etapa de preconstrucción se han proyectado 2 años, los cuales son suceptibles de optimización aplicando las siguientes recomendaciones:

- Llevar de manera paralela los procesos de contratación de empresas constructuras y el desarrollo de los estudios complementarios requeridos (batimetría, sedimentos, topografía, otros) y los diseños finales del proyecto.
- Adquisición de equipos e insumos especializados.
- Adelantar con equipos especializados las negociaciones prediales de manera temprana.
- Desarrollar los estudios ambientales con fines de licenciamiento ambiental de manera temprana.
- Seleeción de contratistas para el suministro de equipos con suficiente antelación.
- Elaborar el EsIA y someterlo al proceso de evaluación en el MiAMBIENTE

En términos generales el inicio temprano de los frentes de trabajo de la conducción estará limitado por la fabricación y suministro de la tubería por lo que la gestión previa deberá iniciar con la orden de proceder y deberá ser lo más expedita posible, más cuando el producto es importado y requiere aspectos logísticos relevantes para su transporte y disponibilidad final en el sitio de las obras. Así mismo, las obras de captación pueden convertirse en ruta crítica por efectos del manejo del río en dos etapas predecesoras una de la otra.

Si bien, las demás obras presentan holguras significativas, mayores a 6 meses, obras como la PTAP requieren una adecuada planificación y seguimiento para evitar que se conviertan en ruta crítica. El cronograma detallado se presenta en el Anexo 4.2 del presente documento.

12.3. FLUJO DE INVERSIÓN

El proyecto de Bayano ha sido dividido en dos fases de construcción, las cuales dependen del aumento de la demanda en la zona de influencia. A continuación, se describen los tiempos y las fases en las que se construirá el proyecto. Estos valores son únicamente el flujo de desembolso para la construcción del proyecto.

12.3.1. Fases de construcción

12.3.1.1. Fase 1

Esta fase tiene una duración de 3.2 años y es la de mayor tiempo y en la que se requiere la mayor cantidad de recursos para su finalización. Durante esta etapa se construirán las obras de la captación, el desarenador, los tanques de carga, las estaciones de bombeo, la estructura de entrega, todas las obras de la conducción y la Fase 1 de la PTAP.

Está previsto adelantar durante en la Fase 1 de la PTAP las excavaciones de toda la zona donde serán localizadas las obras para el procesamiento de 3 m^3/s de agua y los edificios aledaños.

Una vez finalizada las obras civiles de la estación de bombeo, esta será equipada con 6 bombas principales de un total de 8 bombas que se tendrán instaladas al finalizar el proyecto.

Dentro de esta Fase se incluyen la construcción de la red de distribución conformada por cinco tramos de tubería, un tanque cota 120 msnm en Tocumen y una estación de bombeo.

12.3.1.2. Fase 2

Esta fase tiene una duración estimada de 1 año y se adelantará 10 años después de finalizada la construcción de la Fase 1. Se proyecta la construcción de la Fase 2 de la PTAP en la cual se procesarán 3 m^3/s de agua adicionales a la etapa anterior. La estación de bombeo será equipada con 2 bombas adicionales que ayudarán a suplir la demanda de agua.

12.3.2. Flujo de inversión

12.3.2.1. Fases de construcción

De acuerdo con la anterior información, y usando el presupuesto y cronograma descritos anteriormente, se determina el flujo de inversión a lo largo de los distintos años en los que se ejecutará el proyecto. En la Tabla 12-19 y la Figura 12-3 se presentan los valores a desembolsarse y con su correspondiente año. El flujo de inversión detallado se podrá encontrar en Anexo 4.4.

Tabla 12-19 Flujo de inversión anual.

Año	Anual (MUSD)	Acumulado (MUSD)	% acumulado
0	131	131	14,38%
1	255	386	42,37%
2	356	742	81,45%
3	126	868	95,28%
4	23	891	97,80%
14	20	911	100,00%

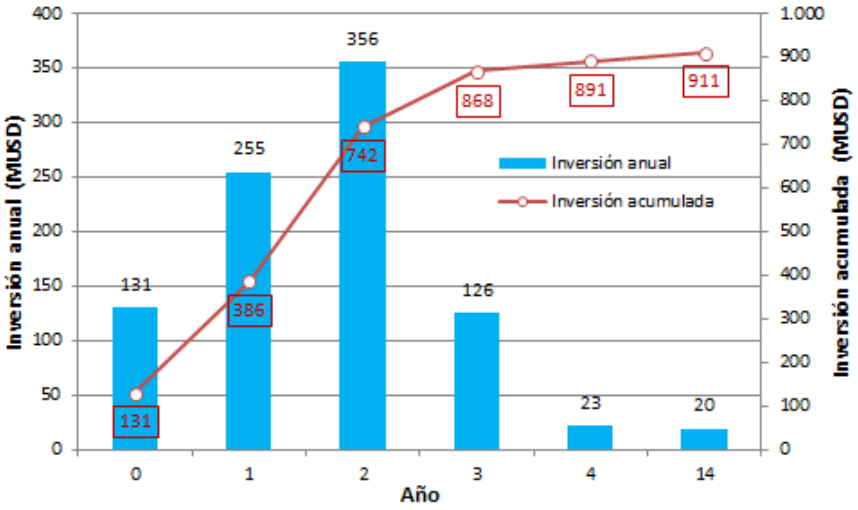


Figura 12-3 Flujo de inversión.

Como se mencionó anteriormente, desde el año 0 hasta el año 4, en las que se adelantará la Fase 1 de construcción, se presenta el mayor flujo de dinero siendo esta etapa en la que se usa el 97.8% de los recursos estimados para el proyecto, un total de $891 MUSD.

En el año 14, época de la Fase 2 de construcción, tendrá una duración de 1 año y representará el 2.2% del total del proyecto, con un valor de $20 MUSD.

12.3.3. Operación, mantenimiento y energía

La fase de operación, mantenimiento y energía corresponderán con las dos fases de construcción e incluye todas las labores para el adecuado funcionamiento del sistema, incluida la reposición de equipos, consumo de energía, personal administrativo y operativo y demás gastos generales.

De acuerdo con los estimativos de los costos de operación y mantenimiento, se presenta en la Tabla 12-20 los valores por fases de operación del proyecto. Costos en pesos constantes.

Tabla 12-20 Costos operación, mantenimiento y energía

Descripción	Periodo (años)	Costo OyM (sin energía) total para el periodo (MUSD)	Costo total energía para el periodo (MUSD)	Total de Costos (Energía + OyM) (MUSD)
Fase I	10	69,07	21,64	97.1
Fase II	30	142,75	96,72	239.47
Total	**40**	**211,81**	**118,36**	**330.17**

12.4. METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA

12.4.1. Construcción de Estructuras

12.4.1.1. Concretos

Acciones preliminares a la construcción de las estructuras

- Revisar con el Promotor, antes y durante de la ejecución del contrato, las referencias topográficas (puntos topográficos, coordenadas y cotas), de tal forma que le permitan localizar adecuadamente el proyecto sobre el terreno. Asegurar la permanencia de las referencias topográficas establecidas, su protección, traslado o reposición cuando sea necesario.
- Definición de personal encargado y de materiales y equipos requeridos.
- Antes de iniciar la ejecución de vaciados de las estructuras se deberán realizar los hormigonados de reposición de roca con objeto a obtener una superficie regular e idónea para las obras de hormigonado.
- Cuando sea del caso se instalarán barras de anclaje de las características para ellas establecidas y con morteros de inyección de las resistencias indicadas en planos.
- Definir secuencias de vaciado, tipos de encofrados, alistamiento y figuración de armaduras de refuerzo, así como de elementos metálicos embebidos requeridos.
- Establecer el abastecimiento adecuado de hormigón a los frentes de obra de las calidades indicadas, esto implica asegurar que el hormigón preparado sea trasladado al frente de obra

lo más rápido posible, con ciclos que aseguren el abastecimiento fluido al frente de trabajo, evitando segregación, la separación y contaminación durante el transporte.

Acciones durante la construcción de las estructuras

- Limpieza y preparación del área a hormigonar. Previo a la colocación de hormigones se efectuará una adecuada limpieza del área a hormigonar, la operación de hormigonado se acometerá previa aprobación del Promotor o su Representante, una vez sea inspeccionado y aprobado formaletería, y/o encofrado, refuerzo, partes embebidas y preparación de superficies. Los encofrados deberán tener la suficiente rigidez para mantener su posición y resistir las presiones resultantes del vaciado y vibrado del hormigón, Al mismo tiempo soportar la presión del hormigón sin deformarse.
- Topografía inicial. Una vez efectuada la limpieza del área a hormigonar y se haya realizado el montaje del sistema de encofrado para el hormigonado, el equipo de topografía verificará posición de esta, su verticalidad, radios de curvatura si es del caso y establecerá los niveles de hormigonado por ejecutar.
- Transporte del concreto Se recomienda transportar el concreto en una cantidad tan pequeña como sea posible para reducir los problemas de segregación y desperdicio. Evitar golpes y vibraciones excesivas, utilizar rampas firmes y caminos provisionales seguros. Las distancias de acarreo de la mezcla dentro de la obra se recomiendan inferiores a 50 metros.
- Vaciado del concreto El vertido del concreto se recomienda hacerlo mediante bombeo a presión, debe evitarse la segregación de los componentes para lo cual debe realizarse verticalmente evitando en lo posible los desplazamientos horizontales de la masa y el choque directo con encofrados y armaduras. El diseño y la gradación de la mezcla debe ser tal que evite la segregación. De forma previa, deben regarse los encofrados para que no absorban el agua del hormigón.
- Vibración del concreto durante el vaciado del concreto y con objeto a que el concreto mantenga su plasticidad y posteriormente garantizar su adecuada homogeneidad, se deberá efectuar el vibrado del mismo a intervalos regulares y frecuentes con vibradores de diámetros y de frecuencias de vibración según estándares y/o definidos en las especificaciones del Proyecto.
- Tratamiento de juntas. En el proceso de hormigonado se prevé tener juntas de construcción para lo cual antes de colocar concreto nuevo sobre o contra la junta de construcción la superficie de la junta deberá limpiarse y tratarse de acuerdo con estándares adecuados y/o conforme lo indiquen las especificaciones técnicas del proyecto.

A continuación, se indican algunos aspectos relevantes sobre las juntas contempladas en las estructuras planteadas para el Proyecto:

- Según el análisis de estabilidad realizado en la barrera móvil de la captación se deberán hacer juntas de contracción en la mitad de cada vano en el sentido del flujo para evitar agrietamientos en la losa de piso. Como característica adicional la junta de contracción deberá contener conectores de cortante.
- Para la bocatoma teniendo en cuenta la aferencia analizada en la estabilidad será mediante una sola fase constructiva considerando únicamente juntas de construcción.

- Para la captación después de la bocatoma se proyectan juntas de dilatación transversal entre el canal de conexión, canal de transición, desarenador y tanque de carga de bombas, además de las juntas longitudinales propuestas desde el análisis de estabilidad.
- Las casas de bombeo Jesús María y red de distribución se dividen en dos edificios. El edificio de bombas y válvulas y el edificio de oficinas y áreas administrativas.
- Para la estructura de la PTAP se plantean juntas de dilatación longitudinales y transversales en cada proceso según lo dispuesto desde el análisis de estabilidad.
- Es indispensable efectuar un adecuado y buen curado del concreto, ya que esta acción es fundamental para alcanzar un hormigón de excelente calidad, buen nivel de impermeabilidad, y por tanto de durabilidad.
- Concretos masivos: las estructuras que se consideran masivas, es decir aquellas donde el refuerzo es dominado por las variaciones de temperatura durante el fraguado, se deben tomar medidas de reducción de temperatura (aditivos, cenizas volantes, enfriamiento de agregados) para manejar la generación de calor de hidratación del cemento y los cambios volumétricos con el fin de minimizar el agrietamiento. Las estrategias constructivas también pueden asociarse a buscar fundir bloques de menor tamaño donde el proceso así lo permita.
- Ensayos: se recomienda evaluar las mezclas de concreto mediante ensayos a compresión, contenido de aire, segregación según los requisitos establecidos en las normas aplicables en las diferentes edades de resistencia del concreto. Se deben realizar los ensayos previos a los agregados y las mezclas para estudiar posibles efectos químicos como expansión por reacción álcali-agregado.

12.4.1.2. Acero

Las barras de acero corrugado y las mallas electrosoldadas que se requieran durante el proceso constructivo de las obras deben ser sometidos a procesos de control de calidad en fábrica por lo que se deberán realizar controles de aceptación según las prescripciones técnicas. Se debe tener cuidado durante su transporte, almacenaje y doblado para evitar daños o corrosión que puedan perjudicar su comportamiento.

12.4.1.3. Estabilidad

En estructuras que requieren contrapeso o rellenos para garantizar la estabilidad de esta se debe garantizar el uso de las características de relleno especificadas en los documentos y planos estructurales y geotécnicos antes de iniciar la construcción de la obra.

Se recomienda el uso de estructuras hidráulicas como cunetas o canales para controlar el agua de escorrentía para que no genere condiciones de erosión en los taludes de la obra.

12.4.2. Captación en Jesús María

12.4.2.1. Consideraciones Geotécnicas

La construcción de las obras asociadas a la captación involucra excavaciones y rellenos tanto en el lecho como en las márgenes del río Bayano. Para esto se requerirá de la construcción de obras de manejo del río y la implementación de sistemas de abatimiento de nivel freático durante la construcción de las obras.

En términos generales las excavaciones se realizarán en depósitos aluviales, divididos en tres sectores según sus características texturales predominantes (arcilloso, arenoso y gravoso). Existe incertidumbre en cuanto a la variabilidad y distribución espacial de los materiales, que podrá reducirse en la medida que se disponga de mayor exploración geotécnica y se adelanten las excavaciones.

12.4.2.2. Consideraciones Estructurales

Como se indica en el Volumen de Hidrología e Hidraúlica, la captación del proyecto considera una barrera móvil con compuertas de tipo radial y una bocatoma lateral adyacente, ubicada sobre la margen derecha del río Bayano.

Se contará con un canal de limpia, obturado mediante una compuerta radial, que permitirá evacuar sedimentos frente a las rejas de la captación. La bocatoma estará conectada a un desarenador que se enlazará mediante un tanque de carga con las bombas de captación.

A partir de la bocatoma, la captación se divide en cuatro canales de diferentes anchos y diferente altura de muros hasta entregar el fluido al tanque de carga del cual, mediante bombas de eje vertical, se lleva hasta la casa de bombas.

El canal de transición comunica los canales de conducción con el desarenador, son cuatro canales de ancho libre variable. Los muros tienen una altura variable.

El desarenador es una estructura que cuenta con cuatro canales de ancho libre.

12.4.2.3. Consideraciones Hidráulicas

Desde el punto de vista del componente hidráulico las recomendaciones en referencia a la metodología constructiva de la captación en el sitio de Jesús María, corresponde con el esquema secuencial de conformación de la obras en dos etapas, este se vincula de manera directa con las dos fases de manejo río Bayano (donde se considera un esquema mixto para el desvío, que involucra en las zonas de mayor contracción ataguías celulares – en inglés “cellular cofferdams” , dejando los diques convencionados en tierra para las zonas donde no hay restricciones para su implantación) propuesta que se presentan a continuación.

Fase 1 de desvío (véase esquema VF-1614-118-02-01-103 del Anexo 1.2.1), esta etapa involucra la conformación de las obras sobre la margen derecha dándose prioridad a la estructura de captación, a 6 vanos incluyendo el canal de limpia (requeridos en la fase 2 de desvío) y al dique que protege los canales de enlace. La conformación de estas estructuras permite avanzar en la zona

del desarenador y la estación de bombeo bajo un nivel de protección de 500 años, minimizando el riesgo que se produzcan sobrepasos que generen afectaciones en los equipos mecánicos.

Fase 2 de desvío (en el esquema VF-1614-118-02-01-104 del Anexo 1.2.1), esta etapa involucra la conformación de los 9 vanos faltantes de la barrera móvil (incluido el dique de cierre sobre la margen izquierda), y el perfilado de la banca izquierda aguas arriba y aguas abajo de la barrera móvil. En esta etapa se desvía el caudal por los vanos constituidos en la Fase 1, dejando una de estas estructuras para conformar el cierre con las ataguías celulares (cellular cofferdams).

La condición de valoración del evento hidrológico para las fases de desvío corresponde con 10 años de periodo de retorno, siendo este un escenario que permite avanzar en la conformación del proyecto bajo una condición de riesgo máxima del 10%, aspecto que resulta crítico en la Fase 1 de desvío donde se proyecta la construcción de las obras de la margen derecha.

12.4.3. Conducción y red distribución

12.4.3.1. Consideraciones geotécnicas

La instalación de la tubería de conducción involucra excavaciones a corte abierto tanto en suelo como en roca, con profundidades que varían según el tramo de conducción, al igual que la temporalidad de estas. En términos generales, los cortes en suelo pueden alcanzar profundidades de hasta 5 m, y luego roca de las diferentes unidades litológicas que atraviesa la conducción (areniscas tobáceas, lodolitas tobáceas, tobas, tobas vítreas, tobas de lapilli, aglomerados volcánicos, lavas y basaltos).

Los cortes se proyectan principalmente sin sostenimientos, con excepción de zonas en las que se tiene limitaciones de espacio para el desarrollo de las excavaciones, tales como servidumbre y torres de transmisión eléctrica, vías y viviendas, en los cuales se prevé el uso de entibados o apuntalamientos de las excavaciones temporales de la zanja de la tubería soterrada, y soporte permanente con pernos refuerzo y soil nailing, en el tramo 2 (tramo inicial comprendido entre la captación Jesús María y el tanque de carga Malambo) donde la conducción es superficial.

A la vez, se plantea el uso de los materiales de excavación para la conducción como material de relleno compactado para las obras, tales como los rellenos para las obras de captación (diques y plataformas) y los rellenos de la zanja de la tubería de conducción, reduciendo acarreos de materiales y la necesidad de zonas de depósito de materiales estériles.

A largo de la conducción se identificaron un número importante de cruces, de cuerpos de agua y de vías, los cuales se plantearon en su mayoría como cruces soterrados y fueron incluidos dentro del diseño de la conducción soterrada. Los cruces de longitudes mayores a 10 m como viaductos.

En el tramo 11, entre las abscisas K0+000 y K0+100, se encuentra el tramo de la salida de la PTAP por lo cual la tubería se encuentra a una profundidad importante (de hasta 17 m). En este sitio se recomienda revisar en detalle las condiciones de sobrecarga en relación con los límites de deflexión y pandeo de la tubería. Este tramo presenta segmentos puntuales donde se requieren materiales de

mayor resistencia como piedra partida y grava, debido a la profundidad de excavación de la tubería. Esta recomendación deberá re-evaluarse una vez se conozcan en detalle los materiales que conforman la subrasante y la profundidad exacta de la tubería (aspecto dependiente de un levantamiento topográfico).

En los sitios de cruces, se recomienda realizar un estudio de hidráulica e hidrología, así como un plan de exploración y ensayos de laboratorio. A partir de esta información se deberá evaluar el tipo de cimentación adecuada para cada uno de los apoyos y la necesidad de elementos de protección contra erosión.

En términos generales, se recomienda la ejecución de un plan de exploración para la línea de distribución. Esto con el objetivo de determinar de manera más certera los espesores y tipos de suelo de cimentación de la tubería. Este aspecto es relevante en la determinación del uso y tipo de tablestacados, y en la determinación del tipo de materiales a implementar en la cimentación y los espesores de los mismos.

Para propósitos de estimación presupuestal de las obras de desvío de los cruces de agua con longitudes del orden de 5 m, se adoptó una solución típica de desviación temporal del cauce; suponiendo un ancho del canal de 5 m y longitud promedio de 30 m.

12.4.3.2. Consideraciones Estructurales

La conducción del proyecto tiene como objeto llevar el agua desde el tanque de carga hasta la PTAP La Joya. Conforme al dimensionamiento hidráulico, la conducción del proyecto se compone de diferentes tramos: 2, 4, 5, 10 y 11. El tramo 2 corresponden a impulsión.

De otro lado está la red de distribución, conformada por los tramos: 13A, 13B, 13C, 14, 15 16 y 17, todospara transportar agua tratada.

Los materiales considerados para las conducciones son los siguientes:

- Las tuberías al interior de las estaciones de bombeo y el colector de impulsión serán en acero.
- La tubería del tramo 2, correspondiente a la impulsión entre Jesús María y el tanque en el cerro Malambo, será en acero soportada en silletas metálicas con cimentación en concreto.
- Las tuberías de las demás conducciones que funcionan a gravedad, serán en Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (GRP - Glass Reinforced Plastic Pipe, por sus siglas en inglés).
- Tuberías de la red de distribución, en GRP.

Para la conducción existen diferentes elementos estructurales a considerarse. En lo cambios de dirección se tienen previstos bloques de anclaje. Constructivamente, éstos se pueden considerar como concretos masivos y se deben tener las precauciones descritas para los mismos. Se debe tener especial consideración para el manejo de agua durante la construcción y operación, de tal forma que el agua en las zanjas no debilite el soporte de los bloques de anclaje.

En el caso de los cruces elevados, éstos se han previsto como cerchas en elementos metálicos. Constructivamente se puede considerar que algunos elementos o secciones se pueden fabricar en talleres y llevar al sitio, siempre que las vías así lo permitan, para una instalación más rápida. Estos cruces se apoyan en bloques de concreto, que deben estar debidamente alineados y construidos, para la instalación de los cruces metálicos.

Las tuberías en GRP se instalarán enterradas y tal como se dijo atrás se considera la opción de instalación aérea en pasos elevados, por ejemplo, para cruces de ríos, drenajes o vías.

12.4.4. Tanques

12.4.4.1. Consideraciones Geotécnicas

Las obras geotécnicas relacionadas con los tanques y estaciones de bombeo involucran excavaciones a corte abierto en suelo y roca, y en algunos casos, rellenos estructurales, para nivelación de plataformas de cimentación de los tanques.

12.4.4.2. Consideraciones Estructurales

Los tanques del proyecto se han concebido como estructuras rectangulares en concreto, con las dimensiones necesarias para acomodar el volumen determinado en cada caso. Se han concebido como estructuras enterradas o semienterradas.

Para su construcción se debe considerar que los elementos son en la gran mayoría muros reforzados en voladizo, por lo que se requiere el uso de formaletas adecuadas, apropiado curado y soporte. Se deben considerar la presencia de juntas durante la construcción.

12.4.5. Estaciones de bombeo

12.4.5.1. Consideraciones Estructurales

Las casas de bombas de Jesús María y red de distribución reciben el agua proveniente de su respectivo tanque de carga. La estructura principal cuenta con dos ejes de columnas en el sentido longitudinal eje sobre el cual se ubican las ménsulas para apoyo de la grúa puente.

Para recibir las fuerzas debidas al cambio de dirección de la tubería se dispuso un bloque de anclaje a lo largo de la tubería de salida.

Todos los análisis se han realizado con la información del sitio disponible en esta etapa. Se deberán realizar análisis más detallados a medida que se disponga de más información geotécnica, sísmica y de equipos hidromecánicos.

La calidad y resistencia de los concretos por usar, se define considerando condiciones ambientales en el sitio y su durabilidad.

Para el proceso constructivo se debe tener en cuenta los requisitos de instalación de las máquinas, dejando previsión para la colocación de los embebidos de primera etapa en el concreto. Durante la fundida del concreto se debe tener especial cuidado en no generar interferencias con la instalación de equipos. Dado que existe el concepto de aumentar la capacidad instalada por etapas, se deben dejar las provisiones necesarias para las futuras obras.

12.4.6. PTAP La Joya

12.4.6.1. Consideraciones Geotécnicas

A nivel de factibilidad, se proyectaron excavaciones y rellenos, principalmente en suelo, para la nivelación del sitio de la PTAP La Joya. Si bien la puesta en operación de la PTAP ha sido planteada por etapas, debido a la configuración de dichas etapas y la ubicación de los edificios asociados a los procesos de tratamiento, es recomendable llevar a cabo la nivelación de las terracerías para toda la PTAP desde el inicio de la construcción.

12.4.6.2. Consideraciones Estructurales

La planta de tratamiento de agua potable La Joya se proyecta en dos etapas constructivas. Con una longitud aproximada de 180 m y un ancho de 72 m, la estructura se asemeja a tanques en voladizo con altura variable.

Constructivamente, se deberá considerar prever los empalmes y previsiones para las etapas constructivas de la planta, considerando los incrementos en demanda. Al ser estructuras largas en voladizo, se requiere una adecuada formaleta, un manejo adecuado de juntas y un curado apropiado.

Se deben prever, durante el proceso constructivo, los requisitos de instalación de los diferentes equipos necesarios para el tratamiento de aguas, como filtros, floculadores y elementos mecánicos.

12.4.7. Vías de acceso

12.4.7.1. Consideraciones Vías

En el proyecto Bayano se realizó el diseño geométrico a nivel de factibilidad de la vía de acceso a la PTAP La Joya, a la captación Jesús María y un tramo de vía sustitutiva en la zona del tanque Malambo; estas son vías de 6.0 metros de ancho de calzada, diseñadas para una velocidad de 30 km/h.

Como metodología constructiva para estas vías se recomienda:

- De acuerdo con los diseños vigentes, materializar en terreno los ejes viales y chaflanes que indiquen los límites de corte y relleno, realizar el desmonte y limpieza del terreno natural

en las zonas reservadas para la vía, realizar los cortes y terraplenes requeridos teniendo en cuenta las bermas en los cortes, construir la estructura de pavimento ya sea calle en tosca o pavimento flexible de acuerdo con las especificaciones detalladas en el informe de pavimentos que se realizará en la etapa de diseños detallados.

- De igual manera de acuerdo con los diseños de la etapa de detalle, construir las cunetas adyacentes a las vías y en los casos que se requiera, construir las zanjas de coronación en las laderas localizadas aguas arriba de los taludes de los cortes, con el objeto de interceptar el agua que escurre sobre la superficie del terreno natural y conducirla a una parte baja del terreno.

12.5. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

12.5.1. ACTIVIDADES DE DISEÑO

El proyecto actualmente se encuentra en una etapa de factibilidad, por lo tanto, será necesario adelantar estudios y diseños complementarios para llevar el proyecto a una siguiente etapa, para lo cual se deberán adelantar como mínimo las siguientes actividades:

Obra	Diseños definitivos por ejecutar que actualmente se encuentran a nivel de factibilidad
Captación y obras anexas	Análisis de la dinámica sedimentológica en el tramo comprendido entre Ascanio Villalaz y Jesús María
	Diseño estructural de las obras de captación, desarenador, casa de bombeo
	Diseño eléctrico de la subestación
	Diseño de equipos mecánicos
	Revisión del comportamiento hidráulico en caso de que se realicen modificaciones a los esquemas de factibilidad
Estructuras	Investigaciones geotécnicas detalladas
	Diseño estructural: tanques y estaciones de bombeo
	Diseño equipos mecánicos
	Diseño equipos eléctricos y control
	Revisión del comportamiento hidráulico en caso de que se realicen modificaciones al planteamiento actual
Conducción	Investigaciones geotécnicas detalladas
	Diseño estructural de anclajes

Obra	Diseños definitivos por ejecutar que actualmente se encuentran a nivel de factibilidad
	Diseños pasos elevados
	Diseño mecánico de uniones y cambios de dirección
	Revisión del comportamiento hidráulico en caso de que se realicen modificaciones al planteamiento actual
PTAP	Diseño estructural de edificios auxiliares
	Diseño estructural de las obras principales
	Estudio detallado de dosificación de químicos para tratamiento
	Revisión del comportamiento hidráulico en caso de que se realicen modificaciones a los esquemas de factibilidad
Red de distribución	Investigaciones geotécnicas detalladas en todo el corredor estudiado
	Análisis de interferencias con líneas de servicios públicos
	Diseños geotécnicos
	Diseño estructural de anclajes
	Diseños pasos elevados
	Diseño mecánico de uniones y cambios de dirección
	Revisión del comportamiento hidráulico en caso de que se realicen modificaciones al planteamiento actual
	Diseño de equipos mecánicos

12.5.2. COMPONENTES DE INGENIERÍA Y GESTIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

Para el desarrollo de las obras se dividió el proyecto en lo siguientes componentes generales, bajo el esquema de ejecución previsto de diseño y construcción:

- **Preconstrucción**
  - Gestión de predios y servidumbres
  - Gestión ambiental y social
  - Gestión de permisos y licencias
  - Proceso de contratación
- **Diseños para construcción**
  - Infraestructura para construcción
  - Captación y obras anexas

    - Tanques
    - Conducción
    - PTAP
    - Red de distribución y obras anexas
- **Infraestructura para construcción**
    - Movimiento de tierras
    - Estructuras
    - Señalización
- **Captación y obras anexas**
    - Movimiento de tierras
    - Estructuras
    - Equipos mecánicos
    - Equipos eléctricos
    - Equipos de control
- **Tanques**
    - Movimiento de tierras
    - Estructuras
    - Equipos mecánicos
    - Equipos eléctricos
    - Equipos de control
- **Conducción**
    - Movimiento de tierras
    - Estructuras
    - Equipos mecánicos
    - Equipos eléctricos
    - Equipos de control
- **PTAP**
    - Movimiento de tierras
    - Estructuras
    - Equipos mecánicos
    - Equipos eléctricos
    - Equipos de control
- **Red de distribución y obras anexas**
    - Movimiento de tierras
    - Estructuras
    - Equipos mecánicos
    - Equipos eléctricos
    - Equipos de control

12.5.3. CAMPAMENTOS E INSTALACIONES TEMPORALES

De acuerdo con el emplazamiento de las obras, las vías de acceso existentes y las vías proyectadas para el proyecto, se valoraron algunas áreas para la localización de los campamentos y áreas industriales temporales para la construcción, buscando que las mismas tuvieran facilidad de

acceso, facilidad para la disponibilidad de servicios de energía y agua, aislado de las áreas de uso de explosivos y generación de ruido, baja vegetación, condiciones topográficas favorables, menores implicaciones ambientales y sociales y en lo posible distante de sitios poblados. Así mismo, la cercanía a la mayor cantidad de frentes de trabajo con el propósito de disminuir los recorridos del personal.

La dimensión de las áreas está relacionada con la demanda de soluciones para este tipo de proyectos, entre los que se encuentra las siguientes:

- Oficinas de supervisión.
- Oficinas de administración de los contratistas.
- Comedor de la supervisión y contratistas.
- Instalaciones básicas de primeros auxilios.
- Sitios de almacenamiento de residuos.
- Depósitos de herramientas.
- Talleres de mantención básica de maquinarias y equipos.
- Bodegas de materiales y equipos menores.
- Patio de acero de refuerzo
- Expendio de combustibles para la maquinaria.
- Polvorín
- Laboratorio de materiales
- Alojamiento
- Sistema de almacenamiento de agua potable
- Sistema de tratamiento de aguas residuales

En la Figura 12-4, Figura 12-5 y Figura 12-6 se presenta de manera general el emplazamiento de las posibles áreas para campamentos y áreas industriales y vías de acceso nuevas y existentes.

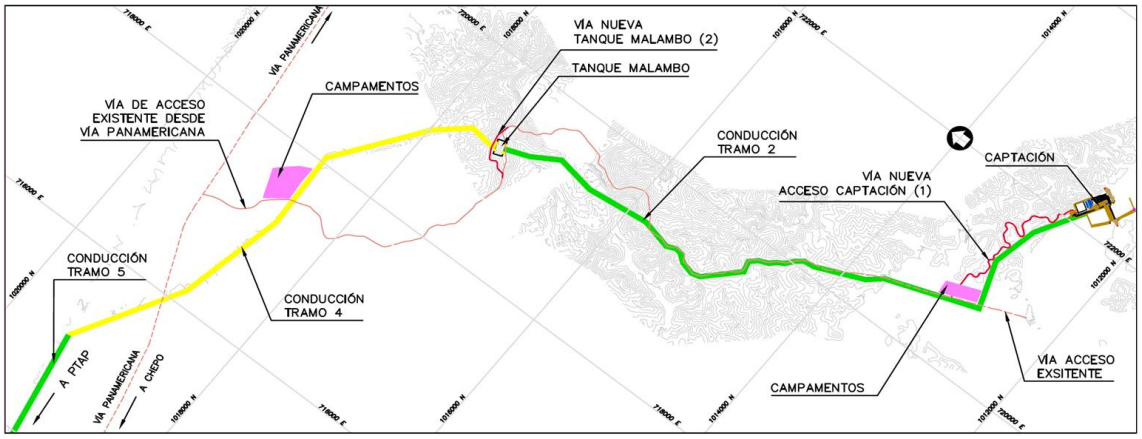


Figura 12-4 Campamentos y áreas industriales (área captación y área conducción Tramo 2)

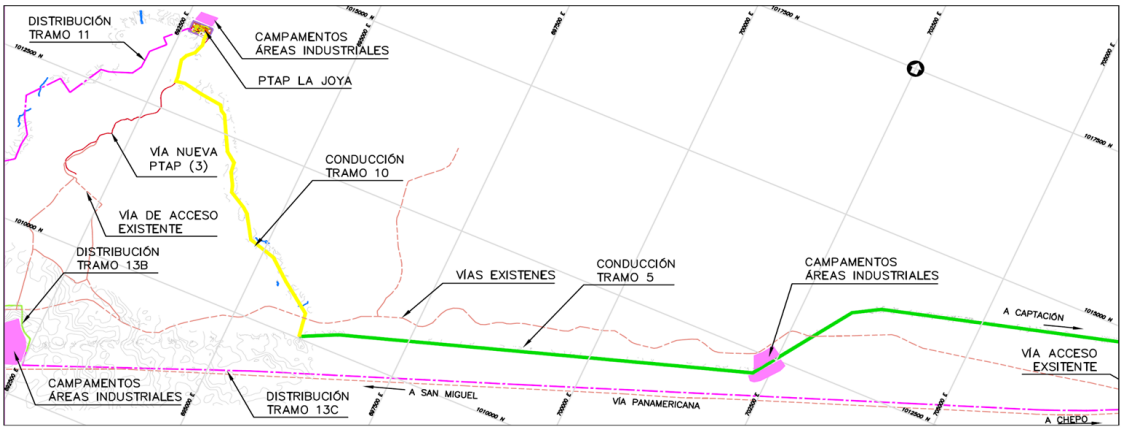


Figura 12-5 Campamentos y áreas industriales (área conducción Tramo 5 y 10 y área PTAP)

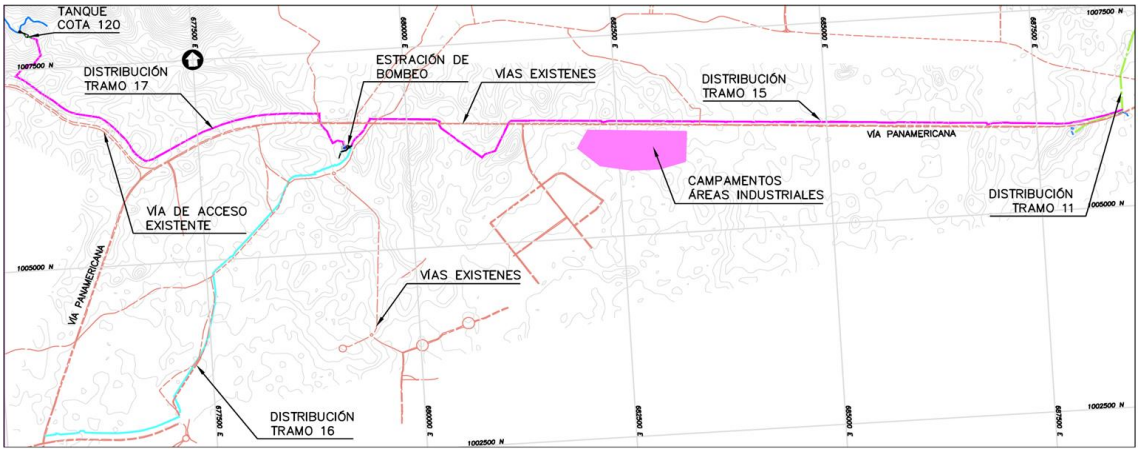


Figura 12-6 Campamentos y áreas industriales (área distribución)

12.5.4. VÍAS DE ACCESO

Para todas las áreas principales de influencia del proyecto se han definido vías de manera que se garantice la accesibilidad durante construcción y en cualquier época del año. Los detalles y características de las vías pueden ser consultados en el respectivo informe de diseño geométrico de vías. La Figura 12-4 presenta las vías de acceso del proyecto; existentes y nuevas.

Para el acceso a los sitios de obra se requiere la construcción de las siguientes vías nuevas:

- Acceso a la PTAP La Joya 3,5 km
- Acceso a captación Jesús María 2,3 km
- Vía sustitutiva zona tanque Malambo 0,7 km

12.5.5. . DEMANDA DE AGUA Y ENERGÍA

12.5.5.1. Suministro de agua y disposición aguas residuales

El proyecto demandará un consumo de agua tanto para uso doméstico como para uso industrial, el mismo será satisfecho a través de las fuentes hídricas del área de influencia del proyecto. Así mismo, para el tratamiento de agua residuales domésticas se deberá disponer de plantas de tratamiento compacta.

12.5.5.2. Suministro de energía

De acuerdo con la ubicación de las obras que conforman el proyecto y a la disposición o no de redes eléctricas locales cercanas al sitio de implantación, se identificaron como posibles fuentes de suministro durante la construcción:

- Captación Jesús María y estación de bombeo Jesús María: Suministro mediante plantas Diésel por no disponerse de redes locales cercanas.
- Tanque Cerro Malambo: Suministro mediante plantas Diésel por no disponerse de redes locales cercanas.
- PTAP La Joya. Suministro mediante redes del distribuidor local ENSA.

En los casos en los cuales se dispone de redes del distribuidor local cercanas a las obras, estas redes se usarían para la operación normal de las obras. Las siguientes redes, son las que deben ser construidas para el suministro de energía a los sitios de las obras conectadas a partir de las redes existentes:

- **Red alta tensión**
  - Línea área Jesús María
- **Red de media tensión**
  - Captación Jesús María
  - Tanque Malambo
  - Derivación a PTAP

Así mismo, para la etapa inicial de construcción mientras se construye la línea de transmisión o conexiones al sistema eléctrico será necesario contar con plantas de energía diésel en cada uno de frentes de obra.

12.5.6. SITIOS DE PRÉSTAMO Y DEFINICIÓN DE RUTAS DE ACARREO

En relación con las fuentes de materiales en el capítulo 12 se presenta con detalle los criterios de identificación y selección de fuentes de materiales para el proyecto. A continuación, se realiza un resumen de las principales fuentes de materiales identificadas para el presente nivel de estudio.

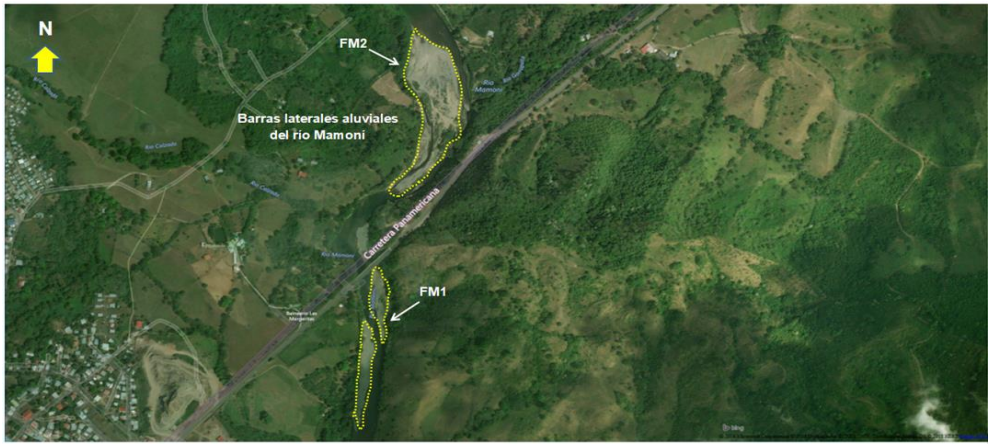
Las fuentes de materiales de origen aluvial identificadas en el área de estudio corresponden a fuentes de origen aluvial principalmente de las cuencas que drenan esta zona desde la Serranía de

San Blas, asociados a morfologías montañosas y colinadas. Cuencas del río Mamoní (véase Tabla 12-21) y río Pácora (véase Tabla 12-22).

