

INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, RESERVORIOS MULTIPROPÓSITO CUENCA PERALES - PRESA GUARARE

VOLUMEN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

JUNIO 2020

INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, RESERVORIOS MULTIPROPÓSITO CUENCA PERALES - PRESA GUARARE

VOLUMEN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA



CANAL DE PANAMÁ

JUNIO 2020

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	15
2. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO	16
3. OBJETIVOS	17
3.1. OBJETIVO GENERAL	17
3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
4. ANTECEDENTES	18
5. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DISPONIBLE	22
5.1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DE GEODESIA, CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA	22
5.1.1. Localización del área de estudio	22
5.1.2. Revisión de información geográfica	22
5.1.2.1. Cartografía a escala 1:50,000	22
5.1.2.2. Modelo Digital de Elevación - MDE	23
5.1.2.3. Imágenes de las áreas de estudio	28
5.2. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DE HIDROLOGÍA	29
5.2.1. Información de caudales	30
5.2.2. Información de precipitación	31
5.2.3. Información climatológica	34
6. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE EN SITIO DE OBRAS	36
6.1. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE PRESA	36
6.1.1. Infraestructura existente alternativa Pe_Guararé 86.25	36
6.1.2. SISTEMAS DE BOMBEO	36
6.1.2.1. Sistema 1	37
6.1.2.2. Sistema 2	38
6.1.2.3. Sistema 3	40
6.1.2.4. Sistema 4	42
7. ANÁLISIS HIDROLÓGICOS	45
7.1. CUENCA DEL RÍO GUARARÉ (ENTRE TONOSÍ Y LA VILLA) (CUENCA 126)	45
7.2. PLUVIOMETRÍA CUENCA GUARARÉ	45
7.2.1. Variación espacial de la precipitación	46
7.2.2. Distribución temporal de la precipitación	46
7.3. CAUDALES MEDIOS CUENCA GUARARÉ	47
7.4. DETERMINACIÓN DE CAUDALES MEDIOS EN EL SITIO DE PROYECTO	48
7.5. CAUDALES MÁXIMOS CUENCA GUARARÉ	49
7.6. COMPARACIÓN DE RESULTADOS	53
7.7. DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS EN EL SITIO DE PROYECTO	54
7.8. CRECIENTE MÁXIMA PROBABLE EN SITIOS DE PROYECTO	55

7.9. HIDROGRAMA DE CRECIENTES	57
7.9.1. Características de la cuenca hidrográfica	57
7.9.2. Tiempo de concentración	57
7.9.3. Caudal base de los hidrogramas	59
7.9.4. Hidrogramas SCS	60
7.10. TRÁNSITO DE CRECIENTES EN EL RESERVORIO	62
7.11. ESTIMACIÓN DE PÉRDIDA DEL SUELO MEDIANTE MÉTODO U.S.L.E.	64
7.11.1. Factor R	65
7.11.1.1. Índice Modificado de Fournier	66
7.11.1.2. Capacidad de las Lluvias de erosionar el suelo	66
7.11.2. Factor K	68
7.11.3. Factor LS	70
7.11.4. Factor C	71
7.11.5. Factor P	73
7.11.6. Pérdida del Suelo	73
7.12. CARACTERIZACIÓN SEDIMENTOLÓGICA DEL CANAL DE PANAMÁ	74
7.13. COEFICIENTE DE PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS	75
7.14. APORTE DE SEDIMENTOS AL SITIO DE PROYECTO	75
8. CRITERIOS Y METODOLOGÍAS	77
8.1. NIVELES DE OPERACIÓN	77
8.2. SISTEMA DE DESVÍO	77
8.2.1. Creciente de diseño	77
8.2.2. Localización de las estructuras	78
8.2.3. Altura de ataguías	78
8.2.4. Dimensionamiento del túnel de desvío	78
8.3. DESCARGA DE FONDO	79
8.3.1. Caudal de diseño	79
8.3.2. localización de las estructuras	79
8.3.3. Captación	79
8.3.3.1. Esquema utilizado	79
8.3.3.2. Nivel de entrada	80
8.3.3.3. Velocidad de diseño captación descarga de fondo	80
8.3.3.4. Sumergencia crítica	80
8.3.3.4.1. Sumergencia crítica por la fórmula de Gordon	80
8.3.3.4.2. Sumergencia crítica por la fórmula de Knauss	81
8.3.3.5. Dimensión mínima orificios	81
8.3.4. Conductos a presión	81
8.3.5. Cámara de compuertas	82
8.4. DESCARGA DE CAUDALES DE USOS A PIE DE PRESA	82
8.4.1. Caudal de diseño	82
8.4.2. Localización de las estructuras	83
8.4.3. Captación	83

8.4.3.1. Esquema utilizado	83
8.4.3.2. Velocidad de diseño captación caudales de usos	83
8.4.3.3. Sumergencia crítica	83
8.4.4. Conducto a presión	83
8.4.5. Cámara de válvulas	84
8.4.6. Válvulas Howell Bungler	84
8.4.7. Rápida de descarga	84
8.5. VERTEDERO	86
8.5.1. Capacidad Hidráulica	87
8.5.2. Gola	88
8.6. SISTEMAS DE BOMBEO	91
8.6.1. Criterios generales de planteamiento de los sistemas de bombeo	91
8.6.2. Creciente de diseño	92
8.6.3. Presa de derivación	92
8.6.4. Captación	95
8.6.5. Canal de aducción	96
8.6.6. Desarenador	96
8.6.7. Sistemas de bombeo	98
8.6.8. Impulsiones	98
8.6.9. Tanques de carga	99
9. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO GUARARÉ	109
9.1. PRESA DE REGULACIÓN	109
9.1.1. Reservorio	109
9.1.2. Sistema de Desvío	109
9.1.3. Descarga de fondo Guararé	113
9.1.3.1. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo	114
9.1.3.2. Captación Descarga de Fondo	117
9.1.4. Descarga de caudales Guararé	119
9.1.4.1. Captación descarga de caudales	120
9.1.4.2. Ducto descarga de caudales	120
9.1.5. Vertedero de excesos	123
9.2. SISTEMAS DE BOMBEO	127
9.2.1. Sistema de bombeo Perales 1 – riego y abastecimiento	129
9.2.1.1. Presa de derivación Perales 1	129
9.2.1.2. Captación Perales 1	130
9.2.1.3. Canal de aducción Perales 1	131
9.2.1.4. Desarenador Perales 1	131
9.2.1.5. Bombeo Perales 1	132
9.2.1.6. Impulsiones Perales 1	132
9.2.1.6.1. Impulsión 1 – Para Riego	132
9.2.1.6.2. Impulsión 1 – Para Abastecimiento	133
9.2.1.7. Tanque de carga Perales 1	133

9.2.1.7.1.	Disipador Escalonado Perales 1	134
9.2.1.7.2.	Desagüe de Tanque	134
9.2.2.	Sistemas de Bombeo 2 – Riego	134
9.2.2.1.	Presa de derivación Perales 2	134
9.2.2.2.	Captación Perales 2	135
9.2.2.3.	Canal de Aducción Perales 2	135
9.2.2.4.	Desarenador Perales 2	136
9.2.2.5.	Bombeo Perales 2	136
9.2.2.6.	Impulsión Perales 2	137
9.2.2.6.1.	Impulsión 2 – Para Riego	137
9.2.2.7.	Tanque de Carga Perales 2	137
9.2.2.7.1.	Disipador Escalonado Perales 2	138
9.2.2.7.2.	Desagüe de Tanque Perales 2	138
9.2.3.	Sistemas de Bombeo 3 – Riego	138
9.2.3.1.	Presa de Derivación Perales 3	138
9.2.3.2.	Captación Perales 3	139
9.2.3.3.	Canal de Aducción Perales 3	140
9.2.3.4.	Desarenador Perales 3	140
9.2.3.5.	Bombeo Perales 3	141
9.2.3.6.	Impulsión Perales 3	141
9.2.3.7.	Tanque de Carga Perales 3	142
9.2.3.7.1.	Disipador Escalonado Perales 3	142
9.2.3.7.2.	Desagüe de Tanque Perales 3	142
9.2.4.	Sistemas de Bombeo 4 – Riego	142
9.2.4.1.	Presa de Derivación Perales 4	143
9.2.4.2.	Captación Perales 4	144
9.2.4.3.	Canal de Aducción Perales 4	144
9.2.4.4.	Desarenador Perales 4	144
9.2.4.5.	Bombeo Perales 4	145
9.2.4.6.	Impulsión Perales 4	145
9.2.4.7.	Tanque de Carga Perales 4	146
9.2.4.7.1.	Disipador Escalonado Perales 4	146
9.2.4.7.2.	Desagüe de Tanque Perales 4	146
10.	RESULTADOS Y RECOMENDACIONES	147
10.1.	CONCLUSIONES	147
10.1.1.	Presa de regulación Guararé	147
10.1.2.	Reservorio Guararé	147
10.1.3.	Sistema de Desviación Guararé	147
10.1.4.	Descarga de fondo Guararé	148
10.1.5.	Descarga de caudales Guararé	148
10.1.6.	Vertedero de excesos Guararé	148
10.1.7.	SISTEMAS DE BOMBEO	148

10.2. RECOMENDACIONES	149
11. REFERENCIAS	151
12. ANEXOS	152

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1. Localización del área de estudio
- Figura 2. Distribución de planchas de la cartografía 50,000 IGNTN
- Figura 3. Global Mapper de online imágenes
- Figura 4. Global Mapper cubrimiento de las imágenes
- Figura 5. Localización de las estaciones hidrométricas en el área de interés
- Figura 6. Localización de las estaciones de precipitación
- Figura 7. Infraestructura Existente Presa PE Guararé 86.25
- Figura 8. Localización sistema de bombeo 1
- Figura 9. Infraestructura Existente Bombeo 1
- Figura 10. Localización sistema de bombeo 2
- Figura 11. Infraestructura Existente Bombeo 2
- Figura 12. Localización sistema de bombeo 3
- Figura 13. Localización sistema de bombeo 4
- Figura 14. Infraestructura Existente Bombeo 4
- Figura 15. Cuenca del Río Guararé
- Figura 16. Distribución espacial de la precipitación media anual
- Figura 17. Variación de precipitación en la Estación Valle Rico - Río Guararé
- Figura 18. Régimen de caudales en la estación Paso El Nanzal – Río Guararé
- Figura 19. Tendencia de los caudales medios en la estación Paso El Nanzal
- Figura 20. Ajuste probabilístico de caudales máximos Estación Charco El Pilon - Río Perales (126-03-01)
- Figura 21. Regiones hidrológicamente homogéneas
- Figura 22. Área de drenaje a Sitio de Presa - Cuenca Río Perales
- Figura 23. Envolverte de Creager
- Figura 24. Hidrograma Unitario Triangular del SCS
- Figura 25. Hidrograma unitario sintético de la CMP - Guararé
- Figura 26. Tránsito del hidrograma de la CMP en el reservorio - Guararé
- Figura 27. Distribución espacial del Factor R
- Figura 28. Texturas del suelo en Panamá

Figura 29. Mapa de pendientes en el área de estudio

Figura 30. Tipos de vegetación en Panamá

Figura 31. Relación de producción respecto al área de la cuenca (tomado del documento “Determinación de Coeficientes de Producción de Sedimentos en Cuencas Extensas”)

Figura 32. Perfil Abocinamiento Típico

Figura 33. Ecuaciones básicas del flujo gradualmente variado

Figura 34. Curva de descarga vertedero – Guararé

Figura 35. Parámetros Perfil Gola

Figura 36. Parámetros Gola Guararé

Figura 37. Perfil Gola Guararé

Figura 38. Parámetros Perfil Gola

Figura 39. Parámetros Vertedero Rectangular de Pared Gruesa.

Figura 40. Determinación Coeficiente ϵ_2

Figura 41. Alcance del Chorro

Figura 42. Esquema de definiciones: (a) escalones para $\theta=19, 23, 30$ y 55° , (b) escalones tomados para $\theta = 5.7, 8.5$ y 11.3° (Ohtsu).

Figura 43. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo

Figura 44. Esquema general de la captación de la descarga de fondo Guararé

Figura 45. Esquema de la propuesta 6 de deflectores (Sharma, H.D., Varshney D.V. y Chaturvedi, R.H. (1977))

Figura 46. Perfil de flujo promedio (Sharma, H.D., Varshney D.V. y Chaturvedi, R.H. (1977))

Figura 47. Esquema típico de canal regular

Figura 48. Esquema de la entrega de caudales de usos - Guararé

Figura 49. Planta General Vertedero - Guararé

Figura 50. Curva de tránsito vertedero – Guararé

Figura 51. Perfil elíptico de la Gola en su parte trasera – Guararé

Figura 52. Perfil Gola - Guararé

Figura 53. Localización general de los sistemas de bombeo para el suministro de caudales al área de estudio

Figura 54. Perfil Gola Perales 1

Figura 55. Perfil Gola Perales 2

Figura 56. Perfil Gola Perales 3

Figura 57. Perfil Gola Perales 4

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Sitios identificados en la cuenca del río Perales

Tabla 2. Indicadores para la cuenca del río Perales

Tabla 3. Presupuestos de las alternativas analizadas en la cuenca del río Perales

Tabla 4. Flujo de Caja Neto - Indicadores financieros

Tabla 5. Matriz multicriterio Perales

Tabla 6. Descripción de los datos JAXA AW3D30m

Tabla 7. Diferencias JAXA con vértices IGNTG

Tabla 8. Vértices PESÉ - IGNTG

Tabla 9. Vértices CHITRÉ - IGNTG

Tabla 10. Vértices OCÚ - IGNTG

Tabla 11. Vértices PARITA - IGNTG

Tabla 12. Vértices CARIPA - IGNTG

Tabla 13. Vértices CHORRERA - IGNTG

Tabla 14. Vértices SAN MIGUELITO - IGNTG

Tabla 15. Vértices PACORA - IGNTG

Tabla 16. Vértices CHEPO - IGNTG

Tabla 17. Vértices PEDRO MIGUEL - IGNTG

Tabla 18. Vértices TOM² - IGNTG

Tabla 19. Descripción de la información de caudales medios recopilada

Tabla 20. Descripción de la información de caudales máximos instantáneos recopilada

Tabla 21. Descripción de la información de precipitación recopilada

Tabla 22. Descripción de la información de precipitación recopilada periodo 1973 - 2000

Tabla 23. Periodo de registro en las estaciones hidrométricas

Tabla 24. Periodo de registro en las estaciones pluviométricas

Tabla 25. Estaciones empleadas en la caracterización climatológica

Tabla 26. Estaciones de precipitación empleadas en los periodos 1973 - 2017 y 1973 - 2000

Tabla 27. Precipitación Total Anual

Tabla 28. Estimación de rendimientos hídricos medios

Tabla 29. Estimación de caudales en los sitios de proyecto propuestos

Tabla 30. Caudales Máximos asociados a diferentes periodos de retorno. Periodo 1973-2015

Tabla 31. Relaciones para estimación del caudal máximo por zonas homogéneas

Tabla 32. Caudal máximo promedio en cada estación

Tabla 33. Factores para diferentes periodos de retorno

Tabla 34. Caudales máximos en las estaciones para diferentes periodos de retorno

Tabla 35. Comparación de resultados de caudales máximos para diferentes periodos de retorno con las metodologías descritas Estación Charco El Pilon. Periodo 1973-2015

Tabla 36. Caudales máximos en sitios de presa seleccionados para diferentes periodos de retorno

Tabla 37. Valores de rendimientos hídricos de CMP para C de Creager = 100

Tabla 38. Creciente Máxima Probable determinada para el sitio de proyecto seleccionado en la cuenca Guararé por el método de Creager

Tabla 39. Características morfométricas de la cuenca hidrográfica Perales

Tabla 40. Métodos utilizados para el cálculo del tiempo de concentración, Tc

Tabla 41. Tiempos de concentración

Tabla 42. Caudal base de los hidrogramas

Tabla 43. Datos del hidrograma unitario sintético de la CMP - Guararé

Tabla 44. Resumen de resultados del tránsito de la CMP - Guararé

Tabla 45. Valores de referencia del índice de Fournier

Tabla 46. IF y su clasificación zona de proyecto

Tabla 47. Resultados IMF

Tabla 48. Clasificación de la erosividad de las lluvias

Tabla 49. Erosividad de las lluvias en las estaciones en estudio

Tabla 50. Valor del factor K

Tabla 51. Valores generales de SL

Tabla 52. Factor C en península de Azuero

Tabla 53. Factor C

Tabla 54. Estimación tasa de denudación

Tabla 55. Transporte de sedimentos promedio en las estaciones

Tabla 56. Tasa de denudación medida en estaciones

- Tabla 57. Volumen muerto en los sitios de la cuenca del río Guararé
- Tabla 58. Rendimiento de construcción para el túnel de desvío
- Tabla 59. Capacidad de descarga para el vaciado de los reservorios
- Tabla 60. Cálculo de la condiciones críticas al inicio de la rápida
- Tabla 61. Curva de descarga vertedero - Guararé
- Tabla 62. Parámetros para determinar la geometría de la gola (HDC 111-20)
- Tabla 63. Caudales medios en sitios - (Guararé)
- Tabla 64. Caudales Máximos asociados a diferentes periodos de retorno en sitios (Guararé)
- Tabla 65. Parámetros para determinar la geometría de la gola (HDC 111-20)
- Tabla 66. Valores del Coeficiente a
- Tabla 67. Velocidad de sedimentación
- Tabla 68. Pérdidas localizadas del sistema de desvío
- Tabla 69. Pérdidas localizadas del túnel de desvío a flujo libre -Guararé
- Tabla 70. Pérdidas por fricción del túnel de desvío a presión - Guararé
- Tabla 71. Pérdidas localizadas de la descarga de fondo - Guararé
- Tabla 72. Pérdidas por fricción de la descarga de fondo - Guararé
- Tabla 73. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo - Guararé
- Tabla 74. Resumen del eje hidráulico de la rápida de descarga
- Tabla 75. Dimensionamiento orificios captación descarga de fondo Guararé
- Tabla 76. Cálculo sumergencia crítica para descarga de fondo Guararé
- Tabla 77. Dimensionamiento orificios captación descarga de caudales
- Tabla 78. Pérdidas localizadas de la descarga de caudales a usuarios – Guararé
- Tabla 79. Pérdidas localizadas de la descarga de caudales a usuarios - Guararé
- Tabla 80. Descripción válvulas de usos - Guararé
- Tabla 81. Capacidad hidráulica de la descarga de usuarios - Guararé
- Tabla 82. Dimensiones para canales en cámara de usos
- Tabla 83. Curva de tránsito vertedero – Guararé
- Tabla 84. Caudales de diseño de los sistemas de bombeo
- Tabla 85. Características presa derivadora Perales 1
- Tabla 86. Características canal de aducción Perales 1

- Tabla 87. Características desarenador Perales 1
- Tabla 88. Características tanque de succión Perales 1
- Tabla 89. Dimensionamiento Bombes Riego y Abastecimiento Perales 1
- Tabla 90. Características tanque de riego Perales 1
- Tabla 91. Características tanque de abastecimiento Perales 1
- Tabla 92. Características Disipador Tanque Perales 1
- Tabla 93. Características presa de derivación Perales 2
- Tabla 94. Características canal de aducción Perales 2
- Tabla 95. Características Desarenador Perales 2
- Tabla 96. Características tanque de succión Perales 2
- Tabla 97. Dimensionamiento Bombeo Riego Perales 2
- Tabla 98. Características tanque de riego Perales 2
- Tabla 99. Características Disipador Tanque Perales 2
- Tabla 100. Características presa de derivación Perales 3
- Tabla 101. Características canal de aducción Perales 3
- Tabla 102. Características Desarenadores Perales 3
- Tabla 103. Características tanque de succión Perales 3
- Tabla 104. Dimensionamiento Bombeo Riego Perales 3
- Tabla 105. Características tanque de riego Perales 3
- Tabla 106. Características Disipador Tanque Perales 3
- Tabla 107. Características presa de derivación Perales 4
- Tabla 108. Características canal de aducción Perales 4
- Tabla 109. Características Desarenadores Perales 4
- Tabla 110. Características tanque de succión Perales 4
- Tabla 111. Dimensionamiento Bombes Riego Perales 4
- Tabla 112. Características tanque de riego Perales 4
- Tabla 113. Características Disipadores Tanques Perales 4
- Tabla 114. Dimensionamiento Bombes Riego Perales
- Tabla 115. Dimensionamiento Bombeo Abastecimiento Perales
- Tabla 116. Dimensionamiento Impulsiones riego Perales

Tabla 117. Dimensionamiento Impulsiones abastecimiento Perales

1. INTRODUCCIÓN

El gobierno de Panamá identificó la cuenca del río Perales como fuente potencial para incrementar el suministro de agua potable, riego y otros usos. Para ello se adelantó inicialmente el análisis de alternativas, con el objetivo de identificar los posibles sitios de proyecto y seleccionar alternativas de reservorios que permiten la regulación de caudales para su posterior desarrollo a nivel de diseño conceptual.

En cumplimiento de los requerimientos del contenido establecido en los Términos de Referencia, numeral 1.2.9 Sección 01 31 19, se realizaron los diseños a nivel conceptual del proyecto Perales, los cuales son presentados en este documento compuesto de los capítulos indicados a continuación:

Capítulo 2.	Justificación del proyecto.
Capítulo 3.	Objetivos.
Capítulo 4.	Antecedentes
Capítulo 5.	Recopilación de información disponible
Capítulo 6.	Infraestructura existente en sitios de obra
Capítulo 7.	Análisis hidrológicos
Capítulo 8.	Criterios y metodologías
Capítulo 9.	Descripción del Proyecto
Capítulo 10.	Resultados y recomendaciones
Capítulo 11.	Referencias
Capítulo 12.	Anexos

2. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

El gobierno de Panamá aprobó en agosto de 2016 a través de la resolución N° 114 el “Plan Nacional de Seguridad Hídrica” (PNSH): Agua para Todos 2015-2050”. Este plan tiene como objetivo garantizar el acceso al agua a toda la población y el desarrollo económico con la calidad y cantidad apropiadas, considerando la protección del recurso hídrico y el cambio climático. Para implementar estos estudios, el “Ministerio de Ambiente” (MIAMBIENTE) de la República de Panamá firmó con la ACP varios contratos, incluido el contrato de servicios de consultoría “Estudios de Factibilidad para Establecer Reservorios Multipropósitos en la Cuenca del Río La Villa y de Prefactibilidad para los Ríos Santa María, Parita y la Subcuenca del Río Perales, en la Región de Azuero y la Provincia de Veraguas, para la Producción de Agua Potable y Actividades Agropecuarias”, a su vez la ACP encargó a INGETEC el desarrollo de dichos estudios mediante el contrato SAA-397034.

3. OBJETIVOS

3.1. OBJETIVO GENERAL

- Conceptualizar las obras requeridas para atender las demandas de agua para los usos identificados en los estudios de demanda de agua por medio de análisis a nivel de diseño conceptual.

3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Presentar al Cliente los resultados de los diseños, a nivel de diseño conceptual, de las obras hidráulicas de la presa del proyecto Guararé.
- Preparar los esquemas de la presa, vertedero de excesos del proyecto Guararé y sistemas de bombeo para la cuenca del río Perales.

4. ANTECEDENTES

Con el fin de identificar sitios de reservorio que permitan suplir las demandas de riego y abastecimiento, se utilizaron curvas de nivel cada 5 m (obtenidas del DTM JAXA) y ortofotos de la zona (obtenidas de google entre los años 2015 y 2016). Sobre las curvas de nivel y las fotos aéreas se ubicaron los polígonos de áreas regables, posteriormente y con el fin de asegurar la formación de un valle amplio para la formación del reservorio, se identificaron los sitios en los que las curvas de nivel presentaban cierre a lo largo del cauce y aguas arriba se alejaban del mismo, identificando los 6 sitios que se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Sitios identificados en la cuenca del río Perales

Nombre	Este	Norte	Cota (msnm)
Pe_Perales 156.71	568,605.31	852,114.80	156.71
Pe_Perales 111.88	570,761.39	855,076.33	111.88
Pe_Perales 46.71	573,308.00	856,835.68	46.71
Pe_Perales 45.05	573,529.53	857,114.66	45.05
Pe_Hondo 50.37	572,880.84	856,194.28	50.37
Pe_Guararé 86.25	561,941.83	856,796.83	86.25

Paralelamente a la identificación de los sitios de proyecto de reservorio, con base en las áreas regables y la localización de los sistemas de abastecimiento rural y urbano, se estimó la demanda de agua en un total de 2.12 m³/s, de los cuales 0.27 m³/s son para abastecimiento y 1.85 m³/s para riego.

Para cada uno de los sitios identificados se determinaron indicadores de eficiencia (véase Tabla 2), los cuales permitieron identificar aquellas alternativas más atractivas. ACP solicitó presentar los análisis de alternativas considerando diques auxiliares que permitieran aumentar la capacidad de almacenamiento en cada uno de los sitios analizados; motivo por el cual para cada uno de los sitios se proyectaron diques auxiliares y se estimaron los indicadores de selección.

Tabla 2. Indicadores para la cuenca del río Perales

Nombre	Volumen útil (hm ³)	Volumen de Presa (Mm ³)	Demanda (m ³ /s)	Caudal medio entregado (m ³ /s)	Vol Útil/ Vol Presa	Q/ Vol Útil (m ³ /s/Hm ³)	Q/H (m ³ /s/m)	Q/Vol Presa (m ³ /s/Mm ³)
Pe_Perales 45.05	152.64	0.51	2.12	1.37	297.97	0.009	0.021	2.676
Pe_Perales 46.71	147.67	0.52	2.12	1.35	283.98	0.009	0.021	2.597
Pe_Hondo 50.37	98.67	0.24	2.12	0.73	402.75	0.007	0.012	2.994
Pe_Perales 111.88	1.53	0.01	2.12	0.00	174.36	0.000	0.000	0.000
Pe_Perales 156.71	14.16	0.13	2.12	0.00	105.92	0.000	0.000	0.000
Pe_Guararé 86.25	77.18	0.40	2.12	0.90	191.17	0.012	0.013	2.226
Pe_Perales 45.05*	219.794	0.720	2.12	1.482	305.408	0.007	0.020	2.060
Pe_Perales 46.71*	213.281	0.720	2.12	1.468	296.357	0.007	0.020	2.040
Pe_Hondo 50.37*	142.005	0.358	2.12	0.742	396.127	0.005	0.011	2.068
Pe_Perales 111.88*	14.238	2.665	2.12	0.000	5.342	0.000	0.000	0.000
Pe_Perales 156.71*	29.338	0.226	2.12	0.307	129.860	0.010	0.007	1.360
Pe_Guararé 86.25*	123.431	0.543	2.12	1.026	227.435	0.008	0.013	1.891

* Con diques auxiliares.

En los resultados obtenidos se observa que ninguno de los sitios analizados permite obtener el caudal para satisfacer la demanda esperada (2.12 m³/s), siendo Pe_Perales 46.71 y Pe_Perales 45.05 los que mayor caudal permiten obtener con 1.37 m³/s (44.8% de la demanda) y 1.35 m³/s (45.6% de la demanda) respectivamente.

El sitio Pe_Hondo 50.37 muestra el mejor indicador Q / V. presa, este sólo permite obtener un caudal de 0.74 m³/s, mientras que los sitios que se ubican en la misma corriente (río Perales), Pe_Perales 45.05 y Pe_Perales 46.71 que tienen un indicador Q / V. presa muy similar y permite obtener el un mayor caudal regulado

El sitio Pe_Guararé 86.25 muestra el mejor indicador de caudal sobre volumen útil, pero permite obtener 0.90 m³/s (42.2 % de la demanda).

Estos resultados muestran que la cuenca Perales es deficitaria y necesitaría caudales adicionales traídos de otras cuencas para atender la demanda, pero tomando en cuenta que las cuencas vecinas son igualmente deficitarias, se debe descartar esta posibilidad. (Ver documentos AZU-ING-INF-LV-020 y AZU-ING-INF-PA-020).

De acuerdo con lo anterior y tomando en cuenta que ninguno de los sitios identificados permite por si solo atender la demanda del sistema, se propone una alternativa tomando los sitios Pe_Perales 45.05 y Pe_Guararé 86.25 que permitirían abastecer la demanda total ya que permiten la regulación de dos cauces paralelos y otra alternativa estudiando el sitio Pe_Perales 45.05 que es el que permite individualmente obtener el mayor caudal regulado con 1.37 m³/s.

Para las presas que componen la alternativa se elaboraron esquemas de presa en CCR y sus obras anexas (vertedero, descarga de caudales a pie de presa, descarga de fondo y sistema de desviación).

Para la regulación de caudales sobre el río Perales en la cota 45.05 msnm, se planteó una presa de CCR (Concreto compactado con rodillo) de 64.95 m de altura. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1V y talud aguas abajo 1.0H:1.0V, una cresta de 419,17 m de longitud y 6.0 m de ancho en la corona, para la cual se requeriría un volumen de 0.6 Mm³ para su construcción. Estaría fundada 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 3 y 5 m en los estribos, requiriéndose un total de excavación de 0.17 Mm³.

Para la regulación de caudales sobre el río Guararé en la cota 86.25 msnm, se planteó una presa de CCR (Concreto compactado con rodillo) de 68.75 m de altura. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1.0V y talud aguas abajo 1.0H:1.0V, una cresta de 332.59 m de longitud y 6.0 m de ancho en la corona, para la cual se requeriría un volumen de 0.6 Mm³ para su construcción. Estaría fundada 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 3 y 5 m en los estribos, requiriéndose un total de excavación de 0.3 Mm³.

A partir de los esquemas desarrollados y de curvas de costos (creadas por el consultor con información de proyectos similares en los que ha participado) se obtuvieron los presupuestos de construcción de las alternativas que se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3. Presupuestos de las alternativas analizadas en la cuenca del río Perales

ITEM	Pe Perales 45.05	Pe Perales 45.05 + Pe Guarare 86.25
Total Costos Directos	\$ 177,471,069	\$ 353,340,092
Costos Plan de Manejo Ambiental y Reasentamientos	\$ 22,634,462	\$ 47,100,710
Costos prediales	\$ 604,935	\$ 997,421
Costos imprevistos	\$ 60,213,140	\$ 120,431,467
Costos ingeniería y administración	\$ 20,071,047	\$ 40,143,822
COSTO TOTAL	\$ 280,994,653	\$ 562,013,512

De la misma manera se estimaron los ingresos, los cuales serán percibidos por el incremento del agua disponible para riego. En el caso de la demanda de agua para abastecimiento, en la zona no se tienen centros urbanos que deban ser atendidos desde la cuenca río Perales, mientras que en la zona rural, se encontró que no habrá crecimiento de la demanda

de agua, por lo que no se generarán ingresos adicionales que beneficien el proyecto. El ingreso esperado por el incremento de la demanda de agua para abastecimiento se estimó en USD\$ 783 por año, mientras que el ingreso por concepto de agua para riego se estimó en USD\$ 15,647,466 por año con la consolidación del proyecto para la alternativa con dos reservorios.

Con esta información se realizaron los análisis financieros obteniendo los indicadores VPN, TIR, relación Beneficio/Costo y ROI, que se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4. Flujo de Caja Neto - Indicadores financieros

INDICADOR	Pe Perales 45.05	Pe Perales 45.05 + Pe Guarare 86.25
VPN ingresos	\$ 43,994,879	\$ 67,838,772
VPN costos	\$ 259,354,105	\$ 514,412,185
VPN Flujo caja	\$ (215,359,226)	\$ (446,573,413)
TIR	1.15%	0.45%
ROI	-83.04%	-86.81%
Relación B/C	0.170	0.132

Los resultados de los análisis financieros muestran que las alternativas analizadas no presentan indicadores positivos, lo que la hace no atractiva desde el punto de vista financiero y no permitiría la recuperación de los costos de inversión. Teniendo en cuenta que los estudios de estas alternativas se encuentran apenas en fase preliminar, aún existe incertidumbre en los costos de construcción de cualquiera de las alternativas, lo que puede influenciar los resultados obtenidos, se recomienda realizar diseños más detallados en siguientes fases del estudio para mejorar la precisión de los análisis financieros.

Desde el punto de vista técnico, las presas fueron planteadas con criterios de diseño actuales y siguiendo normativas vigentes, que permiten asegurar su viabilidad técnica y que los procesos constructivos en estas alternativas se resumen principalmente en movimiento de tierras, fabricación de concretos y suministro e instalación de equipos, los cuales se pueden realizar en la actualidad con facilidad para el desarrollo del proyecto, contando con contratistas de vasta experiencia permitiendo la minimización de riesgos en estos procesos. Desde el punto de vista operativo los procesos proyectados para la operación de todas las alternativas son procesos sin complejidad técnica que impliquen mano de obra altamente especializada o el uso de tecnologías desconocidas o que no hayan sido probadas con anterioridad en proyectos de este tipo.

De acuerdo con lo presentado en el Volumen 1 “Evaluación de Impacto Ambiental”, se realizó una evaluación basada en tres (3) metodologías de categorización, obteniendo de manera preliminar para todas las alternativas Categoría II en el MaTEA, Categoría III en la normativa nacional (Decreto 123) y Categoría A en los Principios de Ecuador.

Como resultado del análisis ambiental realizado y de las evaluaciones de impactos preliminares, se obtuvo una afectación baja desde un punto de vista ambiental, social, cultural y paisajístico para la alternativa PE_Perales 45.05.

De acuerdo con los análisis multicriterio que la alternativa Pe_Perales 45.05 es la más favorable entre las alternativas analizadas desde el punto de vista financiero, ambiental, social, aunque con ella no es posible abastecer el total de la demanda de agua proyectada, logrando atender únicamente el 64.62 %. En la Tabla 5 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 5. Matriz multicriterio Perales

Ítem	Alternativas	
	Pe_Perales 45.05	Pe_Perales 45.05 + Pe_Guararé 86.25
Objetivos del proyecto (Confiabilidad hídrica)	6.46	10.00

Rendimiento financiero	10.00	4.82
Evaluación social	10.00	7.96
Evaluación ambiental	10.00	5.71
Cronograma	10.00	9.23
Requerimiento y posibilidad de traer trasvase	3.23	10.00
TOTAL	8.27	7.82

Realizada la evaluación multicriterio ACP solicitó información sobre el total de viviendas y los kilómetros de vías afectadas por ambas alternativas (siendo Perales la que genera mayor afectación) y luego de hacer una evaluación de los resultados presentados, comunicó a INGETEC mediante oficio IACC-SAA-397034-C0016, la selección de la alternativa Perales + Guararé para llevar a cabo los diseños a nivel de diseño conceptual.

5. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DISPONIBLE

5.1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DE GEODESIA, CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

5.1.1. Localización del área de estudio

La República de Panamá está dividida en 52 cuencas hidrográficas, 18 en la vertiente del Mar Caribe y 34 en la vertiente del Océano Pacífico. La Cuenca del Río Perales se localiza en la península de Azuero entre los 7°45'28" longitud Norte y los 80°19'39" longitud Oeste, en la provincia de los Santos, con un área de 29,511.9 ha, sus límites corresponden a la provincia de Herrera y Veraguas, se encuentra en los distritos de Macaracas, Guararé Los Santos y las Tablas. La Figura 1 muestra la localización del área de estudio (Ver Anexo 1 -Esquemas, Anexo 2- Memorias Hidráulicas).

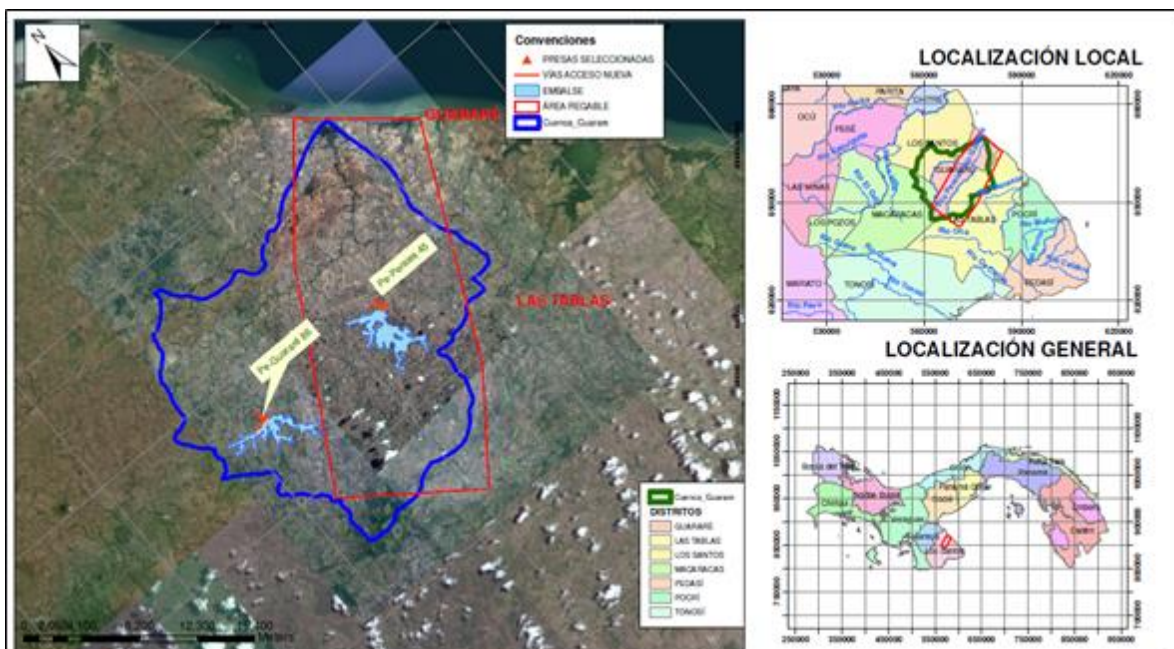


Figura 1. Localización del área de estudio

5.1.2. Revisión de información geográfica

A continuación, se realiza la descripción de la información geográfica de cartografía base, modelo digital de elevación - MDE e imágenes disponibles del área de estudio. La información detallada puede consultarse en el Informe Intermedio de investigaciones topográficas N° AZU-ING-INF-008.

5.1.2.1. Cartografía a escala 1:50,000

Se consultó la información geográfica disponible de la cartografía a escala 1:50,000 elaborada por el Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia, la cual corresponde a las planchas que se presentan en la Figura 2 .

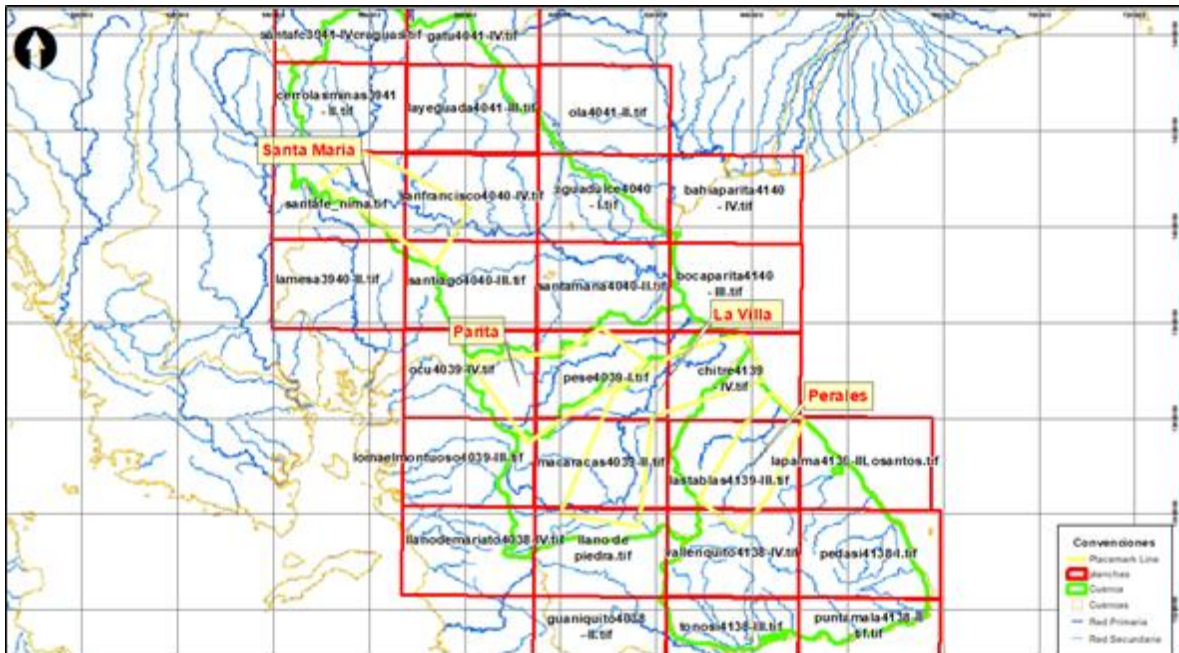


Figura 2. Distribución de planchas de la cartografía 50,000 IGNTN

5.1.2.2. Modelo Digital de Elevación - MDE

En el área de interés de los estudios de diseño conceptual de la cuenca del río Perales, no se cuenta con información geográfica de cartografía base disponible actualizada del IGNTG a escala 1:25,000 y 10,000. Dadas las limitaciones de tiempo y costo para poder obtener una restitución cartográfica adecuada para la etapa de diseño conceptual y de acuerdo al alcance presentado en la oferta, fue necesario obtener otras fuentes de información y se consultó el modelo digital de elevación elaborado por la *Japan Aerospace Exploration Agency (JAXA)* -"ALOS World 3D - 30m" (AW3D30).

En la Tabla 6 se presentan las características del modelo JAXA utilizado en el presente estudio.

Tabla 6. Descripción de los datos JAXA AW3D30m

Resolución	1 arcsec (aprox. 30 m 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)
	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)

La revisión del Modelo digital de elevación Jaxa se realizó a partir de los vértices de la Red geodésica cercana a las áreas de los proyectos y se encontraron las diferencias que presentan en la Tabla 7.

Tabla 7. Diferencias JAXA con vértices IGNTG

AZUERO	VÉRTICES IGNTG	Modelo JAXA – Cota msnm	IGNTG – Cota msnm	Diferencia JAXA – IGNTG Cota msnm (m)
Parita	PESE	82.00	78.22	3.78
La Villa	CHITRÉ	9.00	5.85	3.15
Parita	OCÚ	115	114.27	0.73
Abajo de Parita	PARÍS PARITA	22	16.76	5.24
	CARIPA	110.00	107.75	2.25
	CHORRERA	103.00	97.86	5.14
	SAN MIGUELITO	47.00	46.84	0.16
	PACORA B.N	36.00	41.20	-5.20
	CHEPO	20	18.8	1.2
	PEDRO MIGUEL	32	30.23	1.77
	TOM ²	27	29.96	-2.96

A continuación se presenta la descripción de los datos geodésicos de los vértices tomados del Instituto Geográfico Tommy Guardia, para el análisis de la altura realizado y presentado en la Tabla 7.

Tabla 8. Vértices PESE - IGNTG

Nombre de la Estación		Características de la Marca	
Pese		Placa de Cobre de 4 cm.	
Número/Código		Establecida por:	
41		IGNTG/Contratista	
Localidad		Ubicación	
Pese		Escuela Pese	
Datum:		Eipsoide	
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84	
Latitud		Longitud	
07 ° 54 ' 29,212911 "		80 ° 36 ' 45,790501 "	
Altura Elipsoidal		Altura Geoidal	
93,9673 m.		871726,498 m.	
X Geocéntrica		Y Geocéntrica	
1030505,447 m.		-6233366,417 m.	
Norte		Este	
874159,661 m.		542687,803 m.	
Zona		Zona	
17		17	
Modelo Geoidal		Fecha	
EGM-96		ABRIL - 2001	
Altura Geoidal		Orden	
78,22 m.		RED PRIMARIA	

Tabla 9. Vértices CHITRÉ - IGNTG

Nombre de la Estación		Características de la Marca					
Chitre		Placa de Bronce de 8 cm.					
Número/Código		Establecida por					
CHIT		IGNTG/Contratista					
Localidad		Observación					
Chitre		Aeropuerto de Chitre					
Datum		Elipsoidal					
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84					
Latitud		Longitud		Altura Elipsoidal			
07 ° 58 ' 56,121197 "		80 ° 24 ' 35,613401 "		21,0323 m.			
X Geocéntrica		Y Geocéntrica		Z Geocéntrica			
1052364,192 m.		-6228490,577 m.		879839,460 m.			
Norte		Este		Zona			
882382,721 m.		565033,276 m.		17			
Modelo Geoidal		Altura Geoidal		Fecha		Orden	
EGM-96		5,85 m.		ABRIL - 2001		RED BASICA	

Tabla 10. Vértices OCÚ - IGNTG

Nombre de la Estación		Características de la Marca					
Ocu		Placa de Cobre de 4 cm.					
Número/Código		Establecida por					
18		IGNTG/Contratista					
Localidad		Observación					
Ocu		Estadio de Béisbol					
Datum		Elipsoidal					
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84					
Latitud		Longitud		Altura Elipsoidal			
07 ° 56 ' 17,466697 "		80 ° 46 ' 37,806809 "		129,8316 m.			
X Geocéntrica		Y Geocéntrica		Z Geocéntrica			
1012542,586 m.		-6235881,026 m.		875027,410 m.			
Norte		Este		Zona			
877470,735 m.		524559,588 m.		17			
Modelo Geoidal		Altura Geoidal		Fecha		Orden	
EGM-96		114,27 m.		ABRIL - 2001		RED PRIMARIA	

Tabla 11. Vértices PARITA - IGNTG

Nombre de la Estación		Características de la Marca					
Paris de Parita		Placa de Cobre de 4 cm.					
Número/Código		Establecida por					
49		IGNTG/Contratista					
Localidad		Observación					
Parita		Frente al Cenerterio de Parita					
Datum		Elipsoidal					
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84					
Latitud		Longitud		Altura Elipsoidal			
08 ° 03 ' 10,907068 "		80 ° 33 ' 23,864140 "		31,7761 m.			
X Geocéntrica		Y Geocéntrica		Z Geocéntrica			
1036232,016 m.		-6230098,836 m.		887591,777 m.			
Norte		Este		Zona			
890186,859 m.		548853,269 m.		17			
Modelo Geoidal		Altura Geoidal		Fecha		Orden	
EGM-96		16,76 m.		ABRIL - 2001		RED PRIMARIA	

Tabla 12. Vértices CARIPA - IGNTG

Nombre de la Estación		Características de la Marca					
Capira		Placa de Cobre de 4 cm.					
Número Código		Establecida por					
37		IGNTG/Contratista					
Localidad		Ubicación					
Capira		Campo de Fútbol					
Datum		Eje					
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84					
Latitud		Longitud		Altura Elipsoidal			
08 ° 45 ' 26,091722 "		79 ° 52 ' 25,444675 "		120,5798 m.			
X Geocéntrica		Y Geocéntrica		Z Geocéntrica			
1108425,487 m.		-6206185,177 m.		964653,761 m.			
Norte		Este		Zona			
968199,726 m.		623881,400 m.		17			
Modelo Geoidal		Altura Geoidal		Fecha		Orden	
EGM-96		107,75 m.		ABRIL - 2001		RED PRIMARIA	

Tabla 13. Vértices CHORRERA - IGNTG

Nombre de la Estación		Características de la Marca					
La Chorrera		Placa de Aluminio de 8 cm.					
Número Código		Establecida por					
		IGNTG/Contratista					
Localidad		Ubicación					
La Chorrera		Centro Regional Universitario					
Datum		Eje					
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84					
Latitud		Longitud		Altura Elipsoidal			
08 ° 53 ' 51,111037 "		79 ° 45 ' 55,654420 "		110,7751 m.			
X Geocéntrica		Y Geocéntrica		Z Geocéntrica			
1119726,906 m.		-6201726,788 m.		979984,131 m.			
Norte		Este		Zona			
983749,716 m.		635741,300 m.		17			
Modelo Geoidal		Altura Geoidal		Fecha		Orden	
EGM-96		97,86 m.		ABRIL - 2001		RED PRIMARIA	

Tabla 14. Vértices SAN MIGUELITO - IGNTG

Nombre de la Estación		Características de la Marca					
San Miguelito		Placa de Cobre de 4 cm.					
Número Código		Establecida por					
		IGNTG/Contratista					
Localidad		Ubicación					
Panamá		Paso elevado San Miguelito					
Datum		Eje					
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84					
Latitud		Longitud		Altura Elipsoidal			
09 ° 01 ' 51,994906 "		79 ° 29 ' 24,562543 "		60,2966 m.			
X Geocéntrica		Y Geocéntrica		Z Geocéntrica			
1149083,837 m.		-6193962,478 m.		994569,990 m.			
Norte		Este		Zona			
998634,878 m.		665957,127 m.		17			
Modelo Geoidal		Altura Geoidal		Fecha		Orden	
EGM-96		46,84 m.		ABRIL - 2001		RED PRIMARIA	

Tabla 15. Vértices PACORA - IGNTG

Nombre de la Estación		Características de la Marca	
Pacora B.N.		Placa de Bronce de 8 cm.	
Número Código	Establecida por		
	IGNTG/Contratista		
Localidad	Ubicación		
Pacora	Frente a Finca El Machtetazo		
Datos	Eje		
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84	
Latitud	Longitud	Altura Elipsoidal	
09 ° 06 ' 04,753617 "	79 ° 16 ' 15,921435 "	55,0290 m.	
X Geocéntrica	Y Geocéntrica	Z Geocéntrica	
1172528,857 m.	-6188316,386 m.	1002237,654 m.	
Nota	Eje	Zona	
1006507,480 m.	690005,876 m.	17	
Modelo Geoidal	Altura Geoidal	Fecha	Orden
EGM-96	41,20 m.	ABRIL - 2001	RED PRIMARIA

Tabla 16. Vértices CHEPO - IGNTG

Nombre de la Estación		Características de la Marca	
Chepo		Placa de Bronce de 8 cm.	
Número Código	Establecida por		
CHEP	IGNTG/Contratista		
Localidad	Ubicación		
Chepo	Frente a Instalaciones del MOP		
Datos	Eje		
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84	
Latitud	Longitud	Altura Elipsoidal	
09 ° 11 ' 11,330438 "	79 ° 05 ' 01,390540 "	32,3777 m.	
X Geocéntrica	Y Geocéntrica	Z Geocéntrica	
1192472,002 m.	-6182957,190 m.	1011533,344 m.	
Nota	Eje	Zona	
1016031,351 m.	710554,551 m.	17	
Modelo Geoidal	Altura Geoidal	Fecha	Orden
EGM-96	18,80 m.	ABRIL - 2001	RED BASICA

Tabla 17. Vértices PEDRO MIGUEL - IGNTG

Nombre de la Estación		Características de la Marca	
Pedro Miguel		Placa de Cobre de 4 cm.	
Número Código	Establecida por		
	IGNTG/Contratista		
Localidad	Ubicación		
Pedro Miguel	Costao de Esclusa		
Datos	Eje		
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84	
Latitud	Longitud	Altura Elipsoidal	
09 ° 01 ' 13,631995 "	79 ° 36 ' 52,909670 "	43,3730 m.	
X Geocéntrica	Y Geocéntrica	Z Geocéntrica	
1135647,956 m.	-6196610,979 m.	993403,308 m.	
Nota	Eje	Zona	
997402,097 m.	652269,801 m.	17	
Modelo Geoidal	Altura Geoidal	Fecha	Orden
EGM-96	30,23 m.	ABRIL - 2001	RED PRIMARIA

Tabla 18. Vértices TOM² - IGNTG

Nombre de la Estación		Características de la Estación					
TOM2		Perno de Bronce de 3/4"					
Número/Código		Estación por					
TOM2		IGNTG/Contratista					
Localidad		Ubicación					
Viejo Veranillo		Instalaciones IGNTG					
Datum		Elevación					
WGS-84 / ITRF-97		WGS-84					
Latitud		Longitud		Altura Elevación			
08 ° 59 ' 08,163047 "		79 ° 32 ' 09,455368 "		43,3275 m.			
X Geocéntrica		Y Geocéntrica		Z Geocéntrica			
1144273,711 m.		-6195647,072 m.		989535,338 m.			
Norte		Este		Zona			
993520,013 m.		660941,669 m.		17			
Módulo Geoidal		Altura Geoidal		Fecha		Orden	
EGM-96		29,96 m.		ABRIL - 2001		RED BASICA	

Para el desarrollo del diseño a nivel de diseño conceptual se utilizó el modelo digital de elevación elaborado por la Japan Aerospace Exploration Agency (JAXA) -"ALOS World 3D - 30m"(AW3D30)".

Las diferencias en altura que se presentan en la Tabla 7 entre el modelo JAXA y los datos de las alturas de los vértices del IGNTG, se pueden atribuir a factores en la toma de los datos y equipos de topografía, la época de captura datos y el modo del procesamiento. El modelo Jaxa es el más adecuado en su precisión en diseño a nivel de diseño conceptual, el cual permitió realizar los diferentes análisis para el desarrollo de esta etapa. El modelo suministrado por la ACP corresponde al DTM de resolución de 30 m.

A partir del modelo de elevación JAXA (AW3D30), se generó el mapa de pendientes y las curvas de nivel cada 5 m. El mapa de pendientes obtenido del modelo JAXA (AW3D30), será la base para adelantar los estudios edafológicos y las curvas de nivel obtenidas del modelo de elevación será la base para realizar el planteamiento de diseño de presa y reservorio para el desarrollo de la etapa de diseño conceptual.

5.1.2.3. Imágenes de las áreas de estudio

La información cartográfica disponible a escala 1:50,000 del IGNTG no se encuentra actualizada y con el fin de conocer las condiciones de las áreas de estudio de diseño conceptual, se obtuvieron imágenes de los años 2015 y 2016 en *Global Mapper* sin cubrimiento de nubosidad de la cuenca del río Perales.

En la aplicación *Download online imagery del software Global Mapper* se descargan las imágenes y DTM como se presenta en la Figura 3.

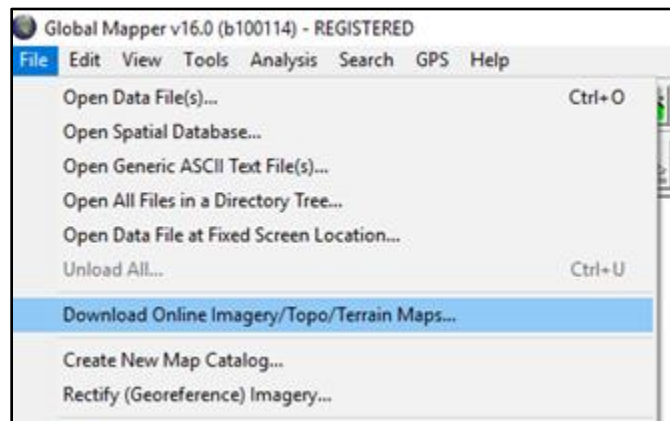


Figura 3. *Global Mapper* de online imágenes

En la Figura 4 se presenta el cubrimiento de las imágenes de la cuenca del río Perales, descargadas con el software *Global Mapper*.

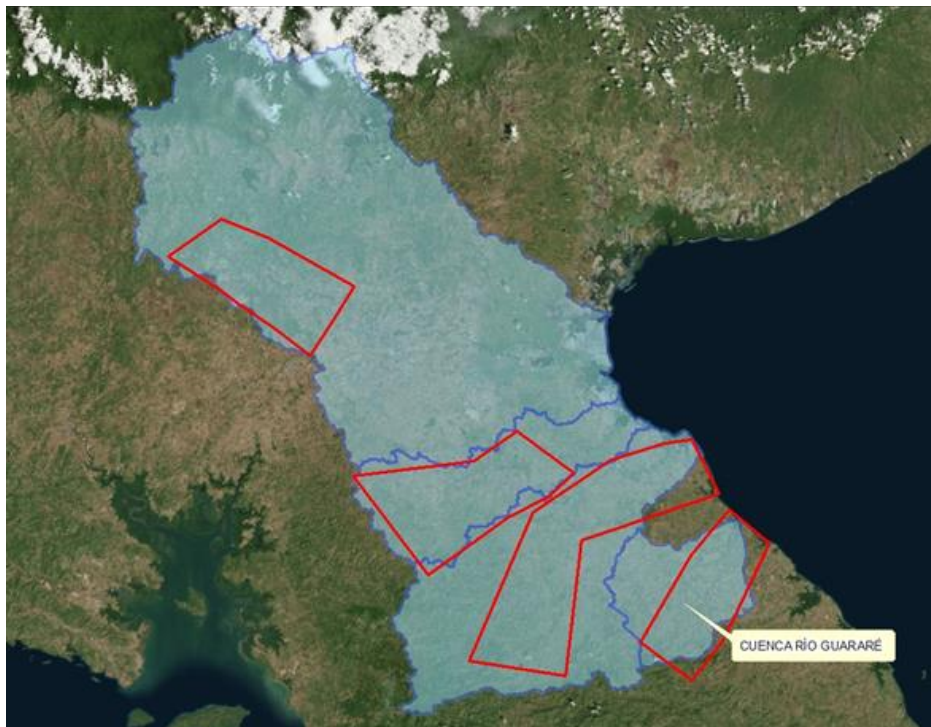


Figura 4. *Global Mapper* cubrimiento de las imágenes

5.2. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DE HIDROLOGÍA

La información hidroclimatológica para las cuatro cuencas de interés (Santa María, La Villa, Parita, Perales y Guararé) en la península de Azuero, fue recopilada del portal de ETESA en el mes de febrero de 2018. Dentro de la información disponible se encuentran registros de caudales en 9 estaciones con mediciones históricas para el periodo comprendido entre 1973 - 2015 y 17 estaciones con registros pluviométricos para el mismo periodo, no obstante, algunas presentan

vacíos de información por lo que se observa la necesidad de complementar la información y extender los periodos de registros hasta el año 2015.

Posteriormente, el 26 de abril de 2018 se recibió la información oficial hidrológica, pluviométrica y climatológica reportada por ETESA para las estaciones identificadas, con la cual se validaron los registros utilizados inicialmente encontrando algunas diferencias y se actualizaron los análisis hidrológicos y climatológicos correspondientes.

De la información oficial mencionada anteriormente, quedaron faltando registros de caudales máximos instantáneos de las estaciones hidrométricas, que fueron recibidos el 15 de junio de 2018.

Para el análisis hidrológico en los sitios de proyecto localizados sobre los ríos Perales y Guararé, se emplearon las estaciones hidrológicas: Estación Joron – Río San Juan, Est. San Francisco – Río Santa María y Est. La Soledad – Río Santa María; y pluviométricas: Calobre, Santa María, El Cristo y San Juan localizadas sobre la cuenca estudiada.

5.2.1. Información de caudales

La información de caudales fue recopilada para las cuatro cuencas de interés según la información disponible. Se identificaron seis estaciones con monitoreos en los cuerpos de agua principales de cada cuenca y tres afluentes (San Juan – Afluente Santa María, Estibana – Afluente La Villa y Perales – Afluente Guararé). Se identificó el periodo de registros más representativo de cada estación y de esta manera se identificó el porcentaje de vacíos que posee cada estación. En la Tabla 19 y Tabla 20 se presenta la descripción de la información disponible.

Tabla 19. Descripción de la información de caudales medios recopilada

CUENCA	Área Cuenca (km ²)	Cod.	Nombre	Corriente	Área (km ²)	Año inicio	Año fin
RÍOS ENTRE TONOSÍ Y LA VILLA	2170	126-03-01	Charco El Pílon	Perales	149	1977	1998
		126-01-01	Paso El Nanzal	Guararé	357	1967	1999

Tabla 20. Descripción de la información de caudales máximos instantáneos recopilada

CUENCA	Cod.	Nombre	Corriente	Área (km ²)	Año inicio	Año fin
RÍOS ENTRE TONOSÍ Y LA VILLA	126-03-01	Charco El Pílon	Perales	149	1977	1994

La localización de las estaciones de monitoreo de caudal se presentan en la Figura 5 a continuación.

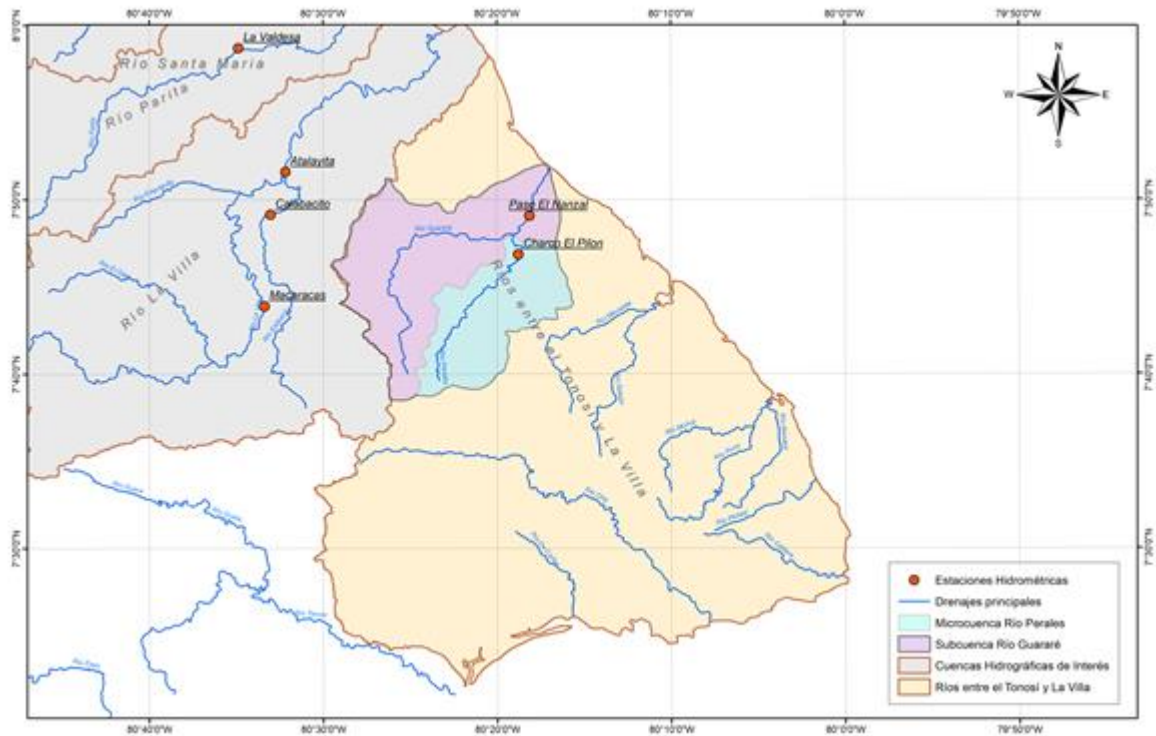


Figura 5. Localización de las estaciones hidrométricas en el área de interés

5.2.2. Información de precipitación

Se identificaron 17 estaciones pluviométricas cercanas a la cuenca de estudio, por medio de las cuales se realizó la distribución espacial de la precipitación. Diez de las estaciones identificadas poseen registros de más de 45 años los cuales se fueron empleados para extender y complementar los registros de las 7 estaciones restantes. La descripción de las estaciones se presenta en la Tabla 21.

Tabla 21. Descripción de la información de precipitación recopilada

No.	CÓDIGO	NOMBRE	1973-2017		msnm	latitud	longitud
			FECHA INICIO	FECHA FIN			
1	132-010	CALOBRE	1959	2017	120	8° 18' 50"	80° 50' 15"
2	132-012	SANTA MARIA	1964	2018	12	8° 08' 25"	80° 42' 15"
3	130-002	PARITA	1966	2018	43	8° 00' 03"	80° 31' 13"
4	130-004	LLANO DE LA CRUZ	1972	2017	60	7° 57' 23"	80° 38' 24"
5	128-010	PESÉ	1972	2017	80	7° 54' 00"	80° 37' 00"
6	128-001	LOS SANTOS	1965	2017	16	7° 56' 27"	80° 25' 03"
7	126-010	VALLE RICO	1972	2017	173	7° 37' 23"	80° 21' 11"
8	126-002	POCRÍ	1970	2017	70	7° 39' 43"	80° 07' 08"
9	124-002	LA TRONOSA	1966	2017	60	7° 30' 07"	80° 33' 03"
10	122-004	TEBARIO (MARIATO)	1973	2017	23	7° 39' 00"	80° 59' 00"

Tabla 22. Descripción de la información de precipitación recopilada periodo 1973 - 2000

No.	CÓDIGO	NOMBRE	1973-2000		msnm	latitud	longitud
			FECHA INICIO	FECHA FIN			
1	126-008	LOS ÁNGELES	1966	2000	32	7° 53' 00"	80° 21' 00"
2	128-011	LLANO DE PIEDRA	1972	2000	150	7° 39' 00"	80° 34' 00"
3	128-012	LOS POZOS	1972	2000	380	7° 38' 00"	80° 40' 00"
4	128-003	LAS MINAS	1959	2000	350	7° 47' 00"	80° 44' 00"
5	122-002	PONUGA	1972	2000	40	7° 53' 00"	80° 58' 00"
6	132-035	EL CRISTO	1973	2000	26	8° 11' 00"	80° 40' 00"
7	132-016	SAN JUAN	1969	2000	100	8° 18' 00"	81° 01' 00"

La Figura 6 presenta la localización de las estaciones de monitoreo de precipitación.

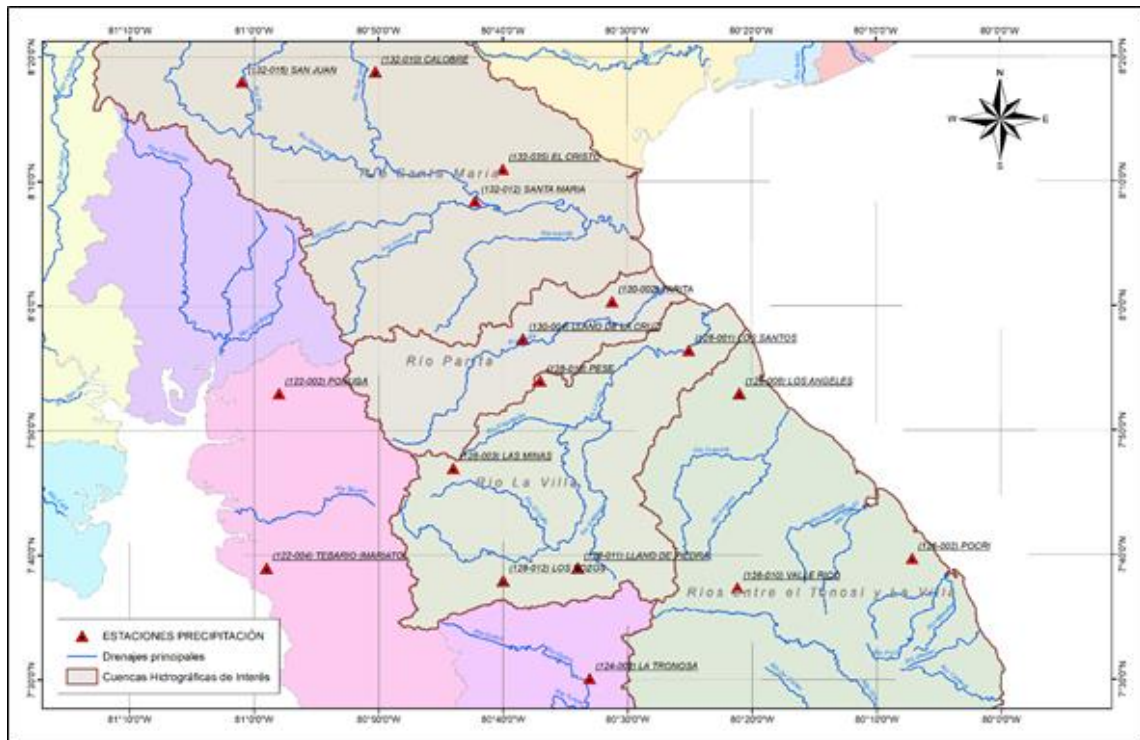


Figura 6. Localización de las estaciones de precipitación

Las longitudes de registro de cada una de las estaciones de caudales y precipitación junto con el porcentaje de información disponible para cada año se presentan en la Tabla 23 y Tabla 24 de donde se concluye que el periodo común está comprendido entre 1973 y 2015 lo cual equivale a 43 años de información. Para tener este periodo de información homogéneo se realizó la complementación de vacíos y la extensión de registros en algunas estaciones para el periodo 1999 – 2015.

Tabla 23. Periodo de registro en las estaciones hidrométricas

Año / Estación	125-01-01	125-03-01	128-01-01	128-01-03	128-02-01	130-01-02	132-01-03	132-02-03	132-01-02
	Paso El Nanzal	Charco el Pilon	Macaracas	Atalayita	Calabacito	La Valdeca	San Francisco	Jeron	La Soledad
67	100%	0%	100%	100%	98%	0%	100%	100%	100%
68	100%	0%	100%	100%	94%	0%	100%	100%	100%
69	100%	0%	100%	100%	98%	0%	100%	100%	100%
70	100%	0%	100%	100%	96%	0%	99%	100%	100%
71	99%	0%	100%	100%	100%	0%	100%	100%	100%
72	100%	0%	100%	100%	100%	67%	100%	100%	100%
73	100%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
74	100%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
75	100%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
76	100%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
77	82%	67%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
78	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
79	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
80	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
81	100%	92%	100%	91%	100%	100%	98%	100%	100%
82	100%	69%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%
83	100%	72%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
84	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
85	100%	100%	100%	96%	100%	100%	100%	100%	100%
86	100%	100%	100%	100%	96%	100%	100%	94%	100%
87	100%	96%	100%	100%	100%	100%	100%	78%	100%
88	100%	99%	100%	100%	95%	100%	100%	67%	100%
89	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
90	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
91	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
92	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
93	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
94	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
95	100%	96%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
96	100%	96%	100%	100%	100%	94%	100%	100%	100%
97	95%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
98	61%	51%	100%	100%	51%	100%	100%	65%	100%
99	50%	0%	100%	100%	0%	100%	100%	0%	100%
00	0%	0%	100%	100%	0%	82%	100%	0%	100%
01	0%	0%	85%	85%	0%	87%	100%	0%	100%
02	0%	0%	88%	88%	0%	84%	100%	0%	100%
03	0%	0%	73%	90%	0%	98%	100%	0%	100%
04	0%	0%	69%	67%	0%	67%	100%	0%	100%
05	0%	0%	100%	100%	0%	86%	100%	0%	100%
06	0%	0%	85%	100%	0%	100%	100%	0%	100%
07	0%	0%	36%	64%	0%	66%	100%	0%	100%
08	0%	0%	83%	81%	0%	74%	100%	0%	100%
09	0%	0%	96%	96%	0%	97%	100%	0%	100%
10	0%	0%	100%	100%	0%	92%	100%	0%	100%
11	0%	0%	100%	100%	0%	100%	100%	0%	100%
12	0%	0%	100%	0%	0%	45%	100%	0%	100%
13	0%	0%	49%	0%	0%	84%	100%	0%	100%
14	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	0%	100%
15	0%	0%	0%	0%	0%	96%	100%	0%	100%

Complementación de Datos

Extensión

Tabla 24. Periodo de registro en las estaciones pluviométricas

Cod.	132-035	128-003	128-011	126-008	128-012	122-002	132-016	132-010	124-010	134-004	128-001	130-002	128-010	126-002	132-012	122-004	126-010
Año/Nombre	El Cristo	Las Minas	Llano de Piedra	Los Angeles	Los Pozos	Ponuga	San Juan	Calabre	La Tronosa	Llano de la cruz	Los Santos	Parita	Pase	Pocri	Santa María	Tobiano (Mantabo)	Valle Rico
67	0%	100%	0%	100%	0%	0%	0%	100%	98%	0%	100%	100%	0%	0%	100%	0%	0%
68	0%	100%	0%	100%	0%	0%	0%	100%	100%	0%	100%	98%	0%	0%	100%	0%	0%
69	0%	100%	0%	100%	0%	0%	100%	100%	100%	0%	100%	100%	0%	0%	100%	0%	0%
70	0%	100%	0%	100%	0%	0%	100%	100%	100%	0%	100%	100%	0%	40%	100%	0%	0%
71	0%	100%	0%	100%	0%	0%	100%	100%	100%	0%	100%	100%	0%	100%	100%	0%	0%
72	0%	100%	37%	100%	14%	27%	100%	100%	100%	40%	100%	100%	47%	100%	100%	0%	90%
73	94%	100%	0%	100%	100%	85%	100%	100%	100%	94%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
74	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	92%	100%	98%
75	100%	100%	100%	100%	100%	92%	100%	100%	100%	92%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	100%
76	99%	100%	100%	100%	100%	93%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	84%	92%	100%
77	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	92%	100%	100%	100%	100%	79%	100%	100%
78	100%	100%	100%	100%	92%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%
79	99%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	0%	100%
80	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	91%	100%
81	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	43%	100%
82	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
83	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
84	92%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
85	88%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
86	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	93%	100%	100%
87	99%	90%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	90%	100%	100%	100%	98%	100%
88	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
89	92%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	100%	100%
90	75%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
91	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
92	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	73%	100%	100%	100%	100%	99%
93	98%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	81%	100%	100%	100%	82%	100%
94	95%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	95%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	92%
95	99%	100%	100%	92%	99%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	95%
96	100%	100%	100%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	90%	100%	100%	100%	100%	97%
97	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	91%	100%	99%
98	74%	100%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	84%	100%	99%
99	82%	84%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	98%
00	94%	15%	2%	2%	2%	21%	23%	100%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	85%	100%
01	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	88%	100%	100%	99%	100%	96%	100%	99%	100%
02	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	90%	79%	99%	100%	99%	98%	100%
03	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	98%	100%
04	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%
05	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	98%	100%
06	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	100%
07	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	93%	100%
08	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	99%	100%	100%	100%	93%	100%
09	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	99%	93%	100%	100%	100%	95%	100%
10	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	99%	99%	100%	100%	100%	90%	100%
11	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	99%	99%	99%	100%	99%	95%	100%
12	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	100%	97%	94%
13	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	98%	100%	100%	93%	95%	100%
14	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	90%	99%	100%
15	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	99%	99%	100%	100%	100%	99%	99%	98%
16	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	92%	13%	84%	75%	81%	84%	94%	18%	87%	13%
17	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	88%	95%	88%	86%	92%	93%	87%	82%	10%
18	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	22%	0%	0%	0%	0%	0%

Complementación
Extensión

5.2.3. Información climatológica

Adicionalmente se identificaron 9 estaciones con parámetros climatológicos como Evaporación (EV), temperatura media diaria (°T), Humedad Relativa en (HR), Horas de brillo solar (BR) y velocidad del viento a 2 m de elevación, que se encuentran identificadas a diferentes altitudes como se presenta en la Tabla 25.

Tabla 25. Estaciones empleadas en la caracterización climatológica

Código	NOMBRE	Elevación msnm	EV (mm)	°T (°C)	HR (%)	BR (hr)	VEL 2m (m/s)
118-002	CAÑAZAS	200	X	X	X		
120-002	SANTIAGO	80	X	X	X	X	X
132-012	DIVISA-STA MARIA	12	X	X	X	X	X
132-037	INGENIO LA VICTORIA	30	X	X	X	X	X
132-035	INGENIO SANTA ROSA	26	X	X	X	X	X
134-027	ING. ENRIQUE ENSENAT	10	X	X	X		
128-001	LOS SANTOS	16	X	X	X	X	X
122-006	CHEPO	680	X	X	X		
124-004	TONOSÍ	12	X	X	X		

La información detallada se presenta en el “ESTUDIO DE ANÁLISIS Y RENDIMIENTO HIDROLÓGICO”.

6. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE EN SITIO DE OBRAS

6.1. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE PRESA

Una de las consideraciones en la selección de alternativas 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.

6.1.1. Infraestructura existente alternativa Pe_Guararé 86.25

En la zona escogida para ubicar la presa Guararé se encuentra una vía principal aproximadamente a 2 km del sitio de presa. Esta vía permite acceder al sitio donde se implementaría la estructura, se encuentra aproximadamente a 1.2 km, para llegar hasta el sitio presa a adelantar las obras y posteriormente se debe hacer un replanteo de esta vía ya que con la inundación del reservorio esta se vería afectada.



Figura 7. Infraestructura Existente Presa PE Guararé 86.25



6.1.2. SISTEMAS DE BOMBEO

Aguas abajo de los sitios de presa y a lo largo de los ríos Perales y Guararé se localizarán 4 captaciones desde las cuales se bombeará el agua a tanques de carga ubicados en puntos altos y desde los cuales se distribuirá el flujo hacia áreas cultivables.

A continuación, se analiza la disponibilidad de infraestructura existente para cada sitio escogido.

6.1.2.1. Sistema 1

En la captación del sitio 1, no se cuenta con infraestructura existente que pueda ser utilizada para la disposición del sistema de bombeo, sin embargo se cuenta con algunos tramos viales los cuales fueron aprovechados para el trazado y adecuada localización de la conducción. Para los tramos que no cuentan con este tipo de infraestructura, la tubería de impulsión se trazó intentando aprovechar al máximo otro tipo de servidumbres de camino o prediales, la localización del tanque está dada por la búsqueda de una cota alta desde la cual se pueda suministrar flujo por gravedad al área de servicio, buscando además espacio suficiente para que se pueda implantar la estructura, por lo cual se ubican generalmente en predios privados dada el área necesaria para su implantación, en la Figura 8, se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 1.