Tabla 12-21 Fuentes de materiales de origen aluvial identificadas en la cuenca del río Mamoní.

Fuente de Material	**Localización (WGS-84-UTM-Zona-17N)**		**Tipo de material**	**Área (m^2)**	**Distancia al proyecto (km)**
	Norte	**Este**			
FM1	1,016,570	71,390	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	16,200	1.45 km al tramo 5 y a 20 m de la vía Panamericana
FM2	1,017,031	711,441	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	48,633	1.40 km al tramo 5 y a 25 m de la vía Panamericana
FM3	1,019,169	710,902	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	30,830	0.83 km del tramo 5 y a 413 m de una vía secundaria
FM4	1,018,401	710,671	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	15,180	Cruce sobre el río Mamoní tramo 5 y a 430 m de una vía secundaria
FM5	1,015,596	711,037	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	32,400	1.83 km al tramo 5 y a 630 m de la vía Panamericana
FM6	1,014,926	710,848	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	27,100	1.90 km al tramo 5 y a 940 m de la vía Panamericana

La Fotografía 86 muestra la localización de las fuentes de materiales FM1 y FM2 las cuales corresponden a barras laterales constituidas por gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas.



Fotografía 86. Cuenca del río Mamoní con la localización de las fuentes de materiales FM1 y FM2 adyacentes al cruce de la vía Panamericana y sector del tramo 5 de la conducción del río Bayano (Fuente: Bing Maps Aerial, 2018).

Tabla 12-22 Fuentes de materiales de origen aluvial identificadas en la cuenca del río Pacora.

Fuente de Material	Localización (WGS-84-UTM-Zona-17N)		Tipo de material	Área (m^2)	Distancia al proyecto (km)
	Norte	**Este**			
FM1	1,013,455	692,105	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	15,800	0.68 km al tramo 11 y a 5 m de la vía sector Loma Linda
FM2	1,012,588	692,477	Gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas	16,420	0.65 km al tramo 11 y a 5 m de la vía sector Loma Linda

La Fotografía 87 muestra la localización de las fuentes de materiales FM1 y FM2 las cuales corresponden a barras laterales constituidas por gravas de basaltos y andesitas en una matriz de arenas.



Fotografía 87. Cuenca del río Pacora sector La Joya con la localización de las fuentes de materiales FM1 y FM2 adyacentes a la vía hacia el sector de Loma Linda del tramo 10 y 11 de la conducción del río Bayano. Fuente: Bing Maps Aerial, 2018.

De acuerdo con la información disponible de la Dirección Nacional de Recursos Minerales del Ministerio de Comercio e Industrias de la República de Panamá se presenta un listado (ver Tabla 12-23), y la localización de los contratos de materiales no metálicos dentro del área de estudio de la conducción río Bayano.

Tabla 12-23 Fuentes de materiales no metálicos en el área de estudio conducción Río Bayano.

No.	Expediente	Empresa	Material	Localización	Área (Ha)	Estatus
FM1	95-105	GRAVA, S.A. (Ñajú)	Piedra de cantera	Chilibre, Panamá, Panamá	919.8	Contrato N° 112 de 11 dic. 1996, Gaceta No.23,190 de 24 dic. 1996 Vence: 10 Mayo 2014, mediante prórroga, CONSTRUCTORA ATLANTIC TRACTOR, S.A. Subcontratista de GRAVA, S.A. (95-105).
FM2	73-19 Z1	CEMENTO BAYANO, S.A.	Piedra de cantera	Chilibre, Panamá, Panamá	110.90	Contrato N° 8 de 16 de enero de 1975. Gaceta 17,810 de 02 de abril de 1975 Vence: 2 de abril de 2015 . Prorrogado por 20 años. Vence:2035.
FM3	73-19 Z2					
FM4	2000-84	CANTERAS DE PANAMÁ, S.A.	Piedra de cantera	Ancón y Chilibre, Panamá, Panamá	259.99	Contrato N° 059 de 01 de abril de 2004, Gaceta 25,039 de 29 abril 2004, Prorrogado por 20 años. Gaceta 27,551-A de 6 de julio de 2014. Vence: 6 de julio 2034. El 6 de sept. 2016 presentaron solicitud de Subcontratista (SAFCO, S.A.).
FM5	2005-25	EXPLOTRA C MINERA,	Grava continent	Pacora, Panamá,	340.90	Contrato No.14 de 9 de julio de 2012, Gaceta No.27,159 de 8 noviembre de

No.	Expediente	Empresa	Material	Localización	Área (Ha)	Estatus
		S.A.	al	Panamá		2012 - Vence el 2032.
FM6	78-10	MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS	Grava de río	Pacora, Panamá, Panamá	141 +3,000 metros	Resolución N°54 de 7 de diciembre de 1978.
FM7	2009-36	CORPUS CHRISTY MINERALS DEVELOPMENT, S.A.	Piedra de cantera	Las Margaritas, Chepo, Panamá	256.31	Contrato No.9 de 8 de mayo 2013 Gaceta: 27,394 de 14 de octubre de 2013.
FM8	99-69 Z1	READY MIXED PANAMÁ, S.A. - Antes Inmobiliaria Karly, S.A.	Piedra de cantera	El Llano Chepo, Panamá	605	Contrato Nº01 de 12 febrero 2014 Gaceta 27,490 de 11 marzo 2014 Vence: 11 marzo de 2034.
FM9	99-69 Z2					Contrato Nº01 de 12 febrero 2014 Gaceta 27,490 de 11 marzo 2014 Vence: 11 marzo de 2034.
FM10	99-69 Z3					Contrato Nº01 de 12 febrero 2014 Gaceta 27,490 de 11 marzo 2014 Vence: 11 marzo de 2034.
FM11	99-69 Z4					Contrato Nº01 de 12 febrero 2014 Gaceta 27,490 de 11 marzo 2014 Vence: 11 marzo de 2034.
FM12	99-69 Z5					Contrato Nº01 de 12 febrero 2014 Gaceta 27,490 de 11 marzo 2014 Vence: 11 marzo de 2034.

Fuente: Dirección Nacional de Minerales del Ministerio de Comercio e Industrias de la República de Panamá.

Las potenciales fuentes de materiales se encuentran cerca de las vías de acceso al proyecto facilitando la logística y disminuyendo los tiempos y distancias de acarreos. Así mismo, facilita la disponibilidad de materiales para los distintos frentes de obra.

12.5.7. BALANCE DE MATERIALES

Se realizó un balance de materiales con el fin de identificar los requerimientos de fuentes de materiales térreos y agregados para concretos, así como requerimientos de zonas de depósito de materiales.

Para esto se aplicaron los factores indicados en el numeral 5.2.1 (Criterios geotécnicos para la selección de fuentes de materiales) a las cantidades de material de excavación, relleno y concretos, las cuales se resumen respectivamente en el Anexo 4.3 (Balance de materiales). Luego se realizó una matriz origen - destino de los materiales, la cual se muestra en el Anexo 4.3 (Balance de materiales).

Según se observa en dicha matriz, se requiere 1,743,117 m^3 de relleno compactado, esta cantidad

puede ser suplida por material de las excavaciones para la obras, asimismo, se requiere 21,822 m^3 de Rip Rap, 323,491 m^3 de agregados para concreto estructural, 2,684 m^3 de agregados para concreto pobre, 520 m^3 de agregados para el pavimento rígido MR 43 Kg/cm^3 y 11,160 m^3 de agregados para bloques de concreto provenientes de canteras o fuentes aluviales aledañas. Adicionalmente, se requieren zonas de depósito permanente con capacidad para almacenar 1,762,618 m^3 de material y zonas de acopio temporal con capacidad para almacenar 3,486,234 m^3 de material de excavación a utilizar para los rellenos compactados.

Como resultado del balance se obtiene la matriz de origen destino presentada en la Figura 12-7 (y Anexo 4.3).

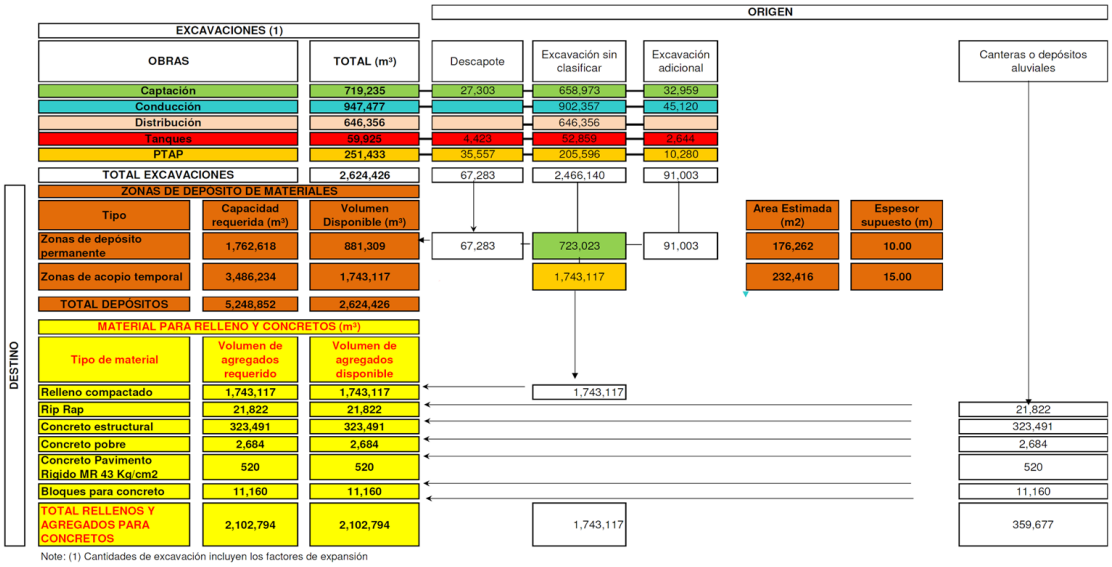


Figura 12-7 Matriz origen destino

Se resalta que los mayores volúmenes de excavación serán utilizados en la conformación de los rellenos de la conducción y red de distribución.

12.5.8. ESTIMACIONES DE LA DEMANDA DE EQUIPOS PESADOS (TIPOS)

El estimativo de tipología de equipo requerido para el proyecto está estimado en función del tipo de obra y frentes de trabajo, de acuerdo con las metodologías constructivas comúnmente empleadas para este tipo de proyectos. En la Tabla 12-24 se presenta una relación de la tipología de equipos requerido comúnmente en la ejecución de este tipo de proyectos.

Tabla 12-24 Lista referencial de equipos requeridos para la construcción de las obras

Descripción	Descripción	Descripción
Retroexcavador CAT 420 o equivalente	Camión volqueta doble troque	Vibrador de concreto

Descripción	Descripción	Descripción
Retroexcavador CAT 430E o equivalente	Camión volqueta 8 x 4	Generador eléctrico
Excavadora CAT 320 o similar	Camión doble cabina NT 400 o similar	Torre de iluminación
Excavadora CAT 345 o similar	Minicargador CAT 262 o similar	Camión mezclador 5 m^3
Excavadora CAT 365 o similar	Compactadores CB32 o similar	Camión mezclador 8 m^3
Tractor CAT D4 o similar	Compactadores C554 o similar	Camión volqueta 6 m^3
Tractor CAT D8 o similar	Compactadores C576 o similar	Dumper
Tractor CAT D10 o similar	Compactadores CAT CP54 o similar	Carrotanque combustible
Cargador ruedas CAT 908 o similar	Motoniveladora	Carrotanque agua
Cargador ruedas CAT 950 o similar	Torregrúa 8t	Planta de concreto
Cargador ruedas CAT 980 o similar	Torregrúa 20t	Planta de triturado
Jumbo	Grúa móvil 20 t	Planta de hielo
Martillo demolición	Grúa móvil 50 t	Planta de asfalto
Vibrocompactador Mikasa Mt 65h o similar	Camión grúa	Camionetas 4x4
Compresor 182 CFM	Bomba de concreto	Microbús
Bomba de inyecciones	Bomba de lanzado	Ambulancia
Camabaja	Compresor 400 CFM	Compresor 672 CFM

12.5.9. ESTIMACIÓN DE MANO DE OBRA

Para la estimación de la mano de obra requerida para el desarrollo de los trabajos se partió de la configuración del cronograma de obra, los frentes de obra requeridos y la simultaneidad de los trabajos. El resultado obtenido se comparó con información referencial de proyectos con obras y actividades similares.

Dentro de la cantidad de hombres-mes para el proyecto, adicional a la mano de obra para construcción se evaluaron recursos administrativos, para la supervisión y para el propietario.

Según información referencial de proyectos construidos con obras similares se tiene que el estimativo de demanda de mano de obra calificada y no calificada promedio para la etapa de construcción de las obras puede ser del orden 21% y 79% respectivamente. El estimativo de demanda máxima es del orden de 974 hombres-mes.

13. ANÁLISIS FINANCIERO Y ECONÓMICO

13.1. EVALUACIÓN FINANCIERA DEL PROYECTO

13.1.1. Parámetros generales de evaluación

Los parámetros generales definidos para la evaluación financiera de la Alternativa 12 son los siguientes:

- El horizonte de evaluación del proyecto es de cincuenta (50) años.
- La tasa de descuento o costo de capital del inversionista en USD constantes es de 10.5% para el proyecto de potabilización.
- Los costos de inversión de la primera fase del proyecto se han distribuido durante los cuatro primeros años de acuerdo con la programación prevista en el presupuesto, siendo 14.38%, 27.99% 39.08% y 16.35% las proporciones para los años primero, segundo, tercero y cuarto respectivamente.
- Los costos de inversión de la segunda fase del proyecto se ejecutarían en el año 34, es decir treinta años después de ejecutada la primera fase.
- Para la estimación del costo de energía para bombeo se utiliza el equivalente al cargo por energía fuera de punta de $USD 0.00406 kWh, según información del costo de energía eléctrica del sector industrial registrado por la Autoridad Nacional de Servicios Públicos ASEP para las tarifas para el periodo enero-junio de 2018.
- Los ingresos por venta de agua potable en bloque se calculan con base en un precio de 0.1833 USD/m³.
- La tarifa para venta de agua en bloque es la autorizada por la ASEP a la ACP en la Resolución No. JD-3578, que en su artículo 12 es fijada en 0,694 Balboas por cada 1000 Galones, equivalente a 0,1833 USD/m³.
- Se considera un costo constante de las tarifas de venta de agua considerando que esta no presenta variaciones en las últimas décadas en el país.

13.1.2. Demanda del proyecto

La demanda de agua potable por el proyecto se muestra en la Tabla 13-1.

Tabla 13-1 Demanda de agua del proyecto

Año		PTAP LA JOYA
		Caudal (m³/s)
2022	1	0.00

Año		PTAP LA JOYA
		Caudal (m^3/s)
2023	**2**	0.00
2024	**3**	0.00
2025	**4**	0.00
2026	**5**	0.00
2027	**6**	0.00
2028	**7**	0.00
2029	**8**	0.00
2030	**9**	0.00
2031	**10**	0.10
2032	**11**	0.20
2033	**12**	0.30
2034	**13**	0.41
2035	**14**	0.52
2036	**15**	0.63
2037	**16**	0.74
2038	**17**	0.86
2039	**18**	0.98
2040	**19**	1.10
2041	**20**	1.23
2042	**21**	1.36
2043	**22**	1.50
2044	**23**	1.63
2045	**24**	1.77
2046	**25**	1.92
2047	**26**	02.07
2048	**27**	2.22
2049	**28**	2.38

Año		PTAP LA JOYA
		Caudal (m^3/s)
2050	**29**	2.54
2051	**30**	2.70
2052	**31**	2.87
2053	**32**	03.04
2054	**33**	3.22
2055	**34**	3.40
2056	**35**	3.59
2057	**36**	3.78
2058	**37**	3.98
2059	**38**	4.18
2060	**39**	4.39
2061	**40**	4.60
2062	**41**	4.82
2063	**42**	05.05
2064	**43**	5.28
2065	**44**	5.51
2066	**45**	6.00
2067	**46**	6.00
2068	**47**	6.00
2069	**48**	6.00
2070	**49**	6.00
2071	**50**	6.00

13.1.3. Costos del proyecto

Los costos de inversión se resumen en la Tabla 13-2. Dado que la operación del proyecto se iniciaría en 2031 las inversiones de la primera fase se realizarían entre 2027 y 2031, en tanto las de la segunda fase se harían en 2052.

Puede observarse claramente que el costo de la primera fase del proyecto representa con mucho el mayor peso, siendo el 97.8% del costo total de inversión, el cual debe ejecutarse desde cuatro años antes de que se inicien las operaciones y se empiecen a recibir ingresos por la venta del agua producida y suministrada.

Tabla 13-2 Resumen costos de inversión del proyecto.

Subtotal año 0 de inversión	130,989,855
Subtotal año 1 de inversión	254,965,650
Subtotal año 2 de inversión	355,986,337
Subtotal año 3 de inversión	125,979,812
Subtotal año 4 de inversión	22,955,107
SUBTOTAL FASE 1 DE INVERSIÓN	890,876,760
SUBTOTAL FASE 2 (año 34) DE INVERSIÓN	20,040,173
TOTAL INVERSIÓN	910,916,933

Por otra parte, los mismos costos de inversión detallados por subcomponente se muestran en la Tabla 13-3, donde se aprecia que la mayor proporción corresponde a los costos de conducción (34.0%), red de distribución (23.2%) y captación y obras anexas (12.1%) que en conjunto dan cuenta del 69.3% del costo total de inversión.

Tabla 13-3 Costos de inversión por subcomponente

Captación y obras anexas	$86,671,264	12.1%
Desarenador	$16,537,392	2.3%
Conducción	$244,768,314	34.0%
Tanques de carga	$7,952,957	1.1%
Estaciones de bombeo	$40,546,960	5.6%
PTAP La Joya	$53,080,781	7.4%
Caminos de acceso	$2,434,053	0.3%
Red de distribución	$167,139,517	23.2%
Otros costos	$99,855,011	13.9%
SUBTOTAL COSTOS DIRECTOS	$718,986,249	100.0%
SUBTOTAL COSTOS INDIRECTOS	$191,930,684	
TOTAL PROYECTO	$910,916,933	

En la Tabla 13-4 se resumen los costos los costos operativos y de mantenimiento del proyecto, exceptuando los de energía para bombeos.

Tabla 13-4 Resumen costos operativos por componente (excepto energía para bombeos)

COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	**USD/AÑO**
Etapa 1 de construcción (10 años)	
Captación y desarenador	3,715,868.7
Conducciones	52,362.2
Estaciones de bombeo	468,306.5
Tanques de carga	112,366.7
Red de distribución	179,210.6
SUBTOTAL COSTOS FIJOS	4,528,114.7
Producción de agua tratada (3 m³/s)	2,378,444.6
Energía para bombeos	Según tabla de bombeos
Etapa 2 de construcción (10 años)	
Captación y desarenador	3,715,869
Conducciones	52,362
Estaciones de bombeo	468,307
Tanques de carga	112,367
Red de distribución	179,211
SUBTOTAL COSTOS FIJOS	4,528,114.7
Producción de agua tratada (6 m³/s)	2,609,220
Energía para bombeos	Según tabla de bombeos

Los costos de bombeo y rebombeo se presentan en la tabla a continuación:

Tabla 13-5 Costos de bombeo del proyecto

COSTO UNITARIO (USD/GWH)					4,060
Año	**Caudal (m^3/s)**	**Cabeza de bombeo (m)**	**Potencia (MW)**	**ENERGÍA CONSUMIDA (GWH/AÑO)**	**COSTO ENERGÍA (USD/AÑO)**
2031	0.10	202.88	249	2.18	8,848
2032	0.20	202.88	498	4.36	17,696
2033	0.30	202.88	746	6.54	26,544
2034	0.41	202.88	1.020	8.94	36,277
2035	0.52	202.88	1.294	11.33	46,010
2036	0.63	202.88	1.567	13.73	55,743
2037	0.74	202.88	1.841	16.13	65,476
2038	0.86	202.88	2.140	18.74	76,093
2039	0.98	202.88	2.438	21.36	86,711
2040	1.10	202.88	2.737	23.97	97,329
2041	1.23	202.88	3.060	26.81	108,831
2042	1.36	202.88	3.383	29.64	120,334
2043	1.50	202.88	3.732	32.69	132,721
2044	1.63	202.88	4.055	35.52	144,223
2045	1.77	202.88	4.403	38.57	156,611
2046	1.92	202.88	4.777	41.84	169,883
2047	02.07	202.88	5.150	45.11	183,155
2048	2.22	202.88	5.523	48.38	196,427
2049	2.38	202.88	5.921	51.87	210,584
2050	2.54	202.88	6.319	55.35	224,741
2051	2.70	202.88	6.717	58.84	238,898
2052	2.87	202.88	7.140	62.55	253,940
2053	03.04	202.88	7.563	66.25	268,981
2054	3.22	202.88	8.011	70.17	284,908
2055	3.40	202.88	8.459	74.10	300,834
2056	3.59	202.88	8.931	78.24	317,646
2057	3.78	202.88	9.404	82.38	334,457
2058	3.98	202.88	9.902	86.74	352,153
2059	4.18	202.88	10.399	91.10	369,849

COSTO UNITARIO (USD/GWH)					4,060
Año	**Caudal (m^3/s)**	**Cabeza de bombeo (m)**	**Potencia (MW)**	**ENERGÍA CONSUMIDA (GWH/AÑO)**	**COSTO ENERGÍA (USD/AÑO)**
2060	4.39	202.88	10.922	95.67	388,430
2061	4.60	202.88	11.444	100.25	407,011
2062	4.82	202.88	11.991	105.04	426,477
2063	05.05	202.88	12.563	110.06	446,827
2064	5.28	202.88	13.136	115.07	467,178
2065	5.51	202.88	13.708	120.08	487,528
2066	6.00	202.88	14.927	130.76	530,884
2067	6.00	202.88	14.927	130.76	530,884
2068	6.00	202.88	14.927	130.76	530,884
2069	6.00	202.88	14.927	130.76	530,884
2070	6.00	202.88	14.927	130.76	530,884
2071	6.00	202.88	14.927	130.76	530,884
FUENTE: Cálculos propios a partir de lineamientos de la ACP.					

El flujo resultante de costos de inversión y de operación a lo largo del horizonte de evaluación del proyecto es el que se muestra en la Tabla 13-6. Podrá observarse con claridad que la mayor parte de los costos a valor presente la representan los costos de inversión, que constituyen el 93.2% de los costos totales.

Tabla 13-6 Flujo de costos de inversión y de operación del proyecto

AÑO	**RUBRO DE COSTO (USD)**				
VrPresente	763,694,747	31,429,466	16,662,632	7,413,364	819,200,208
AÑO	**INVERSIÓN**	**OPERACIÓN FIJOS**	**PRODUCCIÓN AGUA TRATADA**	**ENERGÍA BOMBEOS**	**TOTAL COSTO**
2027	130,989,855	-	-	-	130,989,855
2028	254,965,650	-	-	-	254,965,650
2029	355,986,337	-	-	-	355,986,337
2030	125,979,812	-	-	-	125,979,812
2031	22,955,107	4,528,115	2,378,445	8,848	29,870,514
2032	-	4,528,115	2,378,445	17,696	6,924,255
2033	-	4,528,115	2,378,445	26,544	6,933,103
2034	-	4,528,115	2,378,445	36,277	6,942,836
2035	-	4,528,115	2,378,445	46,010	6,952,569

AÑO	RUBRO DE COSTO (USD)				
VrPresente	763,694,747	31,429,466	16,662,632	7,413,364	819,200,208
AÑO	INVERSIÓN	OPERACIÓN FIJOS	PRODUCCIÓN AGUA TRATADA	ENERGÍA BOMBEOS	TOTAL COSTO
2036	-	4,528,115	2,378,445	55,743	6,962,302
2037	-	4,528,115	2,378,445	65,476	6,972,035
2038	-	4,528,115	2,378,445	76,093	6,982,653
2039	-	4,528,115	2,378,445	86,711	6,993,270
2040	-	4,528,115	2,378,445	97,329	7,003,888
2041	-	4,528,115	2,378,445	108,831	7,015,390
2042	-	4,528,115	2,378,445	120,334	7,026,893
2043	-	4,528,115	2,378,445	132,721	7,039,280
2044	-	4,528,115	2,378,445	144,223	7,050,783
2045	-	4,528,115	2,378,445	156,611	7,063,170
2046	-	4,528,115	2,378,445	169,883	7,076,442
2047	-	4,528,115	2,378,445	183,155	7,089,714
2048	-	4,528,115	2,378,445	196,427	7,102,986
2049	-	4,528,115	2,378,445	210,584	7,117,143
2050	-	4,528,115	2,378,445	224,741	7,131,300
2051	-	4,528,115	2,378,445	238,898	7,145,457
2052	20,040,173	4,528,115	2,378,445	253,940	27,200,671
2053	-	4,528,115	2,609,220	268,981	7,406,316
2054	-	4,528,115	2,609,220	284,908	7,422,243
2055	-	4,528,115	2,609,220	300,834	7,438,169
2056	-	4,528,115	2,609,220	317,646	7,454,980
2057	-	4,528,115	2,609,220	334,457	7,471,792
2058	-	4,528,115	2,609,220	352,153	7,489,488
2059	-	4,528,115	2,609,220	369,849	7,507,184
2060	-	4,528,115	2,609,220	388,430	7,525,765
2061	-	4,528,115	2,609,220	407,011	7,544,346
2062	-	4,528,115	2,609,220	426,477	7,563,812
2063	-	4,528,115	2,609,220	446,827	7,584,162
2064	-	4,528,115	2,609,220	467,178	7,604,513
2065	-	4,528,115	2,609,220	487,528	7,624,863
2066	-	4,528,115	2,609,220	530,884	7,668,219

AÑO	RUBRO DE COSTO (USD)				
VrPresente	763,694,747	31,429,466	16,662,632	7,413,364	819,200,208
AÑO	INVERSIÓN	OPERACIÓN FIJOS	PRODUCCIÓN AGUA TRATADA	ENERGÍA BOMBEOS	TOTAL COSTO
2067	-	4,528,115	2,609,220	530,884	7,668,219
2068	-	4,528,115	2,609,220	530,884	7,668,219
2069	-	4,528,115	2,609,220	530,884	7,668,219
2070	-	4,528,115	2,609,220	530,884	7,668,219
2071	-	4,528,115	2,609,220	530,884	7,668,219

13.1.4. Ingresos y evaluación financiera del proyecto

Con la demanda proyectada y el precio unitario esperado de venta de esta, se proyectan los ingresos del proyecto, que junto con los costos elaborados constituyen el flujo de fondos con el que se estiman los indicadores de evaluación financiera.

Los ingresos se han estimado con base en un precio de venta de USD 0.1833 por metro cúbico de agua suministrado y con base en la demanda ya presentada en sección anterior.

Tabla 13-7 Ingresos estimados del proyecto

AÑO	PRODUCCIÓN (m^3/s)	PRODUCCIÓN (m^3/año)	INGRESOS (USD)
2031	0.10	3,153,600	578,055
2032	0.20	6,307,200	1,156,110
2033	0.30	9,460,800	1,734,165
2034	0.41	12,929,760	2,370,025
2035	0.52	16,398,720	3,005,885
2036	0.63	19,867,680	3,641,746
2037	0.74	23,336,640	4,277,606
2038	0.86	27,120,960	4,971,272
2039	0.98	30,905,280	5,664,938

AÑO	PRODUCCIÓN (m^3/s)	PRODUCCIÓN (m^3/año)	INGRESOS (USD)
2040	1.10	34,689,600	6,358,604
2041	1.23	38,789,280	7,110,075
2042	1.36	42,888,960	7,861,546
2043	1.50	47,304,000	8,670,823
2044	1.63	51,403,680	9,422,295
2045	1.77	55,818,720	10,231,571
2046	1.92	60,549,120	11,098,654
2047	2.07	65,279,520	11,965,736
2048	2.22	70,009,920	12,832,818
2049	2.38	75,055,680	13,757,706
2050	2.54	80,101,440	14,682,594
2051	2.70	85,147,200	15,607,482
2052	2.87	90,508,320	16,590,175
2053	3.04	95,869,440	17,572,868
2054	3.22	101,545,920	18,613,367
2055	3.40	107,222,400	19,653,866
2056	3.59	113,214,240	20,752,170
2057	3.78	119,206,080	21,850,474
2058	3.98	125,513,280	23,006,584
2059	4.18	131,820,480	24,162,694
2060	4.39	138,443,040	25,376,609
2061	4.60	145,065,600	26,590,524
2062	4.82	152,003,520	27,862,245
2063	5.05	159,256,800	29,191,771
2064	5.28	166,510,080	30,521,298
2065	5.51	173,763,360	31,850,824
2066	6.00	189,216,000	34,683,293

AÑO	PRODUCCIÓN (m^3/s)	PRODUCCIÓN (m^3/año)	INGRESOS (USD)
2067	6.00	189,216,000	34,683,293
2068	6.00	189,216,000	34,683,293
2069	6.00	189,216,000	34,683,293
2070	6.00	189,216,000	34,683,293
2071	6.00	189,216,000	34,683,293

El flujo de fondos resultante se muestra en la Tabla 13-8.

Tabla 13-8 Flujo de fondos del proyecto

	RUBRO DE COSTO (USD)		
VrPresente	48,432,399	812,528,181	(764,095,782)
AÑO	**INGRESOS**	**COSTOS**	**FLUJO NETO**
2027	-	130,989,855	(130,989,855)
2028	-	254,965,650	(254,965,650)
2029	-	355,986,337	(355,986,337)
2030	-	125,979,812	(125,979,812)
2031	578,055	29,870,514	(29,292,459)
2032	1,156,110	6,924,255	(5,768,146)
2033	1,734,165	6,933,103	(5,198,939)
2034	2,370,025	6,942,836	(4,572,811)
2035	3,005,885	6,952,569	(3,946,684)
2036	3,641,746	6,962,302	(3,320,556)
2037	4,277,606	6,972,035	(2,694,429)
2038	4,971,272	6,982,653	(2,011,381)
2039	5,664,938	6,993,270	(1,328,332)
2040	6,358,604	7,003,888	(645,284)
2041	7,110,075	7,015,390	94,685
2042	7,861,546	7,026,893	834,653
2043	8,670,823	7,039,280	1,631,543
2044	9,422,295	7,050,783	2,371,512
2045	10,231,571	7,063,170	3,168,401
2046	11,098,654	7,076,442	4,022,212

	RUBRO DE COSTO (USD)		
VrPresente	48,432,399	812,528,181	(764,095,782)
AÑO	**INGRESOS**	**COSTOS**	**FLUJO NETO**
2047	11,965,736	7,089,714	4,876,022
2048	12,832,818	7,102,986	5,729,832
2049	13,757,706	7,117,143	6,640,563
2050	14,682,594	7,131,300	7,551,294
2051	15,607,482	7,145,457	8,462,025
2052	16,590,175	27,200,671	(10,610,496)
2053	17,572,868	7,406,316	10,166,552
2054	18,613,367	7,422,243	11,191,125
2055	19,653,866	7,438,169	12,215,697
2056	20,752,170	7,454,980	13,297,190
2057	21,850,474	7,471,792	14,378,683
2058	23,006,584	7,489,488	15,517,096
2059	24,162,694	7,507,184	16,655,510
2060	25,376,609	7,525,765	17,850,844
2061	26,590,524	7,544,346	19,046,179
2062	27,862,245	7,563,812	20,298,434
2063	29,191,771	7,584,162	21,607,609
2064	30,521,298	7,604,513	22,916,785
2065	31,850,824	7,624,863	24,225,961
2066	34,683,293	7,668,219	27,015,074
2067	34,683,293	7,668,219	27,015,074
2068	34,683,293	7,668,219	27,015,074
2069	34,683,293	7,668,219	27,015,074
2070	34,683,293	7,668,219	27,015,074
2071	34,683,293	7,668,219	27,015,074

13.1.5. Resultados de la evaluación financiera

Con base en los flujos de ingresos y de costos de cada componente del proyecto y del conjunto de este, se han estimado los valores presentes al año cero de inversión (año 2027) y las tasas de retorno que se muestran en la Tabla 13-9. En los anexos 5.1 y 5.2 se puede analizar en mayor detalle los flujos de fondos de los dos escenarios evaluados.

Tabla 13-9 Resultados de la evaluación financiera del proyecto

ESCENARIO	VALOR PRESENTE (USD)			TIR	COSTO MEDIO (USD/m³)
	INGRESOS	COSTOS	FLUJO NETO		
ESCENARIO BASE	48,432,399	812,528,181	(764,095,782)	-2.3%	3.08
ESCENARIO MÁXIMO	131,935,690	812,528,181	(680,592,491)	-0.8%	1.13

En el escenario base se usa la proyección de demanda empleada para la estimación de costos, ya presentada con anterioridad en este informe, mientras que el escenario máximo consiste en asumir que las ventas de agua son de 3.0 m³/seg desde el primer año de operación hasta la entrada en operación de la fase 2 y de 6.0 m³/seg de allí en adelante. En otras palabras, el escenario máximo representa la situación más favorable en que el proyecto se aprovecharía siempre al ciento por ciento de su capacidad. Lo anterior con el ánimo de evaluar el máximo ingreso posible en el proyecto.

El resultado neto es ampliamente negativo, como lo demuestra la magnitud del flujo neto y la tasa interna de retorno. Muy demostrativo del resultado es también la relación entre los ingresos y los costos (relación beneficio/costo) que sería de 0.06 en el escenario base y 0.16 en el escenario máximo, lo que evidencia que aún con una demanda al nivel máximo posible el proyecto no se acerca a una factibilidad económica. Visto a la inverso esto significa que los costos son 16.77 y 6.16 veces el valor de los ingresos en el escenario base y máximo, respectivamente.

Un indicador muy útil en cuanto respecta a los costos del proyecto es el de costo unitario, expresado en USD/m³, que representa el valor que, facturado por cada metro cúbico vendido, recuperaría la totalidad de los costos incluida la rentabilidad de las inversiones a la tasa de descuento considerada. Puede verse, al respecto, que en el escenario base dicho costo sería de 3.08 USD/m³ y en el escenario de máxima favorabilidad sería de 1.13 USD/m³, que son valores muy superiores al precio de venta en bloque asumido de 0.1833 USD/m³ y al valor promedio que actualmente pagan los usuarios de IDAAN que es de 0.41 USD/m³, como se demuestra en la sección dedicada a la evaluación socioeconómica del proyecto.

Es decir que en el escenario base el costo de cada metro cúbico suministrado sería 16.8 veces el precio asumido de venta en bloque y 7.6 veces el precio medio pagado por los usuarios del IDAAN. En el mejor de los casos, en el escenario máximo, el costo de cada metro cúbico suministrado sería 6.2 veces el precio asumido de venta en bloque y 2.8 veces el precio medio pagado por los usuarios del IDAAN.

El precio mínimo de venta en bloque que garantizaría la viabilidad económica del proyecto bajo las condiciones más probables, que son las del escenario base, sería de 3.08 USD/m³.

En consecuencia, la principal causa de estos resultados se encuentra en los costos del proyecto, principalmente en los de inversión, que constituyen a lo largo del horizonte de evaluación la mayor

proporción de las erogaciones del proyecto. El hecho de que la demanda empieza desde niveles bajos en comparación con la capacidad de producción acentúa la no viabilidad económica del proyecto.

13.2. EVALUACIÓN SOCIOECONÓMICA DEL PROYECTO

13.2.1. Parámetros generales de evaluación

Los parámetros generales definidos para la evaluación socioeconómica de la alternativa 12 son los siguientes:

- El horizonte de evaluación del proyecto es de cincuenta (50) años.
- La tasa de descuento o costo de capital social en USD constantes es de 10.5% según indicaciones del Encargado.
- Los costos socioeconómicos del proyecto son los descritos en el capítulo dedicado a la evaluación financiera, afectados por razones de precio cuenta (RPC) calculados como más adelante se demuestra. Las RPC reflejan el hecho de que los precios de mercado no necesariamente constituyen precios sociales debido a las distorsiones introducidas en en aquellos por los impuestos a las importaciones, al valor agregado, a la nómina y por el desempleo.
- Los beneficios del proyecto de potabilización se miden a través del mayor consumo posibilitado por el mismo, o visto de otra manera, a través del valor que estarían dispuestos a pagar los usuarios de todo IDANN por evitar la reducción en el consumo que resultaría si no llevase a cabo el proyecto. En la respectiva sección se hace una más amplia exposición de este tema.

13.2.2. Demanda del proyecto

La demanda por los servicios del proyecto son las mismas que ya se han presentado en el capítulo de evaluación financiera.

13.2.3. Costos socioeconómicos del proyecto

Los costos del proyecto a precios de mercado, tal como se reflejan en el presupuesto, son ajustados por razones de precios de cuenta (RPC) para convertirlos en costos socieconómicos o costos sociales.

Las RPC aplicadas son las siguientes (ver detalle de cálculo en el anexo 5.3):

INVERSIONES PROYECTO POTABILIZACIÓN	0.7968
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PROYECTO POTABILIZACIÓN	0.8474
ENERGÍA PARA BOMBEOS	1.0000

Los costos socioeconómicos del proyecto resultan de ajustar los costos a precios de mercado con las RPC dando como resultado lo que se presenta en la Tabla 13-10.

Los costos socioeconómicos del proyecto resultan de ajustar los costos a precios de mercado con las RPC dando como resultado lo que se presenta en la Tabla 13-10.

Tabla 13-10 Costos socioeconómicos del proyecto

AÑO	COSTOS POTABILIZACIÓN (USD)				
	INVERSIÓN	OPERACIÓN FIJOS	PRODUCCIÓN AGUA TRATADA	ENERGÍA BOMBEOS	TOTAL COSTO
2027	99,746,653	-	-	-	99,746,653
2028	194,152,213	-	-	-	194,152,213
2029	271,077,831	-	-	-	271,077,831
2030	95,931,587	-	-	-	95,931,587
2031	17,479,942	3,837,314	2,015,593	8,848	23,341,697
2032	-	3,837,314	2,015,593	17,696	5,870,603
2033	-	3,837,314	2,015,593	26,544	5,879,451
2034	-	3,837,314	2,015,593	36,277	5,889,184
2035	-	3,837,314	2,015,593	46,010	5,898,917
2036	-	3,837,314	2,015,593	55,743	5,908,650
2037	-	3,837,314	2,015,593	65,476	5,918,383
2038	-	3,837,314	2,015,593	76,093	5,929,000
2039	-	3,837,314	2,015,593	86,711	5,939,618
2040	-	3,837,314	2,015,593	97,329	5,950,236
2041	-	3,837,314	2,015,593	108,831	5,961,738
2042	-	3,837,314	2,015,593	120,334	5,973,241
2043	-	3,837,314	2,015,593	132,721	5,985,628
2044	-	3,837,314	2,015,593	144,223	5,997,130
2045	-	3,837,314	2,015,593	156,611	6,009,518
2046	-	3,837,314	2,015,593	169,883	6,022,790
2047	-	3,837,314	2,015,593	183,155	6,036,062
2048	-	3,837,314	2,015,593	196,427	6,049,334
2049	-	3,837,314	2,015,593	210,584	6,063,491
2050	-	3,837,314	2,015,593	224,741	6,077,648
2051	-	3,837,314	2,015,593	238,898	6,091,805
2052	15,260,267	3,837,314	2,015,593	253,940	21,367,113

AÑO	COSTOS POTABILIZACIÓN (USD)				
	INVERSIÓN	OPERACIÓN FIJOS	PRODUCCIÓN AGUA TRATADA	ENERGÍA BOMBEOS	TOTAL COSTO
2053	-	3,837,314	2,211,162	268,981	6,317,457
2054	-	3,837,314	2,211,162	284,908	6,333,383
2055	-	3,837,314	2,211,162	300,834	6,349,310
2056	-	3,837,314	2,211,162	317,646	6,366,121
2057	-	3,837,314	2,211,162	334,457	6,382,933
2058	-	3,837,314	2,211,162	352,153	6,400,629
2059	-	3,837,314	2,211,162	369,849	6,418,325
2060	-	3,837,314	2,211,162	388,430	6,436,906
2061	-	3,837,314	2,211,162	407,011	6,455,487
2062	-	3,837,314	2,211,162	426,477	6,474,953
2063	-	3,837,314	2,211,162	446,827	6,495,303
2064	-	3,837,314	2,211,162	467,178	6,515,654
2065	-	3,837,314	2,211,162	487,528	6,536,004
2066	-	3,837,314	2,211,162	530,884	6,579,360
2067	-	3,837,314	2,211,162	530,884	6,579,360
2068	-	3,837,314	2,211,162	530,884	6,579,360
2069	-	3,837,314	2,211,162	530,884	6,579,360
2070	-	3,837,314	2,211,162	530,884	6,579,360
2071	-	3,837,314	2,211,162	530,884	6,579,360

13.2.4. Beneficios socioeconómicos del proyecto

Los beneficios socioeconómicos del proyecto de potabilización consisten en el valor del aumento de bienestar de los usuarios derivado del hecho de disponer del agua potable ofrecida por el proyecto.

De no realizarse el proyecto la nueva demanda proyectada solo podría satisfacerse restringiendo el consumo de todos los usuarios conectados a la red del IDAAN, de tal manera que el beneficio socioeconómico del proyecto estaría constituido por la disposición a pagar de los usuarios por la diferencia entre el volumen de agua que consumirían sin proyecto y el volumen de agua que consumirían con proyecto.

Tal disposición a pagar se mide a través de la curva de demanda por agua potable, cuyos parámetros son específicos de cada lugar porque depende de hábitos de consumo, preferencias y condiciones socioeconómicas particulares. Sin embargo, la forma de la curva típica es reconocida

generalmente y el valor de su principal parámetro se puede, a falta de información concreta, ubicar en un rango determinado que garantice no sobreestimar los beneficios del proyecto.

En el presente estudio se asume que dicho parámetro, denominado elasticidad precio de la demanda, es de alrededor de -0.30, valor muy cercano al observado en otras zonas urbanas de paises latinoamericanos como Colombia.

Para estimar los beneficios originados por el componente de acueducto mejorados se procede de la siguiente manera:

a. Se parte de una función de demanda de acueducto que relaciona la valoración que un consumidor medio da a cada unidad adicional de agua consumida. Esta es una función decreciente porque cuanta mayor es la cantidad de agua consumida, menor es el precio que estaría dispuesto a pagar el hogar por una unidad adicional de agua.

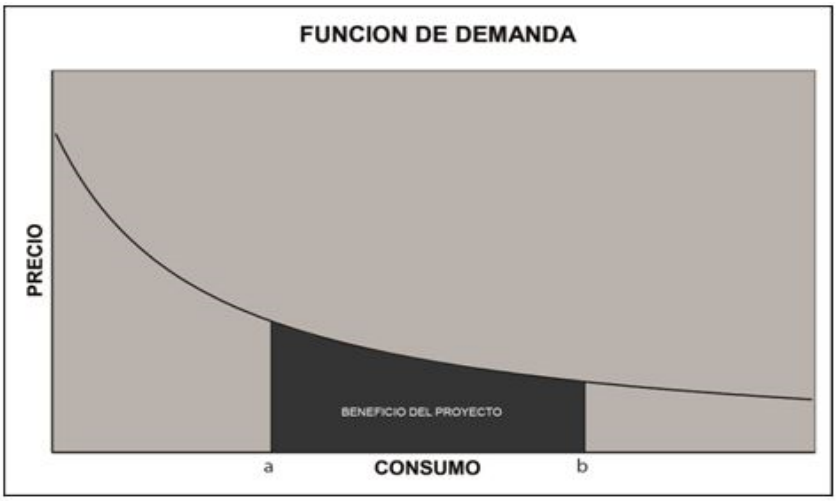


Figura 13-1 Función de demanda

a. Se estima la cantidad de agua que los usuarios consumirían en la situación sin proyecto (a) y se establece, sobre la función de demanda, la valoración que los hogares dan a esa cantidad consumida.

b. Se estima la cantidad de agua que los usuarios consumirían en la situación con proyecto (b) y se establece, sobre la función de demanda, la valoración que los hogares dan a esa cantidad consumida.

c. Los beneficios adicionales que perciben los usuarios por el proyecto corresponden a la valoración que los usuarios dan al aumento estimado en su consumo, que está dada por el área bajo la función de demanda entre los niveles de consumo sin y con proyecto (entre a y b).

La función de demanda:

$$C = aP^{-0.3}$$

donde:

C es el consumo de agua potable, en m³/mes

P es el precio de cada unidad adicional (precio marginal) de agua, calculada como la media aritmética de las tarifas pagadas por los usuarios.

a: es una constante que refleja el efecto conjunto de otras variables

El parámetro -0.30 que aparece como exponente de la variable P, precio, es la elasticidad precio de la demanda, que mide la relación entre el cambio en el consumo relacionado con el cambio en el precio. Una elasticidad precio de -0.30 significa que un incremento de 1.00 puntos porcentuales en el precio implica una reducción de 0.30 puntos porcentuales en el consumo.

Con el fin de especificar la función de demanda y estimar los beneficios del proyecto se ha recopilado y elaborado la siguiente información. Los consumos históricos de agua potable se muestran en la Tabla 13-11.

Tabla 13-11 Consumo de agua potable 2007-2013 IDAAN

Año	POBLACIÓN SERVIDA	CONSUMOS DE AGUA POTABLE		
		Residencial (MG/año)	No Residencial (MG/año)	Promedio por persona (lpd)
2007	1,079,805	32,46	13,029	529
2008	1,193,721	33,797	13,833	488
2009	1,238,730	34,847	13,843	484
2010	1,276,131	35,15	14,13	479
2011	1,326,192	35,79	14,354	466
2012	1,372,716	36,666	14,295	478
2013	1,404,975	37,902	14,676	491
Promedio	1,270,324	35,231	14,023	488
AUMENTO ANUAL 2012-2013	32,259			

Fuente: Actualización del Plan Maestro Proyecto Saneamiento de la Ciudad y la Bahía de Panamá, Ministerio de Salud, mayo de 2015.

Los valores totales facturados durante el año 2015 se presentan en la Tabla 13-12.

Tabla 13-12 Facturación total y promedio 2015 IDAAN

CATEGORíA	CLIENTES DIC/2015	FACTURACIÓN 2015 (Miles Bs)	FACTURA MEDIA POR CLIENTE (Bs/mes)
Residencial	555,962	64,631	9.69
Comercial	35,769	23,834	55.53
Industrial	185	2,667	1,201.35
Oficial	3,748	14,935	332,07
Total clientes	595,664	106,067	14.84

Fuente: Boletín comercial y financiero IDAAN 2015 y base de datos comercial IDAAN. En "Acompañamiento al IDAAN en la actualización del estudio tarifario realizado en el 2014 y definición del Plan de implementación de las tarifas resultantes", Diego Fernández, 2016.

En la Tabla 13-13 y la Tabla 13-14 muestran los cálculos elaborados para definir los parámetros de la función de demanda.

Tabla 13-13 Estimación de tarifa media y consumo medio

CLIENTES 2015 TOTALES	595,664
CLIENTES 2015 RESIDENCIALES	555,962
HABITANTES 2014	1,437,234
HABITANTES 2015	1,469,493
AUMENTO ANUAL HABITANTES	32,259
AUMENTO HABITANTES 2015-2022	225,813
HABITANTES 2022	1,695,306
PERSONAS/CLIENTE TOTAL	2.47
PERSONAS/CLIENTE RESIDENCIAL	2.64
CONSUMO / PERSONA / DÍA (lts)	491.00
CONSUMO / CLIENTE / DÍA	1,211.29

(lts)	
CONSUMO / CLIENTE / MES(m³)	36.34
AUMENTO ANUAL CLIENTES	13,076
AUMENTO CLIENTES 2015-2022	91,534
CLIENTES 2022 TOTAL	687,198
FACTURA MEDIA CLIENTE (Bs/mes)	14.84
TARIFA MEDIA (usd/m³)	0.41

Fuente: Cálculos propios

Tabla 13-14 Estimación de los parámetros de la función de demanda

Constante	27.811223	
Elasticidad Precio	-0.30	
	PRECIO	CONSUMO
VALOR INICIAL	0.4100	36.3400
VALOR FINAL	0.4100	36.3400

En la Tabla 13-15 se presenta el cálculo de los beneficios originados por diferentes variaciones en el consumo. Por ejemplo, cuando el consumo medio por cliente es de 23.98 m³/mes, o sea 66.0% del actual nivel de 36.34 m³/mes, lo que los clientes estarían dispuestos a pagar por evitar esa reducción es 10.62 Balboas cada mes.

Tabla 13-15 Cálculo de beneficios para diferentes niveles de consumo

AUMENTO DISPOSICIÓN A PAGAR	CONSUMO SIN PROYECTO (m³/mes)	BENEFICIO DEL PROYECTO (Bs)
0.0%	36.34	-
1.0%	36.23	0.0446
2.0%	36.12	0.0891
3.0%	36.02	0.1335
4.0%	35.91	0.1778

AUMENTO DISPOSICIÓN A PAGAR	CONSUMO SIN PROYECTO (m^3/mes)	BENEFICIO DEL PROYECTO (Bs)
5.0%	35.81	0.2220
10.0%	35.32	0.4410
25.0%	33.99	1.0819
50.0%	32.18	2.1043
75.0%	30.72	3.0794
100.0%	29.52	4.0157
125.0%	28.49	4.9195
150.0%	27.61	5.7952
175.0%	26.83	6.6465
200.0%	26.14	7.4760
225.0%	25.52	8.2862
250.0%	24.96	9.0790
275.0%	24.44	9.8559
300.0%	23.98	10.6182
400.0%	22.42	13.5435
500.0%	21.23	16.3071
600.0%	20.27	18.9433
700.0%	19.47	21.4754
800.0%	18.80	23.9199
900.0%	18.21	26.2894
1000.0%	17.70	28.5934
FUENTE: Cálculos propios		

Dado que las estimaciones de beneficios se hacen complejas a medida que los consumos esperados varían de un año a otro, se ha diseñado una herramienta de cálculo descrita en el anexo 5.4 y formulada en el modelo excel que acompaña el presente estudio.

13.2.5. Flujo de fondos

En la Tabla 13-16 y en la Tabla 13-17 se presenta el estimado de los beneficios del proyecto bajo dos escenarios:

Escenario base: en este escenario se asume que la disposición a pagar de los usuarios no puede superar aproximadamente 125% más de lo que actualmente pagan, que correspondería a un consumo de aproximadamente 29.0 m³/cliente/mes.

Escenario máximo: en este escenario se asume que la disposición a pagar de los usuarios no puede superar aproximadamente 200% más de lo que actualmente pagan, que correspondería a un consumo de aproximadamente 26.0 m³/cliente/mes. Este sería el escenario en que el beneficio sería el máximo obtenible dentro de las posibilidades de oferta del proyecto, pues otros escenarios con menor consumo (por lo tanto, con mayor disposición a pagar y por tanto con mayor beneficio) no se podrían presentar dentro del horizonte de evaluación analizado, como se evidencia en las dos últimas tablas del anexo 5.4 donde en el año 2071 el consumo medio sin proyecto sería de 26.26 m³/cliente/mes.

Tabla 13-16 Flujo de beneficios del proyecto - Escenario base

AÑO	DEMANDA TOTAL (m3)	TOTAL CLIENTES	BENEFICIO POR CLIENTE (Bs/cliente/mes)	BENEFICIO TOTAL (Bs/año)
2030	345,279,095	791,808		
2031	347,486,615	796,871	0.1624	1,552,894
2032	349,694,135	801,933	0.2154	2,073,305
2033	351,901,655	806,996	0.2733	2,646,148
2034	354,329,927	812,564	0.3421	3,335,665
2035	356,758,199	818,133	0.4162	4,086,166
2036	359,186,471	823,701	0.4954	4,896,417
2037	361,614,743	829,270	0.5793	5,765,212
2038	364,263,767	835,345	0.6762	6,778,383
2039	366,912,791	841,420	0.7783	7,858,354
2040	369,561,815	847,495	0.8853	9,003,690
2041	372,431,591	854,076	1.0066	10,316,614
2042	375,301,367	860,657	1.1331	11,702,892
2043	378,391,895	867,744	1.2749	13,275,925
2044	381,261,671	874,325	1.4115	14,809,271
2045	384,352,199	881,413	1.5635	16,536,989
2046	387,663,479	889,006	1.7317	18,473,955
2047	390,974,759	896,600	1.9051	20,497,517
2048	394,286,039	904,193	2.0834	22,605,492
2049	397,818,071	912,293	2.2786	24,944,666

AÑO	DEMANDA TOTAL (m3)	TOTAL CLIENTES	BENEFICIO POR CLIENTE (Bs/cliente/mes)	BENEFICIO TOTAL (Bs/año)
2050	401,350,103	920,393	2.4786	27,375,013
2051	404,882,135	928,493	2.6830	29,894,145
2052	408,634,919	937,099	2.9048	32,665,433
2053	412,387,703	945,705	3.1310	35,531,687
2054	416,361,239	954,817	3.3747	38,667,200
2055	420,334,775	963,929	3.6226	41,903,365
2056	424,529,063	973,548	3.8883	45,425,387
2057	428,723,351	983,166	4.1578	49,053,205
2058	433,138,391	993,291	4.4134	52,605,488
2059	437,553,431	1,003,416	4.4134	53,141,703
2060	442,189,223	1,014,047	4.4134	53,704,729
2061	446,825,015	1,024,678	4.4134	54,267,755
2062	451,681,559	1,035,815	4.4134	54,857,591
2063	456,758,855	1,047,458	4.4134	55,474,239
2064	461,836,151	1,059,102	4.4134	56,090,886
2065	466,913,447	1,070,745	4.4134	56,707,533
2066	477,730,295	1,095,551	4.4134	58,021,260
2067	477,730,295	1,095,551	4.4134	58,021,260
2068	477,730,295	1,095,551	4.4134	58,021,260
2069	477,730,295	1,095,551	4.4134	58,021,260
2070	477,730,295	1,095,551	4.4134	58,021,260
2071	477,730,295	1,095,551	4.4134	58,021,260

Tabla 13-17 Flujo de beneficios del proyecto - Escenario máximo

AÑO	DEMANDA TOTAL (m3)	TOTAL CLIENTES	BENEFICIO POR CLIENTE (Bs/cliente/mes)	BENEFICIO TOTAL (Bs/año)
2030	345,279,095	791,808		
2031	347,486,615	796,871	0.1624	1,552,894
2032	349,694,135	801,933	0.2154	2,073,305
2033	351,901,655	806,996	0.2733	2,646,148
2034	354,329,927	812,564	0.3421	3,335,665

AÑO	DEMANDA TOTAL (m3)	TOTAL CLIENTES	BENEFICIO POR CLIENTE (Bs/cliente/mes)	BENEFICIO TOTAL (Bs/año)
2035	356,758,199	818,133	0.4162	4,086,166
2036	359,186,471	823,701	0.4954	4,896,417
2037	361,614,743	829,27	0.5793	5,765,212
2038	364,263,767	835,345	0.6762	6,778,383
2039	366,912,791	841,42	0.7783	7,858,354
2040	369,561,815	847,495	0.8853	9,003,690
2041	372,431,591	854,076	1.0066	10,316,614
2042	375,301,367	860,657	1.1331	11,702,892
2043	378,391,895	867,744	1.2749	13,275,925
2044	381,261,671	874,325	1.4115	14,809,271
2045	384,352,199	881,413	1.5635	16,536,989
2046	387,663,479	889,006	1.7317	18,473,955
2047	390,974,759	896,6	1.9051	20,497,517
2048	394,286,039	904,193	2.0834	22,605,492
2049	397,818,071	912,293	2.2786	24,944,666
2050	401,350,103	920,393	2.4786	27,375,013
2051	404,882,135	928,493	2.6830	29,894,145
2052	408,634,919	937,099	2.9048	32,665,433
2053	412,387,703	945,705	3.1310	35,531,687
2054	416,361,239	954,817	3.3747	38,667,200
2055	420,334,775	963,929	3.6226	41,903,365
2056	424,529,063	973,548	3.8883	45,425,387
2057	428,723,351	983,166	4.1578	49,053,205
2058	433,138,391	993,291	4.4451	52,982,878
2059	437,553,431	1,003,416	4.7357	57,022,925
2060	442,189,223	1,014,047	5.0442	61,380,148
2061	446,825,015	1,024,678	5.3555	65,851,738
2062	451,681,559	1,035,815	5.6843	70,655,092
2063	456,758,855	1,047,458	6.0307	75,802,643
2064	461,836,151	1,059,102	6.3792	81,074,671
2065	466,913,447	1,070,745	6.7295	86,467,116
2066	477,730,295	1,095,551	7.4802	98,339,284

AÑO	DEMANDA TOTAL (m3)	TOTAL CLIENTES	BENEFICIO POR CLIENTE (Bs/cliente/mes)	BENEFICIO TOTAL (Bs/año)
2067	477,730,295	1,095,551	7.4802	98,339,284
2068	477,730,295	1,095,551	7.4802	98,339,284
2069	477,730,295	1,095,551	7.4802	98,339,284
2070	477,730,295	1,095,551	7.4802	98,339,284
2071	477,730,295	1,095,551	7.4802	98,339,284

Tabla 13-18 Flujo de fondos del proyecto - Escenario base

AÑO	BENEFICIOS	COSTOS	FLUJO NETO
2027	-	99,746,653	(99,746,653)
2028	-	194,152,213	(194,152,213)
2029	-	271,077,831	(271,077,831)
2030	-	95,931,587	(95,931,587)
2031	1,552,894	23,341,697	(21,788,803)
2032	2,073,305	5,870,603	(3,797,298)
2033	2,646,148	5,879,451	(3,233,303)
2034	3,335,665	5,889,184	(2,553,519)
2035	4,086,166	5,898,917	(1,812,750)
2036	4,896,417	5,908,650	(1,012,233)
2037	5,765,212	5,918,383	(153,171)
2038	6,778,383	5,929,000	849,382
2039	7,858,354	5,939,618	1,918,736
2040	9,003,690	5,950,236	3,053,454
2041	10,316,614	5,961,738	4,354,876
2042	11,702,892	5,973,241	5,729,651
2043	13,275,925	5,985,628	7,290,297
2044	14,809,271	5,997,130	8,812,141
2045	16,536,989	6,009,518	10,527,471
2046	18,473,955	6,022,790	12,451,166
2047	20,497,517	6,036,062	14,461,455
2048	22,605,492	6,049,334	16,556,158
2049	24,944,666	6,063,491	18,881,175

AÑO	BENEFICIOS	COSTOS	FLUJO NETO
2050	27,375,013	6,077,648	21,297,365
2051	29,894,145	6,091,805	23,802,341
2052	32,665,433	21,367,113	11,298,319
2053	35,531,687	6,317,457	29,214,230
2054	38,667,200	6,333,383	32,333,817
2055	41,903,365	6,349,310	35,554,055
2056	45,425,387	6,366,121	39,059,265
2057	49,053,205	6,382,933	42,670,272
2058	52,605,488	6,400,629	46,204,859
2059	53,141,703	6,418,325	46,723,378
2060	53,704,729	6,436,906	47,267,823
2061	54,267,755	6,455,487	47,812,268
2062	54,857,591	6,474,953	48,382,639
2063	55,474,239	6,495,303	48,978,936
2064	56,090,886	6,515,654	49,575,232
2065	56,707,533	6,536,004	50,171,529
2066	58,021,260	6,579,360	51,441,901
2067	58,021,260	6,579,360	51,441,901
2068	58,021,260	6,579,360	51,441,901
2069	58,021,260	6,579,360	51,441,901
2070	58,021,260	6,579,360	51,441,901
2071	58,021,260	6,579,360	51,441,901

Tabla 13-19 Flujo de fondos del proyecto - Escenario máximo

AÑO	BENEFICIOS	COSTOS	FLUJO NETO
2027	-	99,746,653	(99,746,653)
2028	-	194,152,213	(194,152,213)
2029	-	271,077,831	(271,077,831)
2030	-	95,931,587	(95,931,587)
2031	1,552,894	23,341,697	(21,788,803)
2032	2,073,305	5,870,603	(3,797,298)
2033	2,646,148	5,879,451	(3,233,303)
2034	3,335,665	5,889,184	(2,553,519)

AÑO	BENEFICIOS	COSTOS	FLUJO NETO
2035	4,086,166	5,898,917	(1,812,750)
2036	4,896,417	5,908,650	(1,012,233)
2037	5,765,212	5,918,383	(153,171)
2038	6,778,383	5,929,000	849,382
2039	7,858,354	5,939,618	1,918,736
2040	9,003,690	5,950,236	3,053,454
2041	10,316,614	5,961,738	4,354,876
2042	11,702,892	5,973,241	5,729,651
2043	13,275,925	5,985,628	7,290,297
2044	14,809,271	5,997,130	8,812,141
2045	16,536,989	6,009,518	10,527,471
2046	18,473,955	6,022,790	12,451,166
2047	20,497,517	6,036,062	14,461,455
2048	22,605,492	6,049,334	16,556,158
2049	24,944,666	6,063,491	18,881,175
2050	27,375,013	6,077,648	21,297,365
2051	29,894,145	6,091,805	23,802,341
2052	32,665,433	21,367,113	11,298,319
2053	35,531,687	6,317,457	29,214,230
2054	38,667,200	6,333,383	32,333,817
2055	41,903,365	6,349,310	35,554,055
2056	45,425,387	6,366,121	39,059,265
2057	49,053,205	6,382,933	42,670,272
2058	52,982,878	6,400,629	46,582,249
2059	57,022,925	6,418,325	50,604,600
2060	61,380,148	6,436,906	54,943,242
2061	65,851,738	6,455,487	59,396,252
2062	70,655,092	6,474,953	64,180,139
2063	75,802,643	6,495,303	69,307,340
2064	81,074,671	6,515,654	74,559,017
2065	86,467,116	6,536,004	79,931,112
2066	98,339,284	6,579,360	91,759,924
2067	98,339,284	6,579,360	91,759,924
2068	98,339,284	6,579,360	91,759,924

AÑO	BENEFICIOS	COSTOS	FLUJO NETO
2069	98,339,284	6,579,360	91,759,924
2070	98,339,284	6,579,360	91,759,924
2071	98,339,284	6,579,360	91,759,924

13.2.6. Resultados de la evaluación socioeconómica del proyecto

Con base en los flujos de ingresos y de costos de cada componente del proyecto y del conjunto de este, se han estimado los valores presentes y las tasas de retorno que se muestran en la Tabla 13-20.

Con los indicadores resultantes el proyecto se encuentra lejos de la viabilidad económica. Incluso en el mejor escenario las TIR es de solo 1.3% anual y la relación beneficio/costo es de solo 0.134 indicando que los beneficios representan el 13.4% de los costos sociales del proyecto o, dicho de otro modo, los costos tienen un valor equivalente a siete veces el valor de los beneficios.

Tabla 13-20 Resultados de la evaluación socioeconómica del proyecto

ESCENARIO	VALOR PRESENTE (USD)			TIR
	BENEFICIOS	COSTOS	FLUJO NETO	
ESCENARIO BASE	37,635,256	280,295,517	(242,660,261)	1.3%
ESCENARIO MÁXIMO	40,817,054	280,295,517	(239,478,463)	2.1%

Sin embargo, deben destacarse los siguientes aspectos que pueden condicionar, aunque sea parcialmente, estos resultados.

1) La elasticidad precio de la demanda, que determina la disposición a pagar de los usuarios por el servicio: ante la ausencia de estudios específicos concernientes a los usuarios del IDAAN o de Panamá en general se ha asumido en este estudio que la elasticidad precio de la demanda es de -0.30. Si este parámetro llegare a ser diferente en magnitud significativa los beneficios serían también diferentes.

Si, por ejemplo, el consumo medio esperado sin proyecto es de 28.49 m^3/cliente/mes (correspondiente a un precio o disposición a pagar de 125% más que el pago actual) entonces el beneficio esperado es de 4.92 USD/cliente/mes bajo las condiciones asumidas en el presente estudio, que presuponen una elasticidad de -0.30, mientras que con ese mismo consumo medio esperado pero con una elasticidad de -1.00 el beneficio sería de 3.69 Bs/cliente/mes (en este caso el precio o DAP sería 28% mayor al pago actual). Esta diferencia implicaría que los beneficios con una elasticidad de -1.00 serían aproximadamente 75% de los estimados con una elasticidad de -0.30, con lo cual la evaluación del proyecto daría resultados aún más negativos.

Si, por el contrario, se llegase a encontrar que la elasticidad precio de la demanda es, por ejemplo, de -0.10, el beneficio medio sería de 6.51 USD/cliente/mes (en este caso el precio o DAP sería 250% mayor al pago actual) o sea 10.4% mayor que el estimado en el presente estudio, lo cual aunque representaría una mejora en el resultado económico esperado del proyecto no sería suficiente para hacerlo viable.

Por otra parte, es más probable que la elasticidad precio de la demanda sea mayor (por ejemplo -1.00) que menor (por ejemplo -0.10) respecto del valor asumido en el presente estudio dados los altos niveles actuales de consumo y dado que ya de por sí se está asumiendo una elasticidad que tiene poco margen para disminuir, a lo sumo hasta valores cercanos a cero.

2) La demanda futura por agua potable: Cuanta mayor sea la demanda esperada mayor será el beneficio esperado del proyecto, pero dado el orden de los indicadores obtenidos en este estudio, según los cuales los costos equivalen a siete veces los beneficios, es en sumo grado improbable que se presente una demanda futura suficientemente grande para acercarse a la viabilidad económica del proyecto.

3) Por la misma razón que se acaba de enunciar, las variaciones razonables en los costos estimados no tendrían incidencia significativa sobre el concepto de viabilidad económica del proyecto.

4) Entre los costos del proyecto para su evaluación socioeconómica deben adicionarse los correspondientes a las redes secundarias y a las instalaciones domiciliarias (acometidas, micromedidores, etc.) con lo cual el costo total del proyecto se incrementa, aunque en proporción no muy significativa dada la magnitud de las demás inversiones.

14. EVALUACIÓN SOCIO AMBIENTAL

El presente capítulo tiene como objetivo presentar el refinamiento socio ambiental de la alternativa 12, los anexos se incluyen en el anexo 7.

El refinamiento socio ambiental de la alternativa 12 tiene como objetivos específicos:

- Acotar la línea base socio-ambiental desarrollada en la etapa de prefactibilidad objeto del Contrato 387345, así como, complementarla a partir de información secundaria disponible, para el concepto de proyecto denominado “alternativa 12”.
- Refinar el análisis de los impactos socioambientales de la alternativa 12.
- Definir de manera preliminar la categoría del Estudio de Impacto Ambiental que debe desarrollarse en caso de decidir la ejecución de este proyecto.
- Definir las normas de Desempeño de la Corporación Financiera Internacional (IFC) y los Principios de Ecuador como requisitos legales a ser cumplidos por el proyecto.
- Definir los estudios y planes que deben realizarse para lograr un EsIA acorde a la norma vigente.
- Dar recomendaciones respecto a que consideraciones socioambientales para el promotor, en el caso dellevar a caboel proyecto

En desarrollo de la etapa de Prefactibilidad del contrato, INGETEC realizó una evaluación técnica, financiera y socio-ambiental de alternativas, en la cual se concluyó en CONAGUA que las alternativas 10 y 12, debían analizarse a nivel de factibilidad. De acuerdo con lo anterior, ACP emprendió el diseño a nivel de factibilidad de la alternativa doce (12). Es importante mencionar que el tramo 7 de la alternativa 12, presenta la instalación de un tanque de carga en áreas ubicadas dentro del PN Soberanía. Esto significa que se deben contemplar gestiones administrativas vinculadas a permisos de tipo ambiental otorgado por el Ministerio de Ambiente, entre otros, el EsIA Cat. III, y una potencial concesión para el uso del terreno.

14.1. Marco Legal

El marco legal que regula el ámbito socioambiental en la República de Panamá está compuesto por las leyes, decretos y normas menores indicadas a continuación:

14.1.1. Constitución Política De La República De Panamá De 1972

En el Capítulo 7 del Título III de la Constitución, artículos 118 al 121, definen el régimen ecológico. El artículo 118, ordena que la población viva en un ambiente sano y libre de contaminación en donde el aire, el agua y los alimentos satisfagan los requerimientos del desarrollo adecuado de la vida humana. El artículo 119 establece que el “Estado y todos los habitantes del territorio nacional tienen el deber de propiciar un desarrollo social y económico que prevenga la contaminación del ambiente, mantenga el equilibrio y evite la destrucción a los ecosistemas.” Los artículos 120 y 121, responsabilizan al gobierno de Panamá de reglamentar, fiscalizar y aplicar las medidas necesarias para implementar esta política. Lo contenido en los artículos anteriores indica que el Estado

panameño, en materia ambiental, contempla el criterio de desarrollo sustentable de los recursos siempre y cuando se garantice su sostenibilidad y se evite su extinción.

Por su parte el artículo 289 de la Constitución dispone que el Estado, regulará la adecuada utilización de la tierra de conformidad con su uso potencial y los programas nacionales de desarrollo, con el fin de garantizar su aprovechamiento óptimo. Este artículo no limita el uso del suelo a determinados proyectos sino, más bien, establece como única condición que la utilización del suelo se haga de conformidad con su uso potencial y de acuerdo con los programas nacionales de desarrollo.

14.1.2. Leyes

14.1.2.1. Ley N°8 del 25 de marzo de 2015

Ley crea el Ministerio de Ambiente

14.1.2.2. Ley N°41 De 01 de Julio de 1998, Ley General de Ambiente

Capítulo III. Artículo 23: Las actividades, obras o proyectos, públicos o privados, que por su naturaleza, características, efectos, ubicación o recursos pueden generar riesgo ambiental, requerirán de un estudio de impacto ambiental previo al inicio de su ejecución, de acuerdo con la reglamentación de la presente Ley.

14.1.2.3. Ley N°35 de 22 de septiembre de 1966

“Por el cual se reglamentan el uso de las aguas. El Decreto Ley No. 35 sobre el uso de las aguas, reglamenta el uso de este vital recurso en todo el territorio nacional. Se establece en sus tres primeros artículos, que son bienes de dominio público del estado de aprovechamiento libre y común de todas las aguas fluviales, lacustres, marítimas, subterráneas y atmosféricas, comprendidas dentro del territorio nacional, continental e insular. Las disposiciones establecidas en este decreto ley son de orden público e interés social y cubren las aguas que se utilicen para fines domésticos y de salud pública, agrícola y pecuaria, industriales y de cualquier otra actividad. A su vez, en el artículo 15 que el derecho del agua podrá ser adquirido sólo por permiso o concesión para uso provechoso, estableciéndose preferencias entre los diferentes usos.

14.1.2.4. Ley N°5 de 28 de enero de 2005

Que adiciona un título denominado delitos contra el ambiente, al Libro II del Código Penal, y dicta otras disposiciones.

14.1.2.5. Ley N°14 de mayo de 1982

Modificada parcialmente por la Ley Nº 58 de agosto de 2003. Las leyes mencionadas regulan el patrimonio histórico de la Nación y protegen los recursos arqueológicos.

14.1.2.6. Ley N°1 de 3 de febrero de 1994

Por la cual se establece la legislación forestal de la República de Panamá y se dictan otras disposiciones. La misma tiene como finalidad la protección, conservación, mejoramiento, acrecentamiento, educación, investigación, manejo y aprovechamiento racional de los recursos forestales.

14.1.2.7. Ley Nº24 del 7 de junio de 1995

Por la cual se establece la legislación de Vida Silvestre en la República de Panamá, la cual determina que la vida silvestre es parte del patrimonio natural de Panamá y declara de dominio público su protección, conservación, restauración, investigación, manejo y desarrollo de los recursos genéticos, así como especies, raras y variedades de la vida silvestre, para beneficio y salvaguarda de los ecosistemas naturales.

14.1.3. Decretos

14.1.3.1. Parque Nacional Soberanía

El PN Soberanía fue creado por Decreto Ejecutivo 13 de 27 de mayo de 1980. Posteriormente fue modificado su Art.5, mediante el Decreto Ejecutivo 8 de 2 de Febrero de 1996, en el que se adiciona un texto que permite la construcción y mantenimiento de la Autopista Panamá-Colón. Se interpreta del Decreto 13, que cualquier obra deberá realizarse previamente el otorgamiento de una concesión, sin descuidar el que deba cumplirse con los propósitos de protección de esta zona especial.

14.1.3.2. Decreto Ejecutivo N°123 de 14 de agosto de 2009

Por el cual se Reglamenta el Capítulo II del título IV de la Ley 41 de 1 de julio de 1998, General de Ambiente de la República de Panamá y se deroga el Decreto Ejecutivo 209 de 5 de septiembre 2006. “Por el cual se reglamenta el Capítulo II del Título IV de la Ley 41 del 1 de Julio de 1998, General de Ambiente de la República de Panamá y se deroga el Decreto Ejecutivo 209 de 5 de septiembre 2006”. Este decreto reglamenta lo relativo al proceso de evaluación de estudios de impacto ambiental, contenido en el Capítulo II del Título IV de la Ley 41 del 1º de julio de 1998, General del Ambiente de la República de Panamá.

14.1.3.3. Decreto Ejecutivo N°155 de 5 de agosto de 2011, que modifica el Decreto Ejecutivo 123 de 14 de agosto del 2009

El Decreto Ejecutivo publicado en la Gaceta Oficinal Nº 26844-A del 05 de agosto de 2011, modifica el Decreto Ejecutivo No. 123 de 14 de agosto de 2009, específicamente: el último párrafo del artículo 18, el numeral 1 del artículo 29, los artículos 33, 34 y 35, el artículo 41, los párrafos segundo y tercero del artículo 42, el primer párrafo del artículo 43 y los artículos 46 y 47, y adiciona un último párrafo al artículo 20.

14.1.3.4. Decreto Ejecutivo N°306 de 04 de septiembre de 2002

Que adopta el reglamento para el control de los ruido en espacios públicos, aéreas residenciales o de habitación, así como en ambientes laborales.

14.1.3.5. Decreto Ejecutivo N°1 de 15 de enero de 2004

Que determina los niveles de ruido para las áreas residenciales e industriales.

14.1.3.6. Decreto Ejecutivo N°2 de 15 de febrero de 2008

Por el cual se reglamenta la seguridad, salud e higiene en la industria de la construcción.

14.1.4. Resoluciones

14.1.4.1. Resolución N° AG-0235-2003 de 12 de junio de 2003

“Por la cual se establece la tarifa para el pago en concepto de indemnización ecológica, para la expedición de los permisos de tala rasa y eliminación de sotobosques o formaciones de gramíneas”. Dicha resolución establece una tarifa de cobro para toda obra de desarrollo, infraestructuras y edificaciones que involucren la tala de cualquier tipo de vegetación, lo cual representará un resarcimiento económico del daño o perjuicio causado al ambiente. Según se categorice el área, el cobro será de la siguiente manera:

- Bosques naturales primarios, intervenidos o secundarios maduros = B/. 5,000.00/hectárea.
- Humedales (Manglares, Oreyzales y Cativales) = B/. 10,000.00/hectárea.
- Bosques secundarios con desarrollo intermedio = B/. 3,000.00/hectárea.
- Bosques secundarios jóvenes = B/. 1,000.00/hectárea.
- Sotobosque = 50% de las cifras anteriores, según el grado de evolución ecológica del bosque.
- Formaciones de gramíneas (pajonales) = B/.500.00/hectárea. Cuando la tala o eliminación de vegetación se realice sobre áreas protegidas, el monto a cobrar será el doble de las cifras antes indicadas.

Finalmente, dicha Resolución indica que en los casos que se trate de una fracción de unidad, entendiéndose por unidad una hectárea, se cobrará las sumas establecidas en proporción a la superficie afectada.

14.1.4.2. Resolución N°AG-0363-2005 de 8 de julio de 2005

Por la cual se establecen medidas de protección del patrimonio histórico nacional ante actividades generadoras de impacto ambiental. En dicha Resolución, la ANAM en coordinación con el INAC han considerado que cada EsIA (Estudio de Impacto Ambiental) presentado a la ANAM que contemple la remoción de tierra, deberá ser enviado para su evaluación al INAC. En su Artículo 1 ordena que todas las obras, actividades o proyectos que pudieran generar impacto ambiental positivo o negativo a cualquier elemento o componente del Patrimonio Histórico de la Nación, de acuerdo con los criterios establecidos por la Dirección de Patrimonio Histórico, registren el hallazgo ante aquella entidad. Dicha obligación estará presente en la Resolución Ambiental respectiva que apruebe o desapruebe el EsIA.

14.1.4.3. Resolución N°067-08 Dirección Nacional de Patrimonio Histórico (DNPH) de 10 de julio de 2008

Por la cual se definen términos de referencia para la evaluación de los informes de prospección, excavación y rescates arqueológicos, que sean productos de los Estudios de Impacto Ambiental y/o dentro del marco de investigaciones arqueológicas.

14.1.5. Reglamentos

14.1.5.1. Reglamento Técnico DGNTI-COPANIT 44-2000

Higiene y seguridad industrial. Condiciones de higiene y seguridad en ambientes de trabajo donde se generen ruido. Dicho reglamento establece las medidas para mejorar las condiciones de seguridad e higiene en los centros de trabajo donde se genere ruido, que por sus características, niveles y tiempo de exposición sean capaces de alterar la salud de los trabajadores; así como la correlación entre los niveles máximos permisibles de ruido y los tiempos máximos permisibles de exposición por jornada de trabajo. Este reglamento es aplicable a toda persona natural o jurídica, pública o privada que en cuyo centro de trabajo se generen o transmitan ruidos capaces de alterar la salud de los trabajadores.

14.1.5.2. Reglamento Técnico DGNTI-COPANIT 45-2000

Higiene y seguridad industrial. Condiciones de higiene y seguridad en ambientes de trabajo donde se generen vibraciones. El objetivo es establecer las medidas para proteger la salud de los trabajadores y mejorar las condiciones de seguridad e higiene en los centros de trabajo donde se generen o transmitan vibraciones que por su nivel de transmisión y tiempo de exposición sean capaces de alterar la salud de los trabajadores, así como establecer la correlación entre los niveles máximos permisibles de vibraciones y los tiempos máximos de exposición por jornada de trabajo. Lo más

importante a destacar en el reglamento es la tabla de niveles admisibles para las vibraciones locales en las diferentes bandas de octava.

14.1.5.3. Reglamento Técnico DGNTI-COPANIT 35-2000

Agua. Descarga de efluentes líquidos directamente a cuerpos y masas de agua superficiales y subterráneas. En su Artículo 1, este Reglamento Técnico establece como uno de sus objetivos prevenir la contaminación de cuerpos y masas de agua superficiales y subterráneas en la República de Panamá, mediante el control de los efluentes líquidos provenientes de actividades domésticas, comerciales e industriales que se descargan a cuerpos receptores manteniendo una condición de aguas libres de contaminación, preservando de esta manera la salud de la población. Además, en este Reglamento se incluyen algunos requisitos generales sobre las descargas de efluentes líquidos a cuerpos receptores tales como: prohibir las descargas de líquidos explosivos o inflamables, sustancias químicas como plaguicidas, elementos radiactivos y residuos provenientes de establecimientos médicos/salud que no posean el tratamiento adecuado. Igualmente se prohíbe el vertido de efluentes líquidos provenientes de actividades domésticas, comerciales e industriales a cuerpos receptores, si no se cumple con los valores máximos permisibles.

14.1.5.4. Reglamento Técnico DGNTI-COPANIT 39-2000

Agua descargada de efluentes líquidos directamente a sistemas de recolección de aguas residuales. Reglamente cuyos objetivos están orientados a proteger y preservar los sistemas de recolección y los procesos de tratamiento de aguas residuales tales como daños en las redes de alcantarillado, formación de oleres desagradables, formación de gases tóxicos o explosivos e interferencia con tratamientos biológicos de aguas residuales.

14.1.5.5. Reglamento Técnico DGNTI- COPANIT 43-2001

Por medio de la cual, se dicta los parámetros para el control de contaminantes atmosféricos en el ambiente de trabajo. El reglamento establece medidas para prevenir y proteger la salud de los trabajadores y mejorar las condiciones de seguridad e higiene en los centros de trabajo donde se produzcan, almacenen, o manejen sustancias químicas que por sus propiedades, niveles de concentración y tiempo de exposición sean capaces de contaminar el medio ambiente laboral y alterar la vida o la salud de los trabajadores, así como los niveles máximos permisibles de concentración de dichas sustancias, de acuerdo al tipo de exposición.