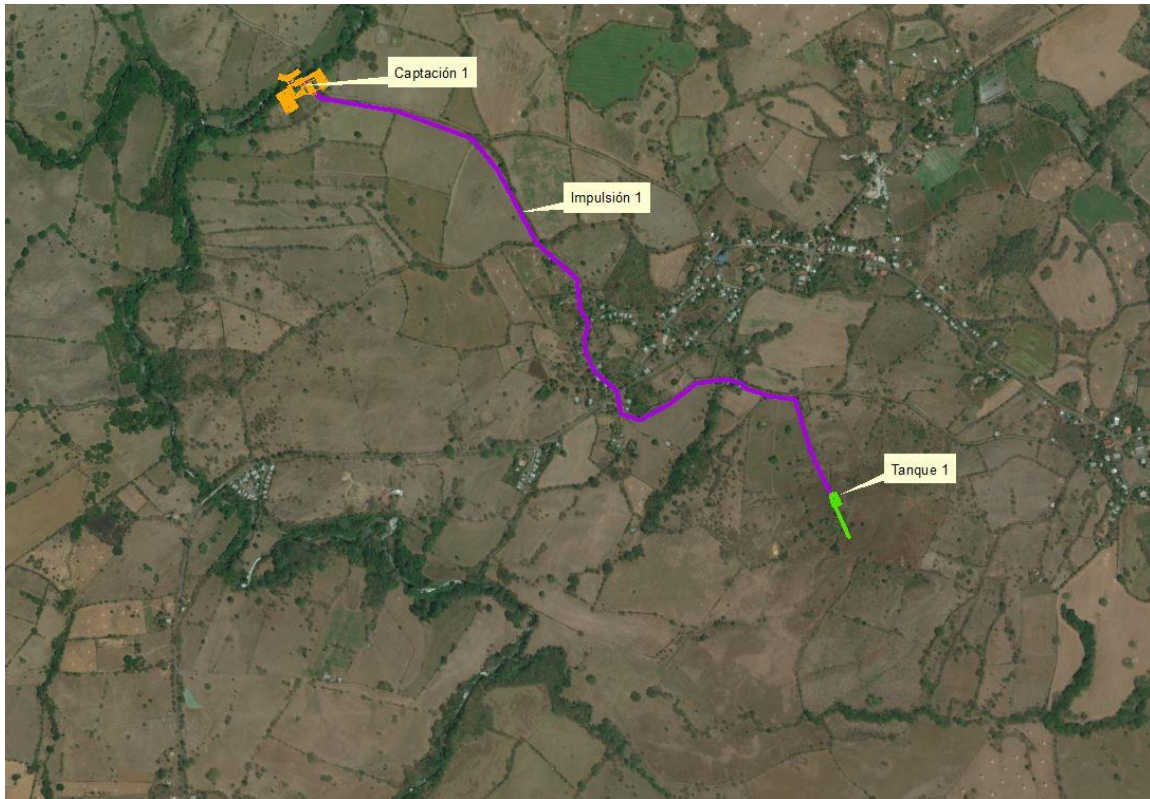


Figura 8. Localización sistema de bombeo 1



Para llegar hasta las obras y posteriormente hacer labores de operación y mantenimiento, se tiene dos vías principales de aproximación a los diferentes componentes del sistema, sin embargo para llegar hasta el tanque de carga se requeriría una vía terciaria nueva en afirmado de 0.3 Km de longitud, ver Figura 9.

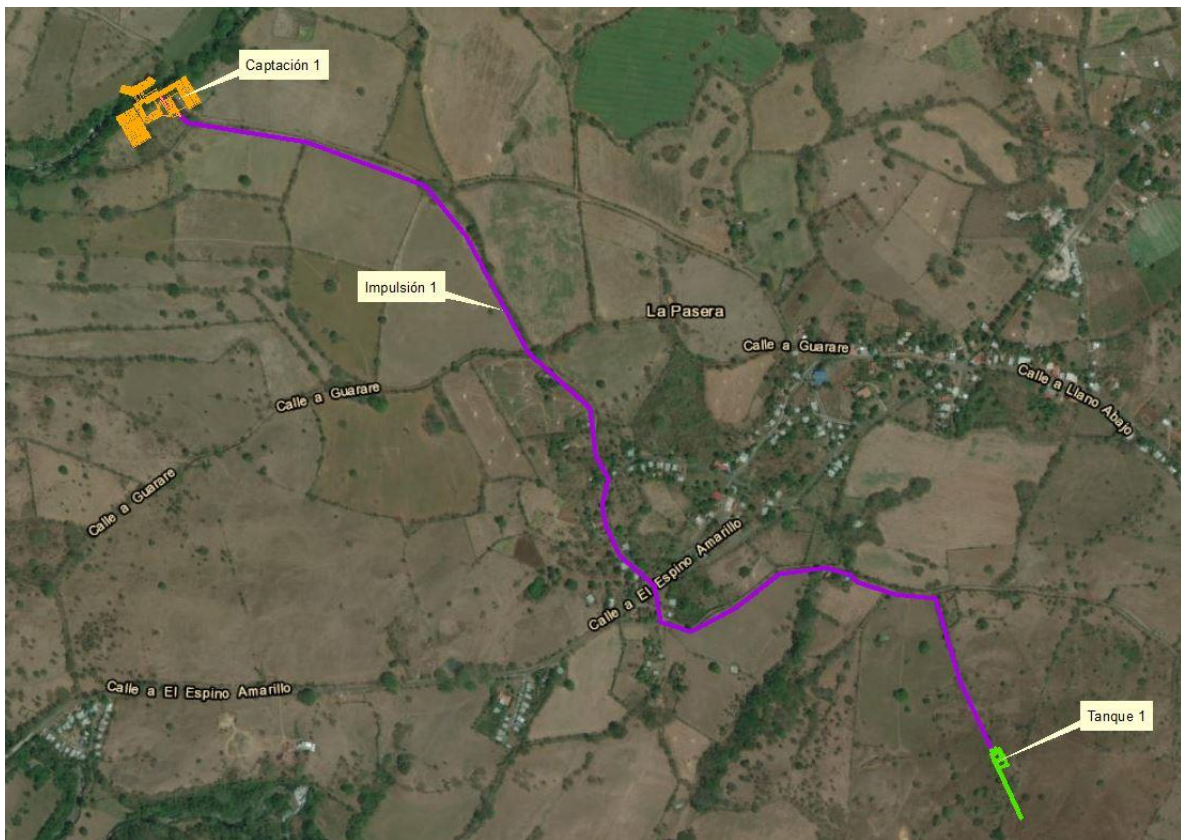


Figura 9. Infraestructura Existente Bombeo 1



6.1.2.2. Sistema 2

En la captación del sitio 2 tampoco se cuenta con infraestructura que pueda ser aprovechada para este fin, la tubería de impulsión se trazó a través de un predio dada la localización del tanque de carga, en este caso no se pueden aprovechar servidumbres de carreteras, camino o prediales, en la Figura 10, se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 2.

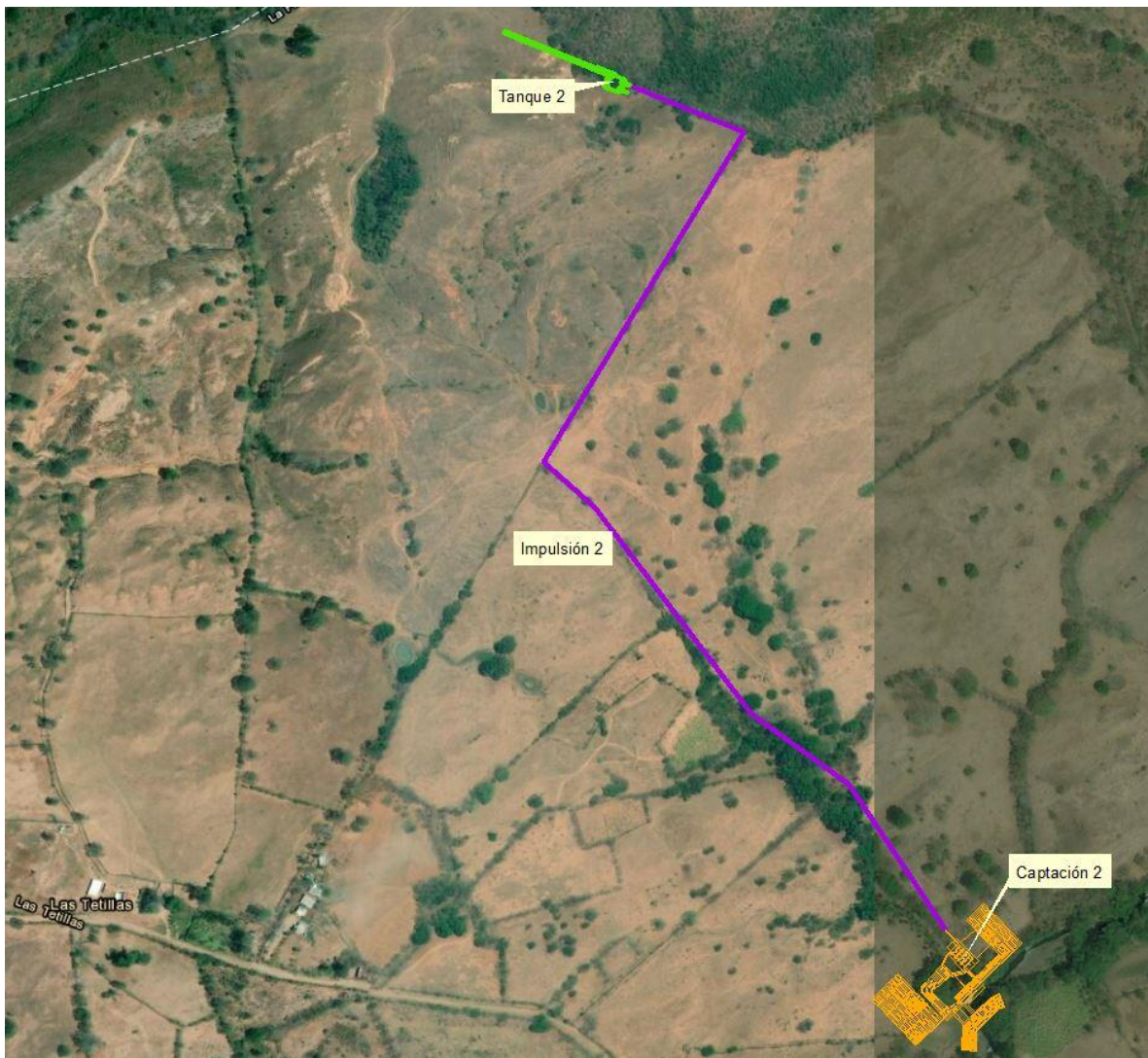


Figura 10. Localización sistema de bombeo 2

①

Para llegar hasta las obras y hacer operación y mantenimiento, se tienen vías principales de aproximación a los diferentes componentes del sistema, por la margen derecha se puede llegar hasta el sitio de toma, trazando una vía terciaria nueva de aproximadamente 2.8 km de longitud, o por la zona norte la vía de aproximación más cercana está a 1.2 km del tanque, para llegar, hasta esta estructura se requeriría una vía terciaria nueva en afirmado de esta longitud, ver Figura 11.



Figura 11. Infraestructura Existente Bombeo 2



6.1.2.3. Sistema 3

En la captación del sitio 3 no se cuenta con infraestructura que pueda ser aprovechada para este fin, la tubería de impulsión se trazó, a través de un predio que llega hasta la localización del tanque de carga el cual se ubica en un predio, en la Figura 12, se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 3.



Figura 12. Localización sistema de bombeo 3



Para llegar hasta las obras y hacer operación y mantenimiento, se tienen vías principales de aproximación a los diferentes componentes del sistema, por la margen derecha se puede llegar hasta el sitio de toma, trazando una vía terciaria nueva de aproximadamente 1.7 km de longitud, o por la zona norte la vía de aproximación más cercana está a 0.8 km del tanque, para llegar, hasta esta estructura se requeriría una vía terciaria nueva en afirmado de esta longitud, ver Figura 14.



Figura 13. Infraestructura Existente Bombeo 3



6.1.2.4. Sistema 4

En la captación del sitio 4 no hay infraestructura que pueda ser aprovechada para este fin, la tubería de impulsión se trazó aprovechando servidumbre de caminos rurales y prediales, en la parte final se entra por un predio dada la localización del tanque de carga, en la Figura 14 , se puede apreciar localización y trazado del sistema de bombeo 4.



Figura 13. Localización sistema de bombeo 4



Para llegar hasta la obra de toma se deberá trazar una vía terciaria nueva de aproximadamente 1.7 km desde la vía principal Dr. Belisario Porras, ver Figura 14.



Figura 14. Infraestructura Existente Bombeo 4

7. ANÁLISIS HIDROLÓGICOS

El presente capítulo se enfoca en los resultados hidrológicos obtenidos para la cuenca del río Perales, necesarios para el desarrollo de la fase 1 relacionada con la identificación y selección de sitios de proyecto. Los resultados presentados han sido extraídos del “ESTUDIO DE ANÁLISIS Y RENDIMIENTO HIDROLÓGICO” elaborado por esta Consultoría.

7.1. CUENCA DEL RÍO GUARARÉ (ENTRE TONOSÍ Y LA VILLA) (CUENCA 126)

Esta cuenca se encuentra conformada por los ríos Guararé, Peraré, Mensabé, Salado, Purio, Muñoz, Mariabé, Pedasí, Oria y Caña; y es identificada con el número 126 (Ver Figura 15). Se encuentra localizada en la provincia de Los Santos en los distritos de Macaracas, Los Santos, Las Tablas y Guararé entre los ríos Tonosí y La Villa, entre las coordenadas 7°20' y 8°00' Latitud Norte y 80°00' y 80°30' Longitud Oeste. El río principal es el Guararé y posee una longitud de 45 Km. La cuenca posee una extensión de 2,170 km² hasta su desembocadura en el mar con una elevación media de 140 msnm y el punto más alto sobre los 830 msnm (ETESA, 2008).

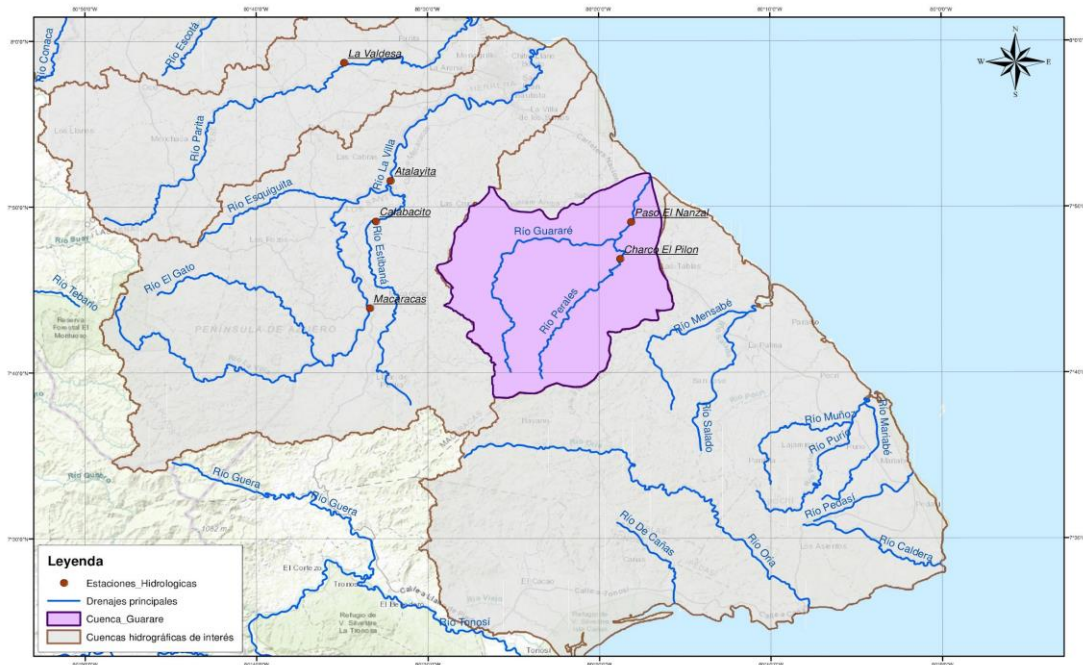


Figura 15. Cuenca del Río Guararé



7.2. PLUVIOMETRÍA CUENCA GUARARÉ

Para el análisis de lluvias se emplearon 3 estaciones pluviométricas con registros disponibles desde el año 1973 de las cuales 2 estaciones cuentan con registros históricos hasta el año 2017 mientras que la restante posee registros hasta el año 2000. Estas estaciones fueron complementadas empleando el método de la *proporción normal* de tal manera que fuera posible contar con una serie de tiempo diaria para 43 años.

Las estaciones empleadas se presentan en la Tabla 26 a continuación:

Tabla 26. Estaciones de precipitación empleadas en los períodos 1973 - 2017 y 1973 - 2000

1973-2017							
No.	CÓDIGO	NOMBRE	FECHA INICIO	FECHA FIN	msnm	latitud	longitud
7	126-010	VALLE RICO	1972	2017	173	7° 37' 23"	80° 21' 11"
8	126-002	POCRÍ	1970	2017	70	7° 39' 43"	80° 07' 08"
1973-2000							
No.	CÓDIGO	NOMBRE	FECHA INICIO	FECHA FIN	msnm	latitud	longitud
1	126-008	LOS ÁNGELES	1966	2000	32	7° 53' 00"	80° 21' 00"

Los datos de precipitación fueron complementados y extendidos en el periodo 1973 – 2015 empleando el método de la *Proporción Normal*, en el cual se ponderan los valores de precipitación de las estaciones base con las relaciones entre la precipitación anual promedio de la estación en estudio con cada una de las estaciones de referencia.

Como resultado de la complementación se obtuvieron las series diarias de precipitación que se presentan en el Anexo B del “ESTUDIO DE ANÁLISIS Y RENDIMIENTO HIDROLÓGICO” elaborado por esta Consultoría.

7.2.1. Variación espacial de la precipitación

Para determinar la variación espacial de la precipitación en la cuenca del río Perales, se construyeron las isoyetas medias anuales multianuales empleando las series de lluvias complementadas en las estaciones presentadas en la Figura 16.

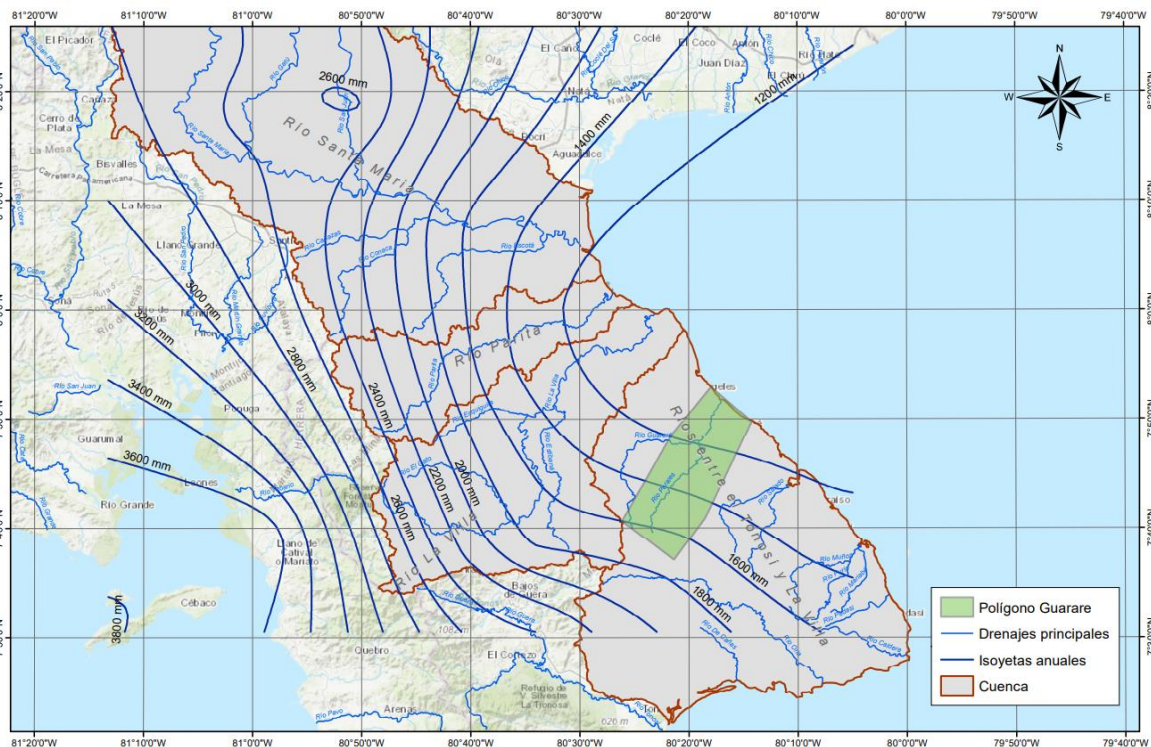


Figura 16. Distribución espacial de la precipitación media anual

7.2.2. Distribución temporal de la precipitación

En el sitio de interés que se presenta como polígono en la Figura 16 se identificaron las estaciones que se encuentran localizadas dentro del límite definido, a partir de las series complementadas se construyó el régimen de lluvias para cada estación que permiten caracterizar los sitios de interés en la cuenca (véase Anexo C del “ESTUDIO DE ANÁLISIS Y RENDIMIENTO HIDROLÓGICO”). Los valores de precipitación anual estimados para cada estación se presentan en la Tabla 27.

Tabla 27. Precipitación Total Anual

Cuenca	Cod.	Nombre	Precipitación Total (mm/año)
Ríos entre el Tonosí y La Villa	126-002	Pocrí	1,277
	126-010	Valle Rico	1,710
	126-008	Los Ángeles	1,039

La estación analizada corresponde a Valle Rico donde se observa un comportamiento monomodal con un periodo de alta precipitación entre mayo y noviembre, y un periodo seco durante diciembre a marzo. Se considera febrero como el mes de menor precipitación y octubre como el mes de mayor promedio histórico de lluvias.

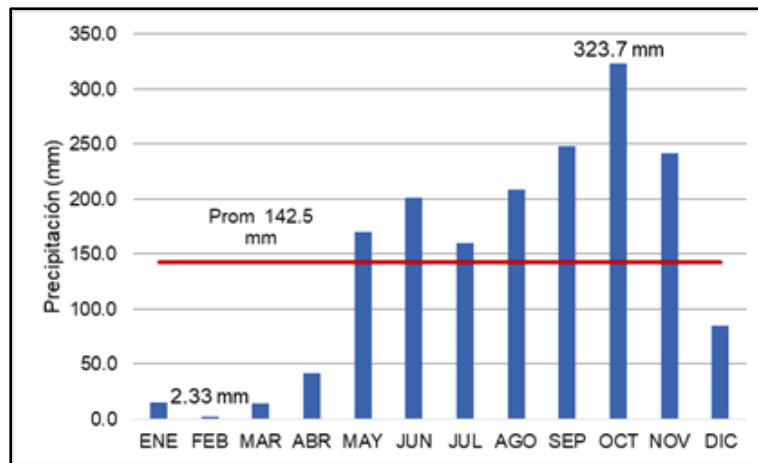


Figura 17. Variación de precipitación en la Estación Valle Rico - Río Guararé

7.3. CAUDALES MEDIOS CUENCA GUARARÉ

Con los caudales medios diarios complementados y extendidos para el periodo 1973 – 2015 se determinó el caudal medio multianual que junto con el área de drenaje aferente determinó el rendimiento hídrico medio o la producción de escorrentía por unidad de área. Este rendimiento hídrico se presenta para la cuenca en la Tabla 28.

Tabla 28. Estimación de rendimientos hídricos medios

CUENCA	Área Cuenca (km ²)	Código	Estaciones	Área (km ²)	Q medio (m ³ /s)	Rendimiento (l/s/km ²)
RÍOS ENTRE TONOSÍ Y LA VILLA	2,170	126-01-01	Paso El Nanzal	357	6.3	17.66

A partir de las series complementadas se construyeron los histogramas de variación temporal del caudal medio a lo largo del año para cada una de las estaciones que fueron complementadas. A continuación, se presentan la variación del caudal medio en la cuenca para los cuerpos de agua principales. Sobre el comportamiento de la variable se observa que en todas las estaciones se evidencia un régimen monomodal que presenta caudales superiores a la media para el periodo Agosto – Diciembre y caudales más bajos para el periodo Enero – Julio.

La cuenca del río Guararé se encuentra representada por los caudales registrados en la estación Paso El Nanzal sobre el cauce principal. Se observa un comportamiento monomodal con periodo de caudales superiores a la media en el periodo agosto – Diciembre. El mes de mayor caudal corresponde a octubre y el mes con los caudales más bajos es abril (ver Figura 18).

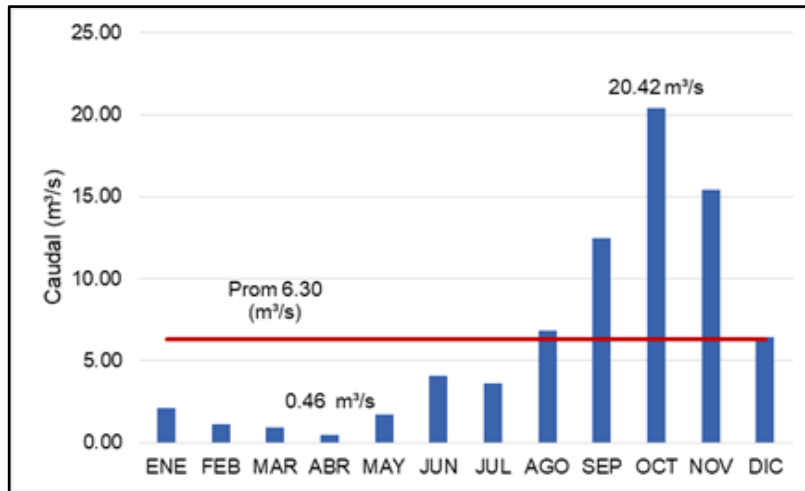


Figura 18. Régimen de caudales en la estación Paso El Nanzal – Río Guararé

La variación anual del caudal medio presentado en la Figura 19 deja ver un comportamiento levemente creciente para el periodo 1973 – 2015.

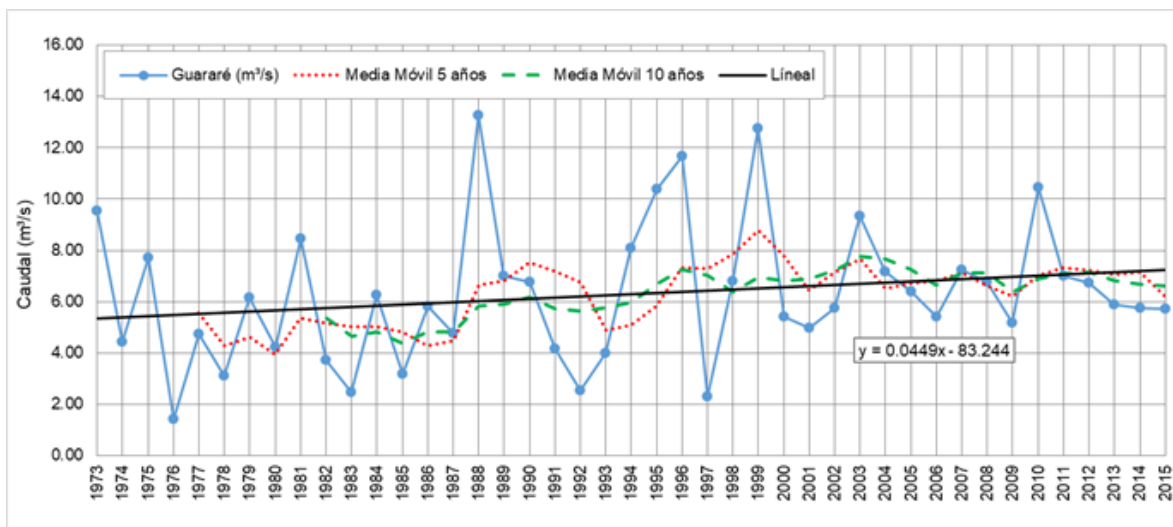


Figura 19. Tendencia de los caudales medios en la estación Paso El Nanzal

7.4. DETERMINACIÓN DE CAUDALES MEDIOS EN EL SITIO DE PROYECTO

En los sitios de proyecto (Perales y Guararé) no existen estaciones de caudales que registren los caudales medios, máximos y mínimos, lo cual exige el uso de la información disponible en otros sitios que sí poseen registros históricos como el caso de las estaciones fluviométricas cercanas. Esta metodología se conoce como transposición de registros.

Esta transposición puede realizarse cuando se dispone de registros de caudales en una estación fluviométrica en el río, registros de precipitación en la cuenca y se conoce el área de drenaje hasta la estación y hasta el sitio de interés. El procedimiento para obtener las series representativas de caudales medios mensuales y medios diarios aprovechables para los distintos proyectos, está basado en el cálculo del rendimiento anual a partir de los registros de precipitación en la cuenca aferente a las estaciones fluviométricas, localizadas en el área de estudio, y los registros de caudal utilizando relaciones área – precipitación – caudal, de la forma:

$$\frac{Px * Ax}{Qx} = \frac{Pe * Ae}{Qe} \quad \text{Ecuación 1.}$$

$$Qx = \frac{Px * Ax}{Pe * Ae} * Qe \quad \text{Ecuación 2.}$$

Donde,

Px = Precipitación media en la cuenca hasta el sitio de interés (mm).

Ax = Área de la cuenca hasta el sitio de interés, en km².

Qx = Caudal medio hasta el sitio de interés, en m³/s.

Pe = Precipitación media en la cuenca hasta la estación fluviométrica de referencia (mm).

Ae = Área de la cuenca hasta la estación fluviométrica de referencia, en km².

Qe = Caudal medio hasta la estación fluviométrica de referencia (m³/s) en cada una de las cuencas que comprenden la zona de estudio.

Utilizando la información de referencia y la metodología descrita anteriormente se determinaron las series de caudales medios diarios para cada uno de los sitios propuestos en el periodo 1973 – 2015 que se resume a nivel medio multianual en la Tabla 29.

Tabla 29. Estimación de caudales en los sitios de proyecto propuestos

CUENCA	Sitio	Área (km ²)	P total (mm)	Q (m ³ /s)
RÍO GUARARÉ	Estación Base: Guararé (126-01-01)	362.7	1,376.1	6.3
	Perales	90.1	1,483.9	1.7
	Guararé	63.6	1,522.6	1.2

7.5. CAUDALES MÁXIMOS CUENCA GUARARÉ

Para determinar los caudales máximos o de crecientes asociados a diferentes periodos de retorno en cada una de las estaciones existen metodologías directas o indirectas, las cuales se describen a continuación:

- Metodologías directas las cuales se basan en los registros de caudales máximos instantáneos que son ajustados mediante diferentes distribuciones de probabilidad.

Para aplicar esta metodología se solicitó mediante correo a ETESA el día 19 de febrero de 2018 los registros de caudales máximos instantáneos dado que esta información no se encuentra disponible en el portal de ETESA (https://www.hidromet.com.pa/open_data.php). Estos registros fueron recibidos el 15 de junio de 2018, y corresponden a caudales máximos instantáneos de la estación Charco el Pilon – Río Perales.

Ajustes estadísticos

Se estimaron los caudales máximos esperados para diferentes periodos de retorno, a partir del ajuste estadístico de los caudales máximos instantáneos registrados, utilizando diferentes distribuciones de probabilidad, entre ellas Gumbel, Pearson, Log-Pearson, Log-Normal y Extremos tipo 3 o Weibull (EV3) (Véase Figura 20).

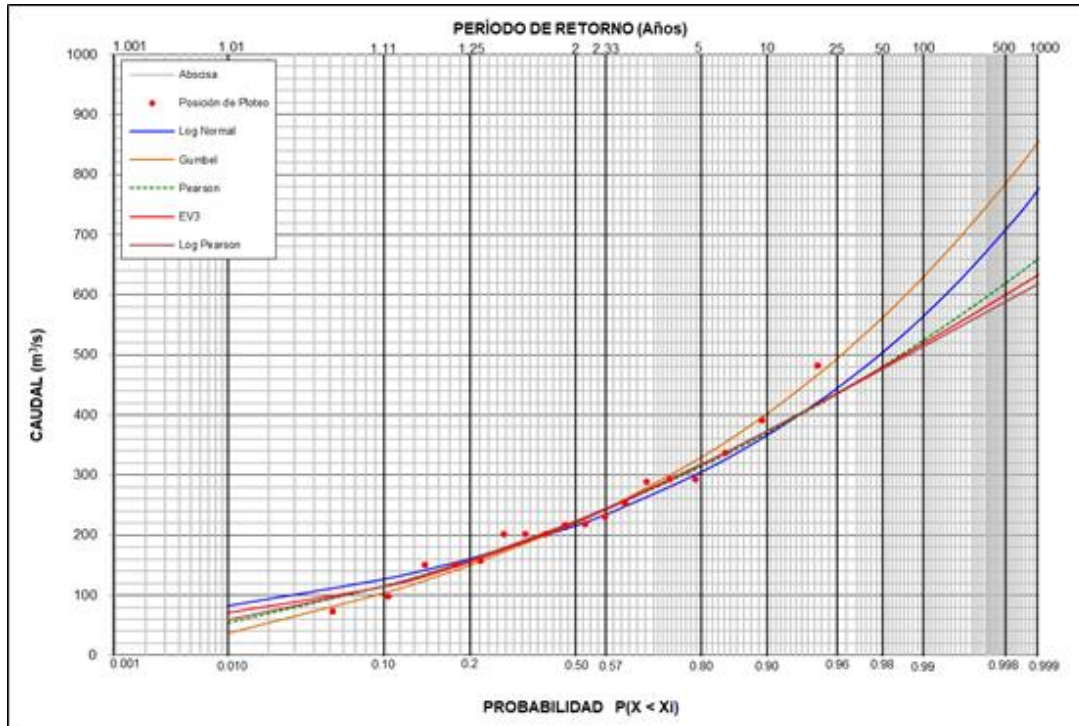


Figura 20. Ajuste probabilístico de caudales máximos Estación Charco El Pilon - Río Perales (126-03-01)

Para seleccionar el ajuste estadístico que permita determinar los caudales máximos para diferentes periodos de retorno se adoptó el ajuste de valores extremos por la función que mejor resultado presentó de la prueba χ^2 .

En la Tabla 30 se presentan los caudales máximos obtenidos para diferentes periodos de retorno para la estación de referencia.

Tabla 30. Caudales Máximos asociados a diferentes periodos de retorno. Periodo 1973-2015

Tr (años)	Caudales máximos para diferentes periodos de retorno (m³/s)
	Charco El Pilon (Río Perales)
2.33	240.5
5	329.6
10	402.2
20	471.8
25	493.9
50	561.9
100	629.4
200	696.7
500	785.5

1,000	852.6
10,000	1,075.3
Chi²	20.0
Mejor ajuste	Gumbel

- b. Metodologías indirectas basadas en análisis regionales que identifican zonas homogéneas desde el punto de vista hidrológico.

Esta metodología la desarrolló ETESA en el año 2008 y es presentada “Actualización del Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá” cuyo objetivo es facilitar a los promotores y diseñadores un método que permita estimar los caudales para el diseño de estructuras hidráulicas con distintos periodos de retorno. Este análisis se basó en los registros de 63 estaciones limnigráficas y 16 estaciones limnimétricas operadas por ETESA, y 6 estaciones operadas por la Autoridad del Canal de Panamá (ACP) distribuidas sobre todo el territorio (ETESA, 2008), dentro de las cuales se encuentran las estaciones base empleadas en el presente estudio para la caracterización hidrológica de las cuenca del río Parita (Est. Charco El Pilón).

En el estudio elaborado por (ETESA, 2008), fueron consideradas 42 cuencas de la red hidrográfica de la República de Panamá, el área analizada fue dividida por zonas de acuerdo a los resultados del estudio, permitiendo estimar mediante 4 modelos numéricos los eventos máximos en 9 zonas hidrológicamente homogéneas (véase Figura 21).

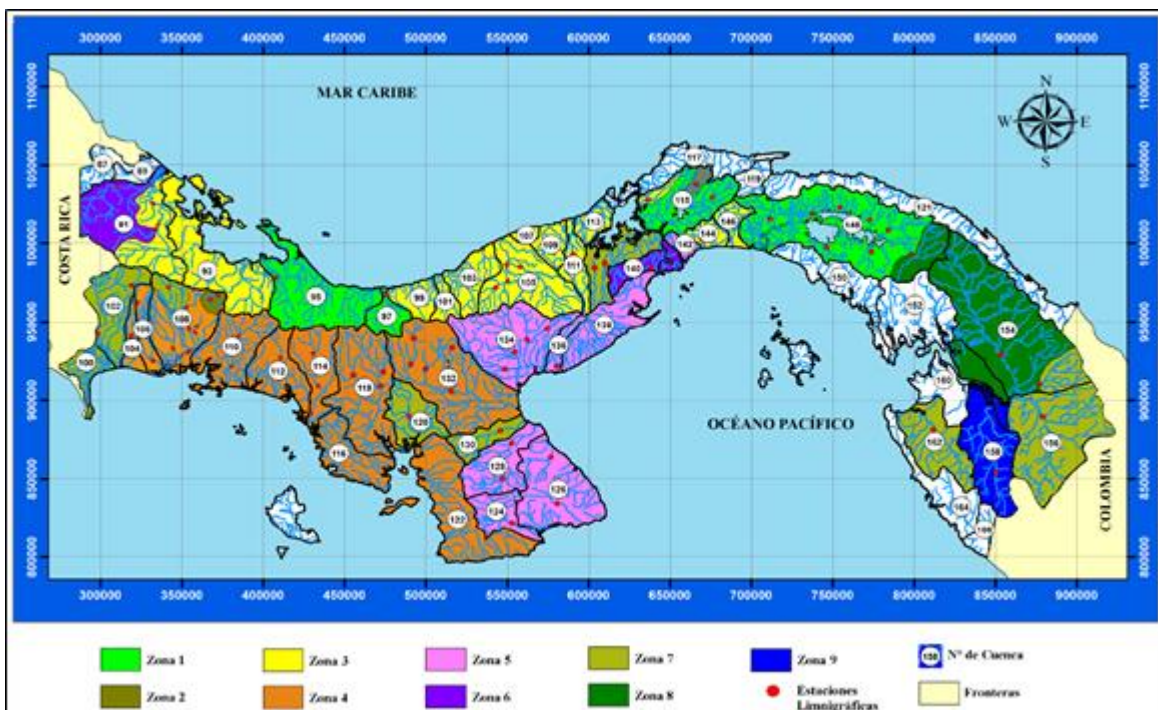


Figura 21. Regiones hidrológicamente homogéneas
Fuente: (ETESA, 2008)

Como se describe en el informe del Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá, para establecer los límites de las regiones con igual comportamiento de crecidas, tomaron en consideración el área de drenaje como una base para la estimación de la magnitud de las crecidas en cuencas no aforadas. De tal forma, relacionaron el área de drenaje de la cuenca y el promedio de todas las crecidas máximas anuales registradas durante el periodo 1972 – 2007. Estas relaciones permiten estimar la crecida promedio anual de las cuencas no controladas a partir de su área de drenaje en Km² y de su ubicación en el país. De acuerdo a la teoría de los valores extremos, la media de todas las crecidas deberá tener su valor

correspondiente a aquel de un acontecimiento de 2.33 años de periodo de retorno (ETESA, 2008). En la Tabla 31 se presentan estas relaciones y la tabla de distribución asociada para estimar los valores correspondientes a cada periodo de retorno, de acuerdo con esto, se puede definir que la cuenca del Río Parita se encuentra dentro de la Zona 5 que se encuentra resaltada.