14.1.6. Normas Internacionales

14.1.6.1. Corporación Financiera Internacional (IFC)

La IFC cuenta con ocho Normas de Desempeño (en inglés, Performance Standards-PS) sobre la sostenibilidad social y ambiental a ser implementado por todos los proyectos financiados. El objetivo principal es minimizar el impacto sobre el ambiente y las comunidades afectadas. Estos PS

definen claramente roles y responsabilidades para la gestión de los proyectos y los requisitos para recibir y mantener el apoyo financiero. Estas Normas son las siguientes:

- Evaluación social y ambiental y sistemas de gestión (PS 1)
- Mano de obra y las condiciones de trabajo (PS 2)
- Prevención de la contaminación y abatimiento (PS 3)
- Salud comunitaria y seguridad (PS 4)
- Adquisición de tierras y reasentamiento involuntario (PS 5)
- Biodiversidad y gestión sostenible de los recursos naturales (PS 6)
- Indígenas (PS 7)
- Patrimonio cultural (PS 8).

14.1.6.2. Principios de Ecuador

Los bancos han adoptado los llamados Principios de Ecuador de las Instituciones Financieras (en inglés, EPFIs) para garantizar que los proyectos financiados se desarrollen de una manera socialmente responsable, gracias a las buenas prácticas de gestión ambiental. Dichos principios se indican a continuación:

- Principio 1-revisión y categorización
- Principio 2-sociales y ambientales de evaluación
- Principio 3 - las normas sociales y ambientales aplicables
- Principio 4 - sistema de gestión y Plan de acción
- Principio 5 - consulta y divulgación
- Principio 6 - mecanismo de queja
- Principio 7 - revisión independiente
- Principio 8 – convenios
- Principio 9 - monitoreo y reportes
- Principio 10 - EPFI informes

14.2. METODOLOGÍAS EMPLEADAS

14.2.1. LÍNEAS BASE

14.2.1.1. Ambiente Físico

El ambiente físico (geología, geomorfología, clima, características del suelo y topografía) se caracterizó a partir de estudios anteriores realizados en el área y con base en los datos del sistema de información del Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia y la empresa Environmental Solution Panamá. Igualmente, se efectuaron giras de campo para corroborar la información obtenida por referencias e información secundaria.

14.2.1.2. Ambiente Biológico

Para el componente biológico, se utilizó la metodología de Evaluación Ecológica Rápida desarrollada por The Nature Conservancy (Sobrevila & Bath, 1992). Los trabajos de campo se realizaron del 23 de octubre al 30 de noviembre del 2017, del 29 de enero al 9 de febrero del 2018 y 9 al 13 de junio del 2018 en el marco de la etapa de prefactibilidad, y del 15 al 24 de octubre en el marco de la etapa de factibilidad.

Durante la etapa de prefactibilidad trabajaron 11 personas, incluyendo los profesionales indicados a continuación:

- Biólogos (6)
- Especialista SIG (1)
- Ayudantes (4)

Cada jornada de trabajo fue de aproximadamente seis (6) horas, para un total diario de 66 horas hombre por día, correspondientes a aproximadamente 2,904 horas hombre por los 44 días de duración del levantamiento de línea base de flora y fauna.

Durante la etapa de factibilidad trabajaron 8 personas, incluyendo los profesionales indicados a continuación:

- Biólogos (3)
- Especialista SIG (1)
- Ayudantes (4)

Cada jornada de trabajo fue de aproximadamente seis (6) horas, para un total diario de 48 horas hombre por día, correspondientes a aproximadamente 480 horas hombre por los 10 días de la revaluación de línea base de flora y fauna.

Revisión de información secundaria. Previo a la fase de campo se realizó una búsqueda de información bibliográfica de trabajos anteriores realizados.

Ubicación de los sitios de muestreo. Con la finalidad de identificar caminos y definir las rutas de acceso, Las coordenadas de los sitios de muestreo se ubicaron en Google Maps.

Entrevistas. Se realizaron consultas con personas que habitan y trabajan en áreas cercanas a los sitios de muestreo.

14.2.1.2.1. Vegetación y flora

14.2.1.2.1.1. Sobrevuelos en Dron

Se realizaron vuelos sobre en los sitios de muestreo con un Dron Phantom 4 Pro. Se tomaron fotografías y videos del área con la finalidad de distinguir con mayor precisión los diferentes tipos de vegetación y definir accesos para los recorridos.

14.2.1.2.1.2. Unidades de muestreo

Las unidades de muestreo fueron los transectos de 10 m de ancho por 1,000 m largo, los cuales variaron en función de las condiciones del terreno. Para conocer mejor la composición del bosque y las especies dominantes, en cada transecto se anotaron las especies de árboles mayores de 10 cm de diámetro a la altura del pecho (DAP), identificando cada individuo con su correspondiente especie, género y familia. Igualmente se identificaron algunas especies arbustivas y herbáceas. La mayoría de las especies de plantas fueron identificadas por observación directa en campo.

Para la identificación taxonómica se emplearon las referencias indicadas a continuación: Flora de Panamá (Woodson y Schery, 1943 – 1981), Flora de Nicaragua (Missouri Bot. Gard.,2001), y también se consultaron fascículos de Annals of the Missouri Botanical Garden, Flora de Costa Rica, Flora Mesoamericana, y Flora Neotrópica.

Después de la determinación botánica, se procedió a identificar especies amenazadas y en peligro de extinción. Las categorías que se utilizaron fueron las siguientes: especies endémicas, especies consideradas en las categorías CITES y especies registradas en las categorías de UICN.

Los materiales empleados durante los trabajos de gabinete y de campo fueron los siguientes: material bibliográfico, fotos aéreas, hojas cartográficas, entrevistas, formato de colecta de campo, cinta fluorescente, marcadores de tinta permanente, brújula, altímetro, GPS, binoculares, lupa de mano, cámara fotográfica, navaja, tijeras de podar, machete, soga o cuerda, bolsas plásticas, bolsas de papel, alcohol, papel periódico, prensa botánica, secadora portátil, estereoscopio, claves taxonómicas y computadora.

14.2.1.2.2. Fauna

14.2.1.2.2.1. Mamíferos

Observación directa. Se realizaron caminatas diurnas para evidenciar mamíferos silvestres mediante la observación directa. Con este método se documenta de forma directa mamíferos mientras desarrollan sus actividades.

Observación indirecta. Durante estos recorridos, se identificaron rastros de mamíferos, como: huellas, esqueletos, cráneos, restos de piel, animales muertos, excrementos, olores, vocalizaciones, comederos, bañaderos, sitios de refugio (cuevas y madrigueras), entre otros. Una vez localizados estos rastros, principalmente huellas y esqueletos, se les identificó con la ayuda de los manuales de rastros de mamíferos silvestres de Aranda.

Trampeo con Sherman, Havahart y Tomahawk. Para la captura de mamíferos medianos y pequeños, se utilizaron trampas Tomahawk, Havahart y trampas Sherman chicas. Se colocaron a nivel

del suelo, entre la vegetación, cerca de madrigueras o de troncos huecos, entre las raíces de grandes árboles, en las proximidades de quebradas y en los senderos que existen en el área. Para ambos tipos de trampas se utilizaron tres tipos de cebos: 1) Mezclas de mantequilla de maní con avena, 2) Frutas frescas y 3) Tuna fresca. Las trampas se revisaron todas las mañanas durante el tiempo de monitoreo.



Fotografía 14-1. Trampas.

Trampas cámaras. Es una metodología que permite detectar especies de mamíferos de hábitos crípticos o difíciles de ver por su baja población en un área determinada. Permite proporcionar imágenes que confirmen la presencia de mamíferos grandes, que por lo general son los de mayor importancia en términos de conservación. Se colocaron trampas cámaras en la zona 5 donde se observaron huellas de mamíferos en los diferentes puntos de muestreo.



Fotografía 14-2. Instalación Trampas

14.2.1.2.2.2. Aves

Puntos de conteos. Se establecieron dos transectos lineales de 1000 m, en los cuales se ubicaron 10 puntos de conteo separados por aproximadamente 100 m entre sí. En cada punto de conteo el observador y un anotador, permanecieron inmóviles por 10 minutos y registraron las especies de

aves observadas y escuchadas, además de calcular la distancia y orientación entre el ave y el observador y registrar el modo de detección (canto, trino, visto, volando). Los muestreos fueron realizados desde las 7:00 a.m. hasta las 11:00 a.m. y desde las 2:00 p.m. hasta las 4:00 p.m., esto siempre que el clima lo permitió. Además, se realizaron repeticiones por dos días (Villarreal et al., 2004), así cada punto de conteo fue muestreado al menos dos veces.

Búsqueda generalizada. Este método permitió complementar la información de la presencia/ausencia de especies de aves. Durante la búsqueda, se registraron todas las aves vistas u oídas de forma espontánea dentro del área de estudio, sin seguir un horario o duración particular. Además, se realizaron algunas caminatas por áreas de difícil acceso que no fueron cubiertas por los puntos de conteos.

14.2.1.2.2.3. Herpetofauna

Búsqueda por transectos: Se establecieron transectos de 200 m de largo por 1 m de ancho y 2 m de alto, a orillas de los ríos, quebradas y transectos de 100 m de largo por 2 m de ancho en zonas planas o inclinadas, alejados de fuentes de agua. Los transectos se recorrieron durante el día.

Búsqueda generalizada: Se realizaron recorridos por los sitios de muestreo revisando el terreno, hojarasca, debajo de troncos y piedras, cavidades, charcas, orillas de ríos y quebradas, para determinar la presencia de anfibios y reptiles, que no hayan sido observados en los transectos. Adicionalmente, para los anfibios, se utilizó el reconocimiento de sus cantos o vocalizaciones.

14.2.1.2.2.4. Fauna acuática

Se realizaron entrevistas y recorridos con pescadores del área, a fin de poder identificar los principales peces y macroinvertebrados presentes en los sitios de muestreo (áreas de toma y descarga de agua).

14.2.1.3. Inventario de Especies Exóticas, Amenazadas, Vulnerables, Endémicas o en Peligro de Extinción

Para el inventario de estas especies se utilizarán criterios de conservación nacional e internacional.

14.2.1.3.1. Criterios de conservación nacional

14.2.1.3.1.1. Especies protegidas por las leyes de vida silvestre de Panamá (EPL).

- Ley No. 41 de 1998, Ley General del Ambiente, establece los parámetros para la conservación de las especies y recursos naturales sobre la base de la sostenibilidad ambiental.

- Ley No. 24 del 7 de junio de 1995. Legislación de Vida Silvestre en la República de Panamá.

- Resolución DIR 002-80 Dirección Nacional de Recursos Naturales Renovables del MIDA Gaceta Oficial 24,850 Declara animales silvestres en peligro de extinción.

- Resolución No. AG - 0051-2008 “Por la cual se reglamenta lo relativo a las especies de fauna y flora amenazadas y en peligro de extinción, y se dictan otras disposiciones".

14.2.1.3.2. Criterios de Conservación Internacionales

14.2.1.3.2.1. Especies consideradas en las categorías de CITES

La Convención sobre el Comercio internacional de Especies Amenazadas de Fauna y Flora Silvestre (CITES) de la cual Panamá es miembro, es un tratado internacional para monitorear y controlar el tráfico de especies en peligro de extinción. El tratado posee algunos Apéndices para regular el tráfico de especies que pueden llegar a la extinción, los cuales se indican a continuación:

Apéndice 1 Incluye todas las especies en peligro de extinción que pueden estar afectadas por el tráfico.

Apéndice 2 Incluye todas las especies que, si bien en la actualidad no se encuentran necesariamente en peligro de extinción, podrían llegar a esa situación a menos que el comercio de especímenes de dichas especies esté sujeto a una reglamentación estricta a fin de evitar utilización incompatible con su supervivencia. Adicionalmente, aquellas otras especies no afectadas por el comercio también deberán estar sujetas a reglamentación con el fin de permitir un control eficaz del comercio de las especies a que se refiere el subpárrafo precedente.

Apéndice 3 Incluye todas las especies que cualquiera de las Partes manifieste que se hayan sometidas a reglamentación dentro de su jurisdicción con el objeto de prevenir o restringir su explotación, y que necesitan la cooperación de otras Partes en el control de su comercio.

14.2.1.3.2.2. Especies consideradas en la Lista Roja de Especies Amenazadas. UICN

La Unión Internacional para la Conservación de la Naturaleza (IUCN) utiliza diferentes categorías que indican el grado de amenaza de cada especie en su hábitat natural. Se utilizaron los listados de esta organización, con sus correspondientes categorías (IUCN, 2007). Estas categorías son:

- Extinto (Ex) Un taxón es considerado extinto cuando no hay duda razonable de que el último individuo ha muerto.

- Extinto en estado silvestre (EW) Un taxón es considerado extinto en estado silvestre cuando sólo sobreviven bajo cultivo o cautiverio o tiene poblaciones naturalizadas muy lejos de su área natural de dispersión.

- En peligro Crítico (CR) Un taxón es considerado críticamente en peligro cuando tiene un riesgo extremadamente alto de extinción en estado silvestre en un futuro inmediato.

- En peligro (EN) Un taxón es considerado en peligro cuando no está críticamente en peligro, pero tiene un riesgo muy alto de extinción en estado silvestre en un futuro cercano.

- Vulnerable (VU) Un taxón es considerado vulnerable cuando no están críticamente en peligro, pero tiene un alto riesgo de extinción en estado silvestre en un futuro mediato.

- Bajo Riesgo (LR/LC) Un taxón es considerado bajo riesgo cuando no ha sido evaluado y no satisface alguna de las categorías anteriores.

14.2.1.3.2.3. LR versión 2.3 (1994)

Un taxón es de bajo riesgo cuando se ha evaluado, no cumple los criterios para ninguna de las categorías de riesgo, amenazadas o vulnerables. Taxones incluidos en la categoría de bajo riesgo pueden dividirse en tres subcategorías:

- Dependientes de la Conservación (cd) Taxones que son el centro de atención de un taxón específico o hábitat específico de los programas dirigidos a la conservación de los taxones en cuestión, la cesación de que daría lugar a la clasificación para el taxón una de las categorías amenazadas anterior en el marco de un período de cinco años.

- Cerca Amenazadas (nt) Taxones que no reúnen los requisitos para la Conservación de dependientes, pero que están cerca de clasificarse para Vulnerable.

- Preocupación menor (lc) Taxones que no reúnen los requisitos para la Conservación de dependientes o cerca de la amenaza.

14.2.1.3.2.4. LC versión 3.1 (2001)

Un taxón es menos preocupación cuando se ha evaluado en contra de los criterios y no califica en Peligro de Extinción, amenazadas, vulnerables o amenazadas de Proximidad. Generalizadas y abundantes taxones están incluidos en esta categoría.

- Datos insuficientes (DD) Un taxón es considerado con datos insuficientes cuando no hay información adecuada para hacer en forma directa o indirecta una evaluación del riesgo de extinción basado en su distribución o estado de población.

- No evaluado (NE) Un taxón es considerado no evaluado cuando no ha sido todavía asignado dentro de alguna de los criterios anteriores.

14.2.1.4. Ambiente socioeconómico

14.2.1.4.1. Características de la población

Para determinar la característica de la población se obtuvieron datos de fuentes primarias (visitas de campo y consultas con algunas personas en campo) y de fuentes secundarias (datos e información de Contraloría General de la República MIDES, MIVI, MEF, MEDUCA, MINSA, otros).

14.2.1.4.2. Sistemas de producción

La metodología para desarrollar este componente se basó en visitas a los sitios seleccionados para la toma de información mediante observación en un radio de 2 kilómetro alrededor de cada sitio, fotografías de dron, revisión de fuentes secundarias como mapas, imágenes de Google Earth y consulta a los guías locales.

14.2.1.4.3. Sitios históricos, arqueológicos y culturales declarados

Para la evaluación de los recursos arqueológicos, se realizó una investigación bibliográfica de datos provenientes de la Dirección Nacional de Patrimonio Histórico del INAC y otras fuentes bibliográficas, y se realizaron evaluaciones de campo, las cuales consistieron en observaciones superficiales y en la evaluación física mediante sondeos realizados en sitios de muestreo.

14.3. CATEGORIZACIÓN DEL EsIA DEL PROYECTO

14.3.1. Marco legal de los EsIA

Para comprender de manera profunda los compromisos socioambientales inherentes a un proyecto, es necesario remitirse al marco legal que lo regula. En este caso, hay normas vinculantes nacionales y normas exigidas por los bancos y entes que financian obras de infraestructura, tales como los Principios de Ecuador y de las Normas de Desempeño de la Corporación Financiera Internacional (en inglés, IFC).

A continuación, se presenta de manera resumida el marco legal nacional básico que regula el Estudio de Impacto Ambiental de este proyecto, y se realiza la evaluación que permite determinar la categoría del EsIA de este proyecto.

14.3.1.1. Paso 1: Ley 41 de 1998 (Art.23 Obligatoriedad de presentar un EsIA)

Artículo 23. Las actividades, obras o proyectos, públicos o privados, que por su naturaleza, características, efectos, ubicación o recursos pueden generar riesgo ambiental, requerirán de un estudio de impacto ambiental previo al inicio de su ejecución, de acuerdo con la reglamentación de la presente Ley. Estas actividades, obras o proyectos, deberán someterse a un proceso de evaluación de impacto ambiental, inclusive aquellos que se realicen en la cuenca del Canal y comarcas indígenas.

14.3.1.2. Paso 2: Aplicación del Art. 16 del Decreto ejecutivo 123 de 2009- Reglamento de la Evaluación de Impacto Ambiental

Al revisar la lista taxativa nos encontramos que hay varios CIIU que califican para que el proyecto está incluido entre las actividades que requieren un EsIA. Entre otros:

- 4100: Captación, depuración y distribución de agua para población mayor de 1000 habitantes
- Construcción de presas y ampliación de embalses
- Construcción de puentes

14.3.1.3. Paso 3: Aplicación del Art. 23 del Decreto ejecutivo 123 de 2009-Criterios de Protección Ambiental

14.3.1.3.1. Criterios de Protección Ambiental (Art. 23 del Decreto ejecutivo 123 de 2009)

A continuación, se presenta de manera esquemática los criterios establecidos por norma a efectos de determinar la categoría de un Estudio de Impacto Ambiental (EsIA). En columnas las etapas del proyecto es posible identificar actividades que pudiesen afectar alguno de los criterios de protección ambiental. A continuación, la evaluación de los criterios para este proyecto.

Tabla 14-1. Criterios de protección ambiental.

Caso específico: Red de distribución de agua de Bayano a Alajuela

CRITERIOS AMBIENTALES	Etapa del Proyecto			
	Diseño	Construcción	Operación	Abandono
Criterio 1: Protección de la salud de la población, flora y fauna y sobre el ambiente en general				
a.- La generación, reciclaje, recolección, almacenamiento, transporte o disposición de residuos industriales, atendida su composición, peligrosidad, cantidad y concentración.				
b.- La generación de efluentes líquidos, gaseosos, o combinaciones cuyas concentraciones superen las normas de calidad ambiental primarias establecidas en la legislación ambiental vigente;				
c.- Los niveles, frecuencia y duración de ruidos, vibraciones o radiaciones;				
d.- La producción, generación, reciclaje, recolección y disposición de residuos domésticos o domiciliarios que por sus características constituyan un peligro sanitario a la población expuesta;				
e.- La composición, calidad y cantidad de emisiones fugitivas de gases o partículas en las diferentes etapas de desarrollo de la acción propuesta;		x		
f.- El riesgo de proliferación de patógenos y vectores sanitarios como consecuencia de la aplicación o ejecución de planes, programas, o proyectos de inversión;				
Criterio 2: Protección de los recursos naturales, con énfasis en la diversidad biológica y territorios o recursos con valor ambiental y/o patrimonial.				
• El grado de alteración sobre la conservación de los suelos;		x		
• La alteración de suelos frágiles;				
• La generación o incremento de procesos erosivos al corto, mediano y largo plazo;		x		
• La pérdida de fertilidad en suelos adyacentes a la acción propuesta;				
• La inducción del deterioro del suelo por causas tales como desertificación, dunas o acidificación.				
• La acumulación de sales y/o vertido de contaminantes sobre el suelo;				
• La alteración de especies de flora y fauna vulnerables, raras, insuficientemente conocidas o en peligro de extinción;		x		
• La alteración del estado de conservación de especies de flora y fauna;		x		
• La introducción de especies de flora y fauna exóticas que no existen previamente en el territorio involucrado;				

CRITERIOS AMBIENTALES	Etapa del Proyecto			
	Diseño	Construcción	Operación	Abandono
• La promoción de actividades extractivas, de explotación o manejo de la fauna, flora u otros recursos naturales;				
• La presentación o generación de algún efecto adverso sobre la biota, especialmente la endémica;				
• La inducción de la tala de bosques nativos;				
• El reemplazo de especies endémicas o relictas;				
• La alteración de la representatividad de las formaciones vegetales y ecosistemas a nivel local, regional o nacional;				
• La extracción, explotación o manejo de fauna nativa;				
• Los efectos sobre la diversidad biológica.		x	x	
• La alteración de los parámetros físicos, químicos y biológicos del agua.		x		
• La modificación de los usos actuales del agua.			x	
• La alteración de cursos o cuerpos de aguas superficial, por sobre caudales ecológicos				
• La alteración de cursos o cuerpos de aguas subterráneas; y				
• La alteración de la calidad del agua superficial, continental o marítima, y subterránea.				
Criterio 3: Protección de áreas naturales y bellezas escénicas				
• La afectación, intervención o explotación de recursos naturales que se encuentran en áreas protegidas;		x		
• La generación de nuevas áreas protegidas;				
• La modificación de antiguas áreas protegidas;				
• La pérdida de ambientes representativos y protegidos;				
• La afectación, intervención o explotación de territorios con valor paisajístico y/o turístico declarado				
• La obstrucción de la visibilidad a zonas con valor paisajístico declarado;				
• La modificación en la composición del paisaje; y				
• El fomento al desarrollo de actividades en zonas recreativas y/o turísticas.				

Criterio 4: Protección de la cultura y costumbres de grupos humanos				
• La inducción a comunidades humanas que se encuentren en el área de influencia del proyectos y que deban reasentarse o reubicarse, temporal o permanentemente;				
• La afectación de grupos humanos protegidos por disposiciones especiales;				
• La transformación de las actividades económicas, sociales o culturales con base ambiental del grupo o comunidad humana local;				
• La obstrucción al acceso a recursos naturales que sirvan de base para alguna actividad económica o de subsistencia de comunidades humanas aledañas;				
• La generación de procesos de ruptura de redes o alianzas sociales;				
• Los cambios en la estructura demográfica local;				
• La alteración de sistemas de vida de grupos étnicos con alto valor cultural;				
• La generación de nuevas condiciones para los grupos o comunidades humanas.				
Criterio 5: Protección del patrimonio histórico y cultural				
• La afectación, modificación, y deterioro de algún monumento histórico, arquitectónico, monumento público, monumento arqueológico, zona típica, así declarado.				
• La extracción de elementos de zonas donde existan piezas o construcciones con valor histórico, arquitectónico o arqueológico declarados; y				
• La afectación de recursos arqueológicos en cualquiera de sus formas.		x		

Una vez determinado que el proyecto requiere un EsIA, se determinará la categoría por medio de un flujograma sencillo.

14.3.1.3.2. Definiciones básicas

Impacto acumulativo (Art. 2 Dec. Ej. 123 de 2009). Aquellos que resultan de una acción propuesta, y que se incrementan al añadir los impactos colectivos o individuales producidos por otras acciones. Su incidencia final es igual a la suma de las incidencias parciales causadas por cada una de las acciones que los produjeron.

Impacto indirecto (Art. 2 Dec. Ej. 123 de 2009). Impactos ambientales secundarios o adicionales que podrían ocurrir en un lugar diferente como resultado de una acción humana.

Impacto sinérgico (Art. 2 Dec. Ej. 123 de 2009). Son aquellos que se producen como consecuencia de varias acciones y cuya incidencia final es mayor a la suma de las incidencias parciales de las modificaciones causadas por cada una de las acciones que las generaron.

14.3.1.4. Paso 4: determinar la categoría del EsIA

14.3.1.4.1. Flujograma del Proceso de categorización de un EsIA

Una vez identificadas las acciones o actividades del proyecto, conocidas las definiciones de conceptos elementales como: Impacto significativo adverso, impacto indirecto, acumulativo o sinérgico, se procede a someter al proyecto a un flujograma sencillo que nos permitirá saber la categoría del estudio:

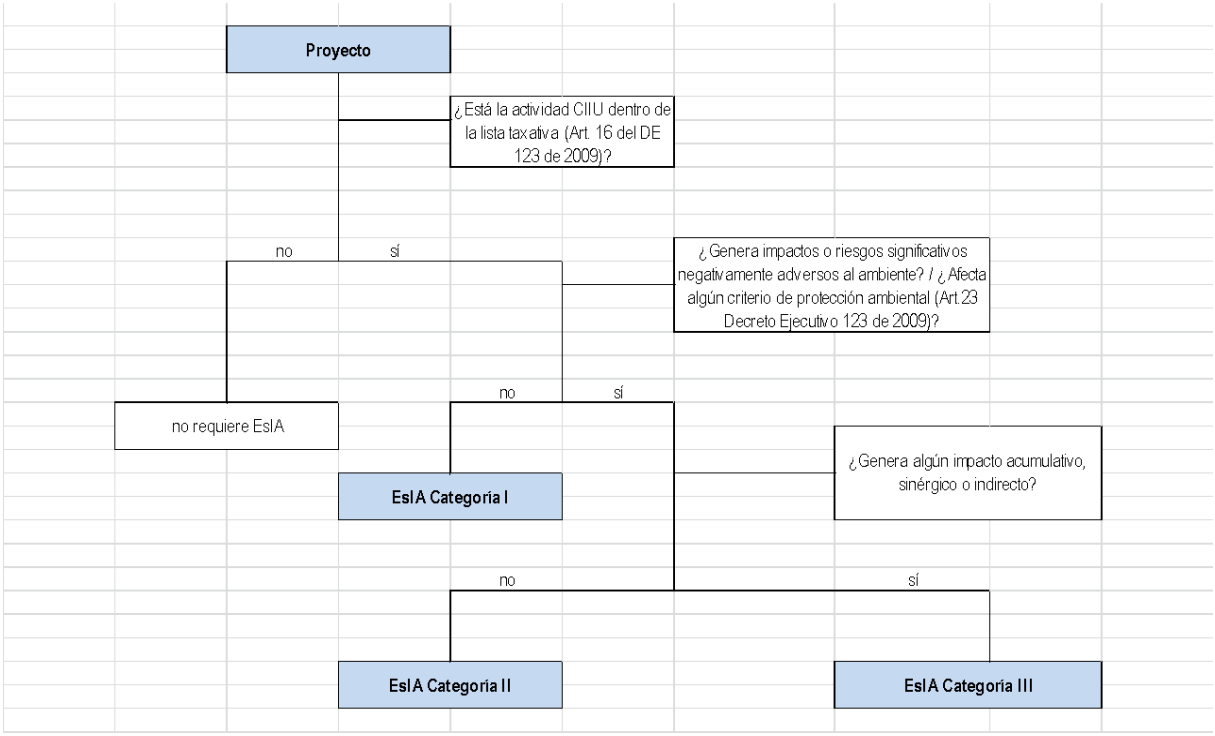


Figura 14-1. Flujograma de identificación categoría EIA.

14.3.1.5. Paso 5: ¿El EsIA debe ser Categoría II o III?

Para dar respuesta a la pregunta anterior es necesario determinar la existencia o no de impactos: sinérgicos, acumulativos o indirectos, los cuales se definen a continuación.

14.3.1.5.1.1. Impactos ambientales indirectos

Para analizar estos impactos en una cuenca hidrográfica es necesario tener en cuenta la definición de impacto ambiental indirecto: “El desarrollo de un perjuicio duradero e incremental en el tiempo en un sitio diferente o distante de donde se realiza la actividad del proyecto”. Los impactos ambientales potenciales en la cuenca baja del río Bayano y su estuario, se indican a continuación:

- Cambio en la calidad/cantidad del agua (estacional)
- Descenso del caudal aguas abajo que puede provocar cambios en los modelos de intrusión salina y, por tanto, cambios en las actividades pesqueras del estuario
- Aumento de áreas húmedas no sumergidas para la reproducción de vectores que pueden acarrear enfermedades (mosquitos, insectos transmisores) y problemas de salud pública
- Crecimiento de vegetación acuática (como el Jacinto acuático) en los sitios de embalses o zonas de captura
- Alteración ecológica en el sitio de descarga del sistema (Alhajuela)
- Afectación de transporte fluvial aguas abajo de la zona de captación

De verificarse la presencia de un impacto ambiental indirecto, el EsIA correspondería a la Categoría III. De acuerdo con lo anterior, resulta fundamental la ejecución de una exhaustiva investigación de líneas base sobre los ambientes y áreas pertinentes. Algunas preguntas que deben ser resueltas antes de concluir la presencia de impactos indirectos corresponden a:

Tabla 14-2. Impactos Indirectos

Potencial impacto indirecto	pregunta
Cambio en la calidad/cantidad del agua (estacional)	Con el cambio en el régimen estacional de aguas escurridas en la cuenca, ¿se generan cambios ecológicos en las comunidades de flora y fauna aguas debajo de la zona de captación?
	¿Mantendrá el proyecto en operación cambios en el régimen de captura de agua? De ser así, ¿se generarán cambios ecológicos importantes?
Descenso del caudal aguas abajo que provoca cambios en los modelos de intrusión salina y por tanto, cambios las actividades pesqueras del estuario	¿Hay importante actividad pesquera en el estuario?
Aumento de áreas húmedas no sumergidas para la reproducción de vectores que pueden acarrear enfermedades (mosquitos, insectos transmisores) y problemas de salud pública	Requiere investigación epidemiológica.
Crecimiento de vegetación acuática (como el Jacinto acuático) en los sitios de embalses o zonas de captura	Requiere investigación botánica para determinar si el crecimiento de plantas se puede convertir en esta zona, en un problema ecológico.
Alteración ecológica en el sitio de descarga del sistema (Alajuela)	Se debe estudiar los efectos a la flora y fauna local del aumento de descarga en Alajuela.

Para determinar el potencial de disminución pesquera en el estuario, es importante establecer el vínculo entre los cambios de salinidad y las variaciones en el flujo o caudal del río producto del proyecto, con la productividad de ese ecosistema. Igualmente, de comprobarse la posibilidad de que se generan plagas acuáticas, es importante considerar la mitigación del impacto mediante medidas de control aplicadas en los sitios de toma.

Los impactos ambientales aguas abajo de la captación en Jesús María podrían ser significativos si el aporte de sedimentos, restos vegetales y las cadenas alimenticias menores quedan sujetos a fluctuaciones severas. Este aspecto constituye un ejemplo claro de un posible impacto indirecto, que se podría calificar como sinérgico.

14.3.1.5.2. Impactos ambientales acumulativos

Los impactos ambientales se definen como “el desarrollo de un perjuicio duradero e incremental en el tiempo, junto a la carencia de un mecanismo de eliminación del impacto o perjuicio”.

Para la evaluación de este tipo de impacto es necesario considerar la acumulación natural, la definición de una línea base adecuada y la definición del mecanismo de acumulación. La información indicada, permite una gestión y mitigación efectiva del impacto causado.

Particularmente para el proyecto Bayano es necesario determinar si el aporte de sedimentos y restos orgánicos producto del desarenador y de los procesos de limpieza implicitos en su funcionamiento, generan condiciones de acumulación de contaminantes. Igualmente, es importante evaluar si hay mecanismos de eliminación del perjuicio. Lo anterior, por medio del levantamiento de líneas base que determinen si esa situación de acumulación es nociva a los hábitats y sus componentes.

14.3.1.5.3. Otras regulaciones que complementan la evaluación

En materia de instrumentos de gestión ambiental, el Banco Mundial y la IFC han generado guías que permiten una adecuada gestión de los proyectos, relacionada a cuidados ambientales y sociales:

- Principios de Ecuador
- Normas de desempeño de la IFC

Gracias a las normas mencionadas y a las guías que recomiendan medidas concretas, es posible elaborar un sistema de gestión socioambiental adecuado. Particularmente para el caso de este proyecto de suministro de agua, la guía que contiene medidas en común con la actividad mencionada corresponde a la guía sobre medio ambiente, salud y seguridad para los sistemas de distribución de gas (IFC 2007), teniendo en cuenta que las labores de excavación, movimiento de tierras, instalación de tuberías y otras actividades, son similares a las de la instalación de tuberías de conducción de agua.

14.4. DOCUMENTACIÓN QUE SOPORTA LA CATEGORIZACIÓN

Los estudios, planes e investigaciones necesarias para soportar la evaluación ambiental del EsIA corresponden a:

- Modelaje del río Bayano (aguas abajo)
- Estudio social de transporte fluvial aguas abajo

14.4.1. Línea base socioambiental

Las líneas base fueron levantadas empleando la consulta bibliográfica y el levantamiento de información de campo, e incluyeron los aspectos indicados a continuación:

- Aspectos Físicos: Clima, características de suelos, geología, geomorfología, hidrología y otros.

- Aspectos Bióticos: Flora, fauna y cobertura vegetal.

- Aspectos Sociales: Información social y de patrimonio cultural.

Los aspectos mencionados fueron compilados sistemáticamente en el documento denominado: Reporte de Prefactibilidad Río Bayano. INGETEC (2018).

14.5. DOCUMENTOS REQUERIDOS PARA CUMPLIR CON LOS PRINCIPIOS DE ECUADOR Y LAS NORMAS DE DESEMPEÑO

Además de aspectos laborales, administrativos y otros requerimientos, el cumplimiento de las normas de desempeño de la IFC exigen la inclusión de asuntos ambientales y sociales en el Plan de Gestión Ambiental y Social. Por tanto, contiene aspectos detallados como:

- Marco legal
- Estructura organizativa y responsabilidades
- Monitoreo ambiental
- Plan de evaluaciones periódicas (auditorías e inspecciones)
- Políticas ambientales y de salud y seguridad ocupacional
- Plan de Prevención y Mitigación Ambiental:
- Agua
- Aire, ruido, vibraciones
- Suelos
- Flora y Fauna
- Desechos sólidos (domésticos e industriales)
- Manejo de materiales (Peligrosos y No Peligrosos)
- Programa Socioeconómico y cultural
- Participación ciudadana
- Plan de prevención de riesgos
- Plan de contingencias
- Plan de educación ambiental
- Reportes e informes de cumplimiento

14.5.1. Plan de gestión ambiental y social (PS1)

Para gestionar correctamente el proyecto, lo primero que debe diseñarse es un completo y sistemático Plan de Gestión Ambiental y Social que sea parte de un Sistema de Gestión Ambiental y Social (SGAS). Lo anterioe en cumplimiento con el PS1 de la IFC.

14.5.2. Plan de Salud y Seguridad Ocupacional (PS4)

Un Plan de Salud y Seguridad Ocupacional debe ser la parte operativa de un Sistema de gestión de seguridad y salud ocupacional. Este instrumento facilita la administración de los riesgos de seguridad y salud ocupacional asociados a la actividad del proyecto. Incluye la estructura organizacional, actividades de planificación, responsabilidades, prácticas, procedimientos, procesos y recursos, para desarrollar, implementar, cumplir, revisar y mantener la política y objetivos de seguridad y salud ocupacional.

14.6. CUMPLIMIENTO DE LAS NORMAS DE DESEMPEÑO DE LA IFC Y DE LOS PRINCIPIOS DE ECUADOR

14.6.1. NORMAS DE DESEMPEÑO DE LA IFC

14.6.1.1. (PS1) Sistema de evaluación y gestión ambiental y social

Se requiere que los clientes comerciales/destinatarios de inversiones gestionen el desempeño ambiental y social de su actividad, lo que también debe abarcar la comunicación entre el cliente/destinatario de inversiones y sus trabajadores y la comunidad local directamente afectada por ella. Esto exige el desarrollo de un buen sistema de gestión, adaptado al tamaño y las características del proyecto, para promover un desempeño congruente y sostenible en materia ambiental y social, además de llevar a la mejora de los resultados financieros.

14.6.1.2. (PS2) Trabajo y condiciones laborales

Para cualquier empresa, la fuerza laboral es un activo valioso, y las buenas relaciones entre los trabajadores y la administración son un ingrediente esencial del éxito en general de la empresa. Al proteger los derechos básicos de los trabajadores, tratarlos de manera justa y ofrecerles condiciones de trabajo seguras y saludables, los clientes comerciales/destinatarios de inversiones pueden mejorar la eficiencia y la productividad de sus operaciones, y fortalecer el compromiso y la retención de los trabajadores.

14.6.1.3. (PS3) Prevención y disminución de la contaminación

El aumento de la actividad industrial y la urbanización suelen generar un incremento de los niveles de contaminación de la atmósfera, el agua y el suelo, que pueden amenazar a las personas y el medio ambiente a nivel local, regional y global. Se requiere que los clientes comerciales/destinatarios de inversiones integren las tecnologías y las prácticas de prevención y control de la contaminación (de la manera más viable a nivel técnico y financiero y eficaz en función del costo) a sus actividades comerciales.

14.6.1.4. (PS4) Salud, protección y seguridad de la comunidad

Las actividades comerciales pueden aumentar las posibilidades de que la comunidad se vea expuesta a los riesgos y los impactos derivados de accidentes con equipo, fallas estructurales y los

escapes de materiales peligrosos, así como los impactos sobre los recursos naturales de la comunidad, la exposición a enfermedades y el uso de personal de seguridad. Los clientes comerciales/destinatarios de inversiones son responsables de evitar o minimizar los riesgos y los impactos en la salud y la seguridad de la comunidad que pueden generar sus actividades comerciales.

14.6.1.5. (PS5) Adquisición de tierras y reasentamiento involuntario

La adquisición de tierras derivada de las actividades comerciales de un cliente comercial/destinatario de inversiones puede provocar el desplazamiento físico (reubicación o pérdida de vivienda) y el desplazamiento económico (pérdida de acceso a recursos necesarios para generar ingresos o como medios de subsistencia) de personas o comunidades. El reasentamiento involuntario se produce cuando las personas y las comunidades afectadas no tienen derecho a rechazar la adquisición de las tierras y son desplazadas, lo que puede producir penurias y empobrecimiento a largo plazo, además de daños ambientales y estrés. Se requiere que los clientes comerciales/destinatarios de inversiones eviten el desplazamiento físico o económico, o minimicen los impactos sobre las personas o comunidades desplazadas a través de medidas adecuadas, como una justa compensación y la mejora de sus medios y condiciones de vida.

14.6.1.6. (PS6) Conservación de la biodiversidad y gestión sostenible de los recursos naturales

La protección y la conservación de la biodiversidad (que comprende la genética, las especies y la diversidad del ecosistema) y de su capacidad de cambiar y evolucionar son fundamentales para el desarrollo sostenible. Se requiere que los clientes comerciales/destinatarios de inversiones eviten o mitiguen las amenazas derivadas de sus actividades comerciales y promuevan el uso de recursos naturales renovables en sus operaciones.

14.6.1.7. (PS7) Pueblos indígenas

Los pueblos indígenas se consideran grupos sociales con identidades distintas a los de otros grupos en las sociedades nacionales y suelen formar parte de la población marginada y vulnerable. Su condición económica, social y jurídica puede limitar su capacidad de defender sus intereses y derechos sobre las tierras y los recursos naturales y culturales. Se requiere que los clientes comerciales/destinatarios de inversiones se aseguren de que sus actividades comerciales respeten la identidad, la cultura y los medios de vida basados en los recursos naturales de los pueblos indígenas, y reduzcan su exposición al empobrecimiento y las enfermedades.

14.6.1.8. (PS8) Patrimonio cultural

El patrimonio cultural abarca propiedades y sitios que tienen valor arqueológico, histórico, cultural, artístico y religioso, así como características ambientales únicas y conocimientos culturales, y prácticas e innovaciones de comunidades que entrañan estilos de vida tradicionales, que se salvaguardan para actuales y futuras generaciones. Se requiere que los clientes comerciales/destinatarios de inversiones eviten causar un daño significativo al patrimonio cultural como consecuencia de sus actividades comerciales.

14.6.2. PRINCIPIOS DE ECUADOR

Los proyectos de infraestructuras, industriales y comunicaciones suelen generar impactos negativos y riesgos sobre las personas y el ambiente. Es por ello por lo que, los entes responsables del financiamiento han diseñado una fórmula que los minimice. Y han creado los llamados Principios de Ecuador, los cuales se fundan en las políticas y directrices de la Corporación Financiera Internacional (IFC en inglés), la rama del Banco Mundial dedicada a la inversión del sector privado.

Para implementarlos, los bancos han establecido políticas y procesos internos consecuentes con los principios. Para adoptarlos, un banco debe comprometerse a otorgar préstamos sólo a aquellos proyectos cuyos patrocinadores o promotores puedan demostrar, a satisfacción del banco, su capacidad y disposición de cumplir con la totalidad de los procesos que buscan asegurar que los proyectos se desarrollen con responsabilidad social y de acuerdo con prácticas de gestión ambientalmente acertadas.

Los bancos clasifican los proyectos como A, B o C (riesgo social o ambiental alto, mediano y bajo respectivamente). Para los proyectos A y B (riesgo social o ambiental alto y mediano), los prestatarios deben realizar una evaluación ambiental que aborde los temas ambientales y sociales identificados durante el proceso de clasificación. Luego de la consulta pertinente con las partes interesadas afectadas por el proyecto a nivel local, los proyectos de la categoría A y B, deben preparar Planes de Gestión Ambiental que encaren la mitigación y monitoreo de los riesgos ambientales y sociales.

El prestatario debe demostrarle al banco que el proyecto cumple con las leyes del país receptor y con las directrices de mitigación y prevención de la contaminación del Banco Mundial y la IFC. Dado que los Préstamos Puente y Servicios de Asesoramiento Financiero de Proyectos se ofrecen en las primeras etapas del proyecto, los bancos exigen que el promotor comunique de manera explícita su intención de cumplir los Principios del Ecuador.

A continuación, se presentan los diez principios en la versión actualizada de 2013.

14.6.2.1. Principio 1: Revisión y categorización

El primer principio es una categorización que realizan las entidades financieras regidas por los Principios de Ecuador. Esta clasificación tiene tres niveles según la magnitud de los impactos y el grado de riesgo ambiental y social que presenten los proyectos: A, B y C. en el caso de la Categoría A, el proyecto tiene un impacto ambiental y social significativo, irreversible, sin precedentes. Un proyecto Categoría B, tiene un limitado potencial en los impactos ambientales y sociales que genera, y en su mayoría, ampliamente reversibles y mitigables. En el último caso, el C, se tienen a los proyectos con escaso o inexistentes impactos y riesgos ambientales y sociales.

14.6.2.2. Principio 2: Evaluación Socio Ambiental

Para los proyectos A y B, el ente financiero exigirá que el promotor lleve a cabo un proceso de Evaluación para abordar, a satisfacción de los entes financieros, los riesgos e impactos ambientales

y sociales relevantes del Proyecto. Este documento debe incluir medidas para minimizar, mitigar y compensar los impactos adversos de manera pertinente y adecuada a la naturaleza y a la magnitud del Proyecto propuesto.

En la legislación panameña, el Estudio de Impacto Ambiental (EsIA) es el documento necesario que cubre los temas sugeridos en este Principio. Sin embargo, se han dado casos en los cuales los bancos que financian proyectos han requerido completar dicho EsIA con una Debida Diligencia (Due diligence, en inglés), particularmente en lo relativo a los temas sociales y la participación ciudadana efectiva.

Entre los temas mínimos a ser abordados en el EsIA y en cualquier otro documento complementario, se deben considerar los siguientes:

a) Evaluación de las condiciones ambientales y sociales de referencia.
b) Estudio de las alternativas preferibles que sean viables desde el punto de vista ambiental y social.
c) Requisitos que imponen las leyes y los reglamentos del país anfitrión, tratados y acuerdos internacionales.
d) Protección y conservación de la biodiversidad (incluidas las especies en peligro de extinción y los ecosistemas sensibles en hábitats modificados, naturales y críticos) e identificación de áreas legalmente protegidas.
e) Gestión y uso sostenible de recursos naturales renovables (incluida la gestión de recursos sostenibles mediante sistemas adecuados de certificación independiente).
f) Uso y gestión de sustancias peligrosas.
g) Evaluación y gestión de riesgos importantes.
h) Producción, distribución y uso eficiente de la energía.
i) Prevención de la contaminación y minimización de residuos, controles de contaminación (vertidos líquidos y emisiones a la atmósfera), y gestión de residuos sólidos y químicos.
j) Viabilidad de las operaciones del Proyecto teniendo en cuenta las condiciones/patrones climatológicos junto con oportunidades de adaptación.
k) Impactos acumulados de Proyectos existentes, del Proyecto propuesto y de futuros Proyectos previstos.
l) El respeto de los derechos humanos, actuando con la debida diligencia para prevenir, mitigar y gestionar los impactos adversos sobre los derechos humanos.
m) Cuestiones laborales (incluidas las cuatro normas fundamentales del trabajo) y la seguridad y salud en el trabajo.
n) Consulta y participación de las partes afectadas en el diseño, la revisión e implementación del Proyecto.
o) Impactos socioeconómicos.
p) Impactos en las Comunidades Afectadas y los grupos desfavorecidos o vulnerables.
q) Impactos de género y de desigualdad de género.
r) Adquisición de tierras y reasentamientos involuntarios.
s) Impactos sobre los pueblos indígenas y sus sistemas y valores únicos culturales.
t) Protección de la propiedad y el patrimonio cultural.

u) Protección de la salud y la seguridad de las comunidades (incluidos los riesgos, los impactos y la gestión del uso de personal de seguridad en el Proyecto).
v) Prevención de incendios y seguridad de la vida.

14.6.2.2.1. Indicador de cumplimiento

- Estudio de Impacto Ambiental y su Resolución emitida por el MiAmbiente

- Si aplica, según criterio del ente financiero, se deberá completar al EsIA con un estudio de diligencia debida, especialmente en los asuntos sociales.

14.6.2.3. Principio 3: Normas sociales y Ambientales Aplicables

El proyecto debe cumplir las leyes, los reglamentos y los permisos propios del país anfitrión, particularmente en los aspectos ambientales y sociales. De acurdo con lo anterior, los paises son clasificados en Designados y No Designados de acuerdo con la solidez de su sistema de gobernanza ambiental y social, solidez de sistemas legislativos, y capacidad institucional. Panamá es considerado un país No Designado (ver Anexo VI), por lo cual el proceso de evaluación del cumplimiento de los Principios de Ecuador inicia con el cumplimiento de las leyes locales en materia ambiental y social, las ocho (8) Normas de Desempeño (Performance standards, en inglés) de la IFCs y las Guías generales sobre medio ambiente, salud y seguridad de las IFCs.

Es importante señalar que la Entidad Financiera podría aplicar a su discreción otros requisitos adicionales.

14.6.2.3.1. Indicador de cumplimiento

- Estudio de Impacto Ambiental y documentos que evidencien el cumplimiento de sus requerimientos, como pueden ser Informes de auditorías o certificaciones.

- Informes de monitoreo ambiental

- Presentar alguna documentación ambiental que aborde el asunto de los caminos de acceso a áreas en las cuales deban colocarse antenas, y se requiera apertura de trochas.

- Presentar los permisos que avalan las obras.

14.6.2.4. Principio 4: Plan de Acción y Sistema de Gestión

Para proyectos tipo A y B, la entidad financiera exigirá que se diseñe y desarrolle un Sistema de Gestión Ambiental y Social (SGAS). Este sistema contará con los recursos necesarios para su ejecución en el tiempo que dure el proyecto. El SGAS consta de Recursos humanos calificados y recursos financieros para tareas específicas de mitigación de impactos negativos y reducción de riesgos ambientales (a través de un Plan de Gestión Ambiental y Social). De acuerdo con lo anterior, su presupuesto anual debe ser tangible a efectos de auditor.

Cuando las normas aplicables no se cumplan a satisfacción de la entidad financiera, el promotor y dicha entidad acordarán un Plan de Acción de los Principios del Ecuador (PA), el cual tendrá por objeto indicar las deficiencias y los compromisos para cumplir los requisitos de acuerdo con las normas aplicables.

Un Sistema de Gestión Ambiental (SGA) incluye la estructura organizativa, las actividades de planificación, las responsabilidades, las prácticas, los procedimientos, los procesos y los recursos para desarrollar, aplicar, alcanzar, revisar y mantener la política ambiental.

El SGAS puede proponer objetivos que le permitan altos estándares de calidad y cumplimiento satisfactorio ante los entes financieros, los cuales incluyen:

- Implementar el sistema bajo la norma ISO 14001
- Reducir los insumos
- Disponer de residuos de manera adecuada
- Preparar al personal sobre la ejecución del SGAS
- Exigir el cumplimiento ambiental a los subcontratistas

El SGAS está conformado por programas, los cuales dependerán de las exigencias legales ambientales y de los impactos y riesgos ambientales y sociales a reducir. De manera global se puede afirmar que debe contar con al menos los siguientes:

- Programa de calidad de aire y ruido
- Programa de conservación de suelos
- Programa de sustancias peligrosas
- Programa de residuos (domésticos y peligrosos)
- Programa de Preservación de Flora y Fauna
- Programa de Relaciones Comunitarias
- Programa de Higiene y Seguridad Ocupacional
- Programa de Monitoreo Ambiental

Adicionalmente, a los programas mencionados, un SGAS debe mantener un registro permanente documental de los resultados de los programas. Para mostrar el comportamiento de tales resultados, se deben levantar:

- Reportes ambientales diarios
- Informes trimestrales
- Informes anuales

También se debe ejecutar un Programa de Auditorías internas y externas. Vale recordar que las responsabilidades ambientales y sociales son solidarias con respecto a los subcontratistas.

La prevención como instrumento de gestión será implementada a través de un sistema de capacitaciones ambientales y de seguridad ocupacional previo al ingreso de cualquier persona al proyecto. Este entrenamiento es sustancial para evitar conflictos y riesgos ambientales y sociales. Los temas de dicha capacitación están vinculados a los programas a ser ejecutados y requieren refrescamientos periódicos, por lo que deben estar en el calendario del proyecto como una actividad permanente.

14.6.2.4.1. Indicador de cumplimiento

- Sistema de Gestión Ambiental y Social (SGAS) diseñado (con sus programas) y estructurado al proyecto y requisitos ambientales legales (locales o externos).
- Políticas ambientales diseñadas y divulgadas por parte del promotor del proyecto.
- Presupuesto bien calculado y verificable para darle sostenibilidad al SGAS.
- Evidencias de la implantación del SGAS.
- Evidencias auditables de la ejecución del Plan de Gestión Ambiental y Social.

14.6.2.5. Principio 5: Consulta y Divulgación

En los proyectos de las Categorías A y B, la entidad financiera exigirá la participación efectiva de los Grupos de Interés de manera continuada, estructurada y culturalmente adecuada para las Comunidades Afectadas.

En el caso de Proyectos con potenciales impactos significativos adversos en las Comunidades Afectadas, el promotor realizará un proceso de Consulta y Participación Informada. Adaptará su proceso de consulta a:

- Los riesgos e impactos del Proyecto

- La fase de desarrollo del Proyecto
- Las preferencias lingüísticas de las Comunidades Afectadas
- Sus procesos de toma de decisiones
- Las necesidades de grupos desfavorecidos y vulnerables

Este proceso deberá estar exento de manipulación externa, interferencias, coacciones o intimidación.

Para facilitar la participación de los Grupos de Interés, el promotor deberá poner a disposición de las Comunidades Afectadas u Otros Grupos de Interés, la Documentación de la Evaluación en el idioma local y de forma culturalmente adecuada.

Al final del proceso, el promotor tendrá en cuenta y documentará los resultados de la participación de los Grupos de Interés, incluidas las medidas acordadas que se deriven de dicha consulta.

En el caso de Proyectos con riesgos e impactos adversos ambientales o sociales, la información se facilitará en las primeras etapas del proceso de Evaluación Ambiental y, en cualquier caso, antes de que comience la construcción del Proyecto, y de manera periódica.

Se reconoce que los pueblos indígenas pueden ser vulnerables en las comunidades afectadas por los Proyectos. Aquellos que los afecten estarán sujetos a un proceso de Consulta y Participación Informada, y deberán cumplir con los derechos y la protección de los pueblos indígenas que contemple la legislación nacional pertinente, incluidas aquellas leyes que velen por el cumplimiento de las obligaciones del país anfitrión en virtud de la legislación internacional.

Consistente con las circunstancias especiales señaladas en la Norma de Desempeño 7 del IFC (cuando sea relevante según se define en el Principio 3), los Proyectos con impactos adversos sobre pueblos indígenas, requerirán su consentimiento previo, libre e informado (CPLI o FPIC por su sigla en inglés).

14.6.2.5.1. Indicador de cumplimiento

- Se deben mostrar evidencias claras que el proceso de Consulta ciudadana ha sido transparente y concordante con las guías y recomendaciones de las IFCs.
- La empresa promotora deberá mantener un Programa de Relaciones Comunitarias con personal calificado, recursos financieros suficientes, y apertura a la resolución de conflictos o entrega de información a las comunidades afectadas.
- Debe existir una Oficina de Relaciones Comunitarias que permita al menos tres objetivos: entregar información periódica y veraz de los adelantos del proyecto y sus características (incluyendo medidas de mitigación aplicadas y resultados de monitoreos); recibir quejas mediante un mecanismo fluido y sencillo, diseñado para que la población afectada lo implemente como canal permanente de información; aceptar sugerencias o ideas provenientes de las comunidades.

14.6.2.6. Principio 6: Mecanismo de Quejas

El mecanismo de quejas debe adecuarse a los riesgos e impactos ambientales y sociales del Proyecto. Las Comunidades Afectadas deben ser sus principales usuarios. Para la resolución de quejas deberá diseñarse un procedimiento sencillo de gestión que tenga como fin, la resolución de dicha queja.

Se deberá procurar resolverlas preocupaciones con prontitud, empleando un proceso de consulta comprensible y transparente que sea culturalmente apropiado y de fácil acceso, sin costes, y sin represalia alguna para quienes plantearon el asunto o la preocupación.

Este mecanismo no debería impedir el acceso a recursos administrativos o judiciales. El cliente informará a las Comunidades Afectadas acerca del mecanismo durante el proceso de Participación de los Grupos de Interés.

14.6.2.6.1. Indicador de cumplimiento

- La Oficina de Relaciones Comunitarias deberá documentar y registrar toda queja surgida de las Comunidades Afectadas.

- Se deberá informar con transparencia a las Comunidades Afectadas, de la existencia del procedimiento de gestión de quejas, el cual debe estar armonizado con el idioma o forma cultural de las comunidades. Dicho procedimiento debe considerar también, los tiempos y ritmos en las tomas de decisión de las comunidades, los cuales podrían ser más lentos que los de la empresa promotora.

14.6.2.7. Principio 7: Revisión Independiente

Para todos los proyectos de la Categoría A y, según corresponda, los proyectos de la Categoría B, un experto social o ambiental independiente no asociado en forma directa con el prestatario deberá revisar la Evaluación, Plan de Acción y la documentación del proceso de consulta con el objeto de asesorar el proceso de debida diligencia de los entes financieros y evaluar el cumplimento con los Principios del Ecuador.

14.6.2.7.1. Indicador de cumplimiento

- El costo de la revisión independiente debe estar en el presupuesto y su ejecución pautada en el calendario anual del proyecto.

14.6.2.8. Principio 8: Compromisos contractuales

La incorporación de las obligaciones contractuales ligadas al cumplimiento es una de las fortalezas de los Principios del Ecuador. Para los proyectos de la Categoría A y B, el promotor del proyecto deberá comprometerse a través de los documentos de financiación a:

- Cumplir con las leyes, reglamentos y permisos sociales y ambientales del país de acogida en todos los aspectos importantes.

- Cumplir con el Plan de Acción (en aquellos casos en que sea aplicable) durante la construcción y operación del proyecto en todos los aspectos importantes.

- Proporcionar informes periódicos en un formato acordado en los Entes financieros (con la frecuencia de entrega proporcional a la severidad de los impactos, o según la forma exigida por la ley, pero no menos que anualmente), preparados por personal interno o terceros expertos, los cuales:
  - Documenten el cumplimiento con el Plan de Acción (en aquellos casos en que sea aplicable)
  - Proporcionen evidencia del cumplimiento con las leyes, reglamentos y permisos sociales y ambientales locales, estatales y del país de acogida correspondientes.

En aquellos casos en que un prestatario no se encuentre en situación de cumplimiento con sus compromisos sociales y ambientales, los Entes financieros trabajarán con el prestatario para hacer que regrese al cumplimiento en la medida que sea posible. Si el prestatario deja de restablecer el cumplimiento dentro de un periodo de gracia acordada, las Entes financieros se reservan el derecho a tomar medidas, en la forma en que ellas lo consideren apropiado.

14.6.2.8.1. Indicador de cumplimiento

- Demostrar de manera documental ordenada, el cumplimiento de la normativa local vigente, a través de informes de cumplimiento e Informes de Auditorías (tanto internas como externas).
- Demostrar de manera documental ordenada, el cumplimiento de la normativa externa.
- Generar los Informes de cumplimiento de manera periódica, basados en los reportes diarios de situación ambiental y social.

14.6.2.9. Principio 9: Seguimiento independiente y Provisión de Información

Para garantizar el seguimiento y la provisión de información continua a lo largo del plazo del préstamo, los Entes financieros deberán requerir la designación de un experto ambiental y/o social independiente, o exigir que el prestatario contrate expertos externos cualificados y experimentados para verificar su información de seguimiento la cual pueda ser compartida con los Entes financieros. Lo anterior para la totalidad de los proyectos de la Categoría A y, según corresponda, los proyectos de la Categoría B,

14.6.2.9.1. Indicador de cumplimiento

- Demostrar a través del presupuesto anual, que se dispone de los recursos financieros para la evaluación independiente anual.

- Mantener un Registro actualizado de Informes de Seguimiento Ambiental y Social, los cuales pueden ser trimestrales, y estar basados en los Reportes Ambientales y Sociales diarios.

- Exigir a los subcontratistas (si aplica), el mismo sistema de reportes y entrega de información ambiental y social.

14.6.2.10. Principio 10: Reportes y Transparencia: Presentación de Informes de la Institución Financiera de los Principios de Ecuador (EPFI, en inglés)

Cada Ente financiero que adopte los Principios del Ecuador se compromete a informar en forma pública, al menos anualmente, acerca de sus procesos y experiencia de la aplicación de los Principios del Ecuador, tomando en cuenta las consideraciones de confidencialidad apropiadas. Los prestatarios o promotores de proyecto se comprometen a informar anualmente sobre la implementación de los Principios del Ecuador.

14.6.2.10.1. Indicador de cumplimiento

- Entregar oportunamente la información solicitada por el Ente financiero.

14.7. DESCRIPCIÓN DE ASPECTOS AMBIENTALES DE LA ALTERNATIVA 12

Debido a que la Alternativa 12 cuenta con una conducción de longitud de 39.859 km y la red de distribución con 55.56 km, la misma atraviesa por diferentes parámetros socioambientales, y en muchos sectores presentan condiciones similares. Por tal razón las evaluaciones se realizaron por tramos, y para no hacer el documento repetitivo las mismas se presentan de manera individual en el Anexo 7.

A continuación, se describen en resumen las características del ambiente, físico, biológico y socioeconómico de los tramos de conducción que conforman la alternativa 12. La información incluida en este capítulo asociada a la conducción fue producto del levantamiento de línea base realizado durante la fase I del contrato en desarrollo de la prefactibilidad (Contrato 387345). Como complemento el presente capítulo muestra la descripción de la red de distribución como parte integral del contrato 434910 (fase II del estudio).

La conducción se compone por los tramos 2, 4, 5, 10 y red de distribución.

14.7.1. Descripción Ambiente Físico

La descripción de esta sección se realizó con información cualitativa como cuantitativa, obtenida mediante la revisión de fuentes secundarias y visitas de campo.

14.7.1.1. Caracterización del Suelo

Según el mapa de Capacidad Agrológica de las Tierras, publicado en el Atlas Nacional de la República de Panamá, Instituto Geográfico Nacional "Tommy Guardia", 2007, el cual utiliza la metodología desarrollada por el Departamento de Agricultura de Estados Unidos, la clasificación agrológica de los suelos en esta región de estudio se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 14-3 Capacidad agrológica de las tierras en los diferentes tramos de la Alternativa 12.

Tramos	**Clasificación Agrológica**
Tramo 2	Clase VIII
Tramo 4	Clase VIII
Tramo 5	Clase III, IV, VI y VII
Tramo10	Clases IV y VII
Red de distribución urbana	Clase III
Red de distribución rural	Clase III

Fuente: Environmental Solutions Panamá 2020

Ver Anexo 7 -Mapa capacidad agrológica.

14.7.1.2. Clima

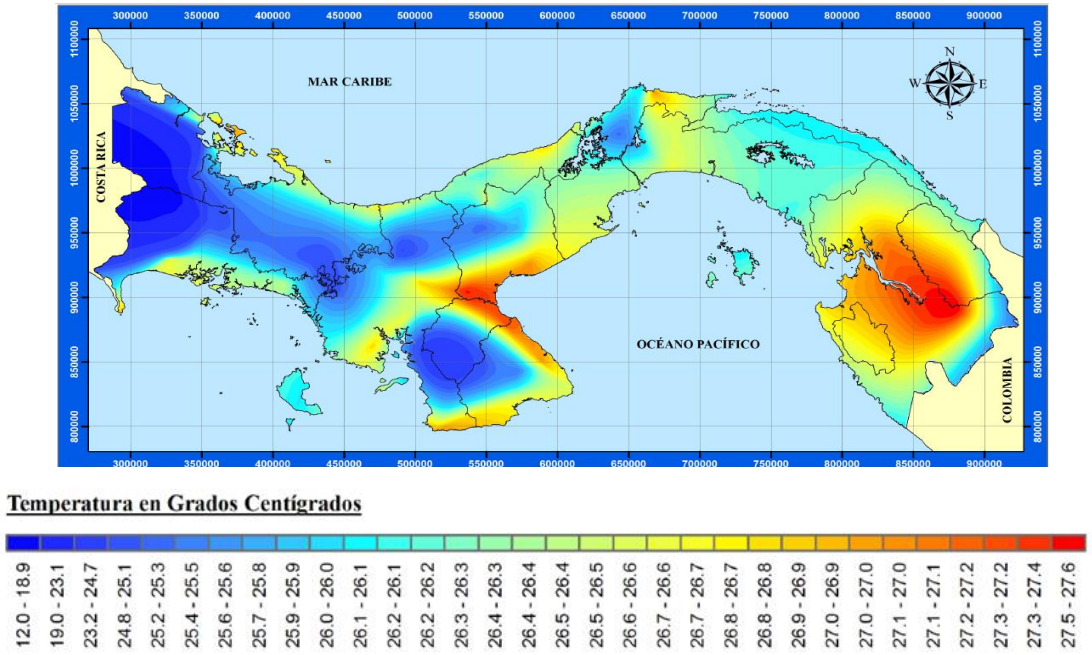
Para la determinación climática de la Alternativa 12, nos basamos en los datos del Mapa de clasificación del Clima según **Köppen**, publicado en el Atlas Nacional de la República Panamá, Instituto Geográfico Nacional "Tommy Guardia", 2007. Este sistema de clasificación de indica que el sitio del proyecto presenta un **Clima Tropical de Sabana (Awi)**. Este tipo de clima se caracteriza por mostrar patrones pluviométricos con promedio de lluvia anual > 1,000 mm, con varios meses con lluvia < 60 mm y un **Clima Tropical Húmedo (Ami)**, con influencia del monzón (régimen de vientos); Lluvia anual > 2250mm con 60% concentrada en los 4 meses más lluviosos en forma consecutiva, algunos meses con lluvia < 60 mm. Temperatura media del mes más fresco > 18° C (Ver Anexo 7 –Mapa de clima).

En relación con la clasificación de climas según **A. McKay**, podemos ver que el sitio de estudio (Alternativa 12) pertenece al **Clima Tropical** con estación seca prolongada. Con temperaturas medias de 27 a 28 °C, los totales pluviométricos anuales inferiores a 2,500 mm. En la estación seca presentan fuertes vientos con predominio de nubes medias y altas, hay baja humedad relativa y fuerte evaporación.

14.7.1.3. Temperatura

En el área que recorre la alternativa 12 o la huella del proyecto; la temperatura media anual del aire superficial en grados centígrados va desde 26.1 – 26.3 hasta 26.4 – 26.5. Según el Atlas Nacional de la República de Panamá, Instituto Geográfico Nacional "Tommy Guardia", 2007.

Figura 14-2 Mapa de Temperatura Panamá.

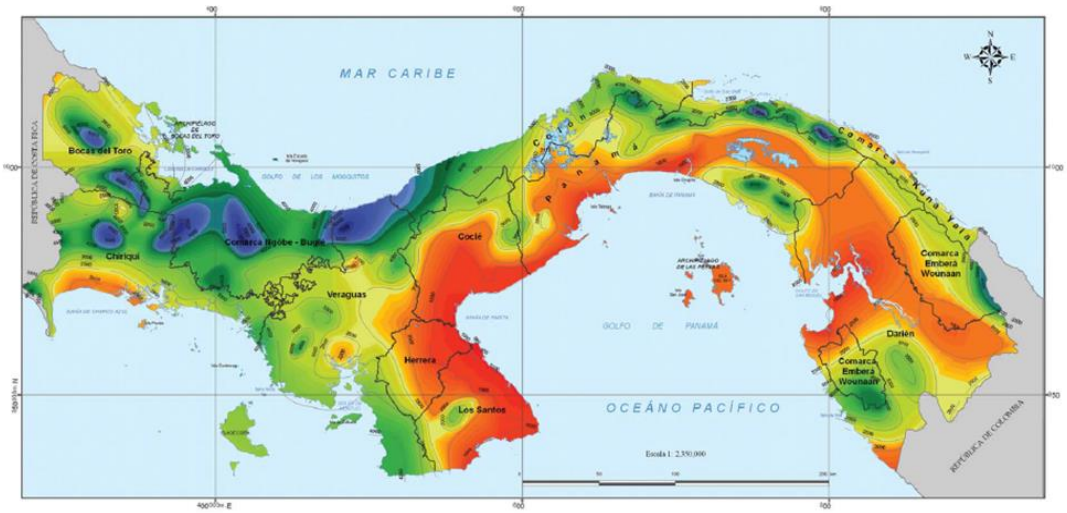


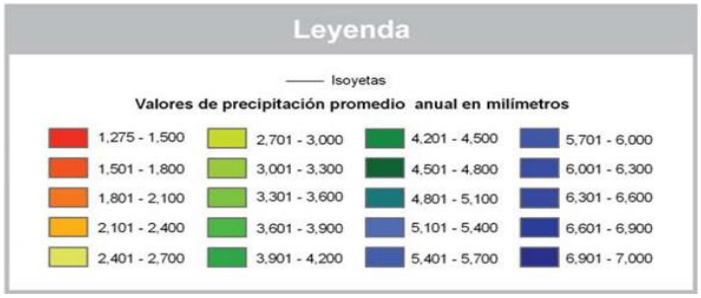
Fuente Gerencia de Hidrometeorológica de la Empresa de Transmisión Eléctrica, S.A. 2007.

14.7.1.4. Precipitaciones

En relación a El mapa de Precipitación Media Anual, publicado en el Atlas Nacional de la República de Panamá, Instituto Geográfico Nacional “Tommy Guardia”, 2007, sugiere que la precipitación promedio en el área que recorre la alternativa 12 podría mantenerse entre 1,600 mm a 1,700 mm de lluvia por año.

Figura 14-3 Mapa de Precipitación Pluvial Panamá





Fuente Gerencia de Hidrometeorológica de la Empresa de Transmisión Eléctrica, S.A. 2007.

14.7.1.5. Calidad de aguas superficiales

- En los sitios de monitoreo, los metales: arsénico, aluminio, cadmio, cromo total, cobre, hierro disuelto, níquel, mercurio, plomo y zinc, presentaron concentraciones menores a las contempladas en la norma de calidad ambiental para aguas naturales de la República de Panamá.
- El oxígeno disuelto se encuentra ligeramente por debajo de la norma. Al analizar los resultados, se encuentra que esos bajos valores están en las muestras tomadas a profundidad media y baja, donde el fenómeno de la reducción de oxígeno está bien estudiado.
- El pH varía entre valores normales.
- Los parámetros relacionados a la salinidad (sodio, potasio, cloruros) presentan valores bajos, lo que les confiere a los sitios de muestreo la característica de agua dulce, con poca o ninguna influencia marina.

En el Anexo 7 – se presentan los resultados de los análisis de agua en el área de la toma (Jesús y María).

14.7.1.6. Calidad de aire

Tabla 14-4 Calidad de aire en los diferentes tramos de la Alternativa 12.

Tramos	Calidad aire
Tramo 2	Área poco transitada y con abundante vegetación; a la fecha no existe actividad industrial o de otro tipo que genere modificaciones importantes en la calidad del aire.
Tramo 4	
Tramo 5	Atraviesa algunas zonas urbanas y carreteras transitadas, por lo que en algunas secciones las emisiones de los autos podrían afectar la calidad del aire. No se observaron zonas industriales
Tramo10	Se caracteriza por ser un área poco transitada y con abundante vegetación. En el levantamiento no fue identificada actividad industrial o de otro tipo que genere modificaciones importantes en la calidad del aire.
Red de distribución urbana	El área es transitada, aunque cuenta con poca vegetación. No se identifican fuentes que alteren la calidad del aire, excepto el flujo vehicular.

Red de distribución rural	El área es transitada. Aunque no hay industrias pesadas en los alrededores, la calidad del aire podría estar afectada por las emanaciones vehiculares como fuente principal.

Fuente: Environmental Solutions Panamá 2020

14.7.1.7. Ruido

Tabla 14-5 Fuentes de emisión de ruido en los diferentes tramos de la Alternativa 12.

Tramos	Ruido
Tramo 2	Se caracteriza por sonidos propios de la naturaleza, el nivel de ruido en el área proviene generalmente por el tráfico vehicular en la calle principal, la cual es muy poca. Se puede afirmar que el lugar es tranquilo y no existen fuentes estridentes o permanentes que puedan sobrepasar los niveles permisibles de ruido > 85 dB (decibeles).
Tramo 4	
Tramo 5	Las principales fuentes de ruidos corresponden al generado por el paso de los vehículos a motor por las vías colindantes
Tramo10	El nivel de ruido en el área de estudio es bajo, y proviene principalmente del tráfico vehicular en la calle principal y del área poblada de Paso Blanco.
Tramo 12: Derivación Pacora	
Red de distribución urbana	El nivel de ruido en el área de estudio proviene generalmente por el tráfico vehicular.
Red de distribución rural	

Fuente: Environmental Solutions Panamá 2020

14.7.1.8. Olores

- En los Tramo 2, 4, 5 y las redes de distribución no se percibieron olores molestos, y el proyecto en su fase de construcción ni de operación generará olores molestos, o tóxicos al medio ambiente.
- En el área de estudio del tramo 10, no se percibieron olores molestos, a excepción de un tramo localizado frente al poblado de Paso Blanco, el cual no cuenta con un sistema adecuado de recolección de las aguas servidas en el sector conocido como La Bendición.

14.7.2. Descripción del Ambiente biológico

Zona de vida. Basados en el Sistema de Clasificación de Zonas de Vida de Holdridge, y en los Trabajos de Zonas de Vida de Panamá y Demostraciones Forestales (Tosi 1971), el área que recorre la alternativa 12 corresponde en su mayor parte al Bosque Húmedo Tropical. Algunos segmentos de los tramos 5 corresponden al Bosque Húmedo Premontano.

Esta zona de vida que representa el Bosque Húmedo Tropical (bh-T), abarcan el 40% del territorio nacional; hasta una elevación aproximada de 400 a 600 msnm. Con temperaturas entre los 24 – 26 °C y precipitaciones que oscilan entre 1,850 – 3,400 mm. De acuerdo con el Atlas Ambiental de Panamá, 2010 (Ver Anexo 7 - Mapa de zonas de vida).

14.7.2.1. Vegetación y flora

Tabla 14-6 Tipos de vegetación, número de especies de flora y especies peligro extensión vulnerables en la alternativa 12.

Tramo	Tipos vegetación	No. Especies flora	Número especies vulnerables o peligro extinción
Tramo 2	Herbazal y pastos	13	
	Rastrojos	26	
	Bosques latifoliado mixto secundario	29	**2**
Tramo 4	Rastrojos	46	**4**
	Herbazal y pastos	9	
Tramo 5	Rastrojos	48	**8**
	Herbazal y pastos	14	**1**
Tramo10	Rastrojos	56	**5**

Fuente: Environmental Solutions Panamá 2020

(Ver Anexo 7 - Mapas de Uso de suelo y cobertura vegetal).

14.7.2.2. Fauna

14.7.2.2.1. Mamíferos

Tabla 14-7 Número de especies mamíferos, aves, herpetofauna y especies peligro extensión vulnerables en la alternativa 12.

Tramo	Número especies mamíferos	Número especies aves	Número especies herpetofauna	Número especies vulnerables o peligro extinción
Tramo 2	**8**	**26**	**17**	**35**
Tramo 4	**1**	**4**	**3**	**7**
Tramo 5	**2**	**8**	**4**	**5**
Tramo10		**18**	**3**	

Fuente: Environmental Solutions Panamá 2020

14.7.3. Ambiente socioeconómico

Tabla 14-8 Número comunidades y principales actividades económicas alternativa 12.

Tramo	No. Comunidades		No. Habitantes	Principales actividades económicas
	Urbanas	Rurales		
Tramo 2	0	8	150	Economía basada principalmente en actividades agropecuarias
Tramo 4	0	0	0	Predominan las fincas ganaderas con baja tecnificación.
Tramo 5	2	34	40,305	En este tramo las principales actividades económicas es la actividad agropecuaria, seguida por la mano de obra para el comercio, la construcción y otras actividades de servicios, para lo cual se viaja a centros más desarrollados. En los centros de los corregimientos se desarrolla alguna actividad comercial que son fuentes de empleo para la población (restaurantes, ferreterías, comercio al por menor entre otras).

Tramo	No. Comunidades		No. Habitantes	Principales actividades económicas
	Urbanas	Rurales		
Tramo10	0	3	2,795	Las principales actividades económicas que se desarrollan en las comunidades de influencia del proyecto, comprenden el comercio doméstico, construcción e instituciones públicas en los centros más desarrollados,
Red de distribución urbana	2	0	57,700	Comunidades dedicadas al comercio y actividades de servicios y entidades públicas en el área y parte de los pobladores viajan al centro de la ciudad a trabajar en la construcción, servicios y comercio, así como a entidades públicas.
Red de distribución rural	0	4	25,589	Las actividades económicas de estas comunidades son variadas, predominando las agropecuarias, sin embargo, hay moradores de estas áreas que laboran en el sector comercio, instituciones públicas, construcción y otros servicios y algunos viajan a los centros más urbanos, incluso el centro de la ciudad de Panamá para incorporarse a estas actividades, a pesar de las distancias.

Tabla 14-9 Riesgo a desastres naturales alternativa 12.

Tramo	Riesgos a desastres
Tramo 2	El principal riesgo en este tramo es por inundaciones, principalmente en las comunidades de El Llano, San judas y parte del Corregimiento de Chepo, donde existen registros de este tipo de eventos.
Tramo 4	No existen poblaciones en esta zona
Tramo 5	En el área de las Garzas principalmente, es una zona de inundaciones severas a causa del desbordamiento del río pacora.
Tramo10	El área de Paso Blanco los riesgos a enfermedades se dan principalmente, por la presencia de desechos sólidos y orgánicos mal manejados, este riesgo se presenta principalmente en los sectores de nueva invasión, por donde pasará muy cerca el tramo de tubería propuesta.
Red de distribución urbana	En los centros urbanos los principales riesgos se asocian al inadecuado y pobre manejo de los desechos sólidos y disposición de aguas residuales.
Red de distribución rural	En el área rural la principal amenaza se asocia a las inundaciones .

14.7.4. Sitios históricos, arqueológicos y culturales declarados

En el tramo 2, se registró un fragmento de cerámica en el segundo sondeo, ubicado en las coordenadas 722595 / 1012359, entre los 5 y los 68 cm de profundidad. A continuación, describimos este fragmento.

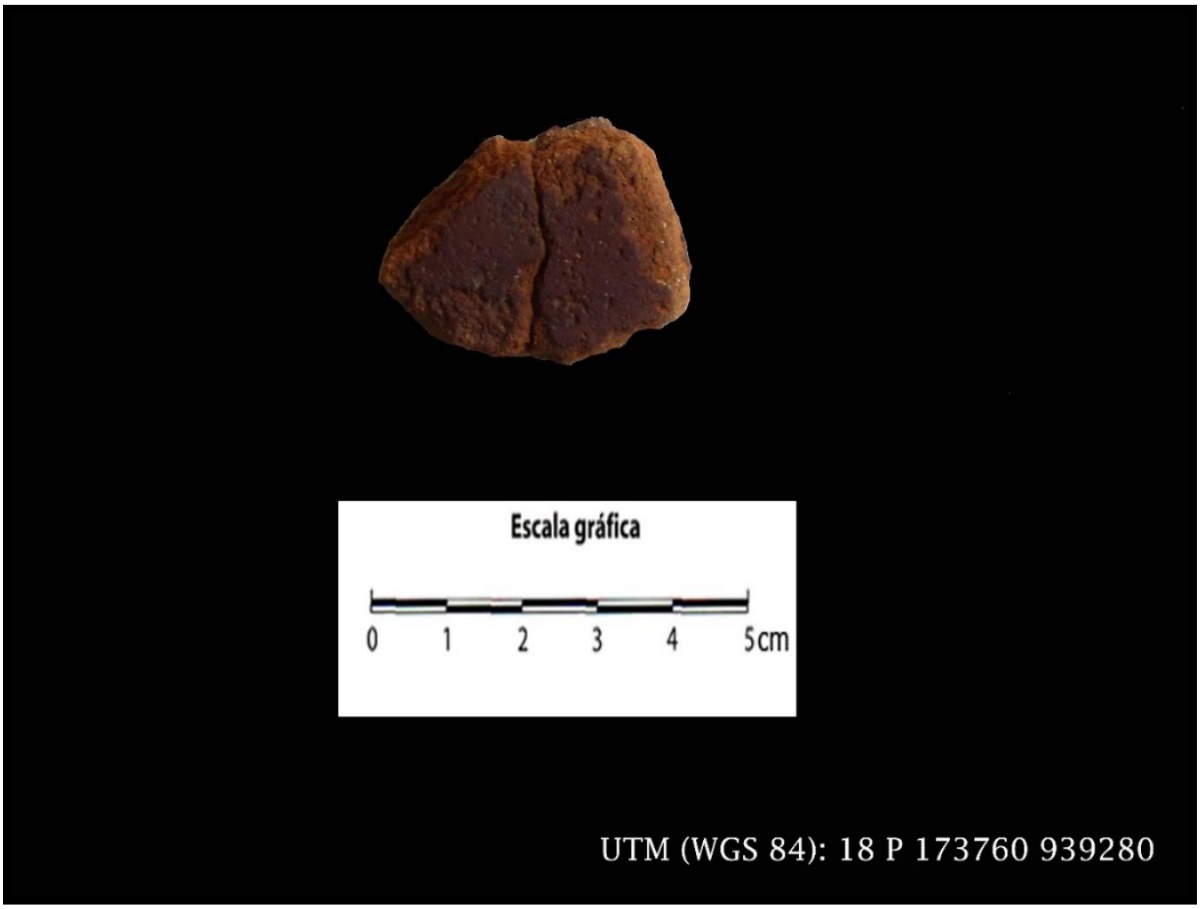


Figura 14-4: Fragmento cerámico localizado en el sondeo 2 del polígono donde se construirá la Toma de Agua de Jesús y María**.**

Tabla 14-10 Descripción fragmento cerámica.

Sondeo 2 (fragmento de cerámica)	Descripción
	1. Granos finos. 2. Proporción de desgrasante reducida. 3. Forma de los desgrasantes redondeada y angulosos. 4. Contiene desgrasantes color rojo (elementos ferruginosos), blancuzco (feldespatos) y transparentes (cuarzos). 5. Atmósfera de cocción mixta. 6. Disposición de los desgrasantes ordenada. 7. Color de la pasta 5YR 3/3 al N1. 8. Cuerpos.

	9. Acabado de superficie con engobe. 10. Grosor de pasta 11.59 mm.

Fuente: Environmental Solutions Panama 2017.

Ver Anexo 7 - Caracterización Arqueológica.