Tabla 31. Relaciones para estimación del caudal máximo por zonas homogéneas

Zona	Ecuación	Qmax	Distribución
1	1	$Q_{max} = 34A^{0.59}$	Tabla #1
2	1	$Q_{max} = 34A^{0.59}$	Tabla #3
3	2	$Q_{max} = 25A^{0.59}$	Tabla #1
4	2	$Q_{max} = 25A^{0.59}$	Tabla #4
5	3	$Q_{max} = 14A^{0.59}$	Tabla #1
6	3	$Q_{max} = 14A^{0.59}$	Tabla #2
7	4	$Q_{max} = 9A^{0.59}$	Tabla #3
8	5	$Q_{max} = 4.5A^{0.59}$	Tabla #3
9	2	$Q_{max} = 25A^{0.59}$	Tabla #3

Fuente: (ETESA, 2008)

A partir del esquema presentado en la Tabla 32, se estimó el valor del caudal máximo promedio para el área de drenaje de cada estación. Los resultados se presentan también en el Anexo H del "ESTUDIO DE ANÁLISIS Y RENDIMIENTO HIDROLÓGICO". Elaborado por esta consultoría.

Tabla 32. Caudal máximo promedio en cada estación

Zona	Qmax promedio
	Charco El Pilon (m³/s)
Área (Km²)	357
5	449.0

Dado que el interés es conocer los caudales máximos instantáneos que se puedan presentar en un sitio determinado para distintos periodos de recurrencia. En la Tabla 33 se presentan las tablas asociadas que contienen los factores para cada uno de los periodos de retorno considerados.

Tabla 33. Factores para diferentes periodos de retorno

Qmax/Qprom max para distintos Tr				
Tr años	Tabla 1	Tabla 2	Tabla 3	Tabla 4
1.005	0.28	0.29	0.30	0.34
1.05	0.43	0.44	0.45	0.49
1.25	0.62	0.63	0.64	0.67
2	0.92	0.93	0.92	0.93
5	1.36	1.35	1.32	1.30
10	1.66	1.64	1.60	1.55
20	1.96	1.94	1.88	1.78
50	2.37	2.32	2.24	2.10
100	2.68	2.64	2.53	2.33
1,000	3.81	3.71	3.53	3.14
10,000	5.05	5.48	4.60	4.00

En la Tabla 34 se presentan los resultados de los caudales máximos estimados mediante la metodología propuesta en el informe del “Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá” (ETESA, 2008).

Tabla 34. Caudales máximos en las estaciones para diferentes periodos de retorno

	Guararé (Z5)
Tr años	Charco El Pilon (m ³ /s)
1.005	125.7
1.05	193.1
1.25	278.4
2	413.0
5	610.6
10	745.3
20	880.0
50	1,064.0
100	1,203.2
1000	1,710.5
10000	2,267.2

7.6. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Se compararon los resultados obtenidos por las dos metodologías en la estación de referencia con información disponible de caudales máximos instantáneos (véase Tabla 35).

Tabla 35. Comparación de resultados de caudales máximos para diferentes periodos de retorno con las metodologías descritas Estación Charco El Pilon. Periodo 1973-2015

Tr (años)	Ajustes máximos instantáneos (m ³ /s)	Método análisis regional (m ³ /s)	Comparación de resultados (%)
2	219.9	246.7	12 %
5	329.6	364.6	11 %
10	402.2	445.1	11 %
20	471.8	525.5	11 %
50	561.9	635.4	13 %
100	629.4	718.5	14 %
1,000	852.6	1,021.5	20 %
10,000	1,075.3	1,353.9	26 %

Como se observa, los caudales calculados por el método de análisis regional (metodologías indirectas) son mayores a los obtenidos mediante ajuste estadístico de registros de caudales máximos instantáneos (metodologías directas) y las diferencias aumentan a medida que el periodo de retorno requerido sea mayor, presentando diferencias entre el 11 % y el 26 %.

Dado lo anterior se adoptan los caudales máximos estimados mediante la metodología directa porque se basan en registros históricos, los cuales tienen en cuenta la relación lluvia – suelo – escorrentía propia de cada cuenca.

7.7. DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS EN EL SITIO DE PROYECTO

Para calcular los caudales máximos en el sitio de proyecto, se realizó transposición de caudales a partir de los caudales máximos estimados en la estación de referencia mediante ajustes estadísticos de caudales máximos instantáneos

El traslado de caudales máximos hasta los sitios de interés se realiza mediante la expresión:

$$Q_2 = Q_1 \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^n \quad \text{Ecuación 3.}$$

Donde:

Q_2 = Caudal máximo instantáneo en el sitio de interés

Q_1 = Caudal máximo instantáneo en la estación de referencia

A_2 = Área de la cuenca en el sitio de interés

A_1 = Área en cuenca de la estación que se tienen registros

n = Factor de proporcionalidad que se encuentra en el intervalo de 0.5 – 0.8 (U.S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation, 1992). En este caso se tomó $n = 0.6$ deducido de la metodología de Análisis regional aplicado en las estaciones de referencia.

En la Tabla 36 se presentan los caudales máximos para diferentes periodos de retorno en el sitio de proyecto.

Tabla 36. Caudales máximos en sitios de presa seleccionados para diferentes periodos de retorno

Sitio	Nombre	Área (km ²)	2	5	10	20	50	100	1,000	10,000
Sitio Perales Guararé	Guararé	63.6	131.9	197.7	241.2	283.0	337.0	377.5	511.4	645.0

Las áreas asociadas a cada punto fueron determinadas mediante cartografía disponible por medio de la cual se delimitaron las áreas de drenaje aferentes a cada punto como se presenta en la Figura 22 a continuación:

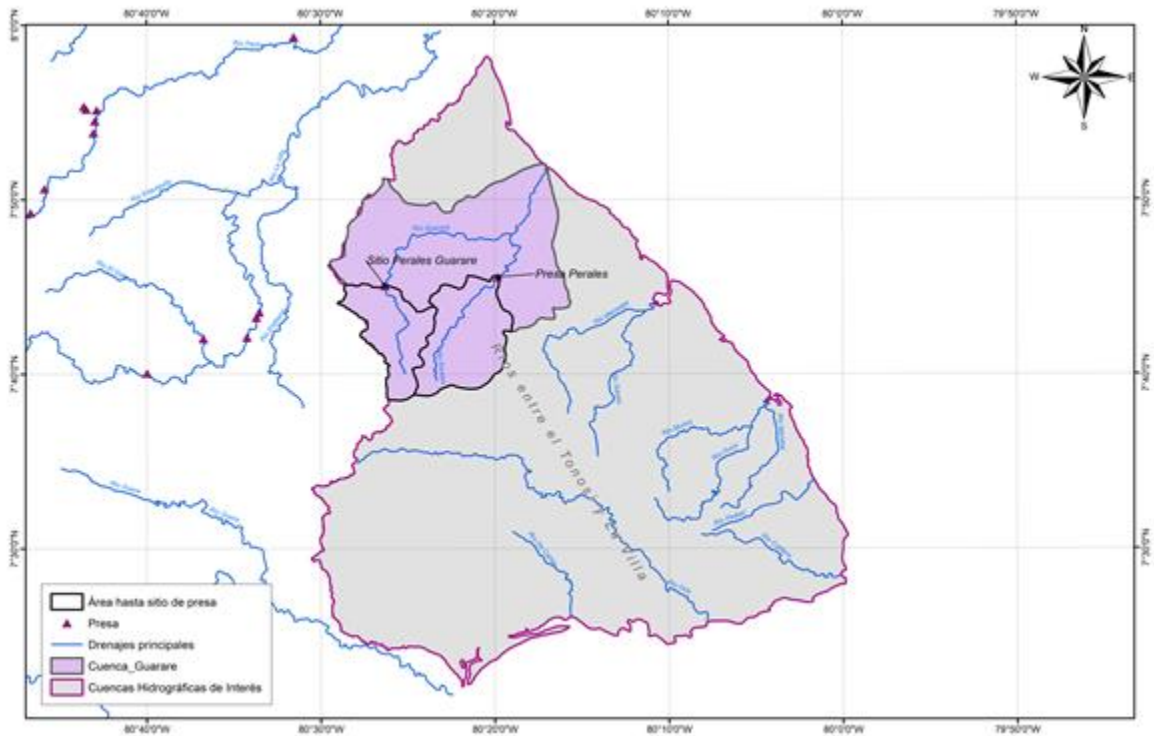


Figura 22. Área de drenaje a Sitio de Presa - Cuenca Río Perales

7.8. CRECIENTE MÁXIMA PROBABLE EN SITIOS DE PROYECTO

La creciente máxima probable en los sitios de proyecto seleccionados fue calculada por el método de Creager. Este método está basado en la asociación gráfica de crecientes máximas por unidad de área, estimados en diferentes cuencas hidrológicas alrededor de todo el mundo.

El cálculo de la CMP por el método de Creager se basa en la siguiente expresión:

$$Q_{CMP} = C * \left(\frac{A}{2,59} \right)^{0,963 * A^{-0,048}} \quad \text{Ecuación 4.}$$

Donde:

Q_{CMP} = Caudal pico de la Creciente Máxima Probable (m^3/s).

C = Coeficiente de Creager (adimensional)

A = Área de la cuenca en km^2

En la Figura 23 se muestra la envolvente de escurrimiento de Creager estimada con valores de $C = 30, 50, 80, 100, 120$ y 150 . En ella se puede observar los valores obtenidos para diferentes proyectos desarrollados en el continente, entre los que se encuentra el Proyecto Río Indio de Panamá.

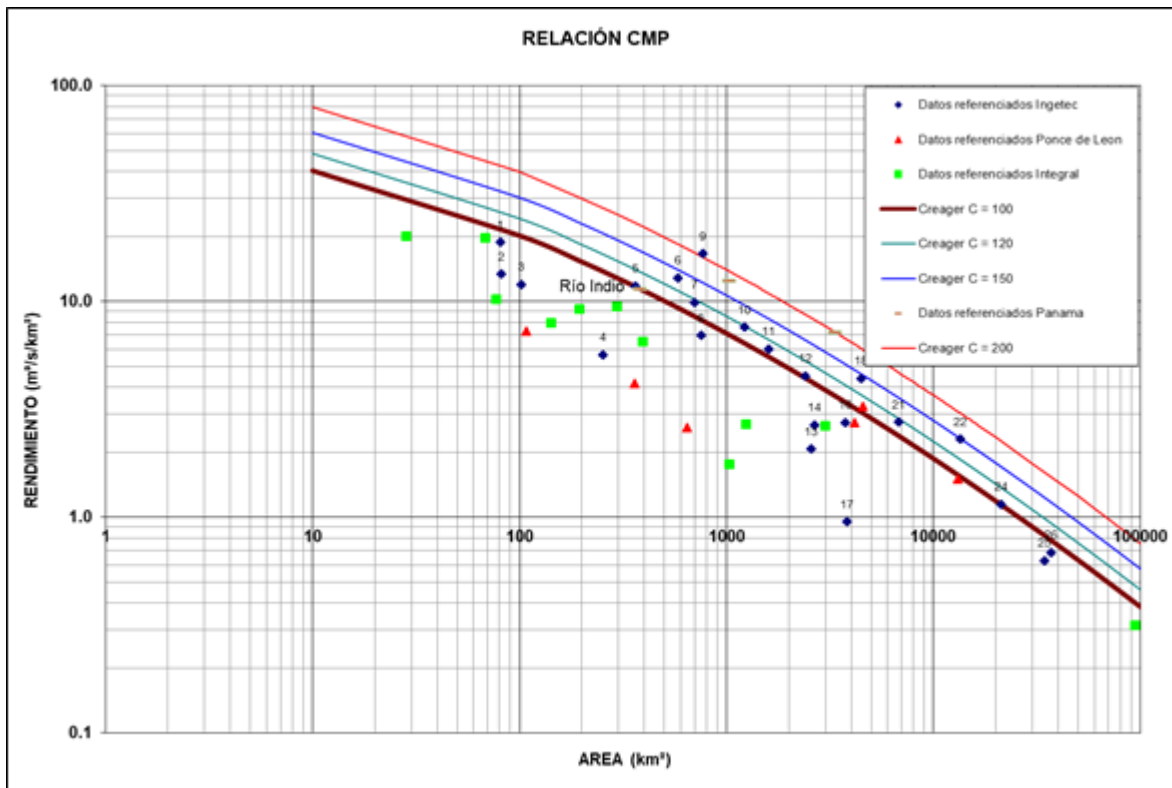


Figura 23. Envolvente de Creager

De acuerdo con la Figura 23, se adopta un valor de $C = 100$, con el cual se obtienen los rendimientos hídricos (en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$) a cuya curva se encuentra cercana la CMP calculada para el proyecto Río Indio. En la Tabla 37 se presentan los valores de rendimiento hídrico correspondiente a la curva de CMP con $C = 100$.

Tabla 37. Valores de rendimientos hídricos de CMP para C de Creager = 100

Área (km^2)	Rendimiento $C=100$ ($\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$)
10	40.4
100	20.19
200	15.26
300	12.78
400	11.2
535	9.75

A partir de las áreas de drenaje, se obtuvieron los rendimientos hídricos de CMP para los sitios de proyecto seleccionados, y con éstos, el valor de CMP correspondiente, como se presenta en la Tabla 38.

Tabla 38. Creciente Máxima Probable determinada para el sitio de proyecto seleccionado en la cuenca Guararé por el método de Creager

Sitio	Área (km^2)	Rendimiento ($\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$)	CMP (m^3/s)
Guararé	63.6	28.4	1,803.4

7.9. HIDROGRAMA DE CRECIENTES

En el presente numeral se exponen las consideraciones adoptadas para el cálculo de los hidrogramas de creciente en el sitio del proyectos y su respectivo tránsito en el reservorio.

7.9.1. Características de la cuenca hidrográfica

Las características morfométricas de la cuenca hidrográfica correspondiente a los reservorios de Perales y Guararé fueron determinadas a través del *Software ArcGIS 10.0* por medio de la extensión de *Arc Hydro*, el cual es un conjunto de herramientas y modelos de datos que se utiliza en el análisis de datos geoespaciales y temporales. De manera general *Arc Hydro* se usa para delinear y caracterizar cuencas hidrográficas en formato ráster y de vector, definir y analizar redes hidrogeométricas, administrar datos de series de tiempo y configurar y exportar datos a modelos numéricos. (ESRI, s.f.)

Previamente a las características morfométricas de la cuenca hidrográfica se le realizó un análisis de datos al Modelo de Elevación Digital (DEM) localizado en el sistema de coordenadas WGS_1984_UTM_Zone_17N, con la utilización de las herramientas de: *Fill*, para realizar una corrección de algún posible error en las celdas del DEM; *Flow Direction*, para determinar la posible dirección de flujo en cada celda; *Flow Accumulation*, para calcular el flujo acumulado hacia cada celda; *Stream Definition* y *Stream Segmentation*, para la definición de la red de drenaje y los tramos de esta, y *Drainage Line Processing* para la vectorización de la red de drenaje de todo el DEM en formato shape.

Para la delimitación de la cuenca hidrográfica correspondiente a cada reservorio se utilizó la herramienta *Point Delineation* de *Arc Hydro*, la cual teniendo de referencia el punto de localización de cada presa seleccionada, delimita su respectiva cuenca hidrográfica, calculando de forma automática su área. Para la longitud del cauce principal, se realizó un recorte sobre la red de drenaje del DEM para obtener únicamente los drenajes correspondientes a la cuenca hidrográfica, y por medio de la herramienta *Longest Flow Path* se determinó el recorrido más largo dentro de la cuenca y así mismo se identificó cuál es el cauce principal, con la herramienta *Calculate Geometry* se estimó la longitud de este. Otras características morfométricas como las cotas máximas y mínimas tanto del cauce principal como de la cuenca se pueden determinar por medio del DEM, dado que cada celda contiene un respectivo valor de elevación.

La pendiente media del cauce principal se calculó por medio de una interpolación entre el mapa de pendientes que se obtuvo de la herramienta *Slope* del *Arc Hydro* y el *shape* del cauce principal con la opción de *Zonal Statistics as Table*. A continuación, en la Tabla 39 se muestran los resultados de las características morfométricas de las cuencas hidrográficas correspondientes a cada reservorio.

Tabla 39. Características morfométricas de la cuenca hidrográfica Perales

Datos	Perales	Guararé
Área (km ²)	93.007	60.164
Longitud del cauce principal (km)	17.690	14.610
Pendiente media del lecho (m/m)	0.064	0.064
Diferencia de nivel entre el punto de desagüe y el punto hidrológicamente más alejado (m)	324.550	479.090

7.9.2. Tiempo de concentración

Para el cálculo del tiempo de concentración se usaron los resultados de las características morfométricas de las cuencas hidrográficas de cada reservorio obtenidas anteriormente mediante el uso del complemento *ArcHydro* de *ArcGIS* (ver Tabla

39). Se emplearon diez métodos diferentes para la obtención y comparación del tiempo de concentración, éstos se presentan en la Tabla 40.

Tabla 40. Métodos utilizados para el cálculo del tiempo de concentración, Tc

Fórmula	Ecuación	Parámetro
Kirpich	$T_c = 0,06628 \left(\frac{L_D}{S^{0,5}} \right)^{0,77}$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m)
Témez	$T_c = 0,3 \left(\frac{L_D}{S^{0,25}} \right)^{0,76}$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (%)
Williams	$T_c = 0,683 \left(\frac{LA^{0,40}}{DS^{0,25}} \right)$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) D = Diámetro de una cuenca circular con área A(km) A = Área de la cuenca (km ²)
Bransby - Williams	$T_c = \frac{14,6 L}{A^{0,1} S^{0,2}}$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m) A = Área de la cuenca (km ²)
Giandotti	$T_c = \left(\frac{4\sqrt{A} + 1,5 L}{25,3\sqrt{LS}} \right)$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m) Tc = Tiempo de concentración (h)
Johnstone y Cross	$T_c = 2,6 \left(\frac{L}{S^{0,5}} \right)^{0,5}$	A = Área de la cuenca (km ²) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/km)
SCS - Ranser	$T_c = 0,947 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) H = Diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente principal (m)
Ventura - Heras	$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,75}$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (%)
Vente Chow	$T_c = 0,273 \left(\frac{L}{S^{0,5}} \right)^{0,64}$	Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m)
Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos		Tc = Tiempo de concentración (h) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce principal (m/m)

	$T_c = 0,28 \left(\frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,76}$
--	---

A partir de los diez métodos expuestos anteriormente, se calculó, el tiempo de concentración del proyecto analizado. De estos resultados se calcula el promedio aritmético y la desviación estándar. Se crea un rango entre el promedio más la desviación estándar y el promedio menos la desviación estándar, de tal manera que permita descartar los tiempos de concentración que se encuentren por fuera de estos dos valores. En la Tabla 41 se exponen los resultados obtenidos.

Tabla 41. Tiempos de concentración

Fórmula	Guararé
	Tiempo de concentración (h)
<i>Kirpich</i>	1.51
<i>Témez</i>	1.62
<i>Williams</i>	3.70
<i>Bransby – Williams</i>	4.09
<i>Giandotti</i>	2.17
<i>Johnstone y Cross</i>	3.52
<i>SCS – Ranser</i>	1.95
<i>Ventura – Heras</i>	1.58
<i>Ven Te Chow</i>	3.67
<i>Cuerpo de Ingenieros</i>	3.63
Promedio aritmético	2.74
Desv. estándar	1.06
Media + Desv. Estándar	3.80
Media — Desv. Estándar	1.69
T_c promedio (h)	3.10

Nota: los datos en color rojo son los descartados del promedio

Así, entonces se tiene que para el proyecto de Guararé el tiempo de concentración es de 3.10 horas.

7.9.3. Caudal base de los hidrogramas

Con las series de afluencia mensuales entre el año 1973 y el año 2015, se obtuvo el caudal promedio mensual y se realizó una selección del mes con mayor caudal mensual, que este caso fue el mes de octubre.

Con los datos del mes con mayor caudal, se realizó el análisis de caudales máximos instantáneos, y se obtuvo las frecuencias de caudales máximos instantáneos por diferentes distribuciones probabilísticas (Normal, Gumbel, Person, Log Person, Log Normal y Extremo Tipo III o Weibull), para diferentes períodos de retorno entre 2.33 años y 10,000 años. Dado que el caudal base mayor fue el de un período de retorno de 10,000 años, se utilizó este caudal base para la CMP. En la Tabla 42 se exponen los datos de caudal base para el hidrograma.

Tabla 42. Caudal base de los hidrogramas

Proyecto	Caudal Base (Distribución Normal para Tr 10,000)
	m ³ /s
Guararé	72.50

7.9.4. Hidrogramas SCS

En términos generales, un hidrograma unitario es la función de respuesta de pulso unitario para un sistema lineal, y se define como el hidrograma de escorrentía directa resultante de una unidad de exceso de lluvia (precipitación efectiva) generado uniformemente sobre el área de drenaje a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva (Chow, Madiment, & Mays, 1994).

Las suposiciones del modelo son:

- El exceso de precipitación tiene una intensidad constante dentro de la duración efectiva.
- El exceso de precipitación está fuertemente distribuido a través de toda el área de drenaje.
- El tiempo base del hidrograma unitario resultante de un exceso de lluvia de una duración dada, es constante.
- Las ordenadas de todos los hidrogramas son directamente proporcionales a la cantidad de escorrentía directa.
- El hidrograma resultante de un exceso de lluvia dado refleja las características no cambiantes de una cuenca.

El Soil Conservation Service (SCS) propuso un hidrograma sintético triangular cuya geometría (Figura 24) se define con el área y el tiempo de concentración de la cuenca, así:

$$Q_p = 0.2083 \frac{A}{t_p} * E \quad \text{Ecuación 5.}$$

Donde A es el área de la cuenca en km^2 , E es la escorrentía unitaria, 1mm, y t_p el tiempo al pico medio desde el comienzo del hidrograma, el cual se obtiene con la expresión:

$$t_p = \frac{d}{2} + t_i = \frac{d}{2} + 0.6 t_c \quad \text{Ecuación 6.}$$

Donde t_i es el tiempo de rezago de la cuenca que corresponde a una fracción (60%) del tiempo de concentración t_c , definido en el capítulo de morfología, y d es la duración de exceso de precipitación unitaria.

Para finalizar la descripción geométrica del hidrograma, el ancho de la base se define como:

$$T_{bt} = \frac{8}{3} t_p \quad \text{Ecuación 7.}$$

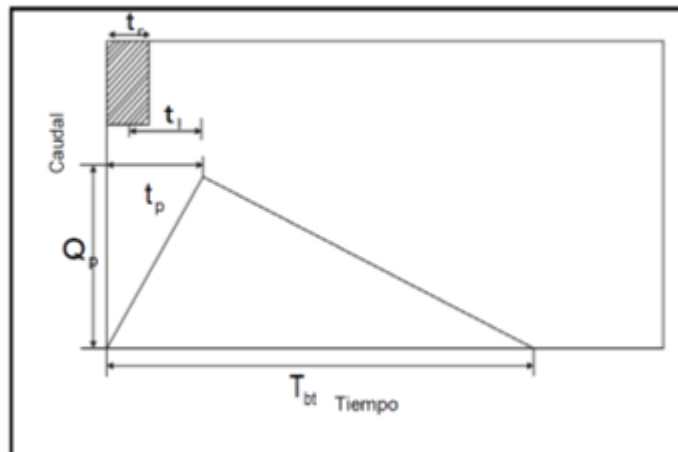


Figura 24. Hidrograma Unitario Triangular del SCS
Fuente: (Chow, Madiment, & Mays, 1994).

De acuerdo con lo anterior se estimaron los hidrogramas utilizando el hidrograma unitario de la *Soil Conservation Service* en donde se usaron los datos del tiempo de concentración, el caudal asociado a la CMP y del caudal base.

Para el proyecto considerado se obtuvo el hidrograma unitario sintético de la CMP. En la Tabla 43 se muestran los datos y en la Figura 25 la gráfica del hidrograma estimado para el proyecto Guararé.

Tabla 43. Datos del hidrograma unitario sintético de la CMP - Guararé

t (hr)	Q (m ³ /s)
0.3	27.1
0.7	135.3
1.0	288.5
1.3	505.0
1.7	775.5
2.0	1,082.0
2.4	1,388.6
2.5	1,496.8
2.7	1,605.0
3.0	1,749.3
3.4	1,803.4
3.7	1,767.3
4.0	1,659.1
4.2	1,587.0
4.4	1,514.9
4.7	1,352.6
5.0	1,190.2
5.4	1,009.9
5.9	811.5
6.1	757.4

6.7	577.1
7.4	432.8
7.6	396.7
8.1	324.6
8.4	270.5
8.7	234.4
9.2	189.4
9.4	176.7
10.1	135.3
10.9	95.6
11.8	64.9
12.6	46.9
13.4	32.5
14.3	21.6
15.1	16.2
16.0	11.3
16.8	11.3

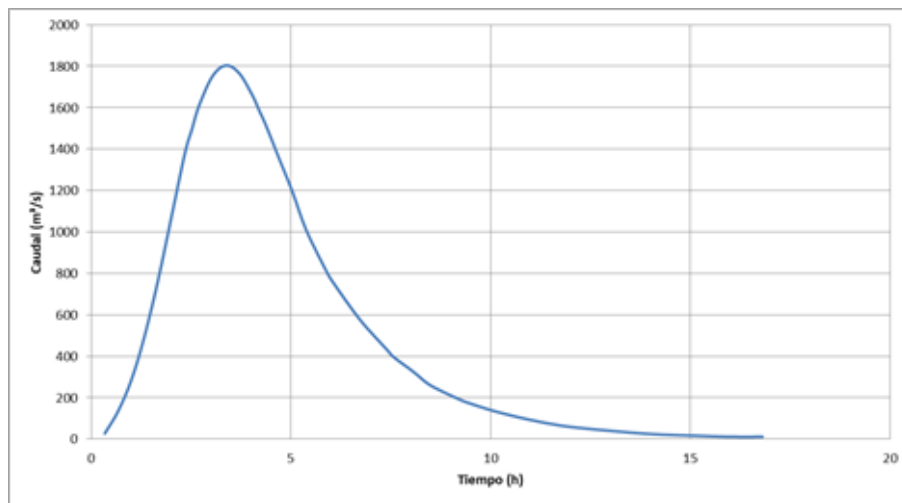


Figura 25. Hidrograma unitario sintético de la CMP - Guararé

7.10. TRÁNSITO DE CRECIENTES EN EL RESERVORIO

Haciendo uso del método de la piscina nivelada, que considera despreciable la curvatura de la superficie de la lámina de agua en el reservorio durante el paso de la onda de la avenida, se lleva a cabo el tránsito del hidrograma asociado a la CMP en el reservorio y así poder obtener un hidrograma de salida, dado por el flujo que pasa por el vertedero del proyecto.

El método de la piscina nivelada consiste principalmente en integrar la ecuación de continuidad, tal como se muestra a continuación:



$$\int_{\delta_i}^{\delta_{i+1}} dS = \int_{i\Delta t}^{(i+1)\Delta t} I(t) dt - \int_{i\Delta t}^{(i+1)\Delta t} Q(t) dt \quad \text{Ecuación 8.}$$

Suponiendo como lineal la variación de los caudales de entrada y salida del reservorio, lo cual es aceptable para periodos de tiempo cortos, se tiene:

$$S_{i+1} - S_i = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \quad \text{Ecuación 9.}$$

Multiplicando esta ecuación por $2/\Delta t$ y reorganizando términos la ecuación se transforma en:

$$(I_i + I_{i+1}) = \left(\frac{2S_i}{\Delta t} - Q_i \right) = \left(\frac{2S_{i+1}}{\Delta t} - Q_{i+1} \right) \quad \text{Ecuación 10.}$$

Conociendo el hidrograma de entrada (ver numeral [7.9.4](#)), la curva característica de reservorio y la capacidad del vertedero del proyecto es posible conocer el caudal de salida utilizando una función que relacione $2S/\Delta t + Q$.

El cálculo supone un nivel inicial del reservorio, que en este caso se asume igual a la cota de la cresta del vertedero y lleva a cabo un balance para cada paso de tiempo. Este paso de tiempo se consideró de 0.1 horas. En la Tabla 44 se presenta el resumen de los resultados obtenidos tras el tránsito de la CMP en el proyecto Guararé y en la Figura 26 el hidrograma de entrada, de salida y la elevación en el reservorio, gráficamente.

Tabla 44. Resumen de resultados del tránsito de la CMP - Guararé

Dato	Valor
Nivel máximo (msnm)	154.44
Q Max entrada (m³/s)	1,799.4
Q Max salida (m³/s)	586.6
Vol max (Hm³)	97.4
% Amortig =	67.40

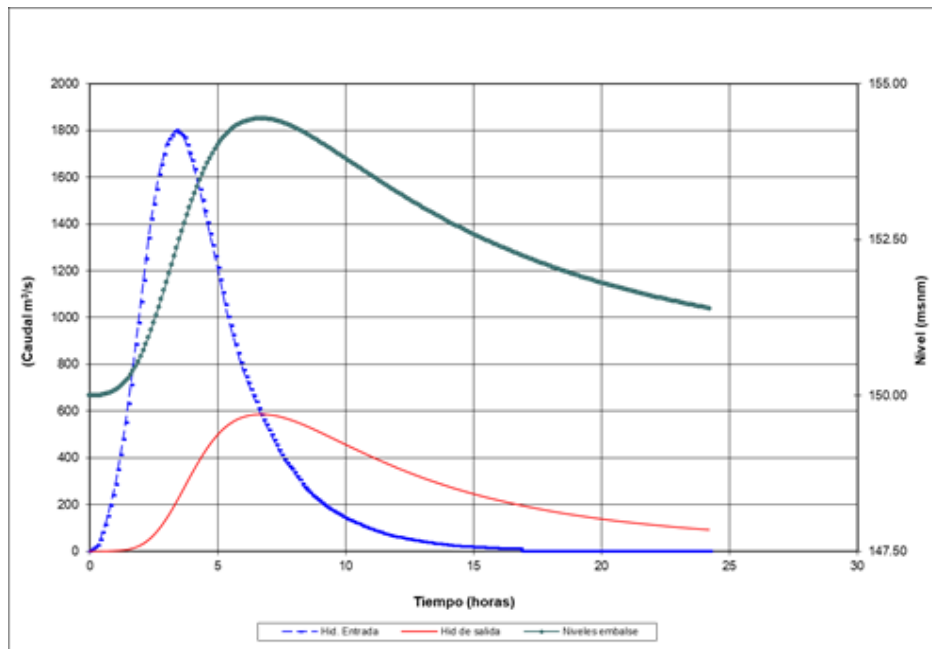


Figura 26. Tránsito del hidrograma de la CMP en el reservorio - Guararé

7.11. ESTIMACIÓN DE PÉRDIDA DEL SUELO MEDIANTE MÉTODO U.S.L.E.

La Ecuación Universal de Pérdidas de Suelo permite cuantificar la intensidad de la erosión hídrica, es decir, el volumen de suelo removido durante un periodo de tiempo determinado. Para estimar la fracción del volumen del suelo erodado que se convierte en sedimentos es necesario afectar los estimativos de la erosión por un coeficiente de producción (Díaz-Granados, Ordoñez, & Deeb, 1986).

No todo el suelo erodado en una cuenca se convierte en sedimentos transportados por la red de drenaje principal. Un determinado porcentaje del volumen del suelo erodado puede ser depositado en las depresiones del suelo o en áreas con vegetación. El coeficiente de producción de sedimentos se define como el cociente entre el volumen estimado de sedimentos a la salida de la cuenca y el volumen total erodado, este depende de diversos factores como las características del material, el clima, el uso de la tierra y las características morfológicas de la cuenca. Existen diversas aproximaciones para su estimación, siendo la propuesta por la ASCE (1975), una de las cuales relaciona el área de la cuenca con este coeficiente, su determinación particular para cada cuenca es importante y es obtenida a partir de mediciones hidrométricas que permitan estimar el volumen de sedimentos transportados (Díaz-Granados, Ordoñez, & Deeb, 1986).

Se implementó, a partir de información disponible, la ecuación para la estimación de pérdida universal del suelo, conocido como USLE. Este es un método indirecto diseñado para predecir la cantidad de pérdida de suelo por escurrimiento en áreas específicas bajo determinados sistemas de manejo y cultivos (Wischmeier & Smith, 1978).

Gracias a la USLE se puede estimar la erosión hídrica de la zona de estudio, ya que esta ecuación desarrollada por el SCS (sistema de conservación de suelos de Estados Unidos) relaciona los siguientes factores: tipo de suelo, topografía, cobertura y uso de la tierra.

Se utilizó la USLE para la determinación de la erosión hídrica a partir de información secundaria asociada a coberturas y texturas del suelo, registros de precipitación de las estaciones analizadas, sistemas de información geográfica e información de radar recopilada del The Alaska Satellite Facility (ASF) para la definición de la topografía de toda el área de estudio. La USLE se expresa como:

$$A = R * K * L * S * C * P$$

Ecuación 11.

Dónde:

- A= Pérdida de suelo, t/ha año
- R= Factor de erosividad de la lluvia, (Mj.mm/ha año)
- K= Factor de erosionabilidad (t/ha/Mj.mm/ha año)
- L= Factor longitud del terreno (adimensional)
- S= Factor pendiente del terreno (adimensional)
- C= Factor de cobertura (adimensional)
- P= Factor prácticas de conservación (adimensional)

7.11.1. Factor R

El factor erosividad de la lluvia es un índice numérico que expresa la capacidad de la lluvia para erosionar el suelo (Wischmeier & Smith, 1978). Los valores del factor R utilizados en la fórmula USLE se determinaron a partir de los valores de precipitación media en las estaciones localizadas en las cuencas objeto de análisis, la estimación se realizó mediante el modelo matemático conocido como el índice de Fournier que se expresa como sigue a continuación:

Se calculó el índice de Fournier (IF) como un indicador de erosividad en cada una de las estaciones hidrometeorológicas, las cuales previamente fueron utilizadas para caracterizar la precipitación total en el sitio del proyecto. El IF se estimó a partir de la siguiente ecuación y se clasificó de acuerdo a los valores considerados por (Delgado, 2003) (ver Tabla 45).

$$IF = \frac{P^2}{P}$$

Ecuación 12.

Donde:

- IF=Índice de Fournier
- P²= Precipitación media del mes más lluvioso
- P= Precipitación media anual

Tabla 45. Valores de referencia del índice de Fournier

IF	Calificación
<15	Muy bajo
16-30	Bajo
31-50	Moderado
51-65	Alto
>65	Muy Alto

Fuente: (Delgado, 2003)

Con los valores registrados en las estaciones de precipitación media mensual multianual y la metodología descrita anteriormente se estimó el índice de Fournier y su respectiva clasificación donde en todas las estaciones se ubican en un rango de Moderado a Muy Alto a excepción de la estación de Pocrí que clasifica como Bajo.

Tabla 46. IF y su clasificación zona de proyecto

Estación	IF	Clasificación
Calobre	78.9	Muy Alto
Pesé	45.7	Moderado
Pocrí	28.5	Bajo

Parita	31.5	Moderado
Llano de la cruz	46.0	Moderado
San Juan	79.8	Muy Alto
Los Santos	47.9	Moderado
Llano de Piedra	86.5	Muy Alto
Valle Rico	61.3	Alto

Fuente: Elaboración propia

7.11.1.1. Índice Modificado de Fournier

Debido a que la metodología usada anteriormente en el índice de Fournier solo toma en cuenta el mes más lluvioso del año (para un régimen monodal), se procedió a utilizar el índice modificado de Fournier IMF, ya que el sitio del proyecto se encuentra en Panamá, en donde el régimen de precipitación es bimodal. El índice modificado de Fournier se calculó mediante la siguiente ecuación.

$$IMF_1 = \sum_{i=1}^{12} \frac{P_i^2}{P_t} \quad \text{Ecuación 13.}$$

Donde:

IMF_1 = Índice modificado de Fournier.

P_i = Precipitación media mensual (mm).

P_t = Precipitación media anual (mm).

i = Mes.

En la Tabla 47 se presentan los resultados al calcular para cada una de las estaciones que están localizadas en el sitio del proyecto.

Tabla 47. Resultados IMF

Estación	IMF
Calobre	368.21
Pesé	220.85
Pocri	193.38
Parita	187.60
Llano de la cruz	225.95
San Juan	361.71
Los Santos	172.39
Llano de Piedra	246.35
Valle Rico	255.86

Fuente: Elaboración propia

7.11.1.2. Capacidad de las Lluvias de erosionar el suelo

El factor EI_{30} o Factor R expresa la capacidad de las lluvias de erosionar el suelo. Es una medida de la manera como se combinan la energía y la intensidad de una tormenta y define los efectos conjuntos del impacto de las gotas de lluvia y la turbulencia de la escorrentía en el transporte de las partículas de suelo precedentes de un campo (Pérez & Mesa, 2002).

Este factor se determinó con la ecuación presentada a continuación y se clasificó de acuerdo con la Tabla 48.

$$EI_{30} = \sum_{12}^1 30.4 (IMF) + 28.3$$

Ecuación 14.

Donde:

 EI_{30} = Erosividad en $MJ * mm * ha^{-1}$
 IMF = Índice modificado de Fournier (mensual)

Tabla 48. Clasificación de la erosividad de las lluvias

Clase	Erosividad	Clasificación
1	<1,000	Natural
2	1,000 a 2,500	Muy baja
3	2,500 a 5,000	Baja
4	5,000 a 7,500	Moderada
5	7,500 a 10,000	Alta
6	10,000 -15,000	Muy alta
7	15,000 – 20,000	Severa
8	>20,000	Extremadamente severa

Fuente: (Rivera & Gómez, 1991)

Con la información registrada en las estaciones y la metodología descrita anteriormente se determinó la erosividad de las lluvias en la zona del proyecto, que es presentada en la Tabla 49.