14.8. IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES Y SOCIALES

Luego de una sesión con el equipo técnico en la cual se recurrió a las experiencias de cada uno de los integrantes, así como a su preparación profesional, y basándose en la metodología del Listado de chequeo, se integraron dos listas: a.- Fase de construcción; y b.- Fase de operación:

Tabla 14-11 Identificación de impactos ambientales fase construcción.

Tabla de identificación de principales impactos (fase de construcción)		
ETAPA DE CONSTRUCCIÓN	Sí / No	Observaciones
Aire		
Aumento Material Particulado	Sí	excavaciones para soterrar las tuberías
Emisión de gases	Sí	
Aumento de nivel de ruido y vibraciones	Sí	excavaciones para soterrar las tuberías
Agua		
Aumento de sólidos en suspensión	Sí	se tendrá que atravesar cuerpos de agua para lograr la instalación de las tuberías, e incluso, trabajar en ellos
Modificación de mecánica fluvial del río		
Riesgo de deterioro de la calidad del agua	Sí	por trabajos dentro y alrededor del cuerpo de agua
Intervención en red de drenaje y/o quebradas	Sí	por trabajos dentro y alrededor del cuerpo de agua
Suelo		
Pérdida de productividad biológica	Sí	se deberán habilitar caminos de acceso para la maquinaria, así como zonas de estacionamientos de ésta, áreas de almacenamiento de insumos (tuberías y equipos).
Cambio en el uso de suelo	Sí	
Erosión de suelos	Sí	alrededor de taludes y topografías accidentadas
Pérdida de estabilidad mecánica		
Compactación de suelo	Sí	por maquinaria pesada (grúas, retroexcavadoras, etc.)
Riesgo de contaminación	Sí	por HC
Flora		
Remoción de cobertura vegetal	Sí	para poder soterrar las tuberías.
Pérdida de flora nativa y/o con problemas de conservación	Sí	para poder soterrar las tuberías, hay que talar
Restricciones reproductivas/alimenticias	Sí	Efecto barrero para algunos animales que dependen de los doseles
Fauna		
Alteración de comunidades acuáticas		
Efecto barrero	Sí	
Alteración de comunidades de fauna terrestre	Sí	por ruido y cambio de condiciones por trabajo
Pérdidas de fauna nativa y/o con problemas de conservación		
Medio Humano		

Tabla de identificación de principales impactos (fase de construcción)		
ETAPA DE CONSTRUCCIÓN	Sí / No	Observaciones
Aumento de ruido ambiental, riesgo de accidentes viales, polvo en el aire, y restricciones de tránsito	Sí	
Alteración de costumbres en comunidades cercanas		
Incremento de habitantes en centros urbanos cercanos		
Aumento de posibilidades de empleo	Sí	
Incremento de la actividad económica	Sí	
Alteración de costumbres de comunidades étnicas		
Aumento flujo vehicular		
Áreas Protegidas		
Alteración de reservas naturales o parques nacionales	Sí	Camino de Cruces, Parque Nacional Soberanía
Alteración de patrimonio arqueológico o histórico		
Paisaje y Turismo		
Alteración de valor paisajístico	Sí	hasta que se sotierren las tuberías y se recupere el lugar
Alteración de actividad turística		
Medio Construido		
Deterioro vías de tránsito		
Mejoramiento y construcción de vías de tránsito		

Fuente: Environmental Solutions Panama, 2020.

Tabla 14-12 Identificación de impactos ambientales fase operación.

Tabla de identificación de principales impactos (fase de operación)		
ETAPA DE OPERACIÓN	Sí / No	Observaciones
Aire		
Aumento Nivel de Ruido		
Agua		
Modificación del régimen hidrológico y mecánica fluvial de los cuerpos de agua que se atraviesan		
Riesgo de deterioro de la calidad del agua		
Alteración del nivel estático en acuíferos cercanos		
Suelo		
Pérdida de estabilidad mecánica		
Flora		
Remoción de cobertura vegetal		
Fauna		
Menoscabo en el hábitat de la fauna acuática		
Efecto barrera	Sí	
Pérdidas de fauna nativa y/o con problemas de conservación		

Alteración de comunidades de fauna terrestre	Sí	
Riesgo de choque para avifauna		
Posible efecto de campos electromagnéticos en la fauna		
Perturbación ecológica aguas debajo de la toma	Sí	Por succión de agua en la toma
Medio Humano		
Posible efecto de campos electromagnéticos en las personas		
Alteración de la disponibilidad del recurso hídrico	Sí	se extraerán metros cúbicos de las fuentes de agua de Bayano y otros cuerpos cercanos
Paisaje y Turismo		
Alteración de valor paisajístico		
Alteración de actividad turística		
Medio Construido		
Riesgo de deterioro de obras civiles	Sí	

Fuente: Environmental Solutions Panama, 2020.

14.9. PROGRAMAS Y PLANES QUE DEBE INCLUIR EL EsIA

El EsIA debe complementarse con estudios que permitan a los técnicos plantear las mejores soluciones en materia de prevención y mitigación del impacto ambiental. Los estudios mencionados deben estar dirigidos a la caracterización de los efectos aguas abajo de la zona de captación en el río Bayano.
Los estudios indicados deben incluir los aspectos indicados a continuación:

- Estudios hidrológico-hidráulicos en los cuerpos de agua que se requieran (rios Bayano, Mamoní, Tranca, Cabobre y Pacora)
- Análisis de la actividad pesquera en el estuario del río Bayano
- Caracterización de poblaciones vegetales acuáticas aguas abajo del Río Bayano
- Caracterización de poblaciones animales acuáticas aguas abajo del Río Bayano
- Análisis del uso social de las aguas abajo río Bayano
- Análisis de la conectividad ecológica entre la zona de captación y aguas abajo de ella.
- Soluciones para mitigar el efecto barrero.
- Estudio de afectaciones sociales aguas abajo de la zona de captación del río Bayano.
- Modelo hidrológico del Río Bayano aguas debajo de la zona de captación.

14.9.1. Cronograma para el desarrollo del EsIA

Para desarrollar un EsIA Cat. III en necesario contar con el tiempo requerido para el levantamiento de información de dos temporadas climáticas diferentes en Panamá: época seca y época de lluvias. Igualmente, se estima que la entrega del documento se realice en ocho meses, teniendo en cuenta la gestión de evaluación de impacto ambiental por parte del Ministerio de Ambiente, la cual incluye la revisión y análisis de la información por parte de los funcionarios de esa institución. Se debe tener en cuenta que el Decreto Ejecutivo 123 de 2009, establece que se debe realizar un Foro Público, previa autorización del Ministerio de Ambiente.

De manera general, se estima que el desarrollo del EsIA siga el cronograma presentado a continuación (ver Anexo 7):

	mes								
actividad	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
inicio									
administración de contratos									
información de escritorio									
información de campo									
estudios específicos									
descripción de proyecto									
análisis ambiental									
PMA									
diseño de planes									
Fin de EsIA									

Figura 14-5 Cronograma desarrollo EsIA.

*Las actividades con secciones rosadas indican que se deberían contratar de manera independiente los estudios científicos.

15. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA ESTUDIOS POSTERIORES

15.1. CONCLUSIONES

15.1.1. Hidráulica

15.1.1.1. Obra de captación Jesús María

Considerando el esquema metodológico propuesto en los criterios de diseño y la síntesis de cálculo presentada en el capítulo de diseño hidráulico (respaldado con sus respectivas memorias de cálculo), se presentan a continuación las conclusiones asociadas al esquema de la captación Jesús María.

15.1.1.1.1. Niveles en el río Bayano

La definición de los niveles hidráulicos sobre el río Bayano, en el tramo objeto de valoración (30 km aguas abajo desde sitio de descarga de la Central Hidroléctrica Bayano), se establecieron a partir de un ejercicio de modelación hidráulica que involucró la información topobatimétrica, las crecientes de diseño y las características de rugosidad del lecho y bancas establecidas a partir de los valores de referencia en la literatura.

Los niveles reportados permiten definir el punto de comparación para cuantificar el efecto del remanso (producto de la conformación de la barrera móvil) entre la descarga de la Central Hidroléctrica Bayano y el sitio de la captación jesús María, y con ello las afectaciones en las poblaciones presentes y en la descarga de la Central Hidroléctrica Bayano.

Teniendo en cuenta los registros de Balboa en la costa pacífica y la fluctuación máxima identificada en las series existente, se recomienda para la fase de diseño detallado la constitución de un ejercicio de modelación hidráulica sobre el río Bayano desde la descarga de la Central Hidroléctrica Bayano hasta su desembocadura al Océano Pacífico, permitiendo valorar en detalle el nivel de influencia de las mareas en los niveles hidráulicos en el punto de captación.

15.1.1.1.2. Barrera Móvil

El esquema propuesto para la constitución de la barrera móvil permite minimizar el impacto producto de los remansos, a través de la conformación de 14 compuerta radiales de 8.5 m de ancho por 10.5 m de alto, que se complementan con una compuerta de 5.0 m de ancho por 7.1 m de alto asociada al canal de limpia.

Para la creciente de diseño (500 años), el remanso máximo aguas arriba de la barrera móvil es de 0.40 m en referencia a el nivel reportado para la condición sin obras, sobrenivel que se disipa a 0.02 m en el sitio de descarga de la Central Hidroléctrica Bayano.

El nivel máximo de operación definido (NAMO = 6.5 msnm) permite mantener el régimen hidráulico del río Bayano restringiendo los desbordes sobre las zonas de bancas, lo que minimiza el impacto sobre las poblaciones que se asientan en el sector comprendido entre la descarga de la Central Hidroléctrica Bayano y el sitio de implantación de la captación Jesús María, y generando únicamente un sobre nivel de 0.15 m en la descarga de la Central, que representa una pérdida del 0.28% (0.148m) en el salto bruto máximo para generación de la Central Hidroléctrica Bayano (53 m) que resulta despreciable.

El nivel de protección para los equipos electromecánicos y diques de cierre complementarios se definió a partir de la estimación de un borde libre, siguiendo las recomendaciones del USBR, a la cota 13.40 msnm para la creciente de 500 años, y verificando de manera complementaria el paso de la creciente de 1000 años con un borde libre mínimo de 0.6 metros

Aguas abajo de la barrera móvil, en el punto de descarga, se prevé la conformación de un esquema de protección, compuesto de un dentellón contra socavación que se posiciona en la cota -11.0 msnm (7.5 m por debajo del nivel del lecho), este se encuentra protegido con bloques de concreto de 1.0 m. La definición de este nivel surge del análisis de la condición de descarga en las compuertas radiales para diferentes aperturas (considerando la apertura total de las mismas en momentos de crecientes) y los requerimientos estructurales y geotécnicos de estabilidad de la obra. La profundidad del dentellón aguas arriba de la barrera móvil obedece a requerimientos estructurales y geotécnicos de estabilidad de la estructura, que corresponde con el nivel -12.5 msnm.

De manera complementaria, con el fin de confinar los procesos erosivos que se llegasen a presentar aguas abajo de la barrera, se propone la conformación de dos muros laterales aguas abajo de la descarga (margen izquierda y derecha) con una extensión de 23.5 m (establecida a partir del análisis de longitud del resalto hidráulico), cimentados en la cota -10.5 msnm.

Se requiere de un rebaje local del lecho en el sitio de implantación de la captación para llevarlo a la cota -3.50 msnm, y de un perfilado sobre la margen izquierda aguas arriba y aguas abajo de la barrera, esto permite garantizar que los vanos que se posicionan por fuera de la línea de corriente principal operen bajo condiciones hidráulicas similares a las demás estructuras. Aguas arriba sobre la margen izquierda y aguas abajo sobre la margen derecha (en el perfilado) se prevé la conformación de un esquema de protección (enrocado o bloques de concreto) que garantice la estabilidad de la banca y con ellos la operación prevista en la barrera móvil.

Tomando en cuenta que la barrera movil abarcará todo lo ancho del cauce en la zona de Jesús María, se recomienda que en los estudios ambientales a desarrollar se analice la posibilidad de generar un paso para la población que permita el tránsito de una margen a otra como medida de mitigación en los aspectos sociales del proyecto.

15.1.1.1.3. Canal de limpia

El canal de limpia se proyectó sobre la margen derecha, enfrente de la captación lateral, la cual fue prevista con un muro divisorio en la cota 6.50 msnm (NAMO). El mismo cuenta con una

compuerta radial de 5.0 m de ancho por 7.1 m de alto, que para diferentes aperturas permite el paso de caudales, generando velocidades de flujo frente de la estructura de captación que inducen el lavado del material que se deposite en esta zona.

Para el canal de limpia se contempla un blindaje en la solera hasta una altura de 1.0 m, este permitirá proteger la estructura ante posibles procesos de degradación debido al paso de sedimentos a altas velocidades.

En la descarga del canal de limpia al igual que en el resto de los vanos, se requiere de un dentellón contra socavación (nivel -11.00 msnm), protegido con bloques de concreto de un 1.0 m.

15.1.1.1.4. Estructura de captación Jesús María

Teniendo en cuenta los criterios y lineamientos hidráulicos establecidos, la estructura de captación consta de un vano de 5.5 m de ancho por 2.5 m de alto (considerando un factor de taponamiento del 50%), con rejas en su entrada, y un nivel de solera en la cota 4.0 msnm, 4.1 m arriba del fondo del canal de limpia para restringir el ingreso de sedimentos. La estructura se conecta con los desarenadores a través de un único canal, en cuyo recorrido se dispone de tablones de cierre y compuertas para permitir las labores de operación y mantenimiento al interior de las estructuras. Este canal se divide posteriormente en tres canales de 1.6 m de ancho, cada uno de los cuales comunica con sus respectivas naves.

15.1.1.1.5. Desarenador

Las dimensiones establecidas para las estructuras de desarenación se derivan del análisis de optimización ejecutado, considerando la constitución 3 naves, con relaciones L/B entre 3 y 5, asociadas a pendientes de la tolva entre el 10 y el 100%, buscando el menor volumen total para la estructura que permita la retención de una partícula de 0.2 mm (condición de diseño) asociada a un porcentaje de remoción del 95%.

Los resultados obtenidos muestran como mejor alternativa una configuración con tres naves (una para labores de mantenimiento), con una relación de largo/ancho igual a 3, una longitud igual a 24.20 m, un ancho de 7.95 m y una relación 1V:3.5H en la tolva.

Al final de la estructura se encuentra el vertedero de excesos (este define el perfil hidráulico desde el desarenador hasta la estructura de captación) que descarga al tanque de bombeo, y la compuerta de lavado para las labores de operación y mantenimiento.

Se recomienda con el fin de caracterizar el material de arrastre y suspensión en el río Bayano, la constitución de un esquema de monitoreo constante, que permita establecer la fracción de transporte del sistema, teniendo en cuenta la variación diaria del régimen de caudales asociado al esquema de operación de la Central Hidroléctrica Bayano. Esta información permitirá en la fase de análisis detallado constituir la necesidad específica del sistema en cuanto a necesidades de remoción de sedimentos.

15.1.1.1.6. Descarga caudal ecológico

La estructura de descarga para el caudal ecológico se deriva de la estructura de captación, mediante una compuerta plana que permite el ingreso de flujo a una alcantarilla en cajón de 1.0 m de ancho por 1.0 m de alto, que descarga sobre la margen derecha del río Bayano aguas abajo del canal de limpia, estructura que está en la capacidad de evacuar la totalidad del caudal ecológico (2.35 m3/s) considerando un nivel aguas arriba en la cota 6.00 msnm (cota cresta vertedero desarenador) y nivel aguas abajo (3.82 msnm), con una apertura de la compuerta del 75.5%.

Se recomienda validar el caudal ambiental, haciendo uso de criterios hidrobiológicos y de usos, en el caso de emprender con este proyecto.

15.1.1.1.7. Tanque de bombeo

Teniendo en cuenta el esquema metodológico propuesto, el dimensionamiento del tanque se efectuó considerando un tiempo de retención de 15 minutos (1440 m^3 de volumen útil y 5,448.56 m^3 de volumen total, para un nivel de agua en el tanque de bombeo en la cota 5.38 msnm), lográndose una velocidad transversal de flujo de 0.04 m/s en la zona de aproximación al punto de succión de la bomba.

El arreglo del tanque es asimétrico con un ancho variable entre 25.85 y 40.50 m, permitiendo el empalme entre la descarga del vertedero del desarenador y el ancho requerido por el sistema de bombeo considerando su arreglo geométrico. También se requiere de un fondo variable (nivel 4.12 msnm y 0.00 msnm) teniendo en cuenta la necesidad del paso de los ductos de lavado del desarenador.

Se recomienda para la fase de diseño detallado la ejecución de un modelo físico o numérico, que permita evidenciar aspectos particulares asociados con la operación hidráulica del sistema de bombeo, permitiendo prever problemas de operación en los equipos mecánicos, por condiciones atípicas en las distribuciones de las líneas de flujo en el tanque de bombeo.

15.1.1.1.8. Pozo de bombeo para sedimentos

Considerando que por diferencias de nivel no se pueden descargar el caudal de lavado del desarenador en el río Bayano, se contempla la constitución de un tanque anexo de 93.90 m^3 que permite una frecuencia de lavado de las estructuras de 15 días. Este contará con un sistema de bombeo que permita la extracción del caudal producto del lavado para su posterior disposición.

15.1.1.1.9. Operación de la barrera móvil

El esquema de operación de la barrera móvil tiene como objetivo garantizar el caudal asociado a la necesidad particular de bombeo en función de la etapa de operación. Para esto se dispone de un conjunto de elementos de control en la obra de captación que permiten mantener el NAMO hasta

ciertas condiciones de caudal en el río Bayano.

El esquema de operación contempla la descarga del caudal ecológico (2.35 m³/s), el caudal asociado a la necesidad de bombeo en la etapa final de desarrollo del proyecto (6.00 m³/s), la operación de compuertas tipo clapeta (sobre las compuertas radiales de la barrera móvil) para la descarga de caudales que no puedan ser manejados por la compuerta del canal de limpia, que se suma a 14 compuertas radiales posicionadas en la barrera móvil para el manejo de la crecientes.

El esquema de operación propuesto tiene como prioridad la descarga del caudal ecológico, para esto se ha garantizado que cuando el nivel de agua en la obra de captación alcance la cota cresta del vertedero del desarenador, por la estructura del caudal ecológico se puedan evacuar los 2.35 m^3/s asociados con este requerimiento, umbral a partir del cual entraría en operación la estación de bombeo con un caudal máximo de 6.00 m³/s.

Una vez se superen los 8.35 m³/s (2.35 m³/s + 6.00 m³/s) de afluencia en el río Bayano, se debe entrar a operar las compuertas tipo clapeta o la compuerta del canal de limpia con una apertura de 0.5 m lo que permite una descarga de 23.2 m^3/s.

A partir de los 31.55 m^3/s se debe operar la compuerta radial del canal de limpia hasta los 2 metros de altura, permitiendo el paso de 77.6 m^3/s por esta estructura.

Cuando el caudal del río Bayano supere los 85.95 m^3/s, entrarán en operación las compuertas radiales siguiendo el esquema que se presenta en la Tabla 8-25, requiriendo la operación de 5 compuertas con una apertura de 6.5 m para el mantener el NAMO en la cota 6.5 msnm, evacuado un caudal de 1,242.39 m^3/s, momento a partir del cual no se puede mantener el nivel de agua máximo de operación y se deben abrir todas la compuertas radiales, evitando remansos aguas arribas de la obra de captación. Esquema de operación que deberá ser definido en la fase de diseño detallado bajo las condiciones particulares de crecientes a considerar.

Cabe resaltar que la apertura de la primera compuerta de la barrera móvil deberá ser restringida a 2.0 m, con el fin de contener las profundidades máximas de socavación aguas abajo de la estructura, y en caso de requerirse una mayor capacidad de descarga deberá operarse una compuerta anexa.

15.1.1.1.10. Manejo del río durante construcción

Se propone un esquema de conformación de las obras de la captación Jesus Maria en dos fase, bajo la utilización de un esquema de desvío apoyado en diques en tierra y ataguías celulares en las zonas con restricciones de espacio. La creciente de diseño corresponde con un periodo de retorno de 10 años (teniendo en cuenta que, si se generan sobrepasos producto de una creciente mayor, la afectación se limita a la zona de obras), y velocidades de flujo por debajo de los límites establecidos para este tipo de obras (6.0 m/s).

Los niveles de cierre de las obras se estimaron a partir de un ejercicio de modelación hidráulica en

HEC-RAS (considerando un borde libre mínimo de 1.0 metros), este involucra la configuración del sistema en las dos fases de desvío propuestas.

La fase de desvío 1 involucra la conformación de las obras sobre la margen derecha dándose prioridad a la estructura de captación, a seis vanos incluyendo el canal de limpia (requeridos en la fase 2 de desvío), al dique de la vía de acceso a la barrera móvil ubicado aguas abajo de la barrera móvil, y al dique que protege los canales de enlace. La conformación de estas estructuras permite avanzar en la zona del desarenador y la estación de bombeo bajo un nivel de protección de 500 años, minimizando el riesgo que se produzcan sobrepasos que generen afectaciones en los equipos mecánicos.

La fase de desvío 2 involucra la conformación de los 9 vanos faltantes de la barrera móvil (incluido el dique de cierre sobre la margen izquierda), y el perfilado de la banca izquierda aguas arriba y aguas abajo de la barrera móvil. En esta etapa se desvía el caudal por los vanos constituidos en la fase 1, dejando una de estas estructuras para conformar el cierre con las ataguías celulares (cellular cofferdams).

Los niveles de flujo para los desvió en fase 1 y 2, considerando los resultados de la modelación hidráulica corresponden con niveles aguas arriba y en la barrera de 11.40 y 12.20 msnm paras las fases 1 y 2 respectivamente, y de 10.40 msnm aguas abajo en ambas etapas.

15.1.1.2. Bombeos

15.1.1.2.1. Bombeo Jesús María

Aplicando los criterios de diseño expuestos en el numeral 6 se tiene que el bombeo Jesús María cuenta con un tanque de 5,448.56 m³ de volumen total, la estación se diseñó para un caudal de 6.00 m³/s y contará con 6 bombas centrífugas de eje horizontal de 2.00 m³/s cada una, de las cuales una de ellas es de respaldo, para una cabeza bruta de 198.95 m y una potencia de 83.56 MW.

15.1.1.2.2. Bombeo a Tanque cota 120 msnm en Tocumen

La estación contará con 5 bombas centrífugas de eje horizontal de 0.872 m³/s cada una (una de ellas es de respaldo) para una cabeza bruta de 150 m y un caudal total de diseño de 3.486 m³/s hasta el tanque ubicado en la cota 120 msnm. En la abscisa K0+950 del tramo 17 se tiene una salida de 0.5 m³/s al sitio “Altos de Tocumen”, desde allí el bombeo continúa con un caudal de 2.986 m³/s hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen.

15.1.1.3. Tanques

Los tanques de carga se dimensionan, para un tiempo de retención de 15 min del caudal de diseño de la conducción, lo cual permite realizar operaciones de apertura de válvulas del sistema sin que se genere vacío en la tubería.

15.1.1.3.1. Tanque Malambo

El Tanque Malambo cuenta con un volumen de 5,547 m³ y con dimensiones 41 m de largo, 41 m de ancho, y 3.3 m de profundidad, además tiene proyectado un sistema de desagüe y vertedero de excesos. Su cota de fondo es 172 msnm.

15.1.1.3.2. Tanque cota 120 msnm en Tocumen

El tanque se localiza al final del tramo 17, cota de fondo 120 msnm, tendrá 26 m de largo, 26 m de ancho y 4.0 m de profundidad (más 0.45 m de borde libre), se dimensionó para un tiempo de retención de 15 minutos y un caudal de 2.986 m³/s, lo que permite tener un volumen de reserva de 2,704 m³.

15.1.1.4. Conducciones

Para el dimensionamiento de la tubería, se aplicaron los criterios de diseño expuestos en el numeral 6.

La conducción se compone por los tramos 2, 4, 5, y 10, con una longitud total de 39,859 m, en dicha longitud están incluidas las longitudes que ocuparán las diferentes estructuras proyectadas a lo largo de la conducción y permitirá la entrega de caudales a la PTAP La Joya (Proyectada). A continuación, se describe cada uno de los tramos de la conducción.

15.1.1.4.1. Tramo 2 - Conducción de impulsión Bocatoma Jesús María a Tanque Malambo

La salida de caudales de la estación de bombeo “Jesús María” se realizará por medio de 1 tubería en acero con longitud de 6,789 m, diámetro de 1.8 m y Presión de trabajo de 25 Bar, entregando en la cota 172 msnm, al tanque de carga Malambo.

15.1.1.4.2. Tramos 4, 5, 10 - Conducción a gravedad Tanque Malambo a PTAP La Joya

Tabla 15-1 Tramo 4, 5 y 10

Tramo	Longitud (m)	ø (m)	PN (Bar)	Observaciones
4	4,981	1.8	25	Sale de tanque Malambo hasta abscisa K11+812, donde empieza el Tramo 5.
5	11177.5	1.8	25	Va de la abscisa K11+812 a la abscisa K22+990, donde la conducción cambia de diámetro.

Tramo	Longitud (m)	ø (m)	PN (Bar)	Observaciones
5	11177.5	1.6	25	Va de la abscisa K22+990 a la abscisa K34+158, donde se ubicará la derivación a la PTAP La Joya
10	5,701	1.5	16	Va de la Derivación en Tramo 5 (K34+158) a PTAP La Joya.

Los tramos descritos se proyectan en tubería Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (GRP - Glass Reinforced Plastic Pipe, por sus siglas en inglés).

La PTAP La Joya se proyectó para un caudal total de 6 m³/s de acuerdo con la proyección de la demanda de abastecimiento suministrada por el IDAAN a la ACP, sin embargo, se recomienda que se realicen en estudios de plan maestro de abastecimiento en los que se analice de manera detallada el crecimiento de la demanda de agua, la localización de la población y las posibles etapas de construcción de la PTAP La Joya.

15.1.1.5. Red de distribución

La red de distribución va desde la PTAP la Joya hasta dos zonas. La primera hasta la ciudad de Panamá y la segunda, a la zona este. De la PTAP La Joya sale un caudal de 6 m³/s, dicho caudal se va repartiendo a través de 10 puntos de entrega definidos por el Cliente, para un total de 3.014 m³/s, el caudal sobrante (3.986 m³/s) se lleva hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen.

Esta red de distribución se compone de varios tramos que se describen a continuación:

- TRAMO 11 A: tiene una longitud de 6,49 Km con un diámetro de 2.50 m en tubería GRP, PN 10, que comienza desde la PTAP La Joya hasta el punto de entrega del Tramo 13 A con un caudal de 6 m³/s. En este punto se hace una división de caudal al tramo 11 B y al Tramo 13 A.

- TRAMO 11 B: hace la distribución a la ciudad de Panamá. Tiene una longitud de 3.79 Km con un diámetro de 2.50 m en tubería GRP, PN 10, con un caudal de 4.636 m³/s que comienza desde el Tramo 11 A hasta el punto de quiebre con la vía Panamericana donde comienza el Tramo 15. En este punto se hace una entrega de caudal de 0.50 m³/s en La Salida Pacora.

- TRAMO 15: tiene una longitud de 9.90 Km con un diámetro de 2.00 m en tubería GRP, PN 10, con un caudal de 4.136 m³/s que comienza desde la Salida de Pacora que inicia la vía Panamericana hasta la Estación de bombeo. En este punto se hace una división de caudal al tramo 16 y al Tramo 17.

- TRAMO 16: tiene una longitud de 6.05 Km con un diámetro de 0.70 m en tubería GRP, PN

10, con un caudal de 0.650 m³/s que descarga por gravedad que comienza desde La estación de bombeo hasta la entrega en la Salida 9. En este punto se hace entrega del caudal.

- TRAMO 17: sale de un rebombeo (Q= 3.486 m³/s, cabeza 150 m), tiene una longitud de 5.18 Km con un diámetro de 1.5 m en tubería GRP, PN 25, con un caudal de inicio 3.486 m³/s y un caudal final 2.986 m³/s debido a una entrega de caudal de 0.50 m³/s en el Tanque Tocumen ubicado a 1.90 Km de la Estación de bombeo. El tramo comienza en la estación de bombeo hasta el tanque cota 120 msnm en Tocumen. En este punto se hace entrega del caudal de 2.986 m³/s.

- TRAMO 13 A: Tiene una longitud de 1.53 Km con un diámetro de 1.00 m en tubería GRP, PN 10, con un caudal de 1.364 m³/s que comienza desde el final del Tramo 11 A hasta el punto de entrega con el tramo 14.

- TRAMO 14: tiene una longitud de 2.18 Km con un diámetro de 0.30 mts en tubería GRP, PN 10, con un caudal de 0.070 m³/s que comienza desde el final del Tramo 13 A hasta un acceso a la vía Panamericana.

- TRAMO 13 B: tiene una longitud de 1.54 Km con un diámetro de 1.00 m en tubería GRP, PN 10, con un caudal de 1.294 m³/s que comienza desde el final del Tramo 13 A hasta el punto de entrega denominado salida 6 que entrega un caudal de 0,163 m³/s. En este mismo punto inicia el tramo 13 C.

- TRAMO 13 C: tiene una longitud de 19.43 Km con un diámetro de 1.00 m en tubería GRP, PN 10, con un caudal de inicio 1.131 m³/s y un caudal final 0.184 m³/s debido a cinco entregas de caudal a lo largo del tramo. Las entregas están caracterizadas así: La primera, (Salida 5) que tiene un caudal de salida de 0.332 m³/s ubicado en la abscisa K05+500, y que continúa conduciendo el restante caudal de 0.799 m³/s en el tramo; La segunda, (Salida 4) que tiene un caudal de salida de 0.311 m³/s ubicado en la abscisa K13+800, y que continúa conduciendo el restante caudal de 0.488 m³/s en el tramo; La tercera, (Salida 3) que tiene un caudal de salida de 0.160 m³/s ubicado en la abscisa K16+300, y que continúa conduciendo el restante caudal de 0.328 m³/s en el tramo; La cuarta, (Salida 2) que tiene un caudal de salida de 0.144 m³/s ubicado en la abscisa K19+100, y que continúa conduciendo el restante caudal ya hasta el final del tramo a la salida 1 de 0,184 m³/s.

15.1.1.6. PTAP La Joya

La configuración del tren de tratamiento se definió con base en los resultados de calidad del agua del río Bayano en el punto de captación y con los resultados del estudio de tratabilidad del agua.

Para el estudio y el dimensionamiento se tuvieron en cuenta los procedimientos, normas y parámetros planteados por la Organización Mundial de la Salud (OMS), la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS).

El sistema seleccionado es una planta convencional compuesta por unidades de mezcla rápida, floculación o mezcla lenta, sedimentación de alta tasa, filtración rápida con filtros de lecho mixto de arena - antracita, proceso de desinfección con cloro y sistema complementario de desinfección con lámparas UV para la eliminación Giardia y Cryptosporidium en caso de encontrarse su presencia en agua cruda; y unidades de tratamiento para manejo de lodos.

Adicionalmente, la planta contará con las siguientes unidades, instalaciones e infraestructura para su adecuado funcionamiento:

- Vía de acceso
- Cerramiento
- Edificio de administración y laboratorio
- Edificio taller y almacén
- Edificio de administración y dosificación
- Caseta de sopladores
- Edificio de cloración
- Tanque de agua tratada para lavado de filtros (lavado mutuo o lavado compartido)
- Edificio de instalación de consolas de lavado de filtros
- Sistema de manejo y tratamiento de lodos

Se proyectó un sistema de tratamiento en dos etapas correspondiente a los caudales de ingreso en: 3.0 m^3/s y 6.0 m^3/s; el sistema se dividió en tres trenes subdividios en dos modulos, con una capacidad de tratamiento para cada módulo de 1 m^3/s.

El sistema está compuesto por una estructura de repartición que cuenta con tres ramales que maneja cada uno un caudal de 2 m^3/s. cada ramal entrega posteriormente a las unidades de floculación con floculadores mecánicos de eje vertical, con trenes de tratamiento de 1m^3/s y cada uno con cuatro compartimentos para cuatro gradientes de mezcla. En total se diseñaron 6 floculadores de 8 metros de ancho por 32.9 m de largo.

Posteriormente el agua pasa a los sedimentadores de alta tasa, compuesto por doce unidades de sedimentación, en donde cada uno trata 1 m^3/s. las dimensiones de los sedimentadores son de 8.95 metros de ancho por 63.1 metros de largo

El agua ingresa luego al sistema de filtración compuesto por 12 filtros de lecho mixto y de lavado mutuo. Cada filtro mide 14 metros de largo por 12.6 metros de ancho, con canaleta central de lavado de 1 metro de ancho.

Para el tratamiento de lodos evacuados en los procesos de floculación, sedimentación y filtración; se proyectaron unidades de homogenización, complementadas con tratamiento de espesamiento y deshidratación. El lodo tratado será entregado a un tercero, encargado de su traslado y disposición final. El agua clarificada retornará a la cámara de admisión de la planta, para ser incorporada en el proceso de tratamiento.

El agua finaliza su tratamiento con el sistema de desinfección con cloro gaseoso para la eliminación

de bacterias y virus, y como sistema complementario para la eliminación de parásitos como la Giardia y Cryptosporidium; se plantea el uso de equipos ultravioleta, los cuales por su acción germicida garantizan una eliminación de agentes patógenos superior al 90%.

Para la siguiente etapa del diseño se deberá realizarán ensayos de tratabilidad complementarios en el río Bayano para diferentes periodos climáticos y diferentes condiciones de calidad del agua que permitan identificar la integración de tecnologías o procesos que refuercen el tren de tratamiento propuesto.

Se recomienda realizar monitoreos periódicos de calidad bacteriológica en el punto de captación sobre el río Bayano, con el fin de identificar la presencia, la concentración y la viabilidad de quistes de Giardia y ooquistes de Cryptosporidium como indicadores de contaminación de origen parasitario y realizar los estudios detallados de desinfección para su eliminación del agua de suministro.

15.1.2. Vías

- Se realizó un diseño vial funcional que satisface los requerimientos de acceso a cada uno de los componentes del proyecto y se presenta como resultado, las cantidades de obra necesarias para evaluar la etapa de factibilidad.

15.1.3. Geología

- A nivel de geología regional, la conducción río Bayano y su red de distribución para diseño de factibilidad se localiza en la zona central de Panamá, entre el canal de Panamá y el río Bayano limitadas por la Serranía de San Blas y la Serranía de Majé. Litológicamente, dicha conducción posee un área de influencia que abarca varias formaciones geológicas constituidas por rocas de edades Cretácicas, Terciarias y sedimentos Cuaternarios sobresaliendo las Formaciones Mamoní (K-COma), Playa Venado (K-VE), Paragüito (K-PAR), Panamá (TO-PA), Topaliza (TOM-TZ), Cerro Viejo (PL/PS-Cv), Las Lajas (QR-Ala) y depósitos aluviales activos (Qal).

- Desde el punto de vista geomorfológico, la conducción que incluye la red de distribución se emplaza sobre tres provincias: (a) una provincia con relieve de carácter colinado conformando las sierras de San Blas y de Maje, al norte y sur del área de emplazamiento (tramos de conducción 2, 4 y parte del 5); (b) una provincia con un relieve estructural-denudacional asociado al desarrollo de colinas y montañas bajas moderadamente disectadas, al oeste del área de estudio (algunos segmentos de la parte final de la red de distribución y el tanque cota 120 msnm en Tocumen); y (c) al sur del área de estudio (segmentos del tramo 5, 10 y 11 y gran parte de la red de distribución), una provincia con un relieve plano a levemente ondulado, que incluye morfologías de litoral costero. Estas morfologías onduladas interactúan con morfologías fluviales, lagunares y de ciénagas, y conforma, en general, una planicie fluvio-marina influenciada por el mar Pacífico.

- Dada la configuración tectónica sobre la que se emplaza la República de Panamá, en la zona central del istmo, y por donde se encuentra la conducción y su red de distribución, se generan varios lineamientos y fracturas, inferidos a partir de fotointerpretación y análisis cartográfico. Estos sistemas estructurales se categorizaron según la tendencia analizada a partir de modelos de elevación digital; los sistemas de primer orden presentan rumbo NE-SW asociados a los efectos compresivos del cinturón deformado del norte de Panamá, representadas por las fallas Gatún y Limón; los de segundo orden, tienen dirección N-S y están asociados a la zona de fractura de Panamá (P.F.Z) entre ellas las fallas de Azota, Pedro Miguel y Miraflores; y los de tercer orden, NW-SE, de acuerdo con el Mapa de la región sur de América Central y la microplaca de Panamá (Coates et al., 2004).

- Se resalta la presencia de un lineamiento de dirección E-W que pone en contacto la región al N del piedemonte de la serranía de San Blas con la provincia fluvio-marina donde está la mayor parte del alineamiento de la conducción (tramos 2, 4, 5, 10 y 11) y parte de la red de distribución.

- Los lineamientos y fallas se consideran inferidas a partir de la cartografía regional asociada al Mapa Geológico Hoja 5 Región Oriental de Panamá del Ministerio de Comercio e Industrias, Dirección General de Recursos Minerales de Panamá, 1991, y de los estudios de Cowan, H, Machette, M, Haller, K y Dart, R, 1998 y del estudio Earth Consultants International (ECI, 1998).

- A nivel local, el sitio de toma Jesús María se emplaza sobre ambas márgenes del río Bayano, representado por depósitos aluviales activos (Qal) con morfología de terrazas de la cuenca del río Bayano. Constituidos por sedimentos finos conformados por arcillas y arenas con tamaño de grano fino a medio, líticos oscuros de origen volcánico, fragmentos de rocas de variada composición, de formas subredondeadas a redondeadas, con tamaños que van desde gránulos hasta bloques, con espesores que varían entre los 6.3 m y mayores a 23 m como los observados en las perforaciones BAY-IN-JM-BH-01 a BAY-IN-JM-BH04.

- Estos depósitos aluviales de la cuenca del río Bayano, cubren de manera discordante a rocas terciarias de la formación Topaliza (segmento TOM-TZ1), constituidas por areniscas tobáceas de tonalidades amarillentas, de grano fino que tienden a medio, vidrio volcánico y líticos oscuros, con evidencia de carbonatos, presentes en el sitio de toma Jesús María y tramo 2 de la conducción.

- La morfodinámica del área de emplazamiento del sitio de toma y obras anexas está ligada fundamentalmente a la erosión lateral de carácter local que se presenta en ambas márgenes del río Bayano, la cual obedece a la disección natural de la dinámica de este cauce a lo largo del tiempo, asociadas a la energía que posee dicho cauce en estos puntos.

- En el sitio del tanque Cerro Malambo se encuentran rocas de la Formación Topaliza (segmento TOM-TZ2), constituida por una alternancia de capas delgadas a medias de areniscas tobáceas de grano fino, líticos volcánicos, presencia moderada a baja de carbonatos, y niveles de tobas amarillentas que alcanzan los 20 cm de espesor de baja

densidad; rocas fracturadas, duras, secas, con procesos de oxidación moderados; alcanza desarrollo de suelo residual limoso transición roca descompuesta hasta los 2 metros de profundidad; se presentan areniscas tobáceas de tonalidades café - amarillentas de grano fino a medio, con carbonatos, niveles de tobas de cenizas y tobas líticas gruesas con fragmentos tamaños guijarros hasta bloques logrando perfiles de meteorización de rocas completamente meteorizadas (IIA) hasta rocas moderadamente meteorizadas (IIB-IIA) con profundidades hasta los 50 m observadas en la perforación BAY-TA-JM-BH-01.

- En el sitio de la PTAP La Joya se encuentran rocas de la Formación Panamá fase marina (TO-PA). En esta zona y sobre afloramientos adyacentes se presentan intercalaciones de capas gruesas de calizas biomicríticas con presencia de fósiles, esporádicos líticos volcánicos y láminas delgadas de lodolitas calcáreas de tonalidades grisáceas; mientras que en las perforaciones ejecutadas en este sitio se presenta desarrollo de suelos residuales arcillosos de tonalidades rojizas alcanzando una profundidad de 15 metros, seguido se presentan rocas con nivel de meteorización IIA (rocas muy meteorizadas Deere & Patton, 1971) rocas altamente meteorizadas (A) asociados a aglomerados volcánicos con una profundidad de hasta 20 metros. En cuanto a las condiciones morfodinámicas, el sitio de la PTAP La Joya se presenta sin evidencias de procesos de remoción en masa que puedan generar inestabilidad sobre las obras geotécnicas proyectadas. En áreas adyacentes, se evidencia la generación de procesos asociados a erosión superficial de tipo laminar y la generación de surcos efecto de las aguas de escorrentía que diseccionan suelos residuales arcillosos y arcillo-limosos y arenosos, los cuales se intensifican en épocas de lluvia sobre superficies desprovistas de vegetación.

- La morfodinámica del área de la PTAP se presenta sin evidencias de generación o activación de procesos de remoción en masa que puedan generar inestabilidad sobre las obras geotécnicas proyectadas. Esta área muestra procesos morfodinámicos de carácter local asociados a erosión superficial, erosión laminar y generación de surcos, efecto de las aguas de escorrentía que diseccionan suelos aluviales arenosos, arcillosos y gravosos, detonados en épocas de lluvia sobre superficies desprovistas de vegetación.

- El área de emplazamiento del bombeo del tramo salida de la red de distribución se ubicará sobre superficies alomadas en forma de montículos bajos que hacen parte de rocas de la Formación Panamá fase marina (TO-PA). En general, estas rocas se encuentran constituidas por areniscas tobáceas amarillentas de grano fino, líticos volcánicos, niveles de aglomerados volcánicos, las cuales muestran un desarrollo de suelos residuales arcillo-arenosos de tonalidades amarillentas a café y naranja con fragmentos de líticos volcánicos, mostrando la alteración a minerales arcillosos, con un espesor que puede variar entre los 2 y 5 metros.

- El sitio del tanque cota 120 msnm en Tocumen de la red de distribución se presenta sobre morfologías colinadas a montañosas disectadas, de cimas semi-redondeadas conformando laderas muy inclinadas a ligeramente escarpadas que hacen parte de rocas de la formación Mamoní (K-COma). Constituidas por rocas plutónicas asociadas a cuarzodioritas, granodioritas, dioritas y sienitas, desarrollan suelos residuales areno – arcillosos con un espesor que puede variar entre los 5 y 8 metros.

- En general, el análisis de las condiciones litológicas, estructurales, geomorfológicas y morfodinámicas de los tramos que hacen parte de la conducción río Bayano y su red de distribución sugiere que el terreno es estable a lo largo del trazado de la conducción. A partir de éstas se definieron seis zonas homogéneas dentro del trazado de dicha conducción, esto es, zonas con características similares.

- La zona homogénea 1 se emplaza mayormente sobre rocas de la formación Topaliza constituida por areniscas tobáceas, lodolitas tobáceas y tobas de perfiles IIA-IIB de roca meteorizada (rocas completamente a moderadamente meteorizadas), con desarrollo de suelos arcillo-arenosos con espesor que varía entre los 1 y 2 metros, sobre las cuales se excavará la zanja para la línea de conducción.

- Las zonas homogéneas 2 y 3 de la conducción y buena parte de la red de distribución se emplazan principalmente sobre depósitos cuaternarios arenosos, arcillosos, limosos y con sedimentos volcánicos asociados a depósitos de llanura aluvial (Qal), con espesores que pueden alcanzar los 5 metros de profundidad, con varios cortes en rocas de dureza media de las formaciones Topaliza y Panamá fase marina, y algunos cortes en rocas duras dioríticas de la formación Mamoní en el área del segmento y emplazamiento del tanque cota 120 msnm en Tocumen, donde la excavación de dicha conducción se efectuará sobre estas condiciones de suelos y rocas.

- La evaluación e inspección visual en ambas márgenes de los diferentes sistemas de drenajes de mayor dimensión fueron verificados en campo y mediante el análisis e interpretación de la ortofoto del área de estudio con una resolución espacial de 4 cm aportada por la ACP.

- El cruce de los ríos Mamoní y Chichebre se efectúa sobre morfologías planas a ligeramente inclinadas en depósitos de llanura aluvial (Qal) y depósitos aluviales activos; presentan en sus márgenes procesos de erosión por socavación lateral debidos a la energía de la dinámica actual de estos drenajes de acuerdo con las épocas invernales donde se acentúan estos procesos. En general, estos cruces, no evidencian generación o activación de procesos de remoción en masa que puedan generar inestabilidad sobre las obras geotécnicas proyectadas.

15.1.4. Amenaza sísmica

- Para el análisis de amenaza sísmica se definieron dos grupos de estructuras en función de las consecuencias que una hipotética falla pudiera tener. El primer grupo (Grupo A) lo conforman aquellas estructuras cuya falla puede generar una liberación no controlada de grandes volúmenes de agua (la principal obra de este grupo corresponde a la barrera móvil). El segundo grupo (Grupo B) lo conforman todas las demás estructuras que hacen parte del esquema del proyecto. Para las estructuras del Grupo A se desarrollaron análisis particulares de amenaza sísmica, con base en los cuales se determinaron los espectros de respuesta para el diseño de las mismas. La determinación de espectros de diseño tiene en cuenta las recomendaciones y los requerimientos de ICOLD (2010) y de la ASEP (2010). Por otro lado, para las estructuras que hacen parte del Grupo B, las solicitaciones sísmicas se determinaron

con base en las recomendaciones y requerimientos del Reglamento Estructural de Panamá (REP2014).

- Al comparar los resultados del modelo de amenaza sísmica con los valores presentados en el REP2014 para las ciudades principales del país, se observa que las leyes de atenuación implementadas (teniendo en cuenta publicaciones más recientes) en el modelo probabilístico predicen mayores aceleraciones para periodos cortos que las leyes de atenuación utilizadas para el cálculo de los mapas de aceleración espectral del Reglamento Estructural de Panamá (REP2014) y aceleraciones espectrales ligeramente inferiores para periodos largos.

15.1.5. Geotecnia

- La caracterización geotécnica para el desarrollo de los diseños geotécnicos se realizó tomando como marco de referencia la geología detallada, complementandolo con el análisis de los resultados de los ensayos in-situ y de laboratorio, que incluyeron ensayos SPT y clasificación de suelos y ensayos de compresión simple en roca. Los parámetros de suelo se definieron mediante correlaciones, literatura técnica y el criterio del diseñador. Mientras que la caracterización del macizo rocoso se realizó a partir de las descripciones litológicas de las perforaciones y los resultados de los ensayos de compresión simple.

- Las obras para la captación Jesús María, barrera móvil, muros y rellenos de cierre quedarán emplazadas en depósitos aluviales aterrazados (Qal) compuestos por sedimentos finos (arcillas y arenas con tamaños de grano fino a medio), algunos líticos oscuros de origen volcánico, con esporádicos fragmentos de rocas volcánicas y con morfología de terrazas de la cuenca del río Bayano. Este depósito tiene un espesor que puede variar entre los 20 a 25 m. Adicionalmente, en este sitio, se identificó también la presencia de rocas de la Formación Topaliza (TOM-TZ1), las cuales serían intervenidas parcialmente para la conformación de la plataforma de la subestación y casa de bombas.

- A partir de las exploraciones ejecutadas en el sitio de toma (4 perforaciones y 5 líneas sísmicas) se definieron tres sectores geotécnicos superpuestos dentro del aluvial: (1) un estrato superior de suelos blandos arcillosos con espesor del orden de 3 a 6 m; (2) un estrato intermedio de suelo denso arenoso con contenido de finos del orden de 12%, correspondiente al aluvión matriz-soportado, con espesor variable entre 3.6 y 9.0 m; y (3) un estrato de suelo denso, con el mismo contenido de finos, pero con mayor contenido de gravas, correspondiente al aluvión clasto-soportado, que se extiende hasta el final de tres de las perforaciones y hasta 6.3 m de profundidad en un perforación ubicada en el estribo izquierdo.

- Como complemento a la caracterización del sitio de toma, teniendo en cuenta la naturaleza arenosa del depósito aluvial en el sitio de captación y que el mismo se encuentra por debajo del nivel freático, se evaluó su susceptibilidad a licuación y el potencial de licuación. En general, los análisis sugieren que el sitio de captación no son susceptibles a licuación; con excepción de un intervalo dentro del sector 2 (aluvial arenoso) de 6.0 a 6.6 m de profundidad en la perforación BAY-IN-JM-BH-04. No obstante, la continuidad de dicho intervalo es desconocida, luego que los resultados no son concluyentes. De allí que se recomienda, para

etapas posteriores de estudio, verificar la continuidad del subestrato y sus implicaciones para el diseño de las obras de captación planteadas sobre la margen derecha del río Bayano.

- A lo largo de la conducción se definieron 6 sectores con características geotécnicas similares. Los sectores geotécnicos identificados a lo largo de los tramos de conducción están relacionados con los tramos de conducción, las zonas homogéneas y variaciones en las unidades geológicas que atraviesa la conducción, a saber, depósitos aluviales (Qal) y formaciones Topaliza (TOM-TZ), Las Lajas (QR-Ala) y Panamá (TO-PA).

- Se observa que en general predominan arenas limosas (SM) con un alto contenido de finos y suelos finos (MH, CH, ML y CL). El espesor de suelo varía a lo largo de la conducción, e inclusive dentro de un mismo sector. Donde la variación del espesor de suelo es poca se asignó un valor conservador a todo el sector, y donde es significativa se adoptaron valores por segmento de conducción dentro de un mismo sector geotécnico.

5. Producto de los análisis de diseño geotécnico de la conducción se definieron 7 secciones típicas, a partir de las cuales se estimaron cantidades de obra para presupuesto de factibilidad. Los análisis tuvieron en cuenta las condiciones geotécnicas y morfológicas de cada sector, así como las limitaciones de espacio para el desarrollo de las excavaciones (tales como servidumbres y obras adyacentes), lo que conlleva a el uso de soportes con entibado en las excavaciones en una longitud equivalente a cerca del 77%. En términos generales, las secciones suponen conservadoramente que los primeros 5 m de excavación se realizarán en suelo y el resto en roca.

- Para promover un buen comportamiento ante efectos de deflexión y pandeo de la tubería de conducción, se incluyeron entibados de hasta 5.0 m de altura desde el nivel de batea para profundidades mayores a 2.0 m, en caso de ser soterrada. Para zanjas con profundidades mayores a 8.0 m se recomienda utilizar material seleccionado (<12.0 % de finos) y con un grado de compactación del 95 %. Adicionalmente, para profundidades mayores a 12.0 m, se recomienda restringir la cobertura de suelo sobre la tubería para no superar los 12 m, y evaluar las particularidades de cada caso en etapas posteriores.

- El estimar las cantidades de obra para presupuesto de factibilidad, se encontró que para los principales ítems relacionados con las obras geotécnicas, un 38% del volumen total de las excavaciones corresponden a la conducción, el 27% a la captación y el 25% a la red de distribución; mientras que el 35 % del volumen de los rellenos corresponde a la red de distribución, el 33% a la conducción y el 29% a la captación.

- Para el soporte de los diseños geotécnicos, se realizaron algunos análisis comunes a todas o la mayoría de las obras, a saber, análisis de estabilidad de equilibrio límite para determinar las pendientes óptimas de corte y análisis cinemáticos para determinar el potencial de formación de cuñas y falla de taludes de corte en roca. También se adelantaron análisis de capacidad portante y asentamiento, así como análisis de infiltraciones a través de la fundación de la barrera móvil.

- El diseño de las obras puntuales está representado en planos de excavación y rellenos, incluyendo plantas y perfiles. Asimismo se realizó estimación de capacidad portante y asentamiento de las estructuras planteadas.

- El Tanque Malambo se cimentará sobre rocas completamente meteorizadas de la Formación Topaliza (TOM-TZ1), compuesta principalmente por areniscas tobáceas, deleznables, que desarrollan suelos residuales arcillo-arenosos. Si bien las excavaciones generarían un volumen de material importante, este material podría ser utilizado para satisfacer parcialmente en los rellenos requeridos para las obras de captación.

- El diseño geotécnico de la PTAP involucró la conformación de plataformas mediante cortes (de altura variable) y rellenos (de hasta 9 m de altura), proyectados con pendiente 2.5H:1V en bancos de 10 m de altura. No obstante, para la estructura de distribución a la entrada de la PTAP se proyectaron cortes verticales (temporales) por debajo de la plataforma principal.

- La red de distribución, que comprende una longitud total de 56.5 Km para la Alternativa 12, transcurre por materiales de la formación Panamá Fase Marina (TO-PA), Formación Topaliza (TOM-TZ), Formación Mamoni (K-COma), Formación Las Lajas (QR-Ala) y depósitos aluviales. Los diseños se realizaron a partir de información secundaria, geología e investigaciones geotécnicas realizadas para el diseño de factibilidad de las demás obras del proyecto.

- De acuerdo a la zonificación realizada, basada en el levantamiento geológico, el 55% de la red de distribución transcurre por la formación Panamá Fase Marina (TO-PA) y el 41% por depósitos aluviales. En términos generales, se esperan suelos residuales a depósitos en los primeros 6 m de profundidad, mayoritariamente de comportamiento granular.

- De acuerdo a los resultados de los análisis, para el adecuado soporte y protección de la tubería de la red de distribución se requiere una estructura de cimentación de un ancho que varía entre 1.0 m y 4.55 m, con un relleno de cimentación (arena de peña, mezcla de gravilla y arena lavada de río, piedra partida o gravilla) con un espesor entre 0.1 m a 0.15 m, y material de atraque (arena de peña, mezcla de gravilla y arena lavada de río, piedra partida o gravilla) de espesores entre 0.19 m y 1.84 m. Una vez instaladas estas capas, se podrá llenar la excavación remanente con material seleccionado proveniente de la excavación.

- Al inicio del tramo 17 se encuentra la estación de bombeo de la red de distribución, de acuerdo con el levantamiento geológico, en la zona se encuentra un depósito aluvial y materiales de la formación Panamá Fase Marina (TO-PA). Con el objetivo de estimar valores de capacidad portante y asentamientos elásticos, se asumió que el depósito aluvial, el cual tiene las características más desfavorables de comportamiento mecánico, se encuentra cubriendo la totalidad del área donde se implantará la estructura de bombeo. Se estimaron valores de capacidad portante entre 620 kPa y 930 kPa para anchos de zapatas entre 1 m y 4 m. Se estiman asentamientos máximos del orden de 3 cm.

- Al final del tramo 17 se encuentra el tanque de la red de distribución, el tanque se encuentra

proyectado en una zona verde sin estructuras existentes aledañas. De acuerdo al levantamiento geológico, en la zona se encuentran materiales de la formación Mamoni (K-COma). Se estimaron valores de capacidad portante entre 520 kPa y 650 kPa para anchos de placa entre 30 m y 60 m. Se estiman asentamientos máximos del orden de 2 cm.

- Se realizó un balance de materiales con el fin de identificar los requerimientos de fuentes de materiales térreos y agregados para concretos, así como requerimientos de zonas de depósito de materiales. Se requiere alrededor de 1.8 millones de metros cúbicos de relleno compactado, que pueden ser suplidos por material de excavación. Además, se requieren del orden de 21,822 m^3 de Rip Rap y 323,491 m^3 de agregados para concreto estructural provenientes de canteras o fuentes aluviales aledañas. Finalmente, se requieren zonas de depósito permanente con capacidad para almacenar cerca de 1.8 millones de metros cúbicos de material y zonas de acopio temporal con capacidad para almacenar del orden de 35 millones de metros cúbicos de material de excavación a utilizar para los rellenos compactados.

15.1.6. Estructuras

- Se ha realizado el predimensionamiento estructural de todas las obras a partir de la información hidráulica, mecánica y geotécnica disponible. El dimensionamiento se ha encaminado a dimensionar estructuras estables y capaces de resistir los esfuerzos a los que estarán expuestas durante su vida útil. También permite estimar de forma adecuada las cantidades de obra estructurales para con ellas a su vez establecer los costos aproximados de obra a nivel de factibilidad para cada tipo de estructura de la alternativa 12, y el costo global del Proyecto.

- Los parámetros geotécnicos usados en los análisis de estabilidad fueron los establecidos por Geotecnia para la zona de captación, conducción y red de distribución, parámetros que deberán ser confirmados y validados en una etapa posterior de los estudios.

- En general para adelantar el predimensionamiento de las estructuras del Proyecto se ha considerado lo establecido en el Reglamento para el Diseño Estructural Panameño, REP-2014. Adicionalmente se han tenido en cuenta las recomendaciones de Normas Internacionales de instituciones tales como el ACI, el USACE, la ASCE y el USBR.

- Para efectos de los análisis sísmicos adelantados se definieron dos grupos de obras al agruparlas como obras principales en un primer grupo y estructuras diferentes a estas en un segundo grupo. Esta agrupación se hizo al considerar que las obras del primer grupo son estructuras cuya falla pueden causar consecuencias catastróficas (como por ejemplo la barrera móvil) y deben ser diseñados bajo criterios sísmicos más estrictos que las otras obras que conforman el proyecto, para análisis sísmico por lo que para este grupo sísmico se estimó que el valor de aceleración del terreno P.G.A es de 0.38 g. La evaluación de las fuerzas sísmicas para las estructuras diferentes a la barrera móvil para el segundo grupo se realiza según lo descrito en el capítulo 5 del REP 2014.

- Todos los análisis se han realizado con la información del sitio disponible en esta etapa. Se deberán realizar análisis más detallados a medida que se disponga de mayor información geotécnica, sísmica y de equipos hidromecánicos.

- La calidad y resistencia de los concretos por usar, se define considerando condiciones ambientales en el sitio y su durabilidad.

15.1.7. Mecánica

- Se ejecutaron los diseños a nivel de factibilidad de los equipos y tuberías con base en los criterios mecánicos establecidos en el capítulo 7.

- Teniendo en cuenta el diámetro y la presión requerida se consideró tubería metálica aérea para el tramo 2 y los pasos elevados. Para las conducciones restantes se consideró tubería en GRP.

- Para cada tramo de conducción, red de distribución y pasos elevados se realizó el cálculo de las fuerzas en los vértices.

15.1.8. Costos, presupuesto y cronograma

15.1.8.1. Presupuesto

El presupuesto a nivel de costos directos será el resultado del producto de la cantidad por precio unitario. El presupuesto presentado incluye los costos a nivel de contratista constructor, necesarios para adelantar cada actividad, es decir, incluye costos directos, mano de obra, equipos, materiales y costos indirectos, gastos administrativos, imprevistos y utilidad. En la Tabla 15-2 se presentan los costos directos del proyecto por obra.

Tabla 15-2 Costos directos resumidos por obra

Obra	Costo total (MUSD)	% del total
Captación	86,67	12,1%
Desarenador	16,54	2,3%
Estaciones de bombeo	40,55	5,6%
Conducción	244,77	34,1%
Tanques de carga	7,95	1,1%
PTAP	52,93	7,4%
Caminos de acceso	2,43	0,3%
Red de distribución	167,14	23,3%
Otros costos	99,86	13,9%

Obra	Costo total (MUSD)	% del total
Total	718,83	100,0%

La Figura 15-1 muestra de manera gráfica la distribución de los costos directos entre las diferentes obras que componen el proyecto Bayano.

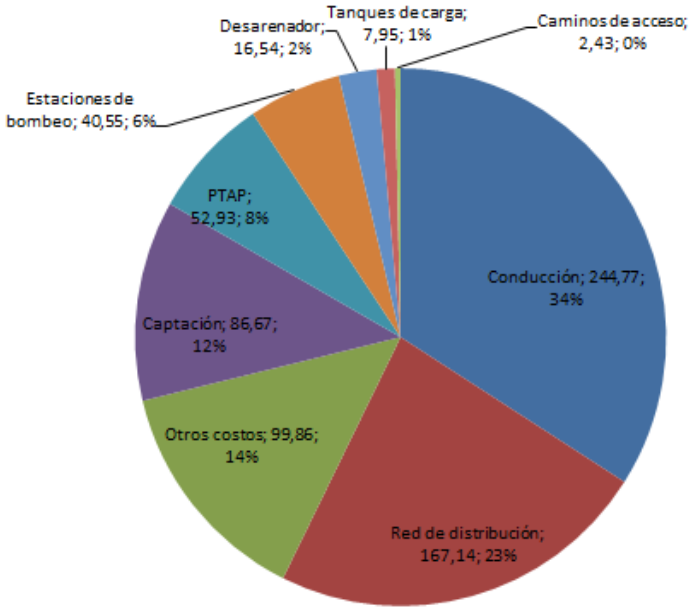


Figura 15-1 Composición presupuesto por obras

De acuerdo con la información anterior, las obras de conducción son las de mayor peso sobre el total de costos directos. Estas obras, con un valor de $244.77 MUSD, representan el 34% de los costos directos y la red de distribución representa el 23% equivalente 167.14 MUSD.

Las principales estructuras de concreto como la captación, el desarenador, las estaciones de bombeo, los tanques de carga y la estructura de entrega representan el 21% de los costos directos, con un valor de $151.71 MUSD. La PTAP (sin predios) con un costo de $52.93 MUSD, representa el 7% del total de los costos directos. Los costos asociados al tratamiento de la bacteria Cryptosporidium se estimaron aproximadamente en 35,000 USD que representan el 0.04 % del costo de la PTAP la Joya (84.7 MUSD). Estos costos fueron tenidos en cuenta en el presupuesto, pero no fueron disciminados.

Los otros costos, con un valor de $99.86 MUSD, representan el 14% del total de los costos directos, y están determinados por los valores de los predios, el manejo ambiental y la infraestructura de la construcción.

En la Tabla 15-3 se presenta el presupuesto por subobras y el porcentaje con respecto al costo directo.

Tabla 15-3 Presupuesto resumido

Obra	Costo total (MUSD)	% del total
Captación	86,7	12,1%
Barrera móvil	77,2	10,7%
Bocatoma	2,7	0,4%
Canal conexión	1,1	0,2%
Canal de transición	0,2	0,0%
Subestación	5,4	0,8%
Desarenador	16,5	2,3%
Desarenador	5,0	0,7%
Muros de cierre	9,7	1,3%
Tanque de carga	1,9	0,3%
Estaciones de bombeo	40,5	5,6%
Bombeo captación	40,5	5,6%
Conducción	244,8	34,1%
Tramo 10 (Tramo 5 - PTAP La Joya)	16,1	2,2%
Tramo 11 (PTAP La Joya - Pácora)	45,7	6,4%
Tramo 2 (Captación - Tanque de carga)	69,4	9,7%
Tramo 4 (Tanque de carga - Vía panamericana)	26,5	3,7%
Tramo 5 (Vía panamericana - PTAP)	87,1	12,1%
Tanques de carga	8,0	1,1%
Tanque Malambo	8,0	1,1%
PTAP	52,9	7,4%
Fase 1	40,3	5,6%
Fase 2	12,6	1,8%
Caminos de acceso	2,4	0,3%
Jesús y María	1,5	0,2%
La Joya	0,5	0,1%
Malambo	0,5	0,1%
Red de distribución	167,1	23,3%
Estación de bombeo red de distribución	35,0	4,9%

Obra	Costo total (MUSD)	% del total
Tanque cota 120 msnm en Tocumen	2,2	0,3%
Tramo 11	0,0	0,0%
Tramo 13 A - B	16,3	2,3%
Tramo 13 C	50,8	7,1%
Tramo 14	1,8	0,2%
Tramo 15	32,3	4,5%
Tramo 16	9,5	1,3%
Tramo 17	19,2	2,7%
Otros costos	99,9	13,9%
Otros costos	99,9	13,9%
TOTAL	718,8	100,0%

En la Tabla 15-4 se presenta el presupuesto total, es decir costos directos más costos indirectos.

Tabla 15-4 Total costos del proyecto

Costos indirectos	% de los costos directos	Costo (MUSD)
Costos directos	100%	718,83
Costos indirectos	11%	67,85
Contingencias	20%	123,37
Total Costos	**128%**	910,06

*Calculados sobre costos directos sin otros costos: 718,83 -99,86 = 618.97

El valor total del proyecto es de $910.06 MUSD de los cuales el 28% corresponde a los costos indirectos.

Los valores de presupuesto son estimados, el valor final del proyecto dependerá del sistema de contratación y la transferencia de riesgos que realice el dueño del proyecta al Contratista Constructor.

El monto total estimado para la adquisición de predios del proyecto es de USD 103,670,321. En las siguientes fases del proyecto, se recomienda adelantar estudios prediales detallados que permitan contar con un monto actualizado asociado a la adquisición de predios para construcción del proyecto.

La operación y mantenimiento fue estimada en función de información referencial de obras con similares características. Para los equipos hidromecánicos y electromecánicos el costo de operación y mantenimiento fue estimado como un porcentaje de los costos de inversión de los equipos de las diferentes obras requeridas en el proyecto. Los valores estimados por año corresponden entre el 1% y 2% de los costos de los equipos, valores que guardan relación con referencias bibliográficas de estimación de costos de operación y mantenimiento de para pequeñas centrales hidroeléctricas donde los valores por año se sitúan entre el 2,0 y 2,5%.

Para la PTAP, este costo fue estimado usando como referencia el "Cost estimating manual for water treatment facilities" y de información referencial de plantas de tratamiento de con capacidades similares en operación actualmente. En la Tabla 15-5 se presenta el resumen de los costos según la fase de construcción.

Tabla 15-5 Costos operación y mantenimiento y energía

Descripción	**Periodo (años)**	**Costo OyM (sin energía) total para el periodo (MUSD)**	**Costo total energía para el periodo (MUSD)**	**Total de Costos (Energía + OyM) (MUSD)**
Fase I	10	69,07	21,64	97.1
Fase II	30	142,75	96,72	239.47
Total	**40**	**211,81**	**118,36**	**330.17**

En la Tabla 15-6 se presenta el desglose de consumos y costos de energía para periodos de 5 años.

Tabla 15-6 Requerimiento de energía y costo de los bombeos del proyecto

Periodo	**Bombe Jesús María**		**Bombeo Red de distribución**		**Total**	
	Energía (GWh-año)	**Costo (USD/año)**	**Energía (GWh-año)**	**Costo (USD/año)**	**Energía (GWh-año)**	**Costo (USD/año)**
1-5	0,00	0,00			0,00	0,00
6-10	0,00	0,00			0,00	0,00
11-15	33,34	1,35			33,34	1,35
16-20	93,93	3,81			93,93	3,81
21-25	163,23	6,63			163,23	6,63
26-30	242,56	9,85	0,27	0,01	242,83	9,86
31-35	331,91	13,48	27,30	1,11	359,21	14,58
36-40	434,12	17,63	75,42	3,06	509,54	20,69
41-45	550,50	22,35	130,22	5,29	680,72	27,64
46-50	653,80	26,54	178,86	7,26	832,66	33,81
Total	**2.503,39**	**101,64**	**412,06**	**16,73**	**2.915,45**	**118,36**

En total de costos estimados para operación y mantenimiento es de $330.18 MUSD, de los cuales $118.36 MUSD corresponden a demanda de energía y $211.81 MUSD representan la operación y mantenimiento de las obras. De este último valor $75.97 MUSD conciernen a la PTAP.

15.1.8.2. Cronograma de construcción

La secuencia constructiva del proyecto presenta flexibilidad debido a la facilidad de acceso a los sitios de las obras y menor dependencia entre obras. Por lo tanto, las restricciones están estrechamente asociadas entre la fabricación, suministro e instalación de las tuberías de la conducción.

La programación de las obras se ha previsto en cuatro áreas de trabajo general:

- Área de Jesús y María
  - Captación
  - Desarenador
  - Estación bombeo Jesús y María
  - Tanque Malambo
- Área de Conducción
  - Tramo 2, tubería en acero
  - Tramo 4 y 5
  - Tramo 10 y 11
- Área de La Joya (PTAP)
  - PTAP
- Red de distribución
  - Red de distribución
  - Estación de bombeo
  - Tanque cota 120 msnm en Tocumen

De acuerdo con la secuencia constructiva descrita anteriormente se obtienen los tiempos de ejecución presentados en la Tabla 15-7, para un plazo de construcción de 38 meses.

Tabla 15-7 Duración de las actividades principales

Obra	**Duración (Meses)**
Duración total de la construcción	38
Suministros	14
Infraestructura para construcción	6
Área sitio de captación de José y María	30
Área conducción	30

Obra	Duración (Meses)
Área PTAP	21
Red de distribución	30
Pruebas finales	3

En la etapa de pre-construcción se proyectan dos (2) años, los cuales son susceptibles de optimización aplicando las siguientes recomendaciones: llevar de manera paralela los procesos de contratación de empresas constructoras y el desarrollo de diseños definitivos del proyecto. Adelantar con equipos especializados las negociaciones prediales de manera temprana, así como desarrollar los estudios ambientales con fines de licenciamiento ambiental de manera temprana. Selección de contratistas para el suministro de equipos con suficiente antelación.

Un aspecto importante que evitaría retrasos en la construcción del proyecto sería dividir el proyecto en varios contratistas, de manera tal que se puedan generar más frentes de obra aprovechando que se trata de un proyecto lineal.

Tomando en cuenta que se tiene una longitud de conducción que pasa por un amplio número de distritos, resulta recomendable contar con un equipo especializado en gestión predial que permita agilizar estos procesos.

15.1.9. Evaluación financiera y Socioeconómica

1) Desde el punto de vista del inversionista/operador el proyecto presenta los siguientes resultados financieros:

Tabla 15-8 Resultados de la evaluación financiera

ESCENARIO	VALOR PRESENTE (USD)			TIR	COSTO MEDIO (USD/m^3)
	INGRESOS	COSTOS	FLUJO NETO		
ESCENARIO BASE	48,432,399	812,528,181	(764,095,782)	-2.3%	3.08
ESCENARIO MÁXIMO	131,935,690	812,528,181	(680,592,491)	-0.8%	1.13

En el escenario base se usa la proyección de demanda creciente empleada para la estimación de costos mientras que el escenario máximo consiste en asumir que las ventas de agua son de 3.0 m³/seg desde el primer año de operación hasta la entrada en operación de la fase 2 y de 6.0 m³/seg de allí en adelante. En otras palabras, el escenario máximo representa la situación más favorable en que el proyecto se aprovecharía siempre al ciento por ciento de su capacidad. Lo anterior con el ánimo de evaluar el máximo ingreso posible en el proyecto.

El resultado neto es ampliamente negativo, como lo demuestra la magnitud del flujo neto y la tasa interna de retorno. Muy demostrativo del resultado es también la relación entre los ingresos y los costos (relación beneficio/costo) que sería de 0.06 en el escenario base y 0.16 en el escenario máximo, lo que evidencia que aún con una demanda al nivel máximo posible el proyecto no se acerca a una factibilidad económica. Visto a la inverso esto significa que los costos son 16.77 y 6.16 veces el valor de los ingresos en el escenario base y máximo, respectivamente.

Un indicador muy útil en cuanto respecta a los costos del proyecto es el de costo unitario, expresado en USD/m³, que representa el valor que, facturado por cada metro cúbico vendido, recuperaría la totalidad de los costos incluida la rentabilidad de las inversiones a la tasa de descuento considerada. Puede verse, al respecto, que en el escenario base dicho costo sería de 3.08 USD/m³ y en el escenario de máxima favorabilidad sería de 1.13 USD/m³, que son valores muy superiores al precio de venta en bloque asumido de 0.1833 USD/m³ y al valor promedio que actualmente pagan los usuarios de IDAAN que es de 0.41 USD/m³, como se demuestra en la sección dedicada a la evaluación socioeconómica del proyecto.

Es decir que en el escenario base el costo de cada metro cúbico suministrado sería 16.8 veces el precio asumido de venta en bloque y 7.6 veces el precio medio pagado por los usuarios del IDAAN. En el mejor de los casos, en el escenario máximo, el costo de cada metro cúbico suministrado sería 6.2 veces el precio asumido de venta en bloque y 2.8 veces el precio medio pagado por los usuarios del IDAAN.

El precio mínimo de venta en bloque que garantizaría la viabilidad económica del proyecto bajo las condiciones más probables, que son las del escenario base, sería de 3.08 USD/m³.

Se concluye que desde el punto de vista del inversionista/operador el proyecto no es viable económicamente, a causa principalmente de la magnitud de los costos, en especial los costos de inversión, que representan la mayor proporción de las erogaciones del proyecto. El hecho de que la demanda empieza desde niveles bajos en comparación con la capacidad de producción acentúa la no viabilidad económica del proyecto.

2) Los indicadores de evaluación socioeconómica del proyecto se resumen a continuación-.

Tabla 15-9 Resumen de los indicadores de evaluación socioeconómica

ESCENARIO	VALOR PRESENTE (USD)			TIR
	BENEFICIOS	COSTOS	FLUJO NETO	
ESCENARIO BASE	37,635,256	280,295,517	(242,660,261)	1.3%
ESCENARIO MÁXIMO	40,817,054	280,295,517	(239,478,463)	2.1%

Se concluye, desde el punto de vista de la evaluación socioeconómica que mide el efecto del proyecto sobre el bienestar de toda la nación, que el proyecto se encuentra lejos de la viabilidad económica. Incluso en el mejor escenario las TIR es de solo 1.9% anual y la relación beneficio/costo es de solo 0.144 indicando que los beneficios representan el 14.4% de los costos

sociales del proyecto o, dicho de otro modo, los costos tienen un valor equivalente a más de siete veces el valor de los beneficios.

Las probables variaciones en factores como la elasticidad precio de la demanda, que determina la disposición a pagar de los usuarios y por tanto los beneficios del proyecto, la evolución futura de la demanda y los costos del proyecto difícilmente podrían tener un impacto suficiente para lograr una mínima viabilidad económica, dada la magnitud de la diferencia entre costos y beneficios.

15.1.10. Estudio Socio ambiental

15.1.10.1. Generales

- Luego de terminar el análisis socioambiental de esta alternativa 12, se concluye que es un proyecto viable ambientalmente, siempre y cuando se realice el EsIA y cumpla con las medidas referidas en este estudio (tanto de mitigación de riesgos e impactos, como de compensación ambiental), en conjunto con las normas ambientales que aplican para el desarrollo de este tipo de iniciativas de desarrollo.
- De la misma manera se aclara que la implantación del proyecto con la barrera movil no modificará el régimen del río Bayano, por lo que no se modificará el tránsito de crecientes, ni las áreas inundables actuales.
- La cantidad de habitantes afectados dentro de la mancha de inundación estimada en la zona donde se dispone de información topobatimétrica corresponde a 444 personas distribuidas entre las 13 poblaciones y lugares poblados identificados, cuya información base poblacional fue extraída de los censos del INEC (Instituto Nacional de Estadística y Censo) actualizada al año 2010 y complementada con la información recopilada en la evaluación socio-ambiental. La zona de inundación mantiene un uso del suelo, en su mayoría agropecuario, principalmente áreas de pastizales y cultivos de arroz, y en menor medida plantaciones de teca.
- Las afectaciones a infraestructura vial para un Tr de 500 años corresponden a 3,510 m de carretera de hormigón (carretera interamericana) 1,327 m de carretera de asfalto y 15,080 m de caminos de terracería.
- Las afectaciones a infraestructura vial para un Tr de 1000 años corresponden a 3,674 m de carretera de hormigón (carretera interamericana), 1,582 m de carretera de asfalto y 15,283 m de caminos de terracería.
- Las zonas semiurbanas y urbanas que se encuentran en la zona de interconexión, no presentan elementos naturales o paisajísticos que requieran cuidados adicionales o especiales, diferentes a los que se emplean en proyectos similares en zonas urbanas.
- Las edificaciones son principalmente viviendas, ya que las áreas inundables corresponden a zonas rurales donde las residencias familiares son el principal tipo de construcción. En estas mismas zonas rurales también se desarrolla una importante actividad agropecuaria, principalmente ganadería extensiva y cultivo de arroz, además de la producción forestal; es debido a ello que también se identifican otro tipo de edificaciones como galeras para ordeño, depósitos o galeras para equipo agrícola, bodegas e incluso silos para almacenaje de arroz. También se identificaron galeras para la producción de pollos como parte de la industria avícola. Otro tipo de edificación presente en la zona son pequeños locales comerciales como restaurantes o fondas, abarroterías, minisúper, cementerios, escuelas y talleres de ebanistería; no

obstante, este tipo de estructura son la minoría. En términos porcentuales, podría considerarse que el 85% de las edificaciones corresponde a viviendas, otro 10% a estructuras relacionadas con la actividad agropecuaria (galeras, almacenes, etc.) y solo un 5% está representado por edificaciones de locales comerciales, además de escuelas y cementerios.

- En cuanto a calidad de agua, en los sitios de monitoreo, los metales: arsénico, aluminio, cadmio, cromo total, cobre, hierro disuelto, níquel, mercurio, plomo y zinc, presentaron concentraciones menores a las contempladas en la norma de calidad ambiental para aguas naturales de la República de Panamá. Con relación al oxígeno disuelto, este se encuentra ligeramente por debajo de la norma. Al analizar los resultados, se encuentra que esos bajos valores están en las muestras tomadas a profundidad media y baja, donde el fenómeno de la reducción de oxígeno está bien estudiado. El pH varía entre valores normales.
- Los parámetros relacionados a la salinidad (sodio, potasio, cloruros) presentan valores bajos, lo que le confiere a los sitios de muestreo la característica de agua dulce, con poca o ninguna influencia marina.
- Los muestreos realizados durante las fases de Prefactibilidad y factibilidad indican un estado general de buena calidad. No resaltan parámetros que indiquen contaminación o problemas de aporte excesivo de algún elemento o molécula química en particular, lo anterior basado en la norma vigente de calidad de aguas naturales de Panamá.

15.1.10.2. **Tramos con mayor potencial de afectación**

Como el análisis fue basado en las afectaciones por tramos, es posible conocer con certeza cuáles tramos generan mayor potencial de afectación. El análisis de la flora puede ser indicativo del hábitat que representa junto con sus atributos naturales (agua, aire, fauna, etc.), por tanto, es importante visualizar que los tramos más largos y los que atraviesan más zonas boscosas son los que mayor afectación presentan: 5 y 7.

15.1.10.3. EsIA

- El análisis inicial de la identificación de impactos ambientales, identificó 21 impactos en la fase de construcción y 5 impactos en la fase de operación.
- Por la presencia de impactos acumulativos e indirectos, el proyecto debe desarrollar un EsIA Categoría III.
- El tiempo estimado para realizar el EsIA Cat. III es de ocho meses.

15.1.10.4. Ambiente físico

15.1.10.4.1. Capacidad agrológica

La capacidad agrológica de los suelos señala que la mayor parte del área que recorre la alternativa 12 es clasificado como Clase III, IV y VIII, los cuales, en su mayoría son aptos para cultivos forestales, protección de la vida silvestre, etc.

15.1.10.4.2. Suelos

La excavación de la tubería implica establecer una servidumbre en superficie, la cual debe ser delimitada y mantenida con gramíneas muy bajas. Los tramos que atraviesan suelos de cultivos se

ven menos favorecidos respecto a los tramos que cruzan potreros o servidumbres viales. Los tramos 5, y 2 atraviesan suelos agrícolas, y por consiguiente, presentan las mayores afectaciones relacionadas a este aspecto.

15.1.10.4.3. Clima

Los tipos de clima predominante en el área que recorre la alternativa 12 Clima Tropical de Sabana (Awi) y un Clima Tropical Húmedo (Ami)

15.1.10.4.4. Temperatura

La temperatura media anual del aire superficial en grados centígrados área que recorre la alternativa 12 va desde 26.1 – 26.3 hasta 26.4 – 26.5.

15.1.10.4.5. Precipitación

La precipitación media anual en el área que recorre la alternativa 12 va desde 1,600 mm a 1,700 mm de lluvia por año.

15.1.10.4.6. Calidad de aire y ruido

La afectación a la calidad del aire, es directamente proporcional con la longitud del trazado de la alternativa. Las fuentes de contaminación del aire y ruido identificadas corresponden a vehículos automotores, la maquinaria pesada, el material particulado (PM10) que sale de las excavaciones para soterrar la tubería, el ruido de la maquinaria y las vibraciones propias de la maquinaria pesada.

15.1.10.4.7. Olores

En los Tramo 2, 4, 5 y las redes de distribución no se percibieron olores desagradables. En el tramo 10, no se percibieron olores desagradables, a excepción de un tramo localizado frente al poblado de Paso Blanco, el cual no cuenta con un sistema adecuado de recolección de las aguas servidas en el sector conocido como La Bendición.

15.1.10.4.8. Calidad de aguas

Las aguas muestreadas previamente por ACP, y luego en las dos etapas de este trabajo técnico: fase de prefactibilidad y factibilidad, indican un estado general de buena calidad. No resaltan parámetros que indiquen contaminación o problemas de aporte excesivo de algún elemento o molécula química en particular. Como criterio para esta conclusión se ha empleado la norma vigente de calidad de aguas naturales de Panamá.