Tabla 49. Erosividad de las lluvias en las estaciones en estudio

Estación	$EI_{30} (MJ * mm * ha^{-1})$	
Calobre	10,472.48	Muy Alta
Pesé	6,059.72	Moderada
Pocrí	5,250.70	Moderada
Parita	5,026.21	Moderada
Llano de la cruz	6,199.45	Moderada
San Juan	10,218.95	Muy Alta
Los Santos	4,685.82	Baja
Llano de Piedra	7,071.42	Moderada
Valle Rico	6,960.59	Moderada

Fuente: Elaboración propia

Con este índice y la localización de las estaciones se generó la distribución espacial del Factor R que se muestra en la Figura 27, a continuación:

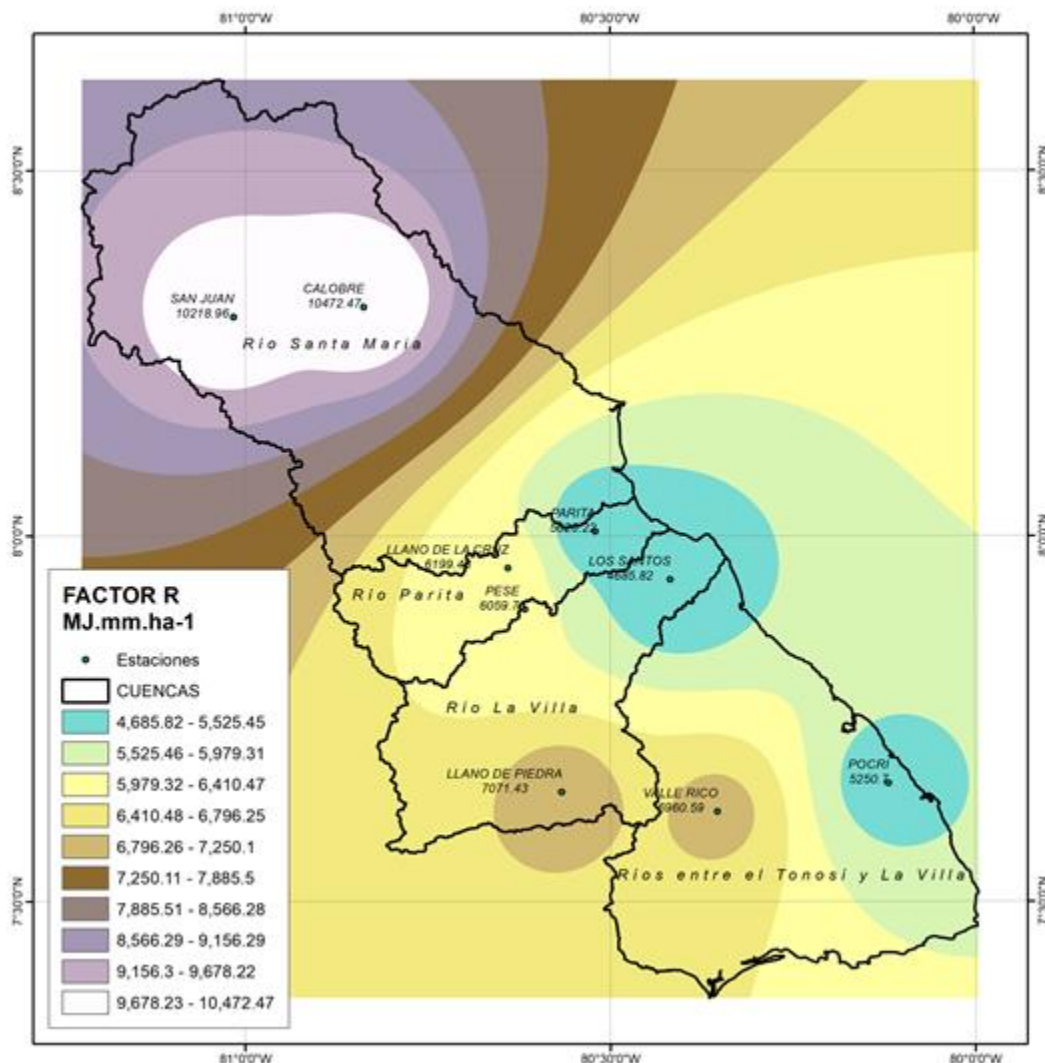


Figura 27. Distribución espacial del Factor R

De acuerdo a esta distribución espacial, se determinó el valor medio del factor R para el área de la cuenca del Río Perales, obteniendo un promedio anual de **R = 6,132.21 MJ.mm.ha⁻¹**

7.11.2. Factor K

El factor K representa la erosionabilidad del suelo, es decir, muestra su susceptibilidad a la acción del agua; es una característica inherente a los suelos, que es función de la acción individual y/o combinada de sus propiedades físicas, químicas y biológicas, así como también del manejo que de ellos se haga. (Barrios, 1995.)

El método más completo para estimar K es el Nomograma de (Wischmeier & Smith, 1978), el cual requiere datos sobre porcentaje de limo, porcentaje de arena muy fina, porcentaje de arena, porcentaje de contenido de materia orgánica, estructura y permeabilidad. Para el presente estudio, no fue posible contar con información tan detallada, por lo que se procedió a emplear valores de K tabulados por (Kirkby & Morgan, 1980); a los cuales se llegó, teniendo en cuenta la información consignada en el estudio edafológico realizado en el área de estudio, en cuanto a textura y contenidos de materia orgánica (alto, medio o bajo).

Tabla 50. Valor del factor K

Textura del Suelo	<0.5%	2%	>4%
Arcilla	0.0017	0.0380	
Arcilla arenosa	0.0180	0.0170	0.0160
Arcilla limosa	0.0330	0.0300	0.0250
Arena	0.0070	0.0040	0.0030
Arena fina	0.0021	0.0180	0.0130
Arena fina franca	0.0320	0.0260	0.0210
Arena franca	0.0160	0.0130	0.0110
Arena muy fina	0.0550	0.0470	0.0370
Arena muy fina franca	0.0580	0.0500	0.0400
Franco (grada)	0.0500	0.0450	0.0380
Franco arcillolimoso	0.0490	0.0420	0.0340
Franco arcilloso	0.0370	0.0330	0.0280
Franco arenoarcilloso	0.0360	0.0330	0.0280
Franco arenoso	0.0360	0.0320	0.0250
Franco arenoso fino	0.0460	0.0400	0.0320
Franco arenoso muy fino	0.0620	0.0540	0.0430
Limo	0.0790	0.0680	0.0550
Limo franco	0.0630	0.0550	0.0430

Fuente: (Kirkby & Morgan, 1980)

A nivel de toda la cuenca se determinó que los suelos tienen texturas arcillosas y francoarcillosas predominantes, como se muestra en la Figura 28, adicionalmente, se determinó que el contenido de materia orgánica es inferior al 0.5% de acuerdo con las observaciones realizadas en campo para el estudio de edafología, de acuerdo con esto se adoptó un valor de **K = 0.027 t/ha/Mj.mm/ha año** promedio para toda el área.

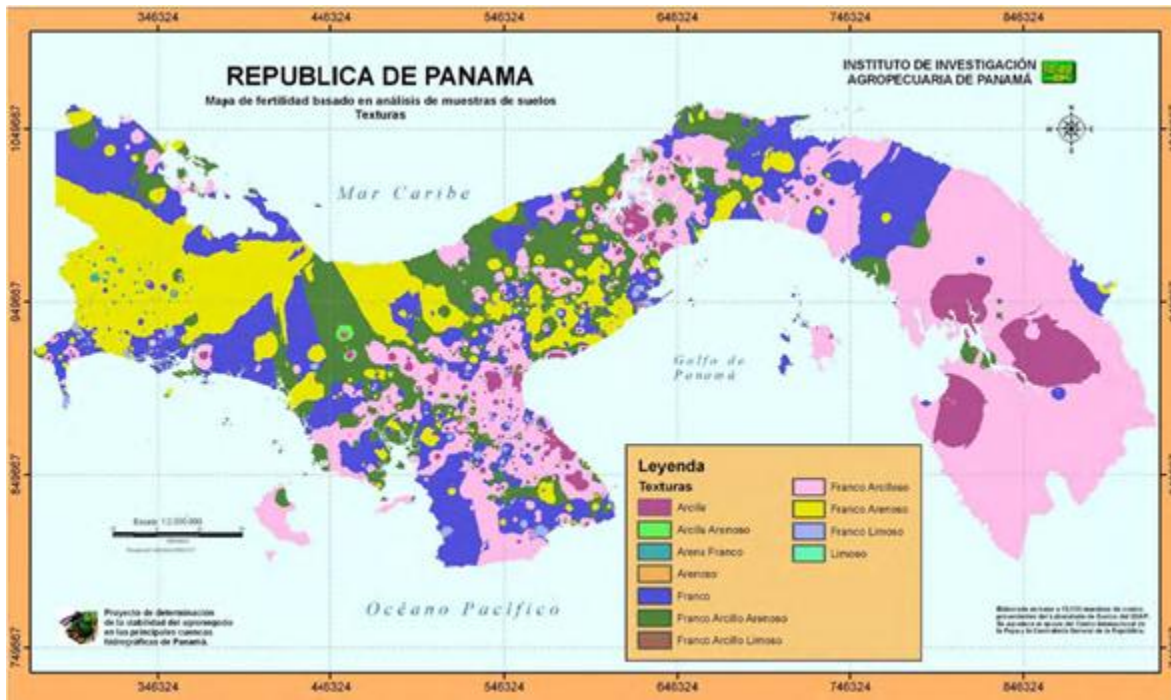


Figura 28. Texturas del suelo en Panamá

Fuente: Zonificación de suelos de Panamá por niveles de nutrientes (IDIAP, 2006)

7.11.3. Factor LS

Se refiere al efecto combinado de la pendiente y la longitud de las zonas expuestas a la erosión. Este factor define la relación entre el suelo perdido en un terreno cualquiera con pendiente y longitud y la correspondiente a la parcela piloto utilizada en el desarrollo de la USLE. Su valor se obtiene por multiplicación de dos subfactores: Longitud (L) y pendiente (S); la longitud se define como la distancia desde el punto de origen del flujo (sobre la superficie de aporte) hasta el punto donde la pendiente disminuye lo bastante como para que ocurra el depósito, o bien, hasta el punto en el que el escurrimiento entra en un cauce bien definido, la pendiente será la que tenga dicha longitud (L) y generalmente se expresa como un porcentaje (Gracia, 2002).

Cuando no se dispone de información detallada para estimar los valores de SL, se puede emplear la tabla que permite tener una buena aproximación si se conocen el uso del suelo y el valor de la pendiente.

Tabla 51. Valores generales de SL

Tipo de terreno	SL
Terreno normalmente de cultivo ($S \leq 5\%$)	1.0
Terrenos de cultivo temporal, con necesidades más o menos importantes de prácticas de conservación ($5 < S \leq 20\%$)	4.0
Terrenos forestales, pastizales o cultivos que requieren importantes medidas de conservación de suelos ($S > 25\%$)	7.0

Fuente: (Gracia, 2002)

De acuerdo con la información asociada a la topografía del terreno se construyó el mapa de pendientes en el área de estudio. De acuerdo al análisis estadístico, en la cuenca del Río Perales se encuentra una pendiente media predominante de 15.03%, por lo cual se adopta un valor del factor **SL = 4.0**

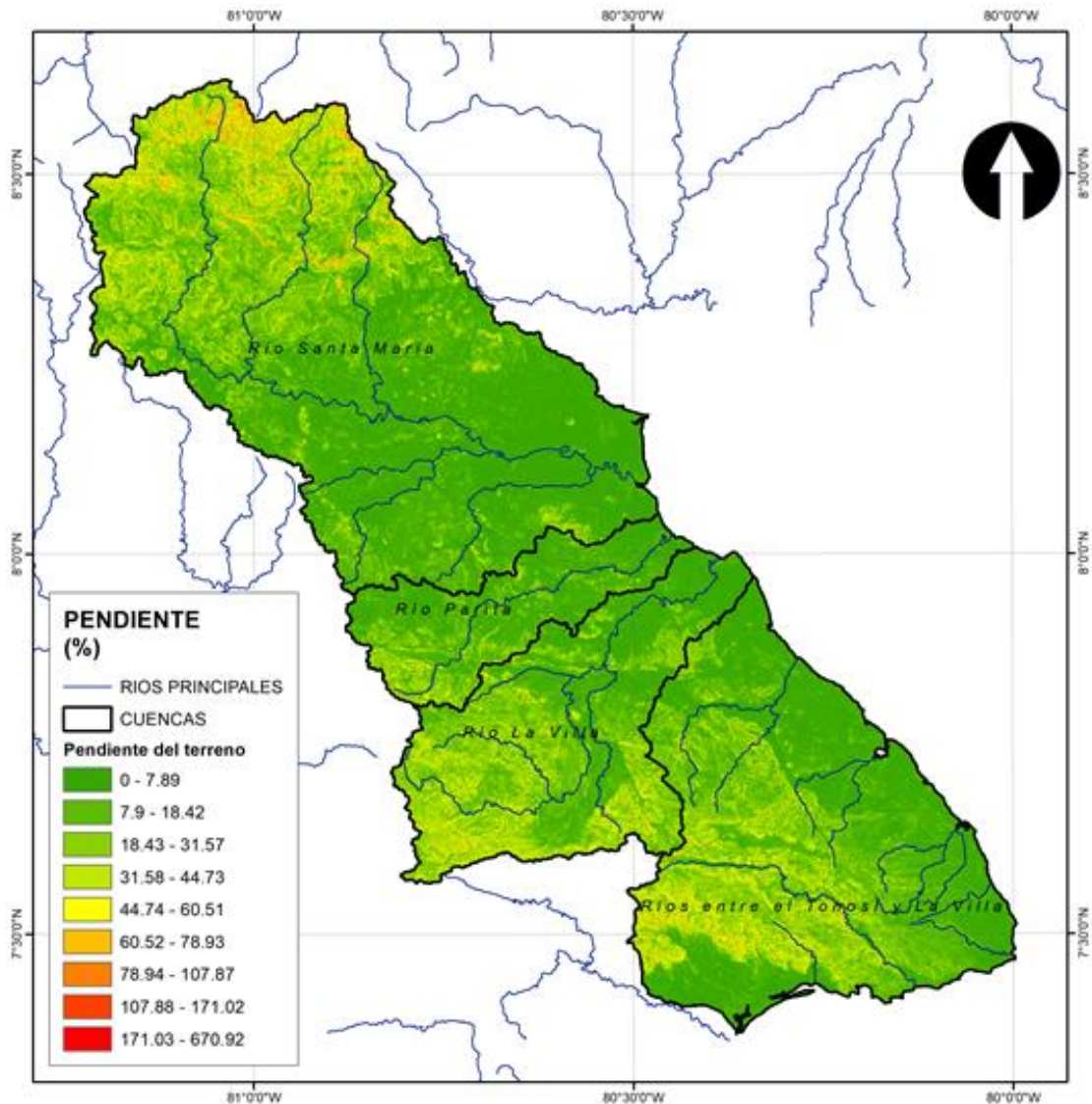


Figura 29. Mapa de pendientes en el área de estudio

7.11.4. Factor C

Este factor indica el efecto de la cubierta vegetal en la pérdida de suelo. Se expresa como la relación entre la pérdida de suelo de un área o parcela con una vegetación dada y sistemas de manejo específicos, y la pérdida de suelo en una parcela en barbecho continuo, limpia y arada, en el sentido de la pendiente, a intervalos regulares. Los valores de C son pequeños cuando el suelo está protegido del impacto del agua de lluvia y de la acción de la escorrentía superficial, y viceversa; es decir que, un valor alto para C, representa menor cobertura del suelo, es decir menor protección.

La determinación del factor C se realizó con base en la distribución de cobertura vegetal presentado en el Atlas Ambiental de la República de Panamá, del año 2010 (ver Figura 30). En él se establece una cobertura vegetal predominante de dos tipos para la península de Azuero (Tabla 52), a estos fue asociado un factor C para dos cubiertas vegetales: sabana, pradera en buenas condiciones y bosques con cobertura del 45 al 70% asociado a la parte alta de la cuenca, resultando en un factor C promedio de 0.01 de acuerdo a los valores tabulados por (Gracia, 2002) (ver Tabla 53).

Tabla 52. Factor C en península de Azuero

Clasificación	Factor C
Sistema productivo con vegetación leñosa natural o espontánea significativa (10 -50%)	0.01
Sistema productivo con vegetación leñosa natural o espontánea significativa (<10%)	0.01

Sistema productivo con vegetación leñosa natural o espontánea significativa (10 – 50%): Esta clase de uso de suelo corresponde a los rastrojos, bosques muy jóvenes, potreros con mucha vegetación arbórea y sistemas agroforestales.

Sistema productivo con vegetación leñosa natural o espontánea significativa (Menos de 10%): En esta clase de uso de suelo se incluyen los potreros con poca cobertura de árboles y arbustos, los cultivos temporales y terrenos recién desmontados.

Tipos de vegetación, según clasificación de la UNESCO: año 2000

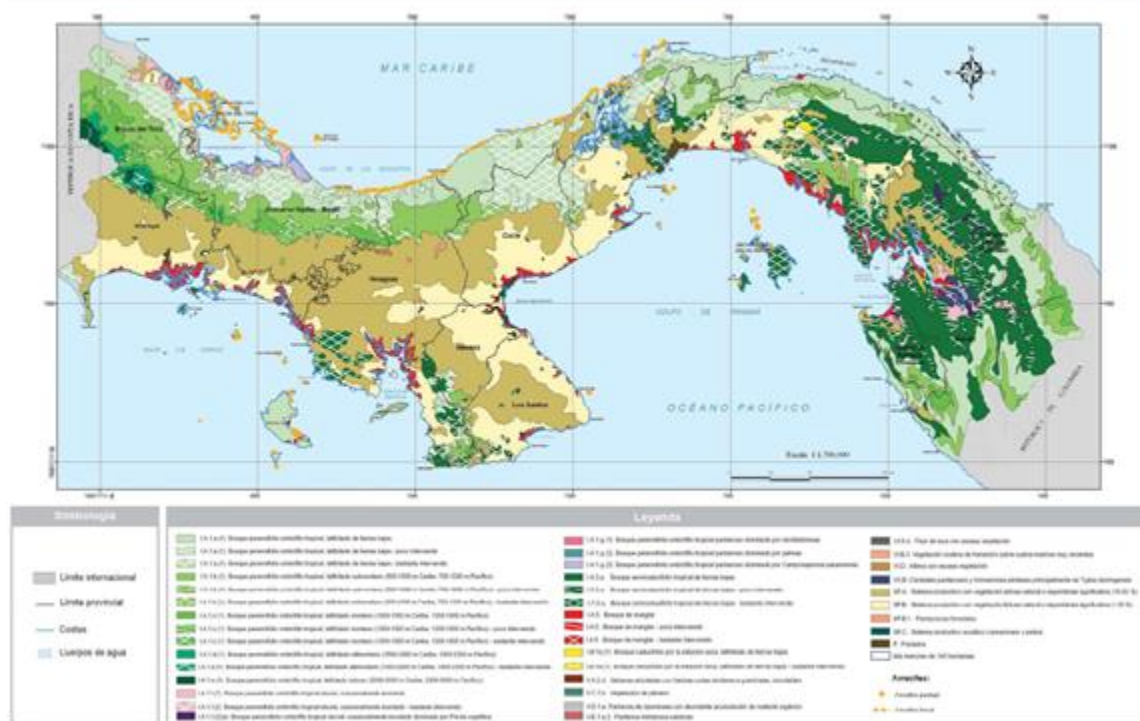


Figura 30. Tipos de vegetación en Panamá
Fuente: Atlas Ambiental República de Panamá (ANAM, 2010)

Tabla 53. Factor C

Cubierta Vegetal	Factor C
Suelo desnudo	1.0
Bosque o matorral denso, cultivos con capa gruesa de material orgánica	0.001
Sabana, pradera en buenas condiciones	0.01
Sabana o pradera sobrepastoreadas	0.1
Cultivo de desarrollo lento o siembra tardía: primer año	0.3 a 0.8
Cultivo de desarrollo rápido o siembra temprana	0.01 a 0.1

Cultivo de desarrollo lento o siembra tardía: segundo año	0.01 a 0.1
Maíz, sorgo, mijo (establecidos)	0.4 a 0.9
Arroz	0.1 a 0.2
Algodón, tabaco (segundo ciclo)	0.5 a 0.7
Cacahuete	0.4 a 0.8
Primer año de casabe y ñame	0.01
Palma, café, cacao con cubierta de cultivo	0.1 a 0.3
Piña de contorno: con residuo quemado	0.2 a 0.5
con residuo enterrado	0.1 a 0.3
con residuo superficial	0.2 a 0.8
Piña y siembra de relleno (pendiente 7%)	0.1
Bosque, área cubierta:	
del 75 al 100%	0.003 a 0.011
del 45 al 70%	0.010 a 0.040
del 25 al 40% con residuos	0.41
sin residuos	0.84
Zona de cultivo	0.4

Fuente: (Gracia, 2002)

7.11.5. Factor P

El factor P es la relación de pérdida de suelo entre una parcela donde se han aplicado prácticas mecánicas de conservación de suelos (contornos, terrazas, cultivos en fajas, etc.) para el control de la erosión, y las pérdidas que se producen en una parcela si tales prácticas no se utilizan y el laboreo se efectúa en el sentido de la pendiente. Para el presente estudio, no se conocen prácticas de conservación aplicadas en el área, por lo que el valor de P se considera igual a 1.

7.11.6. Pérdida del Suelo

Finalmente, se determina el valor de erosión media anual en la cuenca del Río Perales de acuerdo a las estimaciones realizadas de cada una de las variables. Se tiene que, aplicando el modelo descrito anteriormente para la aplicación de la USLE, el total de pérdida de suelo en la cuenca del Río Perales es igual a 6.62 ton/ha/año. Asumiendo un coeficiente de producción de sedimentos igual a la unidad (1), siendo esta la condición más crítica, se obtiene una tasa de denudación de 0.49 mm/año como se presenta en la Tabla 54.

Tabla 54. Estimación tasa de denudación

R	6,132.21
K	0.027
LS	4
C	0.01
P	1
A (ton/ha/año)	6.62
A (mm/año)	0.49

7.12. CARACTERIZACIÓN SEDIMENTOLÓGICA DEL CANAL DE PANAMÁ

La estimación de la tasa de denudación en la cuenca del río Parita se realizó mediante aproximaciones hechas con metodologías indirectas que involucran variables de topografía, cobertura vegetal, textura del suelo y prácticas conservativas, sin embargo, la disponibilidad de información y su escala dificultan la precisión de los resultados obtenidos. No obstante, existen monitoreos de caudales sólidos en la región que permiten corroborar los resultados obtenidos permitiendo de esta manera adoptar un valor de diseño adecuado y conservador.

Dado que no se cuenta con información suficiente que permita realizar una estimación más apropiada para las cuencas en estudio, pues no existen registros de aforos sólidos en la red de estaciones instaladas actualmente, se realizó una aproximación mediante la información asociada a la cuenca del Canal de Panamá y las mediciones históricas realizadas en sus afluentes, comparando dicha información con el caudal sólido registrado en 6 estaciones distribuidas en diferentes cuencas del país que fueron consignados en el informe denominado Boletín Hidrológico 1984 – 1986 (Instituto de Recursos Hidráulicos y Electrificación - Departamento de Hidrometeorología, 1992).

En la Tabla 55 se presentan los valores de caudales sólidos mensuales registrados para el periodo 1984-1986 y el valor promedio de los dos periodos empleado en la estimación de la tasa de denudación.

Tabla 55. Transporte de sedimentos promedio en las estaciones

Estación	Código	Año	Área (km ²)	Tasa de transporte (Ton/año/km ²)	Tasa de transporte promedio (Ton/año/km ²)
San Pablo-Interamericana	118-01-01	1984-1985	745	45.2	44.65
		1985-1986	745	44.1	
Cañazas-Cañazas	118-02-01	1984-1985	122	23.3	23
		1985-1986	122	22.7	
Cobre-Los Estrechos	118-03-01	1984-1985	483	51.5	50.95
		1985-1986	483	50.4	
San Pedro-Llano Grande	120-01-01	1984-1985	407	54	52.7
		1985-1986	407	51.4	
Santa María-Santa Fe	132-01-01	1984-1985	185	18.6	18.5
		1985-1986	185	18.4	
Río Grande-Río Grande	134-01-01	1984-1985	471	14.7	14.5
		1985-1986	471	14.3	

El valor de la tasa de denudación en cada área fue calculado a partir de la tasa de transporte y asumiendo un peso específico del material transportado de 1.35 ton/m³, en las cuencas analizadas se observa una variación entre 0.01 a 0.04 mm/año, como se presenta en la Tabla 56. Estos valores son inferiores a la tasa de denudación definida para cuencas muy bien conservadas de 0.1 mm/año.

Tabla 56. Tasa de denudación medida en estaciones

Estación	Código	Periodo	Área (km ²)	Tasa de transporte (Ton/año/km ²)	Tasa de denudación (mm/año)
San Pablo-Interamericana	118-01-01	1984-1986	745	44.65	0.03
Cañazas-Cañazas	118-02-01	1984-1986	122	23	0.02
Cobre-Los Estrechos	118-03-01	1984-1986	483	50.95	0.04
San Pedro-Llano Grande	120-01-01	1984-1986	407	52.7	0.04

Santa María-Santa Fe	132-01-01	1984-1986	185	18.5	0.01
Río Grande-Río Grande	134-01-01	1984-1986	471	14.5	0.01

En el "Informe de Sedimentos Suspendidos – Periodo 1998-2007" desarrollado por la Autoridad del Canal de Panamá se presenta una tasa de transporte igual a 680 ton/año/km² para la cuenca que drena al lago Alhajuela y 270 ton/año/km² para la cuenca del Lago Gatún. Si se adopta un peso específico del material de 1.35 ton/m³ se obtiene un rango para la tasa de denudación que varía entre 0.2 – 0.5 mm/año.



7.13. COEFICIENTE DE PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS

Para estimar los sedimentos afluentes al sitio de proyecto se aplicó la tasa de denudación obtenida por el método USLE afectada por el coeficiente de producción de sedimentos.

De acuerdo con la Sociedad Americana de ingenieros Civiles en el documento "Sediment Sources and Sediment Yield, Sedimentation Engineering" de 1975, "el coeficiente de producción de sedimentos se define como el cociente entre el volumen estimado de sedimentos a la salida de la cuenca y el volumen total de suelo erodado en ésta" mediante un análisis desarrollado en diferentes cuencas donde estimaron la tasa de erosión mediante la ecuación universal de pérdida del suelo y mediciones reales de sedimentos generó la relación establecida en la Figura 31. De esta relación se concluye que para el área de la cuenca de (Perales 837.84 mi²) el coeficiente de producción tomado de la envolvente superior sería de 0.08. Con este coeficiente y la tasa de erosión estimada (0.49 mm/año) el aporte de sedimentos sería de 0.039 mm/año que tiene ordenes de magnitud similares a las presentadas en la Tabla 56.

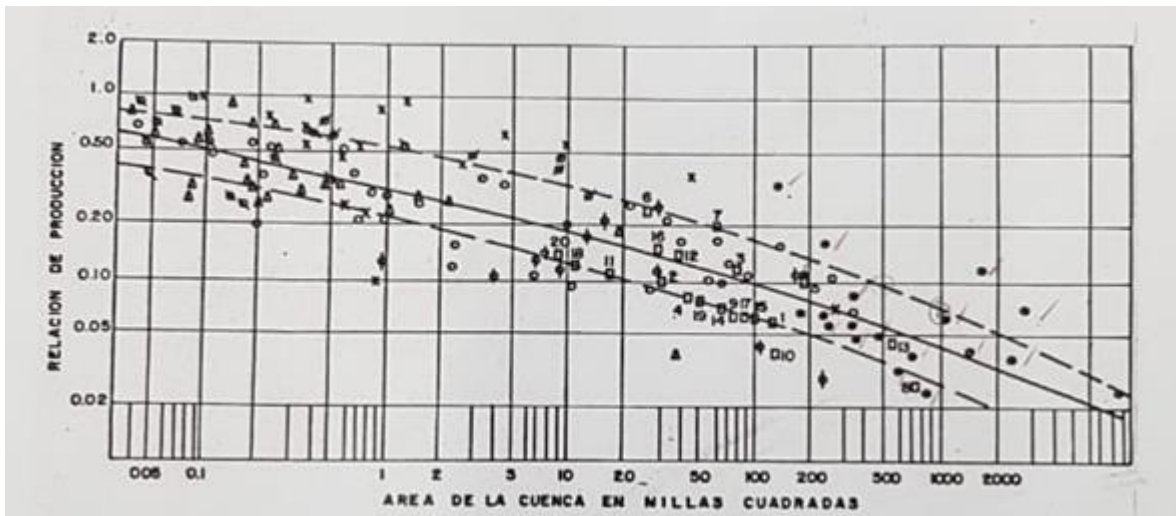


Figura 31. Relación de producción respecto al área de la cuenca (tomado del documento "Determinación de Coeficientes de Producción de Sedimentos en Cuencas Extensas")

7.14. APOORTE DE SEDIMENTOS AL SITIO DE PROYECTO

Tomando en cuenta que al aplicar el coeficiente de producción de sedimentos, la tasa de sedimentos obtenida es de 0.039 mm/año, valor inferior a la tasa de denudación definida para cuencas muy bien conservadas (0.1 mm/año), se decide adoptar una tasa de sedimentos de 0.5 mm/año para un periodo de 50 años la cual se considera conservadora tomando en cuenta que en la actualidad no se dispone de de aforos sólidos que permitan obtener una tasa de sedimentos mediante métodos directos.

La tasa estimada para los 50 años es equivalente a una tasa de 0.25 mm/año para un periodo de 100 años.

De acuerdo con lo anterior, los siguientes análisis se realizarán asumiendo una tasa de denudación de 0.5 mm/año. La estimación del volumen muerto se encuentra definida mediante la siguiente expresión:

$$\text{Volumen muerto} = 0.001 * \text{Tasa de denudación} * \text{Área aferente} * \text{Vida útil} \quad \text{Ecuación 15.}$$

Tasa de denudación: es la tasa adoptada para el área analizada 0.50 mm/año

Área aferente: al sitio del proyecto en km^2

Vida útil: 50 años

Tabla 57. Volumen muerto en los sitios de la cuenca del río Guararé

	Área aferente al sitio de proyecto (km^2)	Volumen muerto (Hm^3)
Perales	90.1	2.25
Guararé	63.6	1.59

Se realizó un análisis de sensibilidad con valores del 50% de la tasa de denudación con el fin de evaluar la incertidumbre en los sedimentos afluentes a los sitios de proyecto. Se obtuvo como resultados que la selección de las alternativas a partir de los indicadores de evaluación empleados, no presentan variación en función de la tasa de denudación

Tomando en cuenta que el análisis sedimentológico se realiza utilizando una metodología indirecta debido a se carece del registro de sedimentos, se recomienda la ejecución de un programa permanente de aforos.

8. CRITERIOS Y METODOLOGÍAS

Para el desarrollo del diseño a nivel de diseño conceptual, es necesario el dimensionamiento hidráulico de cada una de las obras que conforman el proyecto seleccionado a partir de la fase anterior; este dimensionamiento se basará en los siguientes criterios y metodologías.

8.1. NIVELES DE OPERACIÓN

Para efectos del presente diseño nivel conceptual, el Nivel Máximo de Operación Normal de los reservorios (NMON) será 5.0 m por debajo del nivel de la cota de coronación de las presas.

El Nivel Máximo de Operación Extraordinaria (NMOE) será 1.0 m por debajo del nivel de la cota de coronación de las presas, y el Nivel Mínimo de Operación Normal (NmiON) se definirá en función del criterio de sumergencia para la conducción de entrega del caudal a pie de presa.

8.2. SISTEMA DE DESVÍO

8.2.1. Creciente de diseño

El sistema de desvío estará compuesto por un túnel de desviación y un sistema de ataguías. La creciente de diseño para el túnel de desviación será la correspondiente a un periodo de retorno asociado a un riesgo hidrológico no mayor al 10% (De acuerdo con lo estipulado en el Decreto 50 13 de enero de 2015, artículo 33 de la Dirección General de Aguas del Ministerio de Obras Públicas de Chile). El riesgo hidrológico se expresa a partir de la Ecuación 16.



$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \quad \text{Ecuación 16.}$$

Donde,

R = Riesgo hidrológico de falla.

Tr = Periodo de retorno de la crecida, (años).

n = Periodo de construcción de las obras, (años).

Para la estimación del periodo de construcción de las obras se asumirá un rendimiento en la colocación del concreto de la presa de 1800 m³/día; y en la construcción del túnel de desvío se asumirá un rendimiento en función de su diámetro de excavación, previendo dos frentes de construcción. La Tabla 58 presenta los rendimientos establecidos para el túnel.

Tabla 58. Rendimiento de construcción para el túnel de desvío

Rendimiento túnel	
D Excavación	ml/día
13	1.0
11	1.0
9	1.5
8	2.0
6	2.5
4	3.0

8.2.2. Localización de las estructuras

La localización en planta de los portales de los túneles de desvío se fijará con base en la localización prevista para las ataguías y contra ataguías, y el trazado en planta de los túneles de desvío se desarrollarán de manera que cumpla con la cobertura mínima requerida por las condiciones geológicas del macizo rocoso, bajo la premisa de minimizar su longitud.

La cota de implantación de los túneles de desvío se asumió igual a la cota definida para el lecho del río en el proyecto, con una pendiente longitudinal definida a partir de criterios geotécnicos.

8.2.3. Altura de ataguías

La altura de las ataguías será aquella que ofrezca la contención del río necesaria para transitar, sin desbordamiento, la creciente de diseño considerando un borde libre mínimo de 1.0 m. No obstante, se asumirá como altura mínima de ataguía un valor de 16.0 m.

La altura de la contraataguía se asumirá igual al diámetro de excavación del túnel de desvío más un borde libre de 1.0 m.

8.2.4. Dimensionamiento del túnel de desvío

Para efecto del presente diseño conceptual, se asumirá una sección de excavación de los túneles de desvío en Herradura Pata Recta solera recta, totalmente revestido en concreto convencional. Para los cálculos hidráulicos en condición de flujo a presión, se asumió que el control hidráulico se encuentra al final del túnel de desvío.

Para estimar de las pérdidas hidráulicas se tuvieron en cuenta dos tipos, las localizadas y las pérdidas por fricción. Cada una de estas se explica con mayor detalle a continuación.

Pérdidas localizadas:

Las pérdidas localizadas o pérdidas menores son generadas por los accesorios dentro del sistema de la conducción. Se hizo un cálculo estimado de la totalidad de accesorios en el conducto. Las pérdidas se hallan según la Ecuación 17

$$h_{localizadas} = K \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ecuación 17.}$$

Donde,

$h_{localizadas}$: Pérdidas localizadas por accesorios en la conducción.

K Coeficiente de pérdidas por el accesorio.

v : Velocidad del fluido en el ducto.

g : Gravedad (9.81 m/s²).

Para las pérdidas locales por entrada, cambios de sección, cambios de dirección y salida se utilizarán coeficientes de pérdidas de los manuales y ayudas de diseño del USBR y del U.S. Army Corps of Engineers.

Pérdidas por fricción:

Para evaluar las pérdidas por fricción se utilizó la ecuación de resistencia fluida de Manning, la cual finalmente se expresa en términos del caudal de la Ecuación 18

$$h_f = L \left(\frac{n * v}{R^{2/3}} \right)^2 \quad \text{Ecuación 18.}$$

Donde:

h_f = Pérdida por fricción (m).

v = velocidad del flujo (m/s).

L = Longitud del conducto (m).

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

R = Radio hidráulico (m).

8.3. DESCARGA DE FONDO

La descarga de fondo a se proyectó como un túnel, seguido de una cámara donde se localizará una compuerta radial para el control de los caudales a descargar.

8.3.1. Caudal de diseño

De acuerdo con el Documento de Normas para la Seguridad de Presas (ASEP, 2010), "Se dotará a la presa de la siguiente capacidad para el vaciado del reservorio según su tipología estructural, se realizará en 60 días, pero la primera mitad se preverá poder realizar en los primeros 20 días" (véase Tabla 59).

Tabla 59. Capacidad de descarga para el vaciado de los reservorios

Tipo de Presa	Vaciado del Reservorio
Gravedad	Parcial hasta 50% de la altura
Arco y contrafuertes	Total
Materiales sueltos	Parcial hasta 50% de la altura
Pantalla de hormigón	Total

8.3.2. localización de las estructuras

La descarga de fondo se proyectó a través de un túnel localizado por la margen derecha de la presa con el objetivo de reducir la longitud del túnel, respetando los criterios de cobertura mínima requeridos de acuerdo con los criterios geotécnicos.

8.3.3. Captación

Las descargas de fondo requieren de una estructura de captación que permita el paso del flujo y la transición hacia la sección circular de los respectivos túneles, minimizando el riesgo de paso de fragmentos que puedan obstruir el flujo.

8.3.3.1. Esquema utilizado

Para la descarga de fondo se adopta una captación sin rejas, con orificios rectangulares dimensionados para evitar el paso de fragmentos que puedan taponar la zona de las compuertas radiales.

La estructura adoptada consiste en una caja de orificios frontales, de geometría semicircular pues dicha forma permite captar de forma radial y simétrica el flujo proveniente del reservorio. Además, el techo semicircular de la caja de orificios actúa como una estructura antivórtice la cual tiene la función de cortar el desarrollo de cualquier flujo rotacional que pueda formarse y de suministrar una protección adicional contra la vorticidad a la sumergencia mínima del reservorio que debe conservarse durante la operación de la estructura.

Este esquema simplifica la estructura de captación pues permite hacer una transición elíptica abocinada para la transición entre la caja de captación y el túnel de sección interna circular.

De acuerdo con las recomendaciones de USBR, para la transición a una sección circular se debe utilizar una curva con geometría dada por la siguiente elipse:

$$\frac{X^2}{D^2} + \frac{Y^2}{\left(\frac{D}{3}\right)^2} = 1 \quad \text{Ecuación 19.}$$

En donde:

X y Y son las coordenadas de un sistema con origen mostrado en la Figura 32.
D = diámetro interno del túnel.

En la Figura 32 se muestra el perfil típico usado para el abocinamiento entre la caja de captación y el túnel. Con dicha geometría se minimizan las pérdidas hidráulicas.