15.1.10.5. Ambiente biológico

15.1.10.5.1. Zonas de vida

El área que recorre la alternativa 12 corresponde en su mayor parte al Bosque Húmedo Tropical. Algunos segmentos de los tramos 5 corresponden al Bosque Húmedo Premontano.

15.1.10.5.2. Vegetación y flora

- En la mayoría de los tramos que constituyen esta alternativa se atraviesan tres tipos de hábitats: pastizales, bosque mixto secundario y rastrojos. De acuerdo con la superficie que recorra cada tramo, se afectará en mayor o menor grado a los especímenes de flora y fauna silvestre.
- El tramo 7 fueron donde se registraron la mayor diversidad de flora.
- Los tramos con mayor número de especies de flora vulnerable o en peligro de extinción fue el tramo 5.
- Dentro del área que recorre la alternativa 12, no se observa la presencia de ecosistemas frágiles. Los herbazales, pastos y rastrojos, corresponden al ecosistema natural más representativo y es característico de áreas altamente perturbadas por las actividades humanas.
- Fauna
- Los tramos con mayor número de especies de mamíferos reportadas fue el tramo 2.
- Los tramos con mayor número de especies de aves observadas fue el tramo 2.
- Los tramos con mayor número de especies de herpetofauna registradas fueron los tramos y 7.
- Los tramos con mayor número de especies de fauna vulnerable o en peligro de extinción fue el tramo 2.

15.1.10.6. Ambiente socioeconómico

- El área donde se plantea el desarrollo del proyecto cuenta con dos áreas bien definidas bajo la caracterización de rural y urbana.
- El área rural, la población se encuentra dispersa y se dedica principalmente a actividades agropecuarias y la zona urbana se encuentra bien concentrada tanto las viviendas como el área comercial y su población dedica en su mayoría a actividades comerciales y a la migración a otras de zonas de trabajo en la ciudad, por lo que es constante la circulación de personas en las vías y sectores, ya sea a pie o en auto.
- La zona rural por las características mencionadas anteriormente será menos impactada por las actividades del proyecto en la zona de vivienda y movilidad, sin embargo, el recorrido de las tuberías o en los accesos a este durante su instalación, se puede afectar algunas zonas de cultivos o ganaderos, por lo que se deben considerar las comunicaciones y acuerdos antes de ingresar a estos terrenos con sus respectivos dueños.
- Por su parte las áreas urbanas por sus características, posiblemente se verá más población afectada ya que, en algunos momentos se paralizará la movilidad en sectores determinados aumentando el tiempo de viaje o afectando a los usuarios de las vías, así como la intervención frente a casas o comercio, afectando la entrada. Por otro lado, los ruidos que se generen en el proyecto llegarán a mayor población y de forma directa a gran parte de esta. En este sentido, consideramos el cumplimiento de las normas y la comunicación continua, principalmente en las zonas a ser afectadas con el tiempo adecuado para que las personas planifiquen y prevean los contratiempos a sus actividades, durante y posterior al culminar los trabajos en el área, de tal manera que se pueda atender las dudas. También

que las viviendas y comercios afectados conozcan con anticipación las afectaciones y los tiempos para que tomen medidas de mitigación correspondiente.

15.1.10.6.1. Sitios históricos, arqueológicos y culturales declarados

15.1.10.6.1.1. Patrimonio cultural

Se encontró un resto de un tiesto en el tramo 2, con lo cual se tiene un indicio arqueológico que aumenta la probabilidad de encontrar más restos.

15.2. ESTUDIOS ADICIONALES RECOMENDADOS PARA LA SIGUIENTE ETAPA DE DISEÑO

Los estudios adicionales que se relacionan a continuación están asociados a la siguiente etapa de diseño del proyecto correspondiente a los diseños detallados para construcción.

16.2.1. Trabajos de campo

16.2.1.1. Topografía

Posterior a la validación de los diseños a nivel de factibilidad preparados por INGETEC, el consultor al cual se le adjudique el contrato de diseño para construcción, deberá adelantar levantamientos topográficos complementarios según se requiera a las vías de acceso, cruces de la conducción, red de distribución y demás obras anexas.

16.2.1.2. Batimetrías cruces cauces

Para los diseños definitivos de las estructuras para los cruces de la conducción y red de distribución con cauces naturales, se deberán adelantar estudios de batimetría, con el objetivo de estimar niveles de socavación y de creciente con distintos periodos de retorno.

16.2.1.3. Sedimentos

Se deberá hacer un programa de caracterización sedimentológica que incluya campañas de aforos líquidos y sólidos del río Bayano, para contar con curvas granulométricas y obtener la relación del caudal líquido versus el caudal sólido que permitan ajustar las tasas de sedimentos afluentes al sector Jesús María. De acuerdo con los resultados de los estudios sedimentológicos, se deberán afinar las reglas para operación y limpieza del desarenador y bocatoma del proyecto.

16.2.1.4. Investigaciones del subsuelo

Acorde con los diseños que se vayan a ejecutar los cuales podrían ser ingeniería para licitación o ingeniería de detalle, se deberán complementar las investigaciones geotécnicas para la configuración de las obras, buscando en términos generales reducir incertidumbres de orden geológico y geotécnico a la vez de satisfacer normatividad vigente (i.e. REP2014). Incluir determinación de la resistencia de las discontinuidades en los sitios donde se realizarán cortes en

roca.

Dentro de la complementación de la exploración geotecnia se deberá incluir investigaciones que permitan identificar la continuidad de un estrato potencialmente licuable encontrado puntualmente en una de las cuatro4 perforaciones ejecutadas en el sitio de toma Jesús María, y sus implicaciones para el diseño de las obras planteadas sobre la margen derecha del río Bayano.

El alcance de las investigaciones geotécnicas deberá extenderse no solo a las obras principales del proyecto sino a las soluciones de cruces de la tubería de conducción, red de distribución, vías de acceso y demás obras complementarias.

En el caso particular de los cruces de la conducción, se recomienda incluir sondeos en cada apoyo, de acuerdo con la norma AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD.

16.2.2. Trabajos de diseño

A continuación se relacionan los análisis que se deberán adelantar en la siguiente etapa de diseño del proyecto:

- Se deberán realizar análisis detallados de la influencia de crecientes en afluentes al río Bayano, entre la presa y el sector Jesús María (donde se encuentra la bocatoma) y su incremento de niveles especialmente en la zona El Llanito.
- Se deberán adelantar los diseños específicos para cada uno de los desagües de las válvulas de purga propuestas a lo largo de la conducción.
- Con una caracterización geotécnica típica de una ingeniería de detalle sde deberán realizar los análisis de estabilidad de las obras principales y secundarias además de la actualización de las cimentaciones de las obras y el diseño detallado de las estructuras que se definan para los cruces de la conducción con cauces naturales y vías.
- Se deberán adelantar estudios sísmicos particulares de la zona del proyecto.
- En las zonas urbanas se deberán adelantar análisis detallados de las interferencias de la conducción propuesta con redes de servicios públicos y otras redes.
- Se deberán adelantar los diseños de una red de distribución hacia el anillo hidráulico de IDAAN.
- Se deberá adelantar un análisis detallado de los cuerpos de agua a los cuales se hace entrega de los caudales de excesos y lavado de los tanques, dicho análisis permitirá identificar la capacidad hidráulica y el requerimiento o no de obras de adecuación en los respectivos cuerpos receptores.
- Se deberán adelantar los diseños de las protecciones contra erosión para los cruces de cuerpos de agua soterradas y elevadas, teniendo en cuenta las condiciones específicas de cada sitio tales como niveles y velocidades de agua, niveles de socavación, extensión de los cruces, tipo de estructura para cruce, entre otras.
- El diseño deberá contemplar las estructuras de sostenimiento de las excavaciones para la tubería de conducción.
- Una vez se cuenta con topografía en las zonas de las vías de acceso, se deberá proceder con el diseño en planta perfil y secciones transversales y obras de drenaje asociadas.

- Las siguientes fases del diseño deberán incluir el Estudio de Impacto Ambiental en la categoría resultante de los estudios de caracterización ambiental ejecutados en desarrollo de la factibilidad del proyecto.

La elaboración de los diseños para el proceso de licitación de los equipos mecánicos de las obras de captación, bombeos, PTAP y conducciones del proyecto Río Bayano contemplaría:

- Recopilación de la información relevante de estudios anteriores.
- Definición de las normas y códigos aplicables para el diseño, selección de materiales, fabricación, montaje y pruebas.
- Estudio de la información relacionada con los equipos electromecánicos en proyectos similares de construcción reciente.
- Elaboración de los criterios de diseño de los equipos electromecánicos.
- Elaboración los diseños de las rejas, compuertas, tuberías, bombas, válvulas, equipos de izaje y equipos auxiliares, estableciendo sus dimensiones principales y pesos. Esto incluye la elaboración de las memorias de cálculo de los equipos con base en los criterios de diseño aprobados.
- Determinación de las cargas que transmiten los equipos electromecánicos a las estructuras de concreto para la ejecución de los diseños civiles.
- Verificación de que los accesos vehiculares proyectados para transportar los equipos electromecánicos sea el adecuado para movilizarlos sin efectuar obras adicionales.
- Elaboración de los planos de disposición mostrando los detalles y cortes necesarios para que los proponentes puedan cotizar el suministro, el montaje y las pruebas de los equipos electromecánicos.
- Elaboración de las especificaciones técnicas para el suministro, el montaje y las pruebas de los equipos electromecánicos. En ellas se deben incluir las normas nacionales e internacionales que deberá cumplir el contratista, los materiales, métodos y procedimientos de fabricación y montaje, los ensayos para garantizar la calidad de los materiales, soldaduras, equipos y de los montajes, los ítems de pago, la medida y forma de pago de cada ítem.
- Estimación del costo para conformar el presupuesto de obra, con base en las dimensiones, cantidades y características de los equipos electromecánicos. Para la elaboración del presupuesto se tendrá en cuenta las cantidades e ítems obtenidos a partir de los diseños, los precios del suministro, fabricación, transporte y montaje de los equipos, a partir de condiciones de mercado recientes.
- Estudio de la secuencia y procedimiento de montaje de los equipos electromecánicos.
- Ampliar las investigaciones geotécnicas, ampliar el estudio de segmentos de conducción y red de distribución donde la zanja alcanza profundidades mayores a 6 m y ampliar el estudio de los sitios de cruces, para lo cual se requeriría levantar mayor información no solo geotécnica, sino también hidrológica, hidráulica y topo-batimétrica.

En relación con el estudio ambiental se debe:

- El EsIA Cat. III debe basarse en los resultados y recomendaciones derivadas de estudios científicos y sociales previos que están detallados en este documento.

- El EsIA debe contemplar los instrumentos requeridos para que se cumpla con las exigencias de las IFC y los Principios de Ecuador.

15.3. RECOMENDACIONES PARA ESTUDIOS POSTERIORES

15.3.1. Recomendaciones generales a considerar por Promotor-Diseñador-Constructor:

- El Contratista deberá revisar y estudiar los documentos e información en general disponible en los estudios y análisis de factibilidad, planos y especificaciones, con el propósito de confirmar que estén de acuerdo con las normas, especificaciones, permisos, resoluciones, etc., indispensable para el desarrollo normal del proyecto. Solicitar a la ACP en el caso que aplique (testigos, por ejemplo).
- El Contratista deberá efectuar una visita al sitio donde se ejecutará el proyecto, con el fin de verificar sus condiciones y detectar posibles modificaciones en el contrato de obra.
- Si es del caso, elaborar con el visto bueno del promotor, propuestas en donde se justifiquen modificaciones planteadas para implementar cambios en el diseño, programación u otro factor del proyecto
- Realizar las campañas o estudios complementarios recomendados en este documento, con la finalidad de conducir los diseños finales de obras.

15.3.2. Hidráulica

Para etapas futuras de estudios y diseño se recomienda tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Realizar análisis detallados de la influencia de crecientes en afluentes al río Bayano, entre la presa y el sector Jesús María (donde se encuentra la bocatoma) y su incremento de niveles especialmente en la zona El Llanito. Se aclara que las crecientes y sus áreas de inundación no se verán afectadas por la presencia del proyecto ya que la barrera móvil se proyectó para el paso de crecientes sin que se generen modificaciones de las mismas.

- Hacer un programa de caracterización sedimentológica que incluya campañas de aforos líquidos y sólidos del río Bayano, para contar con curvas granulométricas y obtener la relación del caudal líquido versus el caudal sólido que permitan ajustar las tasas de sedimentos afluentes al sector Jesús María.

- Con base en las tasas de sedimentos que se estimen con base en los estudios sedimentológicos, afinar las reglas para operación y limpieza del desarenador y bocatoma del proyecto.

- Tomando en cuenta que la barrera movil abarcará todo lo ancho del cauce en esta zona se prevée que ésta estructura pueda facilitar el tránsito de personas entre las dos márgenes del río Bayano cuidando siempre la seguridad del proyecto. Por lo anteiror se recomienda que

en los estudios ambientales a desarrollar se analice la posibilidad de generar un paso para la población que permita el tránsito de una margen a otra como medida de mitigación en los aspectos sociales del proyecto.

- Tomando en cuenta que el proyecto para su construcción va a requerir de grandes cantidades de tubería en grandes diámetros, se recomienda que se defina con bastante tiempo de anticipación el proveedor de tuberías y accesorios, esto para evitar retrasos en la construcción.

- Realizar un programa de monitoreo de la calidad del agua que incluya los parámetros necesarios para potabilización, incluyendo los protozoos Giardia y Cryptosporidium.

- En la etapa de preconstrucción se han proyectado 2 años, los cuales son susceptibles de optimización aplicando las siguientes recomendaciones: Llevar de manera paralela los procesos de contratación de empresas constructoras y el desarrollo de diseños definitivos del proyecto. Adelantar con equipos especializados las negociaciones prediales de manera temprana. Desarrollar los estudios ambientales con fines de licenciamiento ambiental de manera temprana. Selección de contratistas para el suministro de equipos con suficiente antelación.

- Un aspecto importante que evitaría retrasos en la contrucción del proyecto sería dividir el proyecto en varios contratistas, de manera tal que se puedan generar más frentes de obra aprovechando que se trata de un proyecto lineal.

- Tomando en cuenta que se tiene una longitud de conducción que pasa por un amplio número de distritos, resulta recomendable contar con un equipo especializado en gestión predial que permita agilizar estos procesos.

- Realizar diseño detallado de las obras de control de transiente hidráulico e implementar válvulas de aireación de una vía para controlar la sobrepresión por golpe de ariete en las impulsiones.

- Realizar diseño detallado de las obras de control de transiente hidráulico.

- Realizar el diseño detallado de los cruces fluviales y viales.

- En los cauces de los cruces fluviales de la conducción, se recomienda hacer análisis hidrológico para estimar niveles de socavación y de creciente con distintos periodos de retorno para los diseños definitivos de las estructuras.

- Realizar diseño específico para cada uno de los desagües de las válvulas de purga propuestas a lo largo de la conducción.

- En las zonas urbanas realizar un análisis detallado de las interferencias de la conducción propuesta con otras redes de servicios públicos y otros tipos de redes.

- Debe diseñarse a detalle el punto de entrega de los caudales tratados en la PTAP La Joya y que van a la red de distribución de la ciudad de Panamá.

- La PTAP La Joya se proyectó para un caudal total de 6 m³/s de acuerdo con la proyección de la demanda de abastecimiento suministrada por el Instituto de Acueductos y Alcantarillados Nacionales (IDAAN), sin embargo, se recomienda que en fases subsiguientes se actualicen los estudios y se revise a nivel de un plan maestro el abastecimiento para que se analice de manera detallada el crecimiento de la demanda de agua, la localización de la población y las posibles etapas de construcción de la PTAP La Joya.

- Hacer análisis detallado en los cuerpos de agua a los cuales se hace entrega de los caudales de excesos y lavado de los tanques (Malambo y Cota 120 msnm en Tocumen), dicho análisis debe permitir identificar la capacidad hidráulica y el requerimiento o no de obras de adecuación en los respectivos cuerpos receptores.

15.3.3. Geotecnia

- En términos generales, se recomienda complementar las investigaciones geotécnicas, con miras a reducir incertidumbre geológica y geotécnica acorde con el nivel de detalle de estudios posteriores, a la vez de satisfacer requerimientos de investigación del REP2014, o su versión vigente al momento de realizar los estudios posteriores.

- Además de lo anterior, en el sitio de captación se recomienda ampliar las investigaciones geotécnicas para determinar la continuidad del estrato licuable identificado puntualmente en la perforación BAY-IN-JM-BH-04, y sus implicaciones para el diseño de las obras sobre la margen derecha del río Bayano.

- Para los sitios de cruce de la conducción y red de distribución, se recomienda para estudios posteriores evaluar el tipo de cimentación superficial y/o profunda en función de la dinámica del río y la posibilidad de procesos de socavación. Esto es si los apoyos se encuentran dentro del cauce del río o pueden ser afectados por procesos de socavación, la cimentación profunda deberá ser considerada y evaluada en detalle para las condiciones particulares de cada apoyo.

- Igualmente, para dichos cruces, se recomienda incluir en la campaña de exploraciones sondeos en cada apoyo, de acuerdo con la norma AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD

- Con el objetivo de garantizar que la red de distribución funcione a gravedad, existen algunos tramos profundos a lo largo del trazado, la profundidad de excavación en estos segmentos sería de alrededor de 10 m. La totalidad de lo segmentos en la línea de distribución para la Alternativa 12 suman 1740 m, representando el 3% de la longitud total de la conducción.

- Dichos sitios deberán evaluarse con mayor detalle en términos geotécnicos (perforaciones, ensayos de laboratorio) y topográficos (nivel exacto de la rasante con respecto a la tubería),

ya que algunos de ellos se encuentran en zonas urbanas donde es complicado ejecutar excavaciones de gran magnitud.

- En el tramo 11, entre las abscisas K0+000 y K0+100, se encuentra el tramo de la salida de la PTAP por lo cual la tubería se encuentra a una profundidad importante (de hasta 17 m). En este sitio se recomienda revisar en detalle las condiciones de sobrecarga en relación con los límites de deflexión y pandeo de la tubería.

- En el tramo 11 existen segmentos puntuales donde se requieren materiales de mayor resistencia como piedra partida y grava, debido a la profundidad de excavación de la tubería. Esta recomendación deberá re-evaluarse una vez se conozcan en detalle los materiales que conforman la subrasante y la profundidad exacta de la tubería (aspecto dependiente de un levantamiento topográfico).

- En los sitios de cruces, se recomienda realizar un estudio de hidráulica e hidrología, así como un plan de exploración y ensayos de laboratorio. A partir de esta información se deberá evaluar el tipo de cimentación adecuada para cada uno de los apoyos y la necesidad de elementos de protección contra erosión.

- En términos generales, se recomienda la ejecución de un plan de exploración para la línea de distribución. Esto con el objetivo de determinar de manera más certera los espesores y tipos de suelo de cimentación de la tubería. Este aspecto es relevante en la determinación del uso y tipo de tablestacados, y en la determinación del tipo de materiales a implementar en la cimentación y los espesores de los mismos.

- Los sitios de excavación profunda deberán evaluarse con mayor detalle en términos geotécnicos (perforaciones, ensayos de laboratorio) y topográficos (nivel exacto de la rasante con respecto a la tubería), ya que algunos se encuentran en zonas urbanas donde es complicado ejecutar excavaciones de gran magnitud. Se resalta que una excavación a zanja abierta a esta profundidad requiere un ancho libre de por lo menos de 20 m.

- En los sitios de cambio de dirección de la tubería deben implementarse anclajes para evitar el arrastre de la conducción debido a la presión piezométrica.

15.3.4. Vías

- Teniendo en cuenta que para los diseños viales presentados se usó topografía ALOS para el acceso a la PTAP La Joya, y que estas topografías pueden presentar diferencias en coordenadas y cota respecto a una topografía detallada, en la siguiente etapa de diseño se debe validar el alineamiento propuesto y actualizar los diseños empleando topografía de detalle.

- Teniendo en cuenta que las investigaciones geotécnicas del Proyecto Bayano fueron limitadas en concordancia con un nivel de factibilidad, enfocadas principalmente a las obras puntuales y conducción, en la etapa posterior, se deberán adelantar campañas de exploración

geotécnica enfocada al diseño de carreteras donde se permita caracterizar las zonas de los alineamientos propuestos para realizar el diseño detallado de los taludes de corte, terraplén, y diseño de la estructura de pavimento.

- Teniendo en cuenta que para el diseño a nivel de factibilidad de carreteras se empleo topografía satelital (Escala 1:25,000), de acuerdo con la disponibilidad de información base, se contemplaron estructuras de drenaje típicas que deberán ser validadas en la siguiente etapa del proyecto, con topografía de detalle.

15.3.5. Costos y Presupuestos

- En las siguientes fases del proyecto, se recomienda adelantar estudios prediales detallados que permitan contar con un monto actualizado asociado a la adquisición de predios para construcción del proyecto.

15.3.6. Evalución Socio Ambiental

15.3.6.1. Generales

- Se recomienda diseñar un plan para el manejo social apropiado de las comunidades en la cuenca de río Bayano, previo visitas o gestiones de campo. Contar con un Plan de Comunicación y Relacionamiento Comunitario. Igualmente, elaborar un Plan Ambiental.
- Para efectos del cálculo del caudal ambiental del concepto de proyecto objeto del presente Estudio, se consideró el 10%, sin embargo, se recomienda la revisión detallada en una fase siguiente, considerando elementos hidrobiológicos y de uso.
- Para la próxima fase del diseño se recomienda adelantar un estudio detallado de los predios localizados en la zona de influencia directa del proyecto con el fin de plantear un programa de negociación para la adquisición de los predios requeridos para la construcción del proyecto.
- Previo inicio de obras se debe contar con el EsIA debidamente aprobado por MiAMBIENTE. Este documento debe ser parte del contrato con el Contratista que ejecute la obra.
- Se recomienda el muestreo periódico de calidad de agua en los sitios de captación y descarga, con el fin de evidenciar cambios de la calidad de agua, si los hubiera.
- Con respecto a las especies bandera, a pesar de las controversias académicas con respecto a la implementación y efectividad de programas de conservación basados en especies sucedáneas, entre ellas, las especies banderas, se recomienda que se desarrollen muestreos periódicos exhaustivos y se apliquen criterios para la escogencia adecuada de una especie. Si sólo se emplea como herramienta parcial para evaluar el grado de conservación de los ecosistemas vinculados a Bayano, podría ser un importante paso hacia la conservación. Por tanto, se requiere diseñar criterios para su selección los cuales deberán vincularse a condiciones del lugar.

- Se recomienda realizar monitoreo biológico, direccionado a escoger una especie emblema.
- Sabiendo que la especie seleccionada como bandera, se caracteriza por su sensibilidad a perturbación o contaminantes, distribución, abundancia, dispersión, éxito reproductivo, entre otras, puede ser utilizada como estimadora de atributos o estado de otras especies o condiciones ambientales de interés que resultan difíciles, inconvenientes o costosos de medir directamente (Caro y O´Doherty, 1999; Fleishman et al., 2001).
- Cumplir las normas de seguridad industrial necesarias en la ejecución de la construcción de las estructuras e implementar las medidas ambientales contenidas en el Plan de Manejo Ambiental, relacionadas con el programa de higiene, seguridad y salud ocupacional.

15.3.6.2. EIA

- El EsIA Cat. III debe basarse en los resultados y recomendaciones derivadas de estudios científicos y sociales previos que están detallados en el anexo 7 del presente documento.
- El EsIA debe contemplar los instrumentos requeridos para que se cumpla con las exigencias de las IFC y los Principios de Ecuador.
- El EsIA debe complementarse con estudios que permitan a los técnicos plantear las mejores soluciones en materia de prevención y mitigación del impacto ambiental. Los estudios mencionados deben estar dirigidos a la caracterización de los efectos aguas abajo de la zona de captación en el río Bayano, y las posibles afectaciones sociales aguas abajo de la zona de captación. Los estudios indicados deben incluir los aspectos indicados a continuación: Análisis de la actividad pesquera en el estuario del río Bayano, caracterización de poblaciones vegetales acuáticas aguas abajo del río Bayano, caracterización de poblaciones animales acuáticas aguas abajo del río Bayano, análisis del uso social de las aguas abajo río Bayano, análisis de la conectividad ecológica entre la zona de captación y aguas abajo de ella.

15.3.6.2.1. EsIA: contenidos mínimos de los estudios complementarios

1. Estudios hidrológico-hidráulicos en los cuerpos de agua que se requieran (Por ejemplo: río Bayano, Pacora, etc.)

El estudio hidrológico-hidráulico recopilará el análisis del caudal provocado por sendas áreas de drenaje comprendidas entre las cabeceras y un punto localizado 100 m aguas debajo de la estructura a estudiar. La lluvia de diseño es la mayor recurrente cada 50 años. Recopilación y análisis de toda la información hidrológica de la cuenca y subcuencas que aportan. Además, la topografía hasta 25 m a los lados del cuerpo de agua (donde estará la obra en cauce).
Obtenidos los escurrimientos producidos por la lluvia de diseño sobre las cuencas tributarias influyentes en estudio y las trayectorias de las vaguadas de desalojo y de acuerdo a las exigencias correspondientes, se procede a determinar el nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.). La determinación del N.A.M.E. según cada sección, utilizando para ello el programa HEC-RAS para vaguadas naturales.

2. Análisis de la actividad pesquera en el estuario del río Bayano.

Contempla la recopilación y análisis de toda la información desde la conformación de la barrera móvil en río Bayano y sus efectos sobre la fauna aguas abajo, a detallar:

- Levantamiento y análisis de la información captada por ARAP, en la rampa pública de desembarco del puerto Coquira y cualquier otro punto de desembarco.
- Levantamiento y análisis de toda la información que existe sobre la pesca dentro del área en internet.
- Levantamiento y análisis de la información que puedan tener los pescadores deportivos de las aguas interiores de Bayano.
- Levantamiento y análisis de la información que nos puedan aportar distintos pescadores comerciales y artesanales del área.
- Todas las especies serán fotografiadas, clasificadas y se confeccionará un atlas de referencia de las mismas, con un resume de su caracterización biológica, importancia económica y grado de vulnerabilidad.
- De la información obtenida, se pretende hacer un análisis de la estacionalidad de las diversas especies, dentro de la cuenca del río Bayano.

3. Análisis de poblaciones vegetales acuáticas aguas abajo del río Bayano en función de los cambios de cantidad y calidad del agua.

- Prospección de información secundaria
- Muestreo aguas abajo y aguas arriba de la barrera móvil.
- Análisis comparativo.
- Identificación de especies vegetales
- Análisis estacional de las poblaciones vegetales del río Bayano (aguas debajo)

4. Análisis de las poblaciones de animales acuáticos aguas abajo, vinculados al río Bayano en función de los cambios de cantidad y calidad del agua en el río Bayano.

- Con la información generada en el punto 1, se harán los análisis necesarios del comportamiento de las especies aguas abajo en función de las variaciones en cantidad y calidad de las aguas, para ello se levantará información específica sobre cambios estacionales (verano-invierno) de dichas poblaciones observadas por los distintos residentes y pescadores.

5. Análisis del uso social de las aguas abajo río Bayano

- Información secundaria
- Levantamiento de información de campo sobre ls diversos usos que las comunidades aguas abajo del río, dan al mismo (transporte, pesca, recreación, agricultura, otros)
- Potenciales afectaciones de los usos y comunidades afectadas

6. Análisis de la conectividad ecológica entre la zona de captación y aguas debajo de río Bayano. Soluciones para mitigar el efecto barrera.

- Determinar algunas soluciones sobre el efecto barrera de la barrera móvil prevista.
- Conocer las especies que habitan en las aguas debajo de la barrera movil y de su posible estacionalidad o variantes ambientales, obtenidas en los puntos 1 y 2.
- Conociendo las necesidades de las especies migratorias y los diseños exitosos, se podrán hacer las recomendaciones de aquellas que a nuestro entender, pudieran suplir exitosamente las necesidades de dichas especies.

7. Estudio económico de las afectaciones sociales aguas abajo de la zona de captación del río Bayano.

- Estimaciones materiales y económicas de los posibles impactos

8. Proyección entomológica del proyecto

- Información secundaria
- Muestreos de vectores
- Entrevista a actores claves del MINSA y CSS sobre enfermedades vinculadas a vectores acuáticos del área
- Proyección de poblaciones de insectos vinculados al cuerpo de agua
- Planteamiento de soluciones en caso de proliferación de vectores

15.3.6.3. Ambiente físico

15.3.6.3.1. Monitoreo y análisis históricos de las aguas

Se recomienda ampliar la base de datos de calidad de agua de Bayano, en particular, si existen o están disponibles, sumarle los valores encontrados desde los inicios del embalse. Esto permitiría realizar un análisis de valores históricos, y con ello, delinear programas de calidad de agua basados en datos confiables. En adición, se recomienda el muestreo periódico de los sitios de toma y descarga de las aguas con el fin de evidenciar cambios de la calidad de agua, si los hubiera.

- Se recomienda realizar estudios científicos que permitan determinar la diversidad de la micro flora y fauna en el área de la toma (Jesús María)

15.3.6.4. Ambiente biológico

- Se recomienda replantear los tramos que atraviesan zonas boscosas para reducir los impactos generados sobre la flora y fauna.

Se recomienda contar con una cuadrilla de rescate y reubicación de fauna silvestre en los frentes de trabajo que se requiera, antes y durante las actividades de tala y movimiento de tierra.

• Las especies amenazadas, vulnerables, endémicas o en peligro de extinción reportadas en el área de la alternativa 12 son de amplia distribución en el país, por lo que no se espera que sus poblaciones se afecten.

15.3.6.5. Ambiente socioeconómico

- Establecer un programa de divulgación y comunicación para la población afectada indirectamente, enfocado en los objetivos del proyecto, sus beneficios que se obtendrán de su desarrollo y las actividades que se realizarán. En este sentido, es recomendable que la información llegue a la mayor cantidad de personas que viven en las áreas contiguas al mismo, por lo que es importante utilizar diferentes medios de comunicación.
- Establecer comunicación directa con todos los afectados directos ya sea porque la obra pase por su propiedad, afecte su entrada, o los trabajadores tengan que utilizar su propiedad para acceder al punto de trabajo. Es importante que, con estas personas, la comunicación sea continua: antes, durante y posterior de la obra. Por otro lado, se recomienda que se considere la comunicación con el suficiente tiempo de anticipación, se atiendan las inquietudes, quejas u otra información, además, que se establezca un cierre de la actividad con cada propietario.
- Es recomendable que, por seguridad de los trabajadores y de los bienes de la obra, en contratista que realice la misma, tome medidas preventivas (contratación o acuerdos con la policía) en aquellos lugares donde existen riesgos por ser áreas rojas. En este sentido, para identificar estos lugares, se debe conocer los mismos, los cuales pueden ser identificados con apoyo de la policía nacional.
- Importante que el contratista que realice la obra, contrate mano de obra, principalmente de las áreas por donde esta se desarrollará, igualmente los materiales que se puedan obtener en los comercios de estas áreas, se compren en ellas, de tal manera que se otorgue beneficios económicos a las áreas del proyecto.

15.3.6.5.1. Patrimonio cultural

Se recomienda realizar nuevos sondeos arqueológicos en los diferentes tramos de la alternativa 12, con énfasis en el tramo 2.

15.3.7. Evalución Socioeconómica

- Efectuar un estudio más detallado de proyección de la demanda por agua potable y del balance oferta demanda con el fin de obtener mayor certeza respecto del consumo futuro y los ingresos y beneficios socioeconómicos del proyecto.
- Investigar las características propias de la demanda por agua potable en Panamá y en el mercado atendido por el IDAAN con miras a especificar la(s) funciones de demanda que permita determinar con mayor exactitud y certeza los beneficios socioeconómicos de este proyecto y de otros similares.

- Los estudios recomendados constituyen la base para el posible redimensionamiento y, si es el caso, la reformulación técnica de la solución de abastecimiento propuesta, incluso la consideración de integrarla al interior de un proyecto multipropósito que permita aligerar la carga de las inversiones iniciales, especialmente en captación y conducción de agua cruda, en grado suficiente para garantizar la viabilidad económica del componente de agua potable.

16. REFERENCIAS

EAB-ESP (2004). *Requerimientos para Cimentación de Tuberías en Redes de Acueducto y Alcantarillado, NS-035, Versión 3.1*. Bogotá: .

EAB-ESP (2006). *Rellenos, NP-040, Versión 5.1*. Bogotá: .

EAB-ESP (2006). *Excavación en zanja, NS-019, Versión 2.3.*. Bogotá: .

EAB-ESP (2009). *Requerimientos para la elaboración y presentación de estudios geotécnicos, NS-010, Versión 2.3*. Bogotá: .

EAB-ESP (2017). *Entibados y tablestacados, NS-072, Versión 1.5*. Bogotá: .

Aleksandar S. Vesic (1975). *Bearing capacity of shallow foundations*. : .

ASEP (2010). *Normas para la seguridad de presas. Septiembre*. : .

JTIA (2015). *Reglamento Estructural de Panamá 2014.. Panamá: Gaceta Oficial Digital*. : .

ICOLD (2010). *Bulletin 72: Selecting Seismic Parameters for Large Dams – Guidelines*. : .

ICOLD (2010). *Selecting seismic parameters for large dams: Guidelines. Revision of Bulletin 72, Committee on Seismic Aspects of Dam Design. Paris: International Commission on Large Dams*. : .

ACP (2017). *Investigación Geológica del Subsuelo. Análisis de Pre-factibilidad y factiilidad para determinar el Potencial del Río Bayano para la Producción de Agua Potable para las regiones de Panamá Este y Metropolitana. Distrito de Chepo: Pan*. : .

Bowles, J. (1996). *Foundation Analysis and Design. 5th Edition. McGraw-Hill International Editions.*. : .

Novak, P. M. (2001). *Hydraulic Structures. (pág. 3rd edition). London/New York: Spon Press*. : .

Achmus, M. (2016). *Considerations and Model Tests on the Design of River Barrages with Respect to Piping .Proceedings Third International Conference on Scour and Erosion (pág.). Amsterdam: ICSE.*. : .

ICOLD (2013). *Internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundations*. Vienna, Austria: .

Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice. Estados Unidos: Wiley Interscience Publication*. : .

(NEHRP, 1. (. (2001). *1997*. : .

USACE (1999). *Panama Canal. Reconnaissance Study: Identification, Definition and Evaluation of Water Supply Projects. Ciudad de Panamá*. : .

Look, B. (2007). *Handbook of Geotechnical Investigation and design table. Taylor & Francis Group: London, UK.* : .

I. M. Idriss, R. W. (2010). *SPT-BASED LIQUEFACTION TRIGGERING PROCEDURES. Report No. UCD/CGM-10-02 Center for Geotechnical Modeling Department of Civil and Environmental Engineering University of California Davis, California December*. : .

Heizer, J (2009). Principios de administración de operaciones. Ciudad de México: Pearson.

Herrera, M (2018). PO1-1-INS1 Norma para la elaboración de textos. Bogotá: .

ASME (2010). BOILER AND PRESSURE VESSEL CODE SECTION II, : .

ASME (2010). BOILER AND PRESSURE VESSEL CODE SECTION VIII, : .

ASME Hydro Power Technical Committee (1996). The Guide to Hydropower Mechanical Design, : .

American Iron and Steel Institute Steel Plate Fabrication Association (1984). STEEL PENSTOCKS AND TUNNEL LINERS, : Third Printing.

C.E.C.T. (1979). RECOMMENDATIONS FOR THE DESIGN, MANUFACTURE AND ERECTION OF STEEL PENSTOCKS OF WELDED CONSTRUCTION FOR HYDRO ELECTRIC INSTALLATIONS., : Comité Européen de la Chaudronnerie et de la Tolerie.

DIN STANDARDS (1988). DIN 19704 - Hydraulic Steel Structures. Criteria for Design and Calculation, : .

Erbiste, P (2004). Design of Hydraulic Gates, Meppel, The Netherlands: A.A. Balkema.

Karassik, IJ (2001). Pump Handbook, United States of America: McGraw-Hill.

Parmakian, J (1982). MINIMUM THICKNESS FOR HANDLING STEEL PIPES, : Water Power and Dam Construction.

Sanks, RL (1998). Pumping Station Design, Woburn: Butterworth Heinemann.

AASHTO. (2011). Geometric design of highways and streets.

MOP. (2004). Manual de Especificaciones Técnicas para aprobación de planos en la República de Panamá.

American Concrete Institute (ACI) (2001). Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-01).

American Society of Civil Engineers (2010). Minimum Desing Loads for Buildings and Other Structures.

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura de la República de Panamá (2014). Reglamento

Para el Diseño Estructural Panameño . Panamá:

United States Army Corps of Engineers (USACE) (1995). Gravity Dam Desing (EM-1110-2-2200). Washington.

United States Army Corps of Engineers (USACE), (1995). Stability Analysis of Concrete Structures (EM-1110-2-2100). Washington .

United States Department of the Interior Bureau of Reclamation (1987). Desing of Small Dams .

Mark A. Suckow, Steven H. Weisbroth and Craig L. Franklinf (1995) “SEAWATER, It's Composition, properties and Behaviour 2nd Edition”.

17. ANEXOS

Anexo 1. Planos

1.1 Generales (Localización, geología, etc.)
1.2 Captación y obras anexas
1.2.1 Hidráulica
1.2.2 Geotecnia
1.2.3 Estructuras
1.2.4 Mecánica
1.2.5 Eléctrica
1.2.6 Vías
1.3 Conducción
1.3.1 Hidráulica
1.3.2 Geotecnia
1.3.3 Estructuras
1.3.4 Mecánica
1.3.5 Eléctrica
1.3.6 Vías
1.4 PTAP La Joya
1.4.1 Hidráulica
1.4.2 Geotecnia
1.4.3 Estructuras
1.4.4 Mecánica
1.4.5 Eléctrica
1.4.6 Vías
1.5 Red de distribución
1.5.1 Hidráulica
1.5.2 Geotecnia
1.5.3 Estructuras
1.5.4 Mecánica
1.5.5 Eléctrica
1.5.6 Vías

Anexo 2. Memorias de cálculo

2.1 Estudios básicos
2.1.1 Topografía
2.1.2 Hidrología
2.1.3 Geología regional
2.1.4 Investigaciones geotécnicas
2.1.5 Geología de detalle
2.2 Captación y obras anexas
2.2.1 Hidráulica

2.2.2 Geotecnia
2.2.3 Estructuras
2.2.4 Mecánica
2.2.5 Eléctrica
2.2.6 Vías
2.3 Conducción
2.3.1 Hidráulica
2.3.2 Geotecnia
2.3.3 Estructuras
2.3.4 Mecánica
2.3.5 Eléctrica
2.3.6 Vías
2.4 PTAP La Joya
2.4.1 Hidráulica
2.4.2 Geotecnia
2.4.3 Estructuras
2.4.4 Mecánica
2.4.5 Eléctrica
2.4.6 Vías
2.5 Red de distribución
2.5.1 Hidráulica
2.5.2 Geotecnia
2.5.3 Estructuras
2.5.4 Mecánica
2.5.5 Eléctrica
2.5.6 Vías

Anexo 3. Modelos numéricos

3.1 Estudios básicos
3.1.1 Topografía
3.1.2 Hidrología
3.1.3 Geología regional
3.1.4 Investigaciones geotécnicas
3.1.5 Geología de detalle
3.2 Captación y obras anexas
3.2.1 Hidráulica
3.2.2 Geotecnia
3.2.3 Estructuras
3.2.4 Mecánica
3.2.5 Eléctrica
3.2.6 Vías
3.3 Conducción
3.3.1 Hidráulica
3.3.2 Geotecnia
3.3.3 Estructuras
3.3.4 Mecánica
3.3.5 Eléctrica
3.3.6 Vías
3.4 PTAP LA Joya
3.4.1 Hidráulica
3.4.2 Geotecnia
3.4.3 Estructuras
3.4.4 Mecánica
3.4.5 Eléctrica
3.4.6 Vías
3.5 Red de distribución
3.3.1 Hidráulica
3.3.2 Geotecnia
3.3.3 Estructuras
3.3.4 Mecánica
3.3.5 Eléctrica
3.3.6 Vías

Anexo 4. Costos, presupuestos y cronograma

4.1 Costos y Presupuesto
4.2 Cronograma

Anexo 5. Modelo financiero y económico

Anexo 6. Informe de visitas de campo

Anexo 7. Estudio socio ambiental