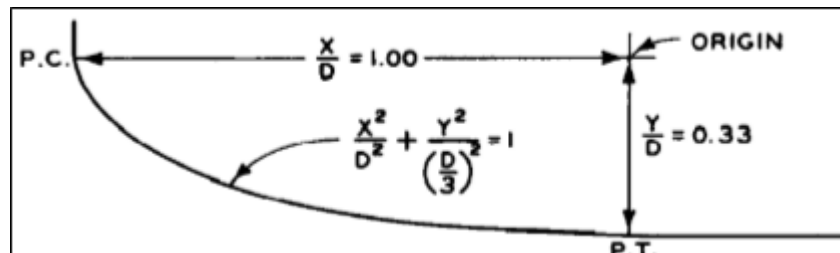


Figura 32. Perfil Abocinamiento Típico

8.3.3.2. Nivel de entrada

Para efectos del presente diseño a nivel conceptual, se asumirá como nivel de entrada de las descargas de fondo el nivel del reservorio asociado al volumen muerto; con el fin de asegurar la disponibilidad de la totalidad del volumen útil del reservorio, previendo derivar de la descarga de fondo el conducto de la entrega del caudal a pie de presa.

8.3.3.3. Velocidad de diseño captación descarga de fondo

Las dimensiones de la captación se determinan de tal manera que la velocidad neta a través de los orificios, para el caudal máximo (dado por nivel de aguas máximas ordinarias del reservorio (NAMO)), no sea superior a 4.5 m/s.

8.3.3.4. Sumergencia crítica

La sumergencia crítica, es aquella profundidad mínima que debe tener la captación para impedir que para un caudal determinado que ingrese por la captación, se forme una vorticidad perjudicial que puede llevar al fenómeno de admisión de aire hacia los niveles inferiores del fluido por efecto del arrastre que ejerce el flujo rotacional del vórtice sobre las capas de aire. Este aire puede penetrar a la aducción y disminuir su capacidad, además que el vórtice produce vibraciones que pueden ser perjudiciales para la estructura.

Para determinar la sumergencia crítica de la captación se han utilizado dos expresiones válidas para una captación del tipo de captación horizontal, que es el caso de la actual captación del proyecto.

8.3.3.4.1. Sumergencia crítica por la fórmula de Gordon

Gordon desarrolló para captaciones horizontales la siguiente expresión original para calcular la sumergencia crítica en el caso de condiciones de aproximación asimétricas del flujo.

$$\frac{Hc}{D} = 2.3Fr \quad \text{Ecuación 20.}$$

En donde:

Hc = sumergencia crítica medida desde la clave del túnel en metros

D = diámetro del túnel (metros)

Fr = Número de Froude

8.3.3.4.2. Sumergencia crítica por la fórmula de Knauss

J. Knauss presenta la siguiente expresión para el cálculo de la sumergencia crítica:

$$\frac{Hc}{D} = 2Fr + 0.5 \quad \text{Ecuación 21.}$$

En donde

Hc = sumergencia crítica medida desde el eje del túnel en metros.

D = diámetro del túnel en metros

Fr = Número de Froude

En el caso de contar con números de Froude menores de 0,50 la expresión se reduce a:

$$\frac{Hc}{D} = 1.5 \quad \text{Ecuación 22.}$$

8.3.3.5. Dimensión mínima orificios

Los orificios de la captación en la descarga de fondo se dimensionaron de acuerdo con la siguiente metodología:

- Conocer la dimensión mínima entre base y altura de la compuerta radial que controla la salida del flujo (aguas abajo de la captación).
- El lado o base máxima del orificio en la captación será igual a 2/3 de la menor dimensión de la compuerta radial obtenida en el paso anterior. Esto para evitar el paso de fragmentos que puedan obstruir la compuerta radial.
- Predefinir base y altura de los orificios que compondrán la captación.
- De acuerdo con las dimensiones predefinidas en el paso anterior, calcular la longitud diagonal del orificio.
- Verificar que la longitud diagonal sea menor o igual que la dimensión de la base seleccionada para el orificio.
- Si lo anterior se cumple, las dimensiones predefinidas para el orificio cumplirán los requerimientos, de lo contrario se debe volver a dimensionar el orificio.

8.3.4. Conductos a presión

Tomando en cuenta que la descarga de fondo debe diseñarse para el requerimiento de (ASEP, 2010) expuesto en el numeral [8.3.1](#) y considerando que dicho escenario tiene una muy baja probabilidad de ocurrir ya que se proyecta para condiciones de emergencia y por tanto la descarga de fondo operaría muy pocas veces o ninguna vez durante la vida útil del proyecto, se decidió adoptar una velocidad de 9.0 m/s en el conducto, la cual es superior a la adoptada para conductos a presión que operan de manera permanente (5.0 m/s).

Para el cálculo de las pérdidas hidráulicas en la descarga de caudales a usuarios aplican los criterios y metodologías expuestas en el numeral [8.2.4](#).

8.3.5. Cámara de compuertas

La cámara de compuertas estará provista de una compuerta plana deslizante (compuerta de guarda) y una compuerta radial (compuerta de servicio). Para el dimensionamiento de las compuertas se determinará la capacidad hidráulica de las descargas de fondo considerando una apertura total, a partir de la Ecuación 23.

$$Q = C_d A \sqrt{2gH_n} \quad \text{Ecuación 23.}$$

Donde,

C_d = Coeficiente de descarga dado por la curva del HDC 320-3 (U.S. Army Corps of Engineers). Para una compuerta totalmente abierta $C_d = 0.85$.

A = Área del orificio, igual a $G_o \cdot B$, (m^2).

G_o = Apertura de la compuerta; es decir, distancia vertical entre el labio inferior de la compuerta y la solera del conducto blindado, (m).

B = Ancho de la compuerta, (m).

H_n = Altura neta de carga, igual a $H_o - \Delta H$, (m).

H_o = Altura bruta de carga, (m). Se determinada a partir de la Ecuación 24.

ΔH = Pérdidas hidráulicas, (m).

$$H_o = \text{Nivel del embalse} - \text{cota radier compuerta} - G_o C_d \quad \text{Ecuación 24.}$$

8.4. DESCARGA DE CAUDALES DE USOS A PIE DE PRESA

Como criterio general se consideró que la descarga de caudales se realizará al pie de la presa sobre el cauce en el que se localiza la presa, con el objetivo que el propio cauce sirva para llevar los caudales regulados hasta zonas cercanas a las áreas de consumo y de este modo reducir la longitud de conducciones.

La entrega del caudal a pie de presa se proyectó como un túnel a presión, seguido de un distribuidor de caudales conformado por tres ramales, uno para cada usuario controlados por válvulas, seguidos por una cámara para la disipación de energía y posteriormente un canal que unifique el flujo y posteriormente lo conduzca hasta una rápida de la descarga.

8.4.1. Caudal de diseño

Para el dimensionamiento hidráulico de la descarga de caudales se consideraron los siguientes caudales, los cuales son producto de los análisis de demanda de agua en el área de estudio (Ver documento AZU-ING-INF-009 Estudio de demanda de agua):

- Para el dimensionamiento de la válvula que descargará los caudales para abastecimiento se consideró el máximo caudal medio diario estimado a partir de la simulación del sistema $0.27 \text{ m}^3/\text{s}$, más el caudal ambiental del río Guararé estimado en $0.18 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Para el dimensionamiento de la válvula que descargará los caudales para riego se consideró el máximo caudal medio diario estimado a partir de la simulación del sistema $2.38 \text{ m}^3/\text{s}$, más el caudal ambiental estimado en $0.18 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Para un futuro usuario no determinado a la fecha, se consideró un caudal de diseño de $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para el dimensionamiento del túnel se consideró la suma de los caudales a descargar para todos los usuarios mencionados anteriormente más el caudal ambiental.

8.4.2. Localización de las estructuras

La descarga de usos se proyectó paralela a la descarga de fondo por la margen derecha con el objetivo de minimizar su longitud, respetando los criterios de cobertura mínima requeridos de acuerdo con los criterios geotécnicos.

8.4.3. Captación

La toma de caudales para usos requiere de una estructura de captación que permita el paso del flujo y la transición hacia la sección circular de los respectivos túneles, minimizando el riesgo de paso de fragmentos que puedan obstruir el libre flujo.

8.4.3.1. Esquema utilizado

La estructura adoptada consiste en una caja de orificios frontales con rejas, de geometría semicircular pues dicha forma permite captar de forma radial y simétrica el flujo proveniente del reservorio. Además, el techo semicircular de la caja de orificios actúa como una estructura antivórtice la cual tiene la función de cortar el desarrollo de cualquier flujo rotacional que pueda formarse y de suministrar una protección adicional contra la vorticidad a la sumergencia mínima del reservorio que debe conservarse durante la operación de la estructura.

Este esquema simplifica la estructura de captación pues permite hacer una transición elíptica abocinada para la transición entre la caja de captación y el túnel de sección interna circular.

De acuerdo con las recomendaciones de USBR, para la transición a una sección circular se debe utilizar una curva con geometría dada por la Ecuación 19.

En la Figura 32 se muestra el perfil típico usado para el abocinamiento entre la caja de captación y el túnel. Con dicha geometría se minimizan las pérdidas hidráulicas.

8.4.3.2. Velocidad de diseño captación caudales de usos

Las dimensiones de la captación se determinan de tal manera que la velocidad neta a través de los orificios, para el caudal de diseño, no sea superior a 0,60 m/s, velocidad adoptada de acuerdo con las sugerencias del USBR, con el objeto de impedir que materiales tales como palos u otros desechos se adhieran a las rejas y produzcan un taponamiento de las mismas.

La velocidad baja a través de las rejas permite que cualquier cuerpo flotante que llegue a ellas en vez de adherirse por efecto de la velocidad, caiga a la base de estas, en donde se ha previsto un umbral, por debajo de la base de la caja de rejas, que permite almacenar el material de desecho sin obstruir la reja.

8.4.3.3. Sumergencia crítica

La sumergencia crítica se determina de acuerdo a la metodología expuesta en el numeral [8.3.3.4](#).

8.4.4. Conducto a presión

Para el dimensionamiento se empleó una velocidad de flujo de 5.0 m/s considerando que la descarga estará en funcionamiento constante evitando así un deterioro prematuro del acero. Dicha velocidad es apropiada para tuberías de acero con flujo a presión de acuerdo con las recomendaciones de (Mosonyi, Water Power Development, Volume Two/a, 1991).

El conducto a presión se proyectó como un único ducto, seguido un distribuidor con tres salidas (una para cada usuario) controlados por válvulas para la regulación de los caudales a entregar a los usuarios.

Para el cálculo de las pérdidas hidráulicas en la descarga de caudales a usuarios aplican los criterios y metodologías expuestas en el numeral [8.2.4](#).

8.4.5. Cámara de válvulas

La cámara de válvulas estará provista de una válvula mariposa (válvula de guarda) y una válvula Howell Bungler (válvula de servicio). Para el dimensionamiento de las válvulas se obtuvo la capacidad hidráulica de las descargas de fondo considerando que debe entregar el caudal máximo diario para atender las demandas de los usuarios para cualquier nivel de la lámina de agua en el reservorio, a partir de la Ecuación 25.

$$Q = C_d A \sqrt{2gH_n} \quad \text{Ecuación 25.}$$

Donde,

C_d = Coeficiente de descarga dado por la curva del HDC 323 (U.S. Army Corps of Engineers).

A = Área de la válvula, igual a $G_o \cdot A'$, (m²).

G_o = Porcentaje de apertura de la válvula, (%).

H_n = Altura neta de carga, igual a $H_o - \Delta H$, (m).

H_o = Altura bruta de carga, (m).

ΔH = Pérdidas hidráulicas, (m).

8.4.6. Válvulas Howell Bungler

Para la descarga controlada de los caudales correspondientes a los usos (riego y abastecimiento) aguas abajo de la presa se consideraron los siguientes criterios:

Se dispuso una válvula válvula Howell-Bunger que permite regular los caudales a entregar y llevar a cabo una apropiada disipación de energía para cada uno de los usos considerando los caudales diseños expuestos en el numeral [8.4.1](#).

- A la salida de cada válvula se requiere una caseta para la disipación de energía y posteriormente un canal que unifique el flujo y posteriormente lo conduzca hasta la rápida de la descarga de fondo.
- Los canales que conducen el agua hasta la rápida de entrega se diseñaron de acuerdo a las condiciones de flujo resultantes del desagüe de las válvulas Howell-Bunger, de forma tal que se pudiera recoger adecuadamente el caudal regulado por cada una de ellas. Para ello se definieron dos canales paralelos que reciben los caudales correspondientes a los usos de riego y abastecimiento, seguidos por un canal rectangular que finalmente descarga los caudales a la rápida lisa.

8.4.7. Rápida de descarga

Tomando en cuenta que las descargas de fondo y de caudales a usuarios se ubicarán aguas abajo de la presa, en la margen derecha y una cota superior que la del cauce, se proyectó una rápida de descarga compuesta por una gola, la rápida y un deflector radial o salto de esquí con capacidad suficiente para recoger y entregar al cauce los caudales provenientes de estas dos estructuras disipando la energía en el proceso.

Para el dimensionamiento a nivel de diseño conceptual de la rápida de descarga se consideraron los siguientes criterios:

- La rápida permitirá recoger los caudales de la descarga de usuarios y la descarga de fondo, por lo que el caudal de diseño corresponde a la suma de los máximos caudales descargados por dichas estructuras.
- La rápida debe garantizar un correcto funcionamiento hidráulico y la entrega de caudales aguas abajo de la presa, al cauce en el que se localiza la misma.
- La estructura debe garantizar la disipación de energía con el objetivo de evitar socavación en la ladera y que pueda afectar las obras del proyecto u otras alledañas, por lo que se dispuso un deflector radial al final de la rápida.
- El radio del deflector será por lo menos igual a cuatro veces la máxima profundidad de flujo a su entrada (U.S. Army Corps of Engineers, 1990). La altura mínima del labio de disparo debe ser suficiente para que el agua pueda ser evacuada con la dirección marcada por el deflector y para esto, su posición debe ser tal que se presente intersección entre la curva del deflector y la proyección de la superficie del agua en el punto de inicio del deflector.
- El ángulo de disparo se fijará de manera que el chorro impacte el lecho del río en un punto que no produzca desestabilización de la presa, las estructuras adyacentes ni las laderas del cauce para todo el rango de descargas por el vertedero.
- El deflector se proyectó a una altura suficiente para que la creciente de 1000 años de periodo de retorno aguas abajo de la presa no afecte la operación del mismo.

Para determinar el eje hidráulico en la rápida de descarga se consideró una condición crítica al inicio de esta, teniendo en cuenta que existe una grada de control lo que inducirá este tipo de flujo. Para calcular esta condición de borde se utilizó la Ecuación 26.

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{Ecuación 26.}$$

Dónde,

d_c = Profundidad crítica, en m.

Q = Caudal de diseño, en m^3/s

g = Aceleración de la gravedad, en m/s^2

b = Ancho de la rápida, en m.

El cálculo de las condiciones de flujo críticas, en el canal de descarga, se presentan en la Tabla 60.

Tabla 60. Cálculo de las condiciones críticas al inicio de la rápida

Parámetro	Símbolo	Unidad
Altura de escurrimiento	d_c	m
Cota radier	Z_f	msnm
Nivel del agua	Z_w	msnm
Ancho Basal	b	m
Talud (ZH : 1V)	Z	-
Velocidad	V	m/s
Energía específica	E	m
Nivel de Energía	B	msnm

Empleando el método del paso directo para flujo gradualmente variado, se determina el eje hidráulico en la rápida. Éste procedimiento divide el canal en tramos, para determinar la altura de escurrimiento del agua, utilizando la Figura 33.

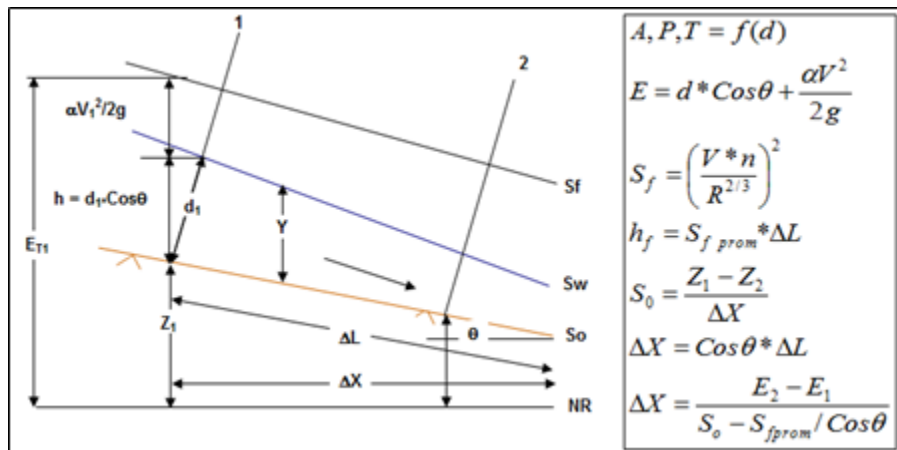


Figura 33. Ecuaciones básicas del flujo gradualmente variado

$$\Delta x = \frac{E_1 - E_2}{S_0 - S_f} = \frac{\Delta E}{S_0 - S_{f \text{ prom}}}$$

Ecuación 27.

Donde,

- Δx = Longitud del tramo en la cual se analiza el perfil, en m.
- E₂ = Energía específica en la sección aguas abajo, en m.
- E₁ = Energía específica en la sección aguas arriba, en m.
- S₀ = Pendiente del fondo del canal, en m/m.
- S_f = Pendiente de Manning, en m/m.
- θ = Ángulo que forma el canal con la horizontal.

8.5. VERTEDERO

Para el proyecto se plantean presas de concreto compactada con rodillo; por lo anterior el vertedero se plantea incorporado en el cuerpo de la presa.

Los criterios que se utilizaron como base para conocer el ancho mínimo de vertedero fueron:

- El vertedero se adoptó sin compuertas de control, con caída libre que impacta aguas abajo de la presa, con el objetivo de minimizar los requerimientos de personal y equipos durante la operación del proyecto.
- Se debe tener un borde libre de 0.5 m entre la corona de la presa y la máxima cota de la lámina de agua que pase por el vertedero.
- El Nivel de Aguas Máximo de Operación Normal del reservorio (NMON) será el nivel de la gola del vertedero.
- Para el tránsito de la creciente de diseño, se consideró como escenario extremo, que el reservorio se encuentre en su máxima capacidad, es decir en el NMON y la ocurrencia de la CMP en ese momento.
- El vertedero tendrá capacidad para el paso de la CMP transitada en el reservorio.
- En caso que el ancho del cauce sea menor al ancho mínimo del vertedero, se planteará una rápida con una transición de máximo 12.5 grados, que permita contar con un vertedero más ancho.

La metodología para el dimensionamiento del vertedero consistió en definir, de manera iterativa la longitud del vertedero y la carga sobre el mismo, necesarios para evacuar el caudal de diseño de la CMP transitada en el reservorio. Para ello se utilizó el método de la piscina nivelada, que usa el hidrograma de entrada de la CMP, la curva área capacidad del reservorio, y la curva de descarga del vertedero, para obtener el hidrograma de salida por el vertedero. A continuación, se describen los pasos de la metodología.

- Se determinó el ancho del cauce en el sitio donde se localiza la presa.
- Se determinó el ancho máximo del vertedero con base en el ancho del cauce.
- Se obtuvo la curva de descarga para ese ancho de vertedero.
- Se realizó el tránsito de la CMP en el reservorio siguiendo la metodología de la piscina nivelada.
- Se verificó el ancho del vertedero, de tal forma que la altura máxima de agua sobre el vertedero fuese de 4.5 m. Si la altura de la lámina de agua es mayor, se incrementa el ancho del vertedero y si es menor, se reduce el ancho del vertedero.

8.5.1. Capacidad Hidráulica

Para el dimensionamiento del vertedero de la presa se utilizó la siguiente expresión:

$$Q = CLeHe^{1.5} \quad \text{Ecuación 28.}$$

Donde:

- Q = Caudal de diseño (m³/s).
 C = Coeficiente de descarga para pared delgada, (adimensional).
 C = (3.27+0.40 (H/P)) (V. T. Chow Ecuación 14-11).
 P = Altura de la cresta del vertedero con respecto al lecho (m) = 85.
 Le = Ancho efectivo de vertimiento = L – n Ka H.
 L = Ancho total del vertedero (m) = 76.
 H = Altura de carga total sobre el vertedero (m).
 Ka = coeficiente de contracción por estribos para un flujo de aproximación confinado = 0.1.
 n = Número de contracciones.

Siguiendo los criterios de diseño expuestos anteriormente se determina la geometría del vertedero para el proyecto de presa en la Cuenca Guararé.

Tabla 61. Curva de descarga vertedero - Guararé

CURVA DE DESCARGA	
Nivel	Caudal
(msnm)	(m ³ /s)
150	0
150.25	6.4
150.5	18.5
150.75	34.7
151	54.3
151.25	77
151.5	102.7
151.75	131.2
152	162.4
152.25	196.1
152.5	232.2
152.75	270.8
153	311.5
153.25	354.5
153.5	399.5
153.75	446.6
154	495.5
154.25	546.2
154.5	598.6

154.75	652.6
155	708.2
155.25	765.2
155.5	823.4
155.75	882.9
156	943.5
156.25	1005.1
156.5	1067.5

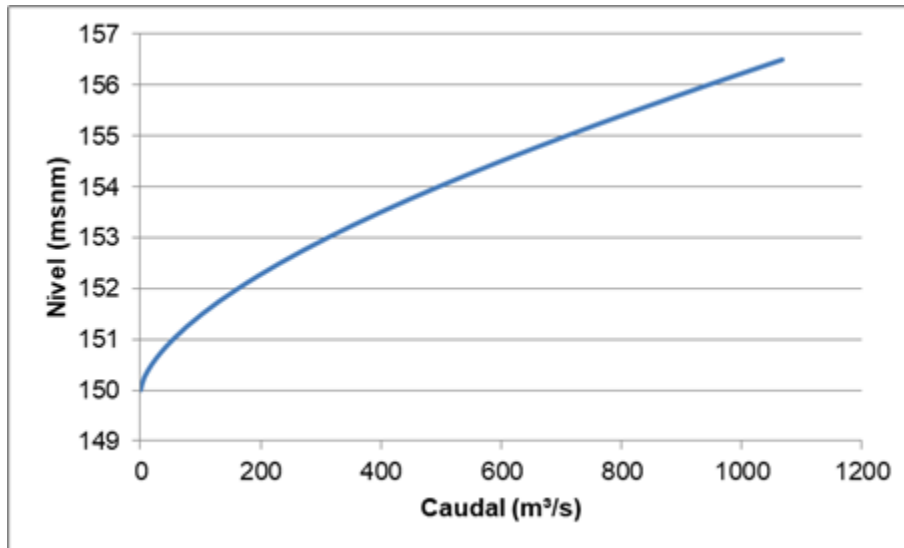


Figura 34. Curva de descarga vertedero – Guararé

8.5.2. Gola

La gola se diseña de acuerdo a la metodología presentada en la gráfica HDC 111-20 (*Hydraulic Design Criteria* (U.S. Army Corps of Engineers)). La ecuación de la gola es del tipo:

$$X^{1.85} = KHd^{0.85}Y \quad \text{Ecuación 29.}$$

Con eje de coordenadas en la cresta de la gola eje "X" hacia la derecha y eje "Y" hacia abajo.

Donde:

- X = Distancia Horizontal (m).
- K = Coeficiente de descarga para calcular la ecuación de la gola, a partir de la relación P/Ho "Ver tabla de datos, Coeficientes USBR".
- Hd = Altura de diseño (m).
- Y = Distancia vertical (m).

Para despejar el coeficiente de descarga (K) es necesario conocer la altura del paramento (P (m)), altura de diseño (Hd o Ho (m)).

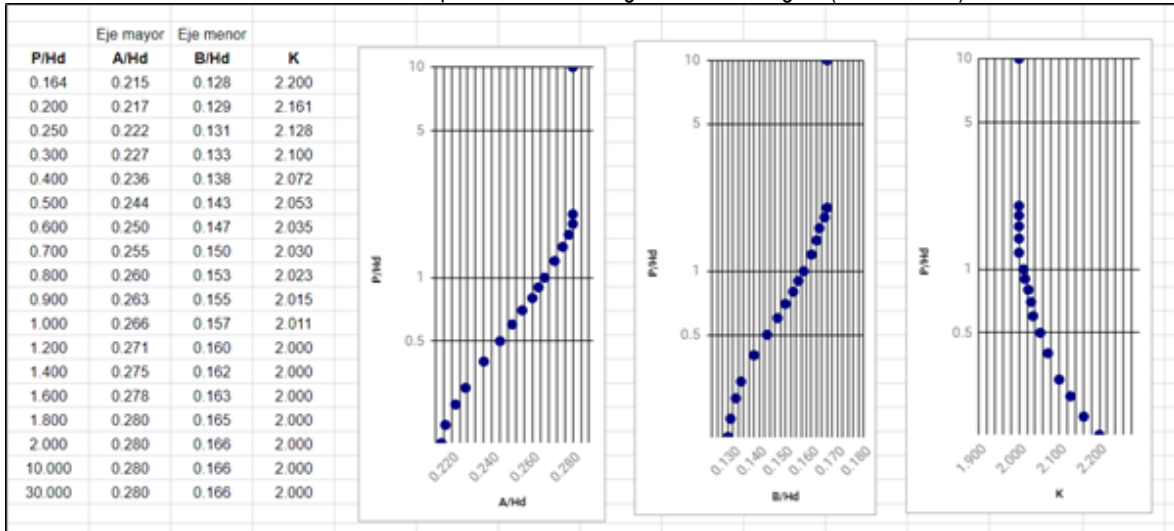
P = Cota cresta Gola (Nivel máximo operación reservorio) - Cota de fondo del canal de aproximación (ver memorias anexas).

Ho = He/ (He/Ho) (He: Altura de agua máxima sobre la cresta (m)).

He/Ho = Se escoge de forma que la altura de diseño obtenida sea menor que la altura de diseño para el nivel de subpresión deseado (HDC 111-25/1 recomendado = -20 pies "valor intermedio"), mayor a 1, máximo 1.33 y alrededor de 1.25. Para el presente proyecto se escoge 1.22.

Con la relación P/Ho despejada, se obtiene el coeficiente de descarga K, usando los coeficientes USBR mostrados en la Tabla 62.

Tabla 62. Parámetros para determinar la geometría de la gola (HDC 111-20)



De acuerdo con la Tabla 62, se tiene un K de 2.0 para el presente proyecto.

Despejando Y se tiene:

$$Y = \frac{X^{1.85}}{KHd^{0.85}} \quad \text{Ecuación 30.}$$

La parte de la ecuación $(1/(K \cdot Hd^{0.85}))$ se puede despejar obteniendo una constante.

Aguas arriba de la gola se desarrolla un perfil elíptico; la figura HDC 111-20 permite obtener los semiejes mayor (A) y menor (B) en función de la relación P/Ho y multiplicando el resultado por Hd; se obtienen A y B.

Con los variables descritas y determinadas anteriormente se calcula el perfil de la gola de la presa vertedora, como se presenta en la Figura 35.

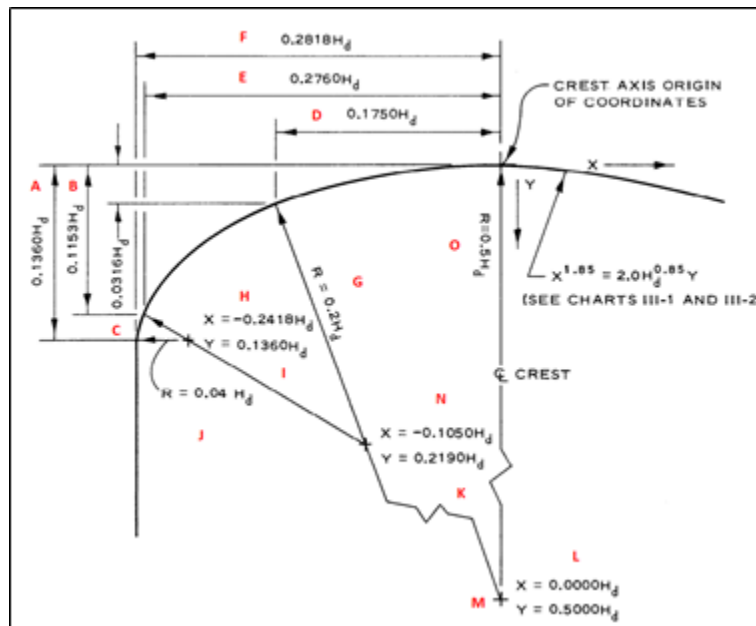


Figura 35. Parámetros Perfil Gola

En la Figura 36 se presentan los parámetros de cálculo para el proyecto.

GEOMETRÍA DE LA GOLA (HdC 111-20)				
Variable	Símbolo	Unidad	Valor	Comentarios / Verificación
Altura paramento	P	m	63.75	
Relación P/Ho	P/Ho		17.15	
Coefficiente de descarga	K		2.00	Coefficiente K para calcular la ecuación de la gola, a partir de la relación P/Ho "Ver tabla de datos, Coeficientes USBR".
Constante de cálculo	$1/(K \cdot Hd^{0.85})$		0.16	Ecuación de la gola $Y = 0.1638 \cdot X^{1.85}$
ELIPSE AGUAS ARRIBA DE LA GOLA				
Variable	Símbolo	Unidad	Valor	Comentarios / Verificación
Semieje mayor (A) (-X)		m	1.04	Horizontal
Semieje menor (B) (Y)		m	0.62	Vertical

Figura 36. Parámetros Gola Guararé

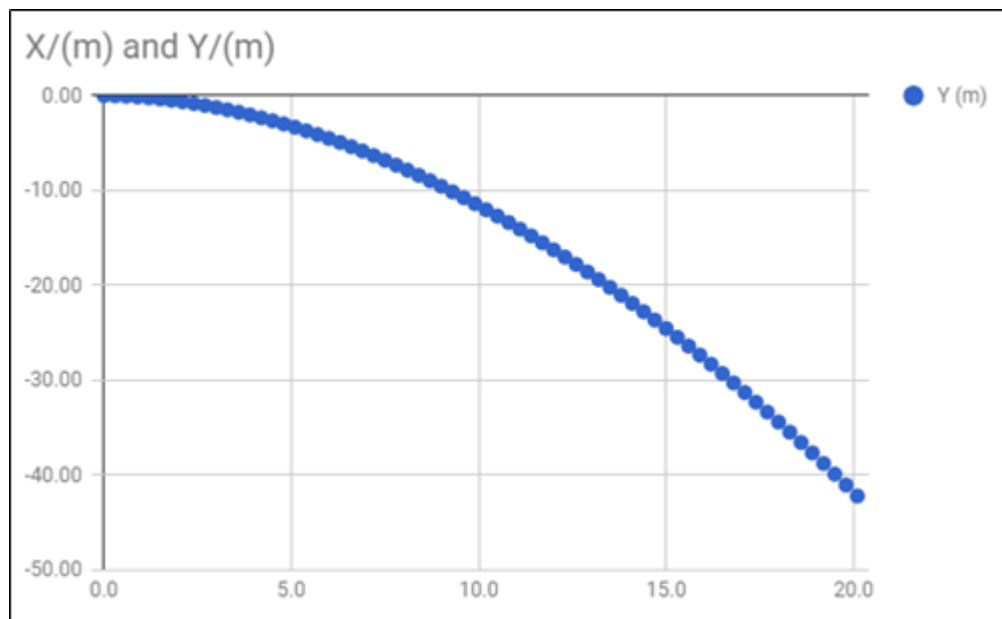


Figura 37. Perfil Gola Guararé

En el Anexo 1 y Anexo 2 se presentan los planos de los diseños conceptuales de presa en Guararé.

8.6. SISTEMAS DE BOMBEO

Con base en los análisis comparativos de las alternativas de suministro a las demandas de agua, se proyectó descargar los caudales correspondientes desde el reservorio, los caudales demandados al cauce y se proyectaron cuatro sitios aguas abajo del reservorio donde se localizarían obras compuestas por presa de derivación, captación, desarenador y bombeo para el suministro a las demandas.

Para el desarrollo del diseño a nivel conceptual, de las obras de toma y bombeo, es necesario el dimensionamiento hidráulico de cada uno de los elementos que conforman las obras de bombeo, el cual se basa en los siguientes criterios y metodologías.

8.6.1. Criterios generales de planteamiento de los sistemas de bombeo

La descarga de caudales para atender las demandas desde el reservorio de regulación se proyectó al pie de la presa con el objetivo de que el propio cauce pueda llevar los caudales a zonas cercanas de las áreas de consumos, motivo por el cual se requieren sistemas de bombeo que permitan elevar los caudales desde el cauce hasta las zonas de demanda.

Para la definición de los sitios de bombeo para la cuenca del río Guararé se siguieron los criterios que se presentan a continuación:

- Se proyectó un número reducido de bombeos con el objetivo de reducir las intervenciones en el cauce y así reducir los impactos ambientales por el desarrollo de las obras.
- La distribución de los bombeos debe permitir cubrir el área total proyectada como área regable y los sitios de demanda de abastecimiento. Por lo que se proyectaron con capacidad para elevar los caudales a puntos topográficamente altos y alejados o dentro de las áreas donde deben atenderse las demandas.

- Los sistemas de bombeo propuestos deben tener la capacidad suficiente para atender las demandas proyectadas en el área de estudio tanto para abastecimiento, uso industrial, comercial, riego y otros (en algunas zonas no se tendrá demanda de abastecimiento).
- De acuerdo con las indicaciones del Cliente, los sistemas de bombeo deben proyectarse independientes para riego y para abastecimiento.
- Con base en el criterio anterior las obras de captación, desarenación y tanque de carga se proyectarán comunes, mientras que los sistemas de bombeo, impulsiones y tanques a donde entregarán dichos bombeos, se proyectaron independientes para abastecimiento y riego.
- El caudal de diseño de los sistemas de bombeo para riego se proyectó proporcional al área que puede abarcarse desde cada bombeo e igual al caudal del día de máxima demanda de agua de acuerdo con la proyección de demanda.
- El caudal de diseño del bombeo para abastecimiento se obtuvo del estudio de demanda, donde se determinaron los sistemas a los cuales es posible entregarles caudales desde los proyectos planteados y los caudales requeridos por los mismos.
- Tomando en cuenta que el almacenamiento y regulación de caudales se realizará en el reservorio, no se proyectan sistemas de almacenamiento o regulación adicionales en las obras de bombeo.

8.6.2. Creciente de diseño

A partir de los análisis hidrológicos fueron estimados los caudales medios y caudales máximos en cada uno de los sitios de bombeo que fueron utilizados para el dimensionamiento de las obras de captación, desarenación, bombeo y tanque de carga.

En la Tabla 63 se presentan los caudales medios para cada uno de los sitios de bombeo proyectados, mientras que en la Tabla 64 se presentan los caudales máximos obtenidos para diferentes periodos de retorno.

Tabla 63. Caudales medios en sitios - (Guararé)

Ítem	G1	G2	G3	G4
Caudal medio (m ³ /s)	6.32	6.18	6.30	6.60

Tabla 64. Caudales Máximos asociados a diferentes periodos de retorno en sitios (Guararé)

Tr (años)	G1 (m ³ /s)	G2 (m ³ /s)	G3 (m ³ /s)	G4 (m ³ /s)
2	368.9	370.7	374.3	384.8
5	552.8	555.5	560.9	576.6
10	674.6	677.8	684.4	703.6
20	791.4	795.2	802.9	825.4
25	828.4	832.4	840.5	864.1
50	942.5	947.1	956.3	983.1
100	1055.8	1060.9	1071.2	1101.2
200	1168.7	1174.3	1185.7	1219.0
500	1317.6	1324.0	1336.8	1374.3
1000	1430.1	1437.0	1451.0	1491.7
10000	1803.7	1812.5	1830.1	1881.4

8.6.3. Presa de derivación

Para la derivación de caudales regulados en el reservorio, descargados al cauce y que serán utilizados para atender las demandas de agua en el área de estudio, se proyectó una presa de derivación en concreto, siguiendo los criterios que se exponen a continuación:

- La presa de captación tiene la función de elevar el nivel del agua en el río para permitir la captación de caudales para el posterior bombeo hacia tanques de distribución y no tendrá el objetivo de regular caudales.
- Se proyectó una presa de derivación acompañada de unos muros de protección de los taludes adenaños a la ubicación de la presa con el fin de reducir el riesgo de afectación para crecientes con altos periodos de retorno.
- Para definir la forma de la gola se adoptó como altura de carga de diseño la correspondiente a la creciente de 100 años y una relación $H_e/H_o=1,2$ (H_e es la carga efectiva sobre la gola para la creciente de diseño y H_o es la altura de diseño, con lo cual se obtiene una óptima eficiencia en la descarga para los caudales equivalente a la carga de diseño H_o).
- Para la protección de los taludes se adoptó la creciente de 1000 años de periodo de retorno
- La altura de diseño de la presa vertedero (paramento) se obtuvieron al sumar la altura para evitar captación del transporte de fondo más la altura de la rejilla de toma, medida desde el fondo del lecho hasta la cota de la cresta de la gola.
- Para obtener la altura máxima de la lámina de agua sobre la gola, se calcularon, en primer lugar, la cabeza de energía para la creciente de 100 años mediante la expresión de descarga de un vertedero.

$$Q = CLeHe^{1.5}$$

Ecuación 31.

Donde:

Q = Caudal de diseño (m^3/s)

C = Coeficiente de descarga que depende de la relación P/H (adimensional). Figura 111 – 21 del HDC.

P = altura de la cresta del vertedero con respecto al lecho (m).

Le = Ancho efectivo de vertimiento (m) = L – n Ka H.

L = Ancho total del vertedero (m).

n = número de contracciones = 1.

Ka = coeficiente de contracción por estribos para un flujo de aproximación confinado = 0,1.

H = Altura de carga total sobre el vertedero (m).

- Como el valor del coeficiente de descarga C varía para cada valor de H, el valor de C se estimó utilizando la Figura 111-21 del HDC, en función de la relación P/ H_o y H_e/H_o y teniendo en cuenta el talud del paramento (se seleccionó vertical). De la figura se obtuvo un valor de $C_o = 2.145$.
- Al reemplazar los valores conocidos en la ecuación de descarga del vertedero, se obtuvieron los valores de lámina de agua máxima sobre la cresta del vertedero (H).

La gola se diseñó de acuerdo a la metodología presentada en la gráfica HDC 111-20 (Hydraulic Design Criteria (U.S. Army Corps of Engineers)). La ecuación de la gola es del tipo:

$$X^{1.85} = KHd^{0.85}Y$$

Ecuación 32.

Con eje de coordenadas en la cresta de la gola eje "X" hacia la derecha y eje "Y" hacia abajo.

Donde:

X = Distancia Horizontal (m).

K = Coeficiente de descarga para calcular la ecuación de la gola, a partir de la relación P/ H_o "Ver tabla de datos, Coeficientes USBR".

Hd = Altura de diseño (m).

Y = Distancia vertical (m).

Para despejar el coeficiente de descarga (K) fue necesario conocer la altura del paramento (P (m)), altura de diseño (Hd ó H_o (m)).

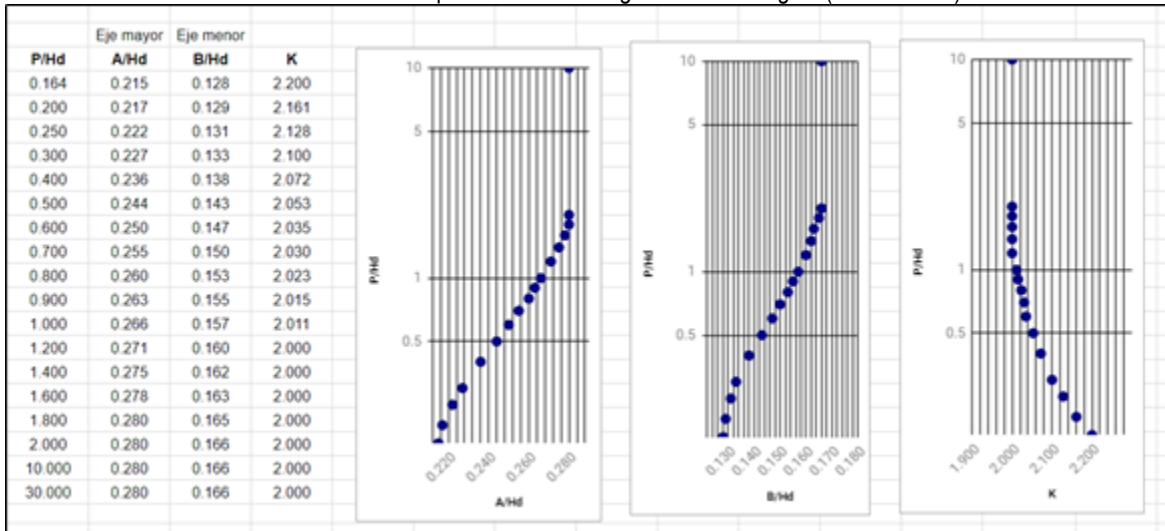
$P =$ Cota cresta Gola (Nivel máximo operación reservorio) - Cota de fondo del canal de aproximación.

$H_o = H_e / (H_e / H_o)$ (H_e : Altura de agua máxima sobre la cresta (m)).

$H_e / H_o =$ Se escoge de forma que la altura de diseño obtenida sea menor que la altura de diseño para el nivel de subpresión deseado (HDC 111-25/1 recomendado = -20 pies "valor intermedio"), mayor a 1, máximo 1.33 y alrededor de 1.25. Para el presente proyecto se escoge 1.2.

Con la relación P/H_o despejada, se obtiene el coeficiente de descarga K , usando los coeficientes USBR mostrados a continuación:

Tabla 65. Parámetros para determinar la geometría de la gola (HDC 111-20)



De acuerdo con la Tabla 65, se tiene un K para el proyecto.

Despejando Y se tiene:

$$Y = \frac{X^{1.85}}{KHd^{0.85}} \quad \text{Ecuación 33.}$$

La parte de la ecuación ($1/(K \cdot Hd^{0.85})$) se puede despejar obteniendo una constante.

Aguas arriba de la gola se desarrolla un perfil elíptico; la figura HDC 111-20 permitiendo obtener los semiejes mayor (A) y menor (B) en función de la relación P/H_o y multiplicando el resultado por H_d ; se obtienen A y B.

Con las variables descritas y determinadas anteriormente se calculó el perfil de la gola de la presa vertedora, como se presenta en la Figura 38.

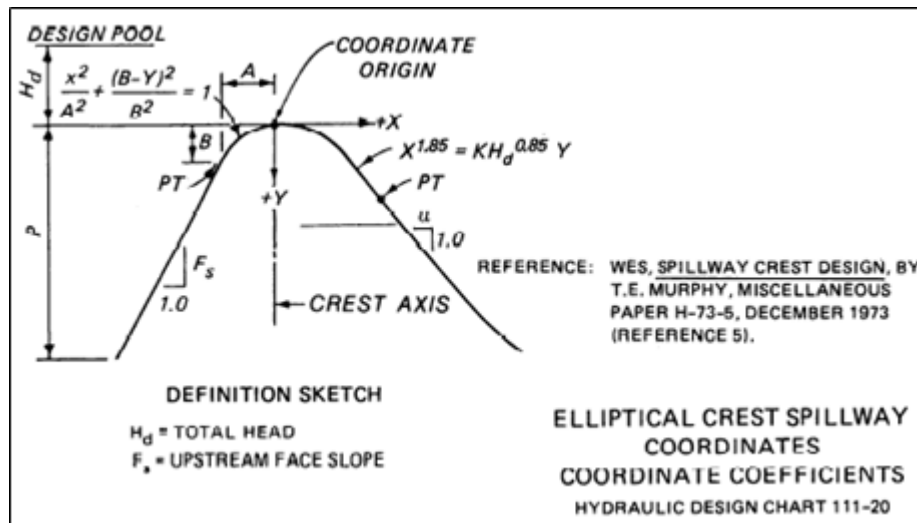


Figura 38. Parámetros Perfil Gola

Aplicando la metodología se obtuvieron la forma de la gola desde la parte trasera, hasta la cresta de la misma y el perfil de la gola desde la cresta (Ver Figura 38).

La altura de los muros de protección se definió para el paso de la creciente de 1,000 años de período de retorno por el vertedero principal, aplicando la expresión de descarga de un vertedero, expuesta anteriormente.

8.6.4. Captación

Para el predimensionamiento de la captación se tuvieron en cuenta los siguientes criterios:

- La captación se proyectó lateral localizada en la margen derecha o izquierda del cauce que consiste en 3 vanos o módulos de rejías.
- Las rejías se proyectaron inclinadas 75° con la horizontal para reducir la posibilidad de taponamiento de la captación.
- La cota inferior de la rejilla de captación se ubicó a una altura de 2.7 m del fondo del lecho, para evitar la captación de sedimentos transportados por el cuerpo de agua.
- Las rejías se predimensionan para que con el caudal de diseño se produzca una máxima velocidad del flujo de aproximación a la rejía (1.0 m/s), la cual no permite la adherencia de materiales a la misma.
- La capacidad de la captación correspondió al caudal de diseño del bombeo más el caudal ambiental (15% del caudal medio afluente), en los análisis se asumió que la captación tiene un 50% de taponamiento, con el fin de mejorar la capacidad de captación.
- El tanque de quietamiento que recibe las aguas provenientes de la rejía se dimensionaron de tal manera que satisfaga tres condiciones: 1) que se pueda tener una plataforma para facilitar las labores de instalación y operación de la bocatoma, 2) que permita alojar estructuralmente la rejía y facilite la transición del flujo entre las rejías de la bocatoma y el acceso a la compuerta de entrada al canal de aducción, 3) que permita tener un espacio adecuado para la localización de un canal de lavado.
- Al costado izquierdo del tanque antes del canal de aducción se encuentra una tubería que permitió controlar el caudal ambiental.
- La entrada de flujo al canal de aducción se controló por medio de compuertas en caso de necesitarse cierres momentáneos.
- El nivel normal de agua en el tanque de quietamiento, cuando este opere a capacidad de diseño, fue la cota de cresta en la gola, con la condición de taponamiento del 50% de la rejía de entrada.
- Se adoptó un caudal ambiental del 15% del caudal medio del sitio donde se define el caudal ambiental.

8.6.5. Canal de aducción

Luego de cada tanque de quietamiento se definieron tres canales de aducción, cada uno de ellos diseñado para manejar la mitad del caudal de diseño, considerando que durante la operación normal del sistema operarán dos de ellos, mientras el tercero se encuentre en operaciones de limpieza y mantenimiento.

Inicialmente, se definió una sección típica para el canal, se verificó que la sección propuesta tenga la capacidad para atender el caudal de diseño.

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

$$A = (b+my) y \quad \text{Ecuación 34.}$$

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:

$$P = b+2y\sqrt{(1+m^2)} \quad \text{Ecuación 35.}$$

El ancho superior del canal es:

$$B = b+2m y \quad \text{Ecuación 36.}$$

El canal de aducción 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 determinó mediante la ecuación de Manning:

$$Q = A \frac{R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad \text{Ecuación 37.}$$

Donde:

Q = Caudal diseño en canal (m³/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 desarenador se implementó la mínima pendiente que permita al canal tener la capacidad requerida.

8.6.6. Desarenador

Para proteger los equipos de bombeo y la impulsión se proyectó la implantación de un sistema de desarenación que elimine los sedimentos.

Para el predimensionamiento de los desarenadores se adoptó los siguientes criterios:

- Para el desarenador se consideró como principio la reducción de la velocidad de la corriente de agua a una velocidad pequeña y distribuida lo más uniformemente posible a lo largo de la sección de la cámara, de tal forma que el tiempo de paso por el desarenador sea suficiente para que las partículas con un tamaño mayor o igual a la partícula de diseño se decanten al finalizar la cámara de sedimentación sin que éstas tengan posibilidad de resuspenderse.
- El desarenador se proyectó con tres naves, cada una de ellas se diseñó para manejar la mitad del caudal de diseño del bombeo, considerando que durante la operación normal del sistema operarán dos de ellas, mientras la tercera se encuentre en operaciones de limpieza y mantenimiento.
- El tamaño de la partícula de diseño del desarenador se adoptó de 0.2 mm, de acuerdo con lo expuesto en el numeral 4.2 de la Guía para el Diseño de Desarenadores y Sedimentadores (Organización Panamericana de la Salud, 2005).

Para el diseño del desarenador se siguió la metodología que se expone a continuación:

- Se calculó la velocidad de resuspensión de la partícula de acuerdo con la ecuación de Camp:

$$V_r = \frac{a}{100} \sqrt{d} \quad \text{Ecuación 38.}$$

Donde:

- V_r = Velocidad de resuspensión (m/s).
 a: Factor que depende del tamaño de la partícula, se obtiene de la Tabla 66 en función del diámetro de la partícula.
 d = Diámetro de la partícula (mm).

Tabla 66. Valores del Coeficiente a

Coeficiente (a) para hallar la velocidad horizontal con expresión de Camp	
d [mm]	K
1.0	36
1.0; 0.2	44
0.1	51

- La velocidad horizontal del flujo en la cámara se estimó como un porcentaje de la velocidad de resuspensión.



$$V_r = \frac{a}{100} \sqrt{d} V_h = 0.9 V_r \quad \text{Ecuación 39.}$$

- Partiendo del diámetro mínimo de partículas a remover se determinó la velocidad de sedimentación o de caída de la partícula adoptando los resultados de Sudry (Sons, 2005).

Tabla 67. Velocidad de sedimentación

Velocidades de sedimentación Vs (Sudry)		
d (mm)	Vs (cm/s)	Vs (m/s)
0.1	1.0	0.01
0.15	1.5	0.015
0.2	2.1	0.021
0.3	3.2	0.032

- La longitud de la cámara de sedimentación se calculó a partir de la expresión:

$$V_r = \frac{a}{100} \sqrt{d} L = K \times H \times \frac{V_h}{V_s} \quad \text{Ecuación 40.}$$

Donde:

- L = Longitud de la cámara de sedimentación (m).
 K = Coeficiente de velocidad (adimensional).
 H = Profundidad de la cámara de sedimentación (m).
 V_h = Velocidad horizontal en la cámara de sedimentación (m/s).
 V_s = Velocidad de sedimentación de la partícula de diseño (m/s).

- La salida del desarenador se proyectó a través de un vertedero de longitud bruta igual al ancho de la cámara. La descarga de los dos módulos, es recolectada por un tanque de carga (dimensionado para una retención de 2 minutos como volumen mínimo), que sirve como tanque de succión para el sistema de bombeo. La altura de la lámina de agua en el vertedero se estimó mediante la ecuación de descarga de vertedero libre de pared gruesa.
- La cota de los muros del desarenador se determinó tomando en cuenta la elevación de la cresta en la gola, la cual da el nivel máximo que pasaría hacia los desarenadores.

8.6.7. Sistemas de bombeo

Para este nivel de diseño, se estimó las potencias de los bombeos, 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:

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

Ecuación 41.

Dónde:

- P = Potencia requerida por la Bomba (KW).
 Q = Caudal de operación (m³/s).
 H = Altura total bombeo (incluidas pérdidas hidráulicas en la conducción).
 n = Eficiencia del bombeo (80%).

8.6.8. Impulsiones

Para el predimensionamiento de la tubería, se buscó el diámetro que produce las menores pérdidas hidráulicas en condiciones óptimas de diseño teniendo cuenta los siguientes criterios:

- Los bombeos fueron distribuidos por zonas de servicio y cada uno de ellos se proyectó para atender las demandas de agua para abastecimiento y riego de la zona definida. En cada uno de los sitios proyectados de captación es posible realizar un bombeo a la cota más alta para el total del caudal que se requiera transportar por la conducción.
- El trazado de las conducciones se realizó buscando maximizar el uso de las servidumbres de vías existentes y límites prediales con el objetivo de reducir afectaciones por estos aspectos. Adicionalmente se buscó minimizar los volúmenes de excavación requeridos para su instalación.
- El trazado se proyectó evitando que la línea piezométrica pasará por debajo de la línea topográfica donde se ubica la tubería con el fin de evitar presiones negativas en la tubería y donde se requirió, se proyectaron elementos hidráulicos para el control de presiones.
- Para las impulsiones se propone como material GRP para los tubos con diámetros mayores a 0.6 m y PEAD para los tubos de 0.6 m de diámetro e inferiores.
- Se consideraron diámetros comerciales compatibles con la presión de trabajo de la tubería en los distintos tramos de las conducciones.
- Las pérdidas localizadas se estimaron como un factor de 0.5 m por cada 1,000 m de conducción, que tiene en cuenta los accesorios.

Para el diseño hidráulico de la impulsión se tuvieron en cuenta las pérdidas por fricción mediante la siguiente ecuación:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}$$

Ecuación 42.

Donde:

- h_f = 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 únicamente del número de Reynolds.

$$Re = \frac{\rho V D}{\mu} ; \frac{D V}{\nu}$$

Ecuación 43.

Dónde:

- Re = Número de Reynolds
 V = Velocidad (m/s)
 D = Diámetro de la tubería (m)
 μ = Viscosidad dinámica (viscosidad dinámica del agua = 0.001002 Pa·s)
 ν = Viscosidad cinemática del agua (0.00001007 m²/s)

Si el número de Reynolds refleja flujo turbulento ($Re > 4000$) las pérdidas de fricción están definidas por la siguiente ecuación.

$$f = \frac{64}{Re}$$

Ecuación 44.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{Log} \left(\frac{ks}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Ecuación 45.

Dónde:

- Re = Número de Reynolds
 V = Velocidad del fluido (m/s)
 D = Diámetro de la tubería (m)
 Ks = rugosidad relativa del material, 0.000029 m para GRP y 0.000007 m para PEAD.

8.6.9. Tanques de carga

Cada bombeo planteado se proyectó con un tanque de carga que recibirá el caudal de diseño, desde el cual se distribuirá hacia las respectivas zonas de riego o en el caso de la demanda de abastecimiento, distribuirá hacia los sistemas de acueducto que se encuentren en su área de influencia.

Los bombes que suministran caudal para riego y abastecimiento se proyectaron con tanques de carga independientes, es decir un módulo para las demandas de riego y otro para las demandas de abastecimiento.

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. 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 5 min del caudal de diseño del cada bombeo 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 y se requiere un tiempo de maniobra largo en la conducción de aguas abajo para evitar sobrepresiones.

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.

$$S = 2.3 * Fr * D$$

Ecuación 46.

Donde:

S = sumergencia crítica medida desde la clave del ducto en m.

D = diámetro del ducto = 3.5 m

Fr = número de froude = $V / (g * D)^{0,5}$

V = velocidad en el ducto, m/s.

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s².

Desagüe de fondo:

- **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, lo anterior para minimizar un posible impacto a los cuerpos receptores. Lo anterior permite un tiempo apropiado para operaciones de limpieza y mantenimiento.

- **Caudal de diseño**

El vaciado se realizará en 8 horas, para el cálculo del caudal de salida se debió 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.

- **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 8 horas, 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.

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

Ecuación 47.

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).

- **Compuerta de desagüe**

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

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

Ecuación 48.

Donde:

C_d = Coeficiente de descarga dado por la curva del HDC 320-3 (U.S. Army Corps of Engineers). Para una compuerta totalmente abierta $C_d = 0.85$.

A = Área del orificio, igual a $G_o \times B$, (m^2).

G_o = 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).

H_n = Altura neta de carga, igual a $H_o - \Delta H$, (m).

H_o = Altura bruta de carga, (m).

$$H_o = \text{Nivel del tanque} - \text{cota radier compuerta} - G_o \cdot C_d$$

Ecuación 49.

Rebose

- **Vertedero Rectangular**

Los tanques de carga se proyectaron con un sistema de rebose que permita evacuar los caudales de exceso. Dicha estructura se planteó 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 39.

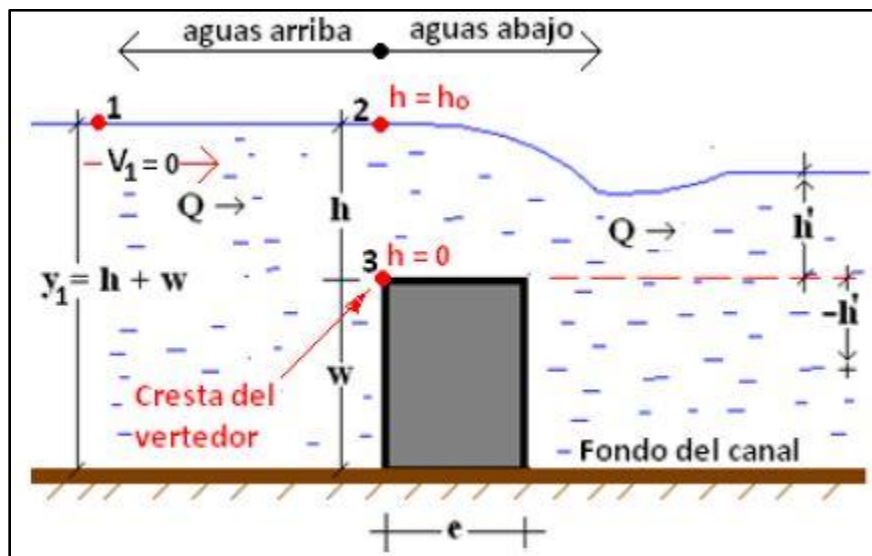


Figura 39. Parámetros Vertedero Rectangular de Pared Gruesa.

Tomado de: Problemas de compuertas, vertederos y salto hidráulico (Universidad de Sonora, 2017)

El caudal a evacuar por el vertedero se estima mediante la Ecuación 50, definida por Sotelo A.G:

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

Ecuación 50.

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.

ε_1 = es el coeficiente al considerar que el vertedor de pared gruesa.

ε_2 = es el coeficiente al considerar el efecto de sumersión h' en la descarga.

Despejando el caudal rebosado se tiene que:

$$Q = bq = b \left(2.952h^{\frac{3}{2}} \right) \mu \varepsilon_1 \varepsilon_2 \quad \text{Ecuación 51.}$$

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

$$Cd = \mu = 0.611 + 0.08 \frac{h}{w} \quad \text{Ecuación 52.}$$

Donde,

w = altura del vertedero (m).

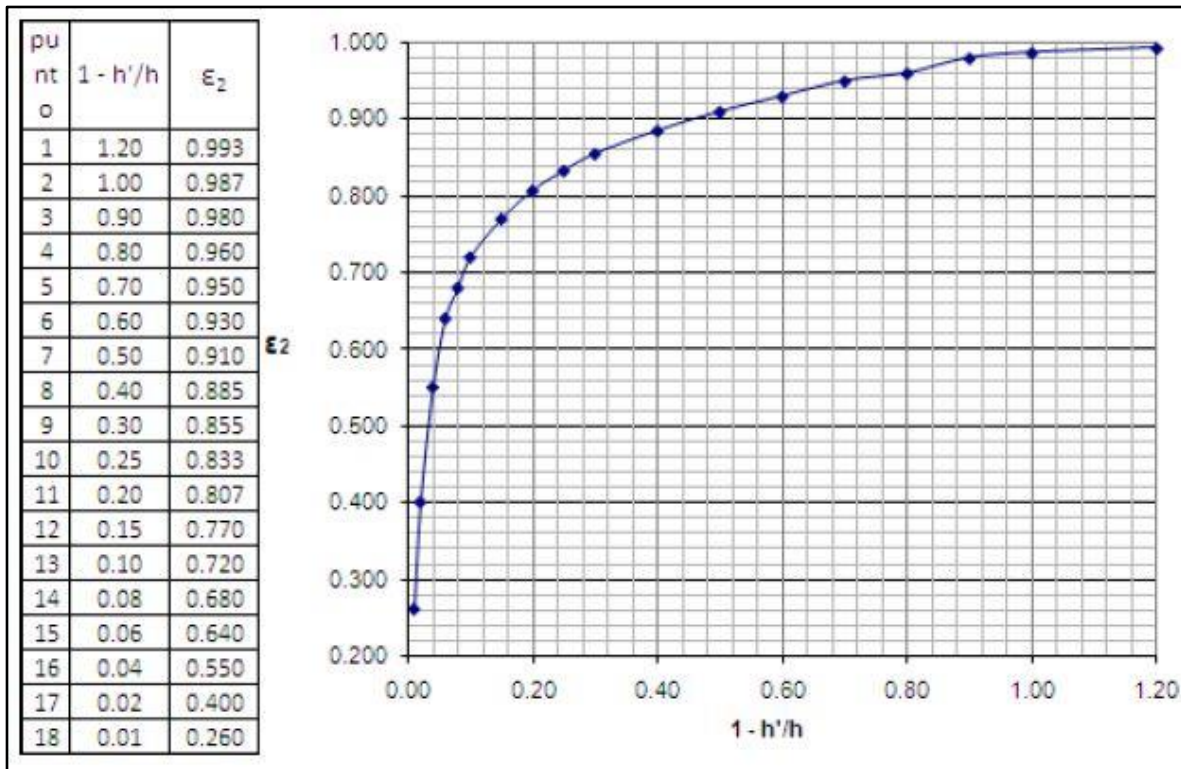
El coeficiente ε_1 se deduce de acuerdo con los siguientes criterios:

Donde:

$$\varepsilon_1 = \left\{ \begin{array}{ll} 1 & \frac{e}{h} \leq 0.67 \quad \text{Ec. de Bazin} \\ 0.7 + \frac{0.185}{e/h} & 0.67 < \frac{e}{h} \leq 3 \quad \text{Ec. de Bazin} \\ 0.75 + \frac{0.1}{e/h} & 3 < \frac{e}{h} \leq 10 \quad \text{Ec. de Gibson} \end{array} \right\} \quad \text{Ecuación 53.}$$

e = espesor del vertedero (m).

El coeficiente ε_2 se deduce de acuerdo con la Figura 40. (Dominguez):


 Figura 40. Determinación Coeficiente ϵ_2

Tomado de: Problemas de compuertas, vertederos y salto hidráulico (Universidad de Sonora, 2017)



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 definieron de acuerdo con la geometría disponible en los tanques, se despejan los coeficientes restantes y se procede a despejar el caudal vertido.

- **Canal colector de excesos**

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

Para dimensionar el canal colector se definió 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:

$$V = \sqrt{2g(Y_2 - w)} \quad \text{Ecuación 54.}$$

Donde:

 V = Velocidad horizontal (m/s).

 Y_2 = Altura lámina de agua antes del vertedero, ver Figura 41 (m)

Cuando el flujo sale del agua tendrá una trayectoria parabólica, donde la altura inicial será (w) y velocidad horizontal (V) (ver Figura 41.).

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

$$X = Vt, \quad Y = w - \frac{1}{2}gt^2 \quad \text{Ecuación 55.}$$

Donde:

t = tiempo de caída del chorro (s).

Para mayor claridad ver Figura 41.

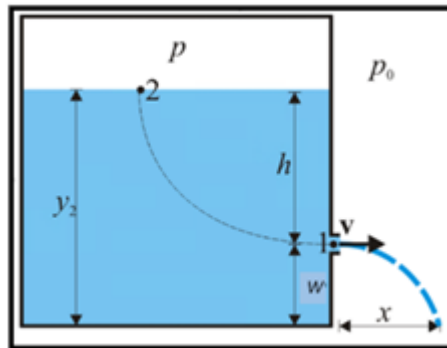


Figura 41. Alcance del Chorro

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

$$0 = Y = w - \frac{1}{2}gt^2 \quad \rightarrow \quad t = \sqrt{\frac{2w}{g}} \quad \text{Ecuación 56.}$$

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

$$X = v \sqrt{\frac{2w}{g}} \quad \text{Ecuación 57.}$$

Reemplazando V en la Ecuación 57:

$$X = 2 \sqrt{(Y_2 - w)w} \quad \text{Ecuación 58.}$$

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

- **Canal de transición**

Para los tanques de carga planteados, se requirió un canal de transición entre el canal colector y la estructura de disipación. El caudal de diseño fue considerado como el caudal rebosado por los respectivos tanques.

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

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

$$A = (b+my) y \quad \text{Ecuación 59.}$$

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:

$$P = b + 2Y\sqrt{(1 + m^2)} \quad \text{Ecuación 60.}$$

El ancho superior del canal es:

$$B = b + 2my \quad \text{Ecuación 61.}$$

El canal de transición se proyectó en concreto y se adoptó 4.57 m/s como velocidad máxima permisible para evitar problemas de erosión.



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

$$Q = A \frac{R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad \text{Ecuación 62.}$$

Donde:

Q = Caudal diseño en canal (m³/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.

- **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 (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 (y 0.9) para determinar la altura de muros de la estructura (Hw).

Se adoptó la metodología aconsejada por el profesor Ohtsu (Ohtsu, Yasuda, & Takahashi, 2004).

Dados un ancho de canal (B), una caída total (Hdam), un ángulo del canal (θ) y un caudal de diseño (Qw), ver Figura 42, la profundidad crítica se calcula como:

$$dc = \left(\frac{\left(\frac{Qw}{B} \right)^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{Ecuación 63.}$$

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

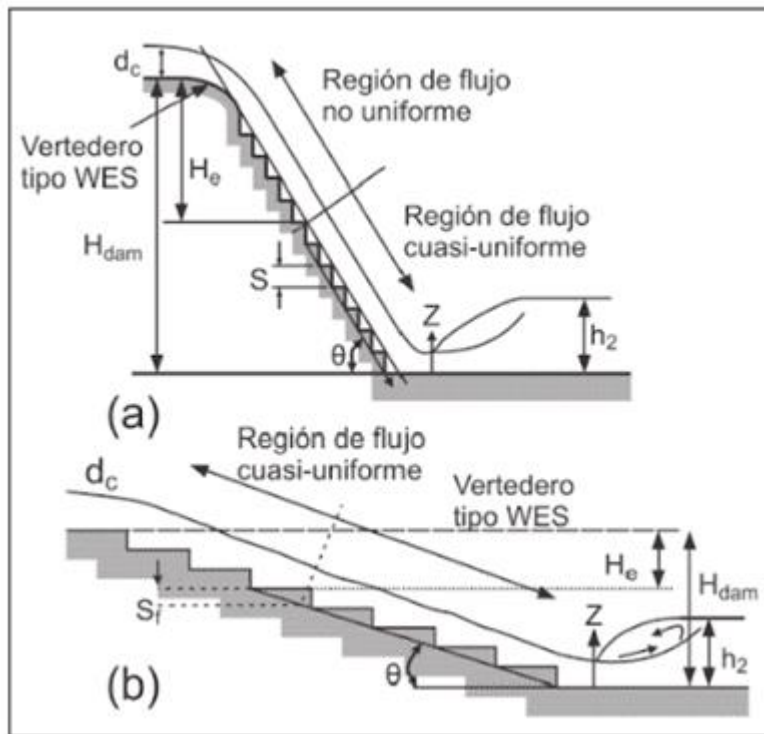


Figura 42. Esquema de definiciones: (a) escalones para $\theta=19, 23, 30$ y 55° , (b) escalones tomados para $\theta = 5.7, 8.5$ y 11.3° (Ohtsu).

Tomado de (INVIAS, 2009)

Se seleccionó la caída en cada escalón (S), ver Figura 42, de manera que se forme una condición de flujo tipo rasante. Para esto se tiene que cumplir la siguiente condición:

$$0.1 \leq \frac{S}{dc} \leq \left(\frac{S}{dc}\right)_s$$

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

Ecuación 64.

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 $\theta > 19^\circ$ o cuando $S/dc < (S/dc)_B$
- Tipo B en otro caso.

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

$$\left(\frac{S}{dc}\right)_B = 13 (\tan \tan \theta)^2 - 2.73 \tan \tan \theta + 0.373 \quad \text{Para } \theta \text{ entre } 5.7^\circ \text{ y } 19^\circ$$

Ecuación 65.

El flujo rasante es altamente turbulento, dándose la entrada de grandes cantidades de aire a lo largo del canal desde un punto de "inceptión" 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 (H_e) está dada por la siguiente ecuación:

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

Ecuación 66.

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:

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

Ecuación 67.

El factor de fricción f del flujo está dado por:

$$f = f_{max} - A \left(0.5 - \frac{S}{dc} \right)^2 \quad \text{para } 0.1 \leq \frac{S}{dc} \leq 0.5$$

$$f = f_{max} \quad \text{para } 0.5 \leq \frac{S}{dc} \leq \left(\frac{S}{dc} \right)_s$$

Ecuación 68.

Para $5.7^\circ \leq \theta \leq 19^\circ$:

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

Ecuación 69.

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

Y para $19^\circ < \theta \leq 55^\circ$:

$$A = 0.452$$

Ecuación 70.

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

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

- Para flujo tipo A:

$$\left(\frac{E_{res}}{dc}\right)_u = \frac{dw}{dc} \cos \cos \theta + \frac{1}{2} \left(\frac{dc}{dw}\right)^2$$

$$= \left(\frac{f}{8 \sin \sin \theta}\right)^{\frac{1}{3}} \cos \cos \theta + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 \sin \sin \theta}\right)^{\frac{-2}{3}}$$

Ecuación 71.

- Para flujo tipo B:

$$\left(\frac{E_{res}}{dc}\right)_u = \frac{dw}{dc} + \frac{1}{2} \left(\frac{dc}{dw}\right)^2 = \left(\frac{f}{8 \sin \sin \theta}\right)^{\frac{1}{3}} + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 \sin \sin \theta}\right)^{\frac{-2}{3}}$$

Ecuación 72.

Finalmente, para el flujo cuasi-uniforme la altura de los muros del canal, H_w está dada por la Ecuación 73

$$H_w = 1.4Y_{0.9} \quad \text{Ecuación 73.}$$

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:

$$y_{0.9} = \frac{dw}{1 - C_{mean}}$$

$$C_{mean} = D - 0.3 \exp \exp \left[-5 \left(\frac{S}{dc} \right)^2 - 4 \frac{S}{dc} \right] \quad \text{Ecuación 74.}$$

$$D = 0.300 \quad \text{para } 2.7^\circ \leq \theta \leq 19^\circ$$

$$D = -20 * 10^{-4} * \theta^2 + 2.14 * 10^{-2} * \theta - 3.57 * 10^{-2} \quad \text{para } 19^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$$

La variable C_{mean} es la concentración media de aire. En las estructuras en que no se alcanza a desarrollar el flujo cuasi-uniforme, la energía residual (Eres) se calcula como:

$$\frac{Eres}{dc} = 1.5 + \left[\left(\frac{Eres}{dc} \right)_u - 1.5 \right] \left[1 - \left(1 - \frac{H_{dam}}{He} \right)^{\frac{\theta}{25+4}} \right] \quad \text{Ecuación 75.}$$

La anterior ecuación es válida para $5.0 \leq H_{dam}/dc \leq He/dc$.

El parámetro $(Eres/dc)_u$ se calcula con la segunda parte de la Ecuación 71 y Ecuación 72

Se calcula entonces, para este flujo no uniforme la altura representativa del flujo (dw) y la velocidad promedio (V_w) por tanteos a partir de la Ecuación 76

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

$$Eres = dw + \frac{v_w^2}{2g} \quad \text{para flujo tipo B} \quad \text{Ecuación 76.}$$

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

$$H_w = 1.4y_{0.9}$$

$$D = 0.300 \quad \text{para } 2.7^\circ \leq \theta \leq 19^\circ \quad \text{Ecuación 77.}$$

$$D = -20 * 10^{-4} * \theta^2 + 2.14 * 10^{-2} * \theta - 3.57 * 10^{-2} \quad \text{para } 19^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$$

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 enrodamiento de estabilización y protección en la zona donde llegue el caudal de excesos.

9. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO GUARARÉ

Para poder suplir la demanda total de la cuenca se consideró la implementación de los proyectos (Perales y Guararé) de forma conjunta, las cuales cuentan con presa de regulación de caudales en CCR y tiene como objetivo la regulación de caudales para atender las demandas de agua para uso residencial, industrial, comercial, oficial y riego, determinadas en el área de estudio (Ver informe AZU-ING-INF-009).

9.1. PRESA DE REGULACIÓN

El proyecto Guararé se localiza en la cota 90.00 msnm sobre el río Guararé (en la cuenca del río Perales), cuenta con una presa de regulación de caudales en CCR y tiene como objetivo la regulación de caudales para atender las demandas de agua para uso residencial, industrial, comercial, oficial y riego, determinadas en el área de estudio.

Para la regulación de caudales sobre el río Guararé en la cota 90.00 msnm, se planteó una presa de CCR (Concreto compactado con rodillo) de 75.00 m de altura. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1.0V y talud aguas abajo 1.0H:1.0V, una cresta de 390.00 m de longitud y 6.0 m de ancho en la corona, para la cual se requiere un volumen de 0.6 Mm³ para su construcción. Estará fundada 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 3 y 5 m en los estribos, requiriéndose un total de excavación de 0.3 Mm³ (Ver esquema AZUPE-PG-J-PGEN-00-0001).

9.1.1. Reservorio

Al sitio de presa drena una cuenca con un área de 63.6 km² que transporta un caudal medio de 1.2 m³/s. El reservorio formado por la presa tendrá un volumen total de 78.77 Hm³ de los cuales 1.59 Hm³ corresponden al volumen muerto y 77.18 Hm³ al volumen útil, siendo éste el que permite regular los caudales para suministrar, 0.27 m³/s a los sistemas de abastecimiento de la parte baja de cuenca y 1.85 m³/s a las demandas de riego.

El reservorio útil ocupa un área de 374.1 ha, tiene su nivel mínimo de operación normal (a partir del cual se almacena el volumen útil del reservorio en la cota 100.5 msnm, su nivel máximo normal de operación en la cota 150.0 msnm, la cual define el nivel de la gola del vertedero de excesos del reservorio y el nivel máximo de operación extraordinaria en la cota 154.5 msnm.

9.1.2. Sistema de Desvío

Para poder realizar la construcción de la presa, se proyectó un sistema de desviación conformado por una ataguía, una contraataguía y un túnel de desviación, que permite el manejo de crecientes con un periodo de retorno de 10 años (81.80 m³/s).

La ataguía tiene la función de desviar los caudales hacia el túnel, se proyectó en enrocado seleccionado, con una altura de 14.00 m y un volumen total de 0.07 Mm³. La contraataguía tiene la función de proteger el área de construcción de la presa por el retroceso del flujo, se proyectó en enrocado de volteo, con una altura de 3.00 m y un volumen total de 0.003 Mm³.

El túnel de desviación se proyectó por la margen derecha del cauce, con sección HPR con solera recta, tiene 380.00 m de longitud, una pendiente media de 0.2%, un diámetro de excavación de 3.5 m. El cálculo de la capacidad hidráulica de un túnel es diferente para cada una de las tres fases de su operación: una fase a superficie libre, una fase en transición y finalmente la fase de flujo a presión.

En la Tabla 68 se presentan coeficientes K utilizados para el cálculo de las pérdidas en el túnel de desvío.

Tabla 68. Pérdidas localizadas del sistema de desvío

Descripción	Túnel a superficie libre	Túnel a presión
	k	k
Pérdidas por entrada	0.375	0.05
Expansión salida túnel		0.70
Entrada		0.25
Transición entre tipos de sección (coeficiente global)		0.05

En la Tabla 69 se presentan las pérdidas identificadas en el túnel cuando se encuentre a flujo libre y en la Tabla 70 se presentan las pérdidas cuando se encuentra a presión, en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo hidráulico del sistema de desvío.

Tabla 69. Pérdidas localizadas del túnel de desvío a flujo libre -Guararé

Caudal túnel	Pérdidas entrada túnel					Nivel reservorio
	Yo	Velocidad	Rad Hid	Sf	Pérdidas	
	[m]	[m/s]	[m]	[m/m]	[m]	
0.00						86.05
8.6	1.037	3.19	0.58	0,00477	0.25	87.86
8.8	1.053	3.21	0.58	0,00479	0.26	87.89
9.0	1.069	3.24	0.59	0,00480	0.26	87.91
9.2	1.085	3.26	0.59	0,00482	0.26	87.94
9.4	1.100	3.29	0.60	0,00484	0.26	87.97
9.6	1.116	3.31	0.60	0,00486	0.27	87.99
9.8	1.131	3.33	0.60	0,00488	0.27	88.02
10.0	1.147	3.35	0.61	0,00490	0.27	88.04
10.2	1.162	3.38	0.61	0,00492	0.28	88.07
10.4	1.177	3.40	0.62	0,00494	0.28	88.10
10.6	1.192	3.42	0.62	0,00496	0.28	88.12
10.8	1.207	3.44	0.63	0,00498	0.29	88.15
11.0	1.222	3.46	0.63	0,00500	0.29	88.17
11.2	1.237	3.48	0.63	0,00501	0.29	88.20
11.4	1.251	3.50	0.64	0,00503	0.30	88.22
11.6	1.266	3.52	0.64	0,00505	0.30	88.25
11.8	1.281	3.54	0.65	0,00507	0.30	88.27

12.0	1.295	3.56	0.65	0,00509	0.30	88.30
12.2	1.309	3.58	0.65	0,00511	0.31	88.32
12.4	1.323	3.60	0.66	0,00513	0.31	88.35
12.6	1.338	3.62	0.66	0,00515	0.31	88.37
12.8	1.352	3.64	0.66	0,00517	0.32	88.39
13.0	1.365	3.66	0.67	0,00519	0.32	88.42
13.2	1.379	3.68	0.67	0,00521	0.32	88.44
13.4	1.393	3.70	0.67	0,00523	0.33	88.47
13.6	1.406	3.72	0.68	0,00525	0.33	88.49
13.8	1.420	3.74	0.68	0,00528	0.33	88.51
14.0	1.433	3.76	0.68	0,00530	0.33	88.54
14.2	1.446	3.78	0.68	0,00533	0.34	88.56
14.4	1.459	3.80	0.69	0,00535	0.34	88.58
14.6	1.472	3.82	0.69	0,00537	0.34	88.61
14.8	1.485	3.84	0.69	0,00540	0.35	88.63
15.0	1.498	3.85	0.70	0,00543	0.35	88.66
15.2	1.510	3.87	0.70	0,00545	0.35	88.68
15.4	1.523	3.89	0.70	0,00548	0.36	88.70
15.6	1.535	3.91	0.70	0,00551	0.36	88.72
15.8	1.548	3.93	0.71	0,00554	0.36	88.75
16.0	1.560	3.95	0.71	0,00556	0.37	88.77
16.2	1.572	3.97	0.71	0,00559	0.37	88.79
16.4	1.584	3.99	0.71	0,00562	0.37	88.82
16.6	1.596	04.01	0.71	0,00565	0.38	88.84
16.8	1.608	04.03	0.72	0,00568	0.38	88.86
17.0	1.620	04.04	0.72	0,00572	0.38	88.89
17.2	1.631	04.06	0.72	0,00575	0.39	88.91
17.4	1.643	04.08	0.72	0,00578	0.39	88.93
17.6	1.655	4.10	0.72	0,00581	0.39	88.96

17.8	1.666	4.12	0.73	0,00585	0.40	88.98
18.0	1.677	4.14	0.73	0,00588	0.40	89.00
18.2	1.689	4.16	0.73	0,00592	0.40	89.02
18.4	1.700	4.18	0.73	0,00595	0.41	89.05
18.6	1.711	4.20	0.73	0,00599	0.41	89.07
18.8	1.722	4.22	0.74	0,00603	0.41	89.09
19.0	1.733	4.24	0.74	0,00606	0.42	89.12
19.2	1.744	4.26	0.74	0,00610	0.42	89.14
19.4	1.755	4.28	0.74	0,00614	0.42	89.16

Tabla 70. Pérdidas por fricción del túnel de desvío a presión - Guararé

Caudal un túnel	Pérdida de fricción en el túnel	Pérdidas en el túnel por entrada, transición y cambios de alineamiento	Pérdida Total
m ³ /s	m	m	m
19.5	1.76	0.2	2.0
24.5	2.79	0.3	3.1
29.5	4.04	0.5	4.5
34.5	5.52	0.7	6.2
39.5	7.24	0.9	8.1
44.5	9.19	1.1	10.3
49.5	11.37	1.4	12.8
54.5	13.79	1.7	15.5
59.5	16.43	2.0	18.5
64.5	19.31	2.4	21.7
69.5	22.42	2.8	25.2
74.5	25.76	3.2	29.0
79.5	29.34	3.7	33.0
84.5	33.14	4.1	37.3
89.5	37.18	4.6	41.8
94.5	41.45	5.2	46.6
99.5	45.95	5.7	51.7

104.5	50.69	6.3	57.0
109.5	55.65	6.9	62.6
114.5	60.85	7.6	68.4
119.5	66.28	8.3	74.5
124.5	71.95	9.0	80.9
129.5	77.84	9.7	87.5
134.5	83.97	10.5	94.4
139.5	90.33	11.3	101.6
144.5	96.92	12.1	109.0
149.5	103.74	12.9	116.7
154.5	110.80	13.8	124.6
159.5	118.09	14.7	132.8
164.5	125.60	15.7	141.3
169.5	133.36	16.6	150.0
174.5	141.34	17.6	159.0
179.5	149.56	18.6	168.2
184.5	158.00	19.7	177.7
189.5	166.68	20.8	187.5
194.5	175.60	21.9	197.5
199.5	184.74	23.0	207.8
204.5	194.12	24.2	218.3
209.5	203.72	25.4	229.1

9.1.3. Descarga de fondo Guararé

Las Normas de Seguridad de Presas (ASEP, 2010) establecen que la descarga de fondo debe permitir el vaciado del primer 50% de la altura del reservorio en 20 días y el total del mismo en 60 días.

De acuerdo con lo anterior se estimó que para el vaciado del primer 50% se requeriría un caudal medio de 34.4 m³/s, mientras que para el restante se requeriría un caudal medio de 14.89 m³/s, por lo que como caudal de diseño se adoptó la condición más crítica, es decir 34.4 m³/s, el cual debe poder descargarse aun en el momento en el que el reservorio se encuentre en su nivel mínimo de operación.

9.1.3.1. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo

La descarga de fondo se proyectó con toma en la cota 101.0 msnm y a través de un ducto en el cuerpo de la presa de 3.7 m de diámetro, por la margen izquierda, 96.3 m de longitud (tramo a presión) y con capacidad para desaguar el reservorio hasta el 50% de su altura en un periodo 20 días, con un caudal de 34.4 m³/s siguiendo la normativa ASEP.

En la Tabla 71 se presentan las pérdidas localizadas y en la Tabla 72 se presentan las pérdidas por fricción en la descarga de fondo. En el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo hidráulico de la descarga de fondo.

Tabla 71. Pérdidas localizadas de la descarga de fondo - Guararé

Descripción	Área (m ²)	K	V (m/s)	Dh (m)
Rejilla de entrada	10.75	0.645	3.20	0.34
Entrada	10.75	0.160	3.20	0.08
Reducción Entrada a Circular	4.050	0.050	8.49	0.18
Codo planta	10.752	0.100	3.20	0.05
Válvula mariposa	10.752	0.240	3.20	0.13
Reducción Circular a rectangular	4.050	0.050	8.49	0.18
Sumatoria				0.97

Tabla 72. Pérdidas por fricción de la descarga de fondo - Guararé

Descripción	n	A	R	L	V	Sf	hf (m)
Longitud Entrada a Túnel	0.014	10.75	0.93	8.2	3.20	0.0022	0.02
Longitud tubería	0.012	10.75	0.93	73.4	3.20	0.0016	0.12
Longitud Transición a rectangular	0.012	4.05	0.64	4.5	8.49	0.0187	0.08
Longitud Tramo de compuertas - Rectangular	0.012	4.05	0.64	10.2	8.49	0.0187	0.19
Sumatoria							0.41

Las pérdidas totales por accesorios y por fricción suman 1.38 metros de columna de agua (mca).

Al final del tramo a presión se ubicará una cámara de compuertas en la se alojarán una compuerta plana (de guarda) y una compuerta radial (de servicio) de 2.25 m de alto por 1.8 m ancho. Esta compuerta garantiza la descarga del caudal requerido para el vaciado del reservorio. En la Tabla 73 y en la Figura 43 presenta la capacidad hidráulica de la descarga de fondo. En el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo hidráulico de la descarga de fondo.

Tabla 73. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo - Guararé

Apertura	10%		25%		50%		80%		100%	
NE	C'd	Q	C'd	Q	C'd	Q	C'd	Q	C'd	Q
154.5	9.47	23.65	47.15	76.42	96.25	154.5	9.47	23.65	47.15	76.42
151.5	9.19	22.96	45.76	74.14	93.36	151.5	9.19	22.96	45.76	74.14
148.5	8.91	22.25	44.33	71.80	90.37	148.5	8.91	22.25	44.33	71.80
145.5	8.62	21.51	42.85	69.37	87.28	145.5	8.62	21.51	42.85	69.37

142.5	8.31	20.75	41.32	66.85	84.08	142.5	8.31	20.75	41.32	66.85
139.5	8.00	19.96	39.72	64.24	80.75	139.5	8.00	19.96	39.72	64.24
136.5	7.67	19.14	38.07	61.51	77.27	136.5	7.67	19.14	38.07	61.51
133.5	7.33	18.28	36.33	58.66	73.64	133.5	7.33	18.28	36.33	58.66
130.5	6.97	17.38	34.51	55.66	69.81	130.5	6.97	17.38	34.51	55.66
127.5	6.59	16.42	32.59	52.49	65.76	127.5	6.59	16.42	32.59	52.49
124.5	6.19	15.41	30.55	49.11	61.45	124.5	6.19	15.41	30.55	49.11
121.5	5.76	14.33	28.36	45.49	56.81	121.5	5.76	14.33	28.36	45.49
118.5	5.30	13.16	25.98	41.55	51.75	118.5	5.30	13.16	25.98	41.55
115.5	4.79	11.87	23.37	37.20	46.14	115.5	4.79	11.87	23.37	37.20
112.5	4.22	10.43	20.43	32.26	39.75	112.5	4.22	10.43	20.43	32.26
109.5	3.56	8.75	16.98	26.42	32.12	109.5	3.56	8.75	16.98	26.42
106.5	2.74	6.66	12.62	18.85	21.97	106.5	2.74	6.66	12.62	18.85

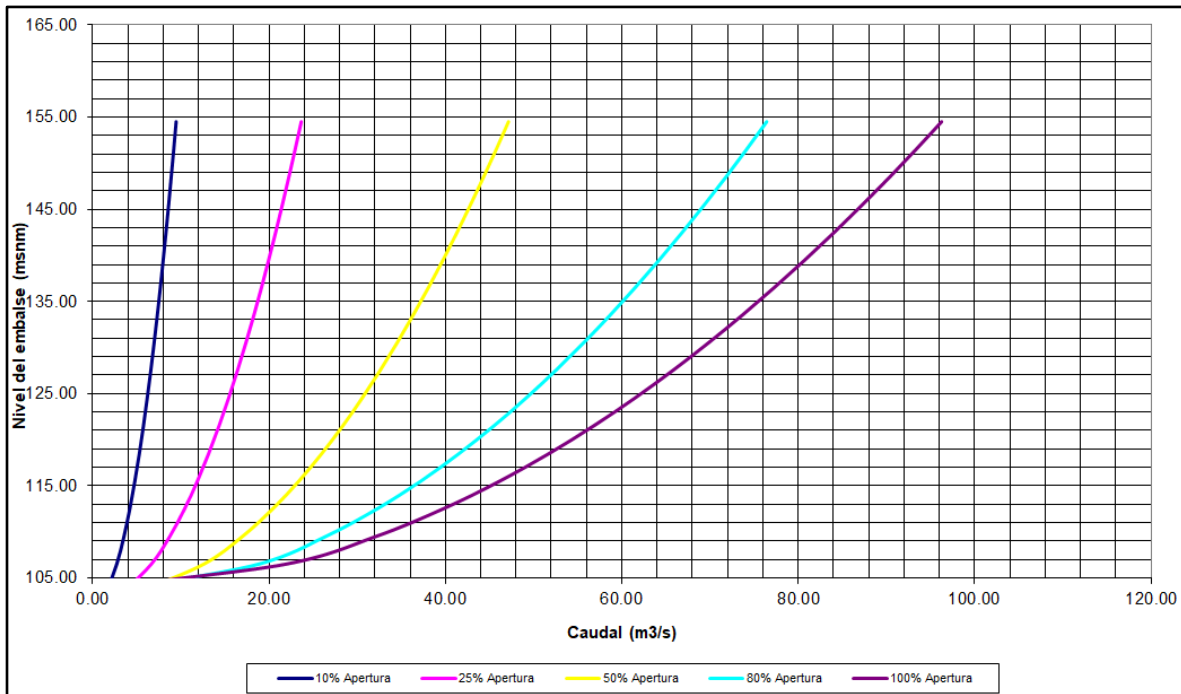


Figura 43. Capacidad hidráulica de la descarga de fondo

En la Tabla 74 se presenta el resumen de los datos del eje hidráulico en el canal después de la compuerta radial y la rápida; para el cálculo del mismo se utilizó un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.015 por ser concreto convencional. El cálculo detallado se presenta en el Anexo 2.

Tabla 74. Resumen del eje hidráulico de la rápida de descarga

Tramo	Abscisa	X	Fondo	N agua	d	V	Pg	Po	s	Aireador
		(m)	(msnm)	(msnm)	(m)	(m/s)	kPa	kPa	(Po-Pv)/(rV ² /2)	
	K0+008,9	0	99,36	100,05	0,69	27,22	6,8	106,24	0,279	NO
	K0+011,1	2,1	99,31	100,01	0,7	27,12	6,82	106,26	0,281	NO
	K0+013,2	4,3	99,27	99,97	0,7	27,03	6,84	106,28	0,283	NO
	K0+015,4	6,4	99,23	99,93	0,7	26,94	6,87	106,31	0,285	NO
	K0+017,5	8,6	99,18	99,89	0,7	26,85	6,89	106,33	0,287	NO
	K0+019,6	10,7	99,14	99,85	0,71	26,77	6,91	106,35	0,289	NO
	K0+021,8	12,8	99,1	99,81	0,71	26,68	6,93	106,37	0,291	NO
	K0+023,9	15	99,06	99,77	0,71	26,6	6,95	106,39	0,292	NO
	K0+026,0	17,1	99,01	99,72	0,71	26,53	6,97	106,41	0,294	NO
	K0+028,2	19,2	98,97	99,68	0,71	26,45	6,99	106,43	0,296	NO
	K0+030,3	21,4	98,93	99,64	0,72	26,38	7,01	106,45	0,298	NO
	K0+032,5	23,5	98,88	99,6	0,72	26,31	7,03	106,47	0,299	NO
	K0+034,6	25,7	98,84	99,56	0,72	26,24	7,05	106,49	0,301	NO
	K0+036,7	27,8	98,8	99,52	0,72	26,17	7,07	106,51	0,302	NO
	K0+038,9	29,9	98,76	99,48	0,72	26,1	7,09	106,53	0,304	NO
	K0+041,0	32,1	98,71	99,44	0,72	26,04	7,1	106,54	0,306	NO
	K0+043,1	34,2	98,67	99,4	0,73	25,98	7,12	106,56	0,307	NO
	K0+045,3	36,3	98,63	99,36	0,73	25,92	7,14	106,58	0,309	NO
	K0+047,4	38,5	98,59	99,32	0,73	25,86	7,15	106,59	0,310	NO
	K0+049,6	40,6	98,54	99,27	0,73	25,81	7,17	106,61	0,311	NO
Tramo recto después del chorro generado por la compuerta	K0+051,7	42,8	98,5	99,23	0,73	25,75	7,18	106,62	0,313	NO
	K0+053,8	44,9	98,46	99,19	0,73	25,7	7,2	106,64	0,314	NO
	K0+058,1	49,2	98,37	99,11	0,74	25,6	7,23	106,67	0,317	NO
Curva R 20m	K0+058,1	49,2	98,37	99,11	0,74	25,6	7,2	106,67	0,317	NO
	K0+068,2	59,3	95,68	96,42	0,74	25,47	7,3	106,7	0,300	NO
Tramo Recto de Pendiente 57,995	K0+068,2	59,3	95,68	96,42	0,74	25,47	7,3	106,7	0,300	NO
	K0+070,4	61	94,59	95,33	0,74	25,63	7,22	106,66	0,316	NO
	K0+070,4	61	94,59	95,33	0,74	25,63	7,22	106,66	0,316	NO

Curva R 10m	K0+073,1	64,1	93,57	94,3	0,74	25,67	7,2	106,64	0,315	NO
	K0+073,1	64,1	93,57	94,3	0,74	25,67	7,2	106,64	0,315	NO
	K0+073,7	64,8	93,41	94,14	0,74	25,66	7,21	106,65	0,315	NO
	K0+074,3	65,4	93,25	93,98	0,74	25,64	7,21	106,65	0,315	NO
	K0+074,9	66	93,09	93,82	0,74	25,63	7,22	106,66	0,316	NO
	K0+075,5	66,6	92,93	93,66	0,74	25,62	7,22	106,66	0,316	NO
	K0+076,1	67,2	92,77	93,5	0,74	25,6	7,22	106,66	0,317	NO
	K0+076,8	67,8	92,61	93,34	0,74	25,59	7,23	106,67	0,317	NO
	K0+077,4	68,4	92,45	93,18	0,74	25,57	7,23	106,67	0,317	NO
	K0+078,0	69	92,29	93,02	0,74	25,56	7,24	106,68	0,318	NO
	K0+078,6	69,7	92,12	92,86	0,74	25,55	7,24	106,68	0,318	NO
	K0+079,2	70,3	91,96	92,7	0,74	25,53	7,24	106,68	0,318	NO
	K0+079,8	70,9	91,8	92,54	0,74	25,52	7,25	106,69	0,319	NO
	K0+080,4	71,5	91,64	92,38	0,74	25,51	7,25	106,69	0,319	NO
	K0+081,1	72,1	91,48	92,22	0,74	25,49	7,26	106,7	0,319	NO
	K0+081,7	72,7	91,32	92,06	0,74	25,48	7,26	106,7	0,320	NO
	K0+082,3	73,3	91,16	91,9	0,74	25,47	7,26	106,7	0,320	NO
	K0+082,9	73,9	91	91,74	0,74	25,45	7,27	106,71	0,320	NO
	K0+083,5	74,6	90,84	91,58	0,74	25,44	7,27	106,71	0,321	NO
	K0+084,1	75,2	90,68	91,42	0,74	25,43	7,27	106,71	0,321	NO
	K0+084,7	75,8	90,52	91,26	0,74	25,41	7,28	106,72	0,321	NO
	K0+085,3	76,4	90,36	91,1	0,74	25,4	7,28	106,72	0,322	NO
	K0+086,0	77	90,2	90,94	0,74	25,39	7,28	106,72	0,322	NO
Rápida	K0+087,2	78,2	89,88	90,62	0,74	25,37	7,29	106,73	0,323	NO
	K0+087,2	78,2	90	90,74	0,74	25,37	7,29	106,73	0,323	NO
Deflector	K0+073,1	64,1	90,25	91,02	0,77	24,64	7,51	106,95	0,343	NO

De acuerdo con el libro "Hydraulic Structures" (Novak, Moffat, Nalluri, & Narayanan, 2007), se debe tener cuidado con problemas de cavitación en velocidades que exceden 35 m/s, y de acuerdo con el libro "Hydraulics in Civil and Environmental" (Chadwick, 2013), la velocidad máxima, sin considerar aireadores, es de 27.22 m/s. Con estos criterios se puede asumir que los aireadores son necesarios.

9.1.3.2. Captación Descarga de Fondo

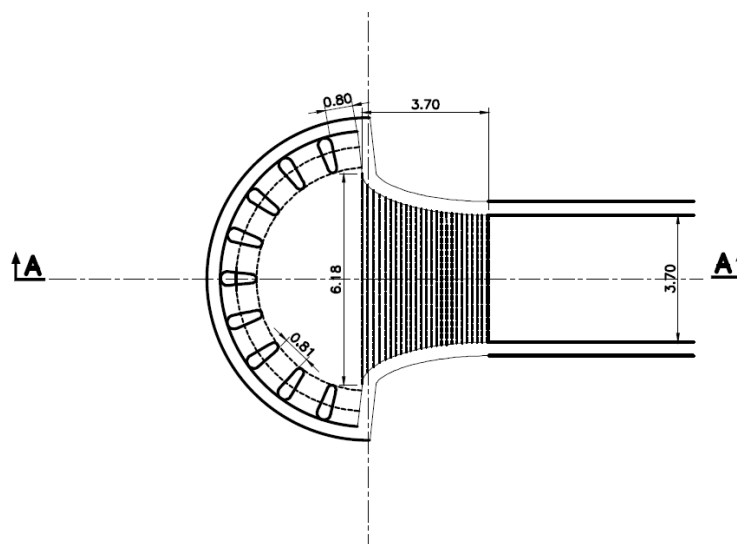
De acuerdo con lo expuesto en el numeral [8.3.3](#), se adoptó una caja de rejas frontales de geometría semicircular que permite captar de forma radial y simétrica el flujo proveniente del reservorio.

El techo semicircular de la caja sin rejas actúa como una estructura antivórtice la cual tiene la función de cortar el desarrollo de cualquier flujo rotacional que pueda formarse y de suministrar una protección adicional a la sumergencia mínima del reservorio que debe conservarse durante la operación.

De acuerdo con la capacidad hidráulica de la descarga de fondo (ver Tabla 73) por esta se captará un caudal máximo de 96.25 m³/s cuando el reservorio se encuentre en el nivel máximo normal por lo que la captación se dimensionó para dicho caudal garantizando una velocidad máxima en el ducto de 9.0 m/s y una velocidad máxima en la captación de 4.5 m/s. En la Tabla 75 se presentan las características de la captación y en la Figura 44 se presenta el esquema general de la misma.

Tabla 75. Dimensionamiento orificios captación descarga de fondo Guararé

Item	Valor	Unidad
Área neta requerida	21.39	m ²
Lado del Orificio	0.80	m
Base del Orificio	0.80	m
Espesor columna	0.25	m
Espesor Vigas	0.40	m
Dimensión mínima de la compuerta	1.80	m
Lado o base máxima del orificio	1.20	
Longitud diagonal del orificio	1.13	m
Criterio de dimensión mínima de los orificios	Cumple	
Área del Orificio	0.64	m ²
Número de Orificios Requeridos	34.00	un
Número de Orificios Horizontales (columnas)	10.00	un
Número de Orificios Verticales (filas)	5.00	un
Total orificios	50.00	
Área neta diseñada	32.00	m ²



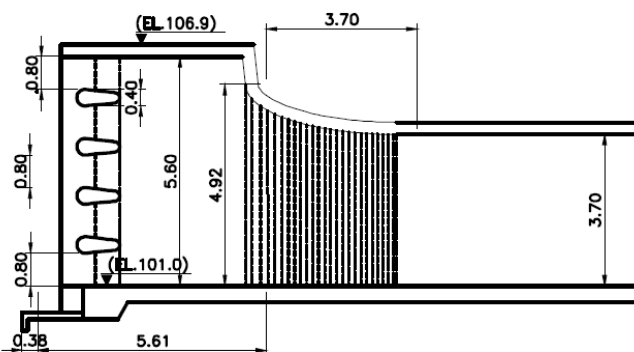


Figura 44. Esquema general de la captación de la descarga de fondo Guararé

La sumergencia crítica se estimó siguiendo las metodologías de Nauss y Gordon (ver numeral [8.3.3.4](#)) válidas para captaciones horizontales, encontrando que la metodología propuesta por Gordon es más conservadora, motivo por el cual se adopta éste resultado y se define la sumergencia mínima en 4.52 m medidos desde la clave del ducto, permitiendo ubicar el nivel mínimo del reservorio en la cota 109.2 msnm. En la Tabla 76 se presentan los resultados obtenidos. Los esquemas de la captación se presentan en el Anexo 1 y las memorias de cálculo correspondiente se presentan en el Anexo 2.

Tabla 76. Cálculo sumergencia crítica para descarga de fondo Guararé

Variables	Unidad	Ramadillas
Cota fondo del desagüe de fondo	msnm	101.00
Caudal nominal	m ³ /s	34.4
Diámetro	m	3.7
Área	m ²	10.75
Tipo de aproximación	-	Simétrica
Velocidad	m/s	3.20
Número de Froude	-	0.53
J. K. Nauss		
$h_c / D =$	-	1.56
h_c =(medida desde el eje del ducto)	m	5.8
Nivel mínimo =	msnm	108.6
Gordon		
$sc / D =$	-	1.22
sc =(medida desde la clave del ducto)	m	4.52
Nivel mínimo =	msnm	109.2
Nivel de agua normal	msnm	150
Chequeo (Nauss)	-	Cumple
Chequeo (Gordon)	-	Cumple

9.1.4. Descarga de caudales Guararé

Para la entrega de los caudales que permiten atender las demandas de agua, se proyectó que estos fueran entregados al pie de la presa para posteriormente aguas abajo, cerca de las zonas de demanda, realizar bombeos desde el cauce, con el fin de reducir las longitudes de conducción y los costos del proyecto. La descarga se proyectó para un caudal de diseño de 3.23 m³/s equivalente a la suma del máximo caudal diario requerido atender la demanda de riego, el caudal medio requerido para atender la demanda de abastecimiento, el caudal ambiental y un caudal para un usuario futuro solicitado por el Cliente.

9.1.4.1. Captación descarga de caudales

Al igual que para la descarga de fondo, para la descarga de caudales se adoptó una caja de rejas frontales de geometría semicircular que permite captar de forma radial y simétrica el flujo proveniente del reservorio.

El caudal de diseño fue calculado con un valor de 3.23 m³/s, para que la velocidad no sea superior a 0.6 m/s y se cumplan los demás requerimientos solicitados en los criterios de diseño expuestos en el numeral [8.3.3](#), se obtuvieron las dimensiones y número de orificios expuestas en la Tabla 77.

Tabla 77. Dimensionamiento orificios captación descarga de caudales

Ítem	Valor	Unidad
Área neta requerida	5.38	m ²
Lado del Orificio	0.90	m
Base del Orificio	0.90	m
Espesor columna	0.25	m
Espesor Vigas	0.40	m
Dimensión mínima de la compuerta	N.A.	m
Lado o base máxima del orificio	N.A.	
Longitud diagonal del orificio	1.27	m
Criterio de dimensión mínima de los orificios	N.A.	
Área del Orificio	0.81	m ²
Número de Orificios Requeridos	8.00	un
Número de Orificios Horizontales (columnas)	4.00	un
Número de Orificios Verticales (filas)	2.00	un
Total orificios	8.00	
Área neta diseñada	6.48	m ²

Los valores de sumergencia a adoptar serán los mismos que se adoptaron para la captación de descarga de fondo, presentadas en la Tabla 76.

Los esquemas se presentan en el Anexo 1 y las memorias de cálculo correspondiente se presentan en el Anexo 2.

9.1.4.2. Ducto descarga de caudales

La descarga se proyectó para un caudal de diseño de 3.23 m³/s equivalente a la suma del máximo caudal diario requerido atender la demanda de riego, el caudal medio requerido para atender la demanda de abastecimiento, el caudal ambiental y un caudal para un usuario futuro solicitado por el Cliente. La descarga se realizará a través de una tubería ubicada sobre la margen derecha del cauce paralelo a la descarga de fondo con captación en la cota 101 msnm una longitud de 102.9 m y diámetro de 1.0 m. En la Tabla 78 se presentan las pérdidas localizadas y en la Tabla 79 se presentan las pérdidas por fricción en la descarga de caudales a usuarios. En el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo hidráulico de la descarga de caudales a usuarios.

Tabla 78. Pérdidas localizadas de la descarga de caudales a usuarios – Guararé

Descripción	Área (m ²)	K	V (m/s)	Dh (m)
Rejilla de entrada	24.15	0.645	0.13	0.00
Entrada	0.79	0.160	4.11	0.14
Reducción HPC a Circular	0.636	0.050	5.08	0.07
Codo planta	0.785	0.100	4.11	0.09
Válvula mariposa	0.636	0.240	5.08	0.32
Reducción Circular a Circular	0.283	0.050	11.42	0.33
Bifurcación entrando a válvulas HB	24.15	0.645	0.13	0.00
Sumatoria				0.94

Tabla 79. Pérdidas localizadas de la descarga de caudales a usuarios - Guararé

Descripción	n	A	R	L	V	Sf	hf (m)
Longitud Entrada a Túnel	0.014	0.79	0.25	4.2	4.11	0.0210	0.09
Longitud tubería	0.012	0.79	0.25	94.4	4.11	0.0155	1.46
Longitud Transición a circular	0.012	0.64	0.23	0.0	5.08	0.0271	0.00
Longitud Tramo de válvulas	0.012	0.28	0.15	4.3	11.42	0.2358	1.01
Sumatoria							2.56

Las pérdidas totales por accesorios y por fricción suman 3.50 metros de columna de agua (mca).

Al final del tramo a presión, para la regulación de los caudales a descargar en el pie de la presa se ubicaran tres juegos de válvulas, en una cámara, con la descripción que se presenta en la Tabla 80.

Tabla 80. Descripción válvulas de usos - Guararé

Cuenca	Descarga de Usos	Riego		Abastecimiento		Salida Futura	
		Diámetro de válvula Howell Bunger PN 10	Diámetro de válvula mariposa de guarda PN 10	Diámetro de válvula Howell Bunger PN 10	Diámetro de válvula mariposa de guarda PN 10	Diámetro de válvula de émbolo a paso anular PN 10 ejecución standard	Diámetro de válvula de compuerta de guarda PN 10
Perales	Guararé	DN 600	DN 600	DN 300	DN 500	DN 250	DN 250

En la Tabla 81 se presenta la capacidad hidráulica de la descarga de usos. En el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo hidráulico de la descarga de fondo.

Tabla 81. Capacidad hidráulica de la descarga de usuarios - Guararé

Cálculos para caudal con control de válvulas HB			
Caudal diseño (m ³ /s)	Velocidad en la tubería (m/s)	Velocidad en la mariposa (m/s)	Velocidad en la válvula hb (m/s)
3.23	1.27	5.1	11.4

Partiendo de las dimensiones de las válvulas Howell-Bunger (ver Tabla 80) y de la estructura en las que se encuentran, se llevó a cabo una adaptación de los resultados del estudio "Designing a deflector slab for Howell-Bunger valves" de Sharma, Varshney y Chaturvedi para el proyecto hidroeléctrico de Ramganga en la India, a la estructura en cuestión. Manteniendo las proporciones de geométricas de los resultados de esta investigación en función del diámetro de la válvula, se estimó el comportamiento del flujo a la salida de las estructuras donde se encuentran las válvulas. En la Figura 45 y la Figura 46 se muestra el esquema adoptado en este estudio y el perfil promedio resultante.

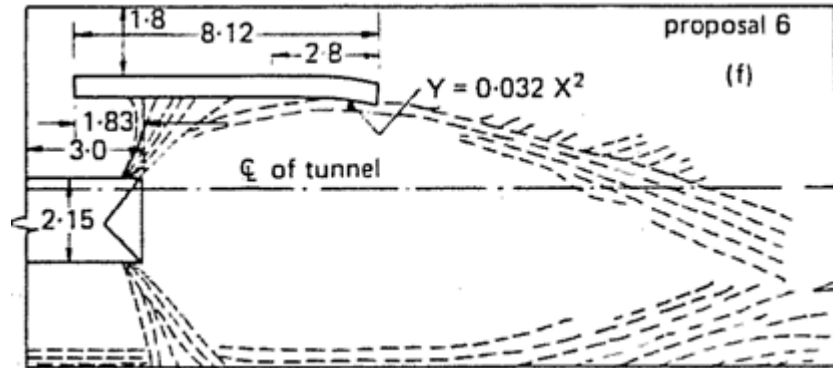


Figura 45. Esquema de la propuesta 6 de deflectores (Sharma, H.D., Varshney D.V. y Chaturvedi, R.H. (1977))

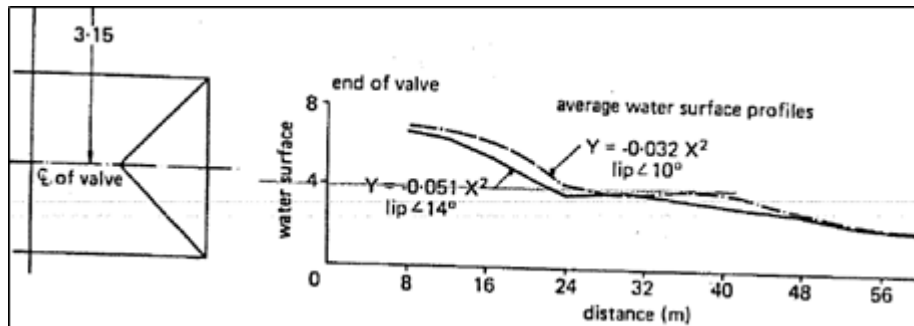


Figura 46. Perfil de flujo promedio (Sharma, H.D., Varshney D.V. y Chaturvedi, R.H. (1977))

Con el ánimo de tener una idea del comportamiento del flujo en estas conducciones se hizo un diseño preliminar de los canales asumiendo el largo requerido y una altura de flujo normal. En la Figura 47 se muestra el esquema tipo de canal rectangular considerado y en la Tabla 82 las dimensiones según las suposiciones realizadas.

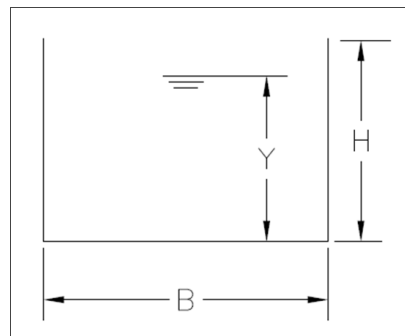


Figura 47. Esquema típico de canal regular

Tabla 82. Dimensiones para canales en cámara de usos

Cauce	Qd	B	Y	S	V	BL	Altura Total	Altura Adoptada
-------	----	---	---	---	---	----	--------------	-----------------

	(m ³ /s)	(m)	(m)	m/m	(m/s)	(m)	(H) (m)	(H) (m)
Usos	3.23	3.20	0.24	3%	4.29	0.18	0.42	1.00

BL: Borde Libre.

En la Figura 48 se muestra el esquema en planta de acuerdo con la topografía y las dimensiones de las estructuras consideradas para la adecuada entrega de los caudales hacia aguas abajo de la presa.

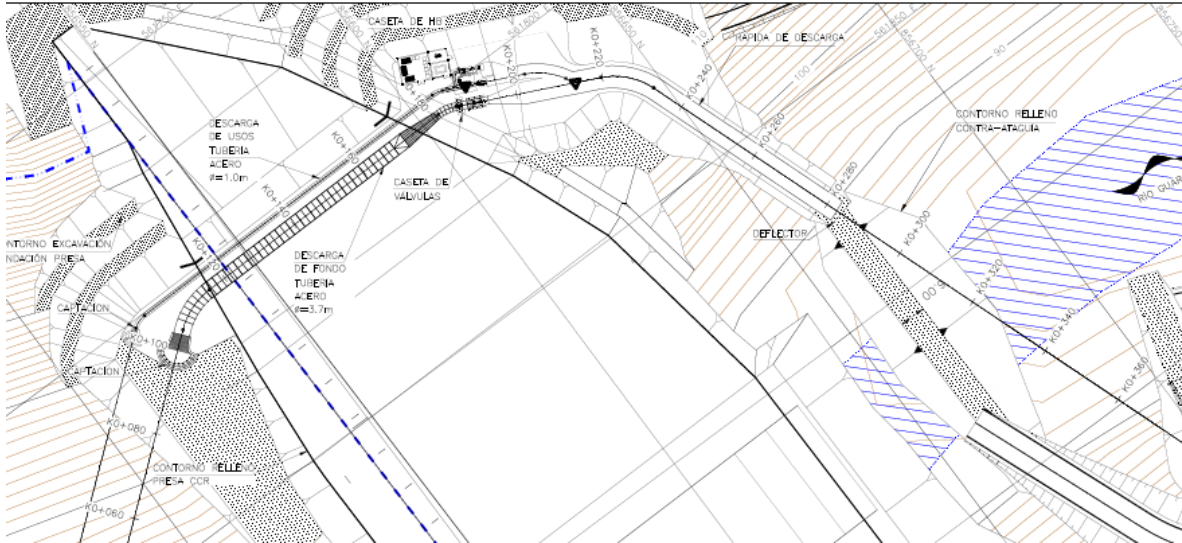


Figura 48. Esquema de la entrega de caudales de usos - Guararé

9.1.5. Vertedero de excesos

Al tratarse de una presa de CCR se incorporó en el cuerpo de la presa el vertedero de excesos sin compuertas, el cual permite el manejo de las crecientes. El vertedero fue proyectado con cresta en la cota 150.0 msnm, para evacuar la creciente máxima probable (CMP) que tiene un caudal máximo de 1,803.4 m³/s; está conformado por 1 vano de 30.0 m, para cual se mantiene un borde libre mínimo de 0.5 m.

La curva de la gola se empalma directamente con la rápida de descarga, con 5.0 m de altura de muros. La rápida de descarga con 100% de pendiente longitudinal, mediante una curva convexa de 10.0 m de radio se empata con el deflector radial.

La rápida de descarga tiene un ancho constante de 30 metros, éste se desarrolla de manera constante hasta el deflector de descarga, ver Figura 49.

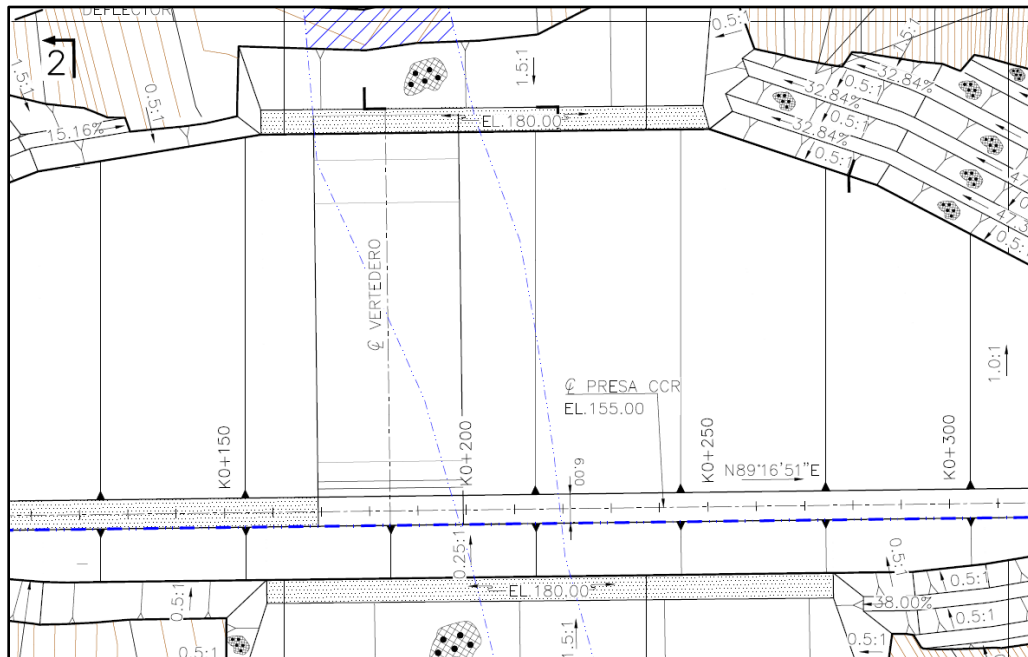


Figura 49. Planta General Vertedero - Guararé

El vertedero se dimensionó para la CMP transitada en el reservorio obteniendo que el nivel del agua en el reservorio alcanza la cota 154.5 msnm (cota de cresta 155 msnm). En la Tabla 83 y en la Figura 50 se presenta la curva de tránsito del vertedero para el proyecto Guararé.

Tabla 83. Curva de tránsito vertedero – Guararé

Tiempo	Caudal de entrada	Volumen del reservorio	Cota del reservorio	Caudal de descarga	Caudal total de salida
(Horas)	(m ³ /s)	(hm ³)	(msnm)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
0.00	0.00	78.8	150.00	0.00	0.00
0.10	8.05	78.77	150.00	0.01	0.01
0.20	16.09	78.78	150.00	0.04	0.04
0.30	24.14	78.78	150.00	0.08	0.08
0.40	47.57	78.80	150.01	0.16	0.16
0.50	79.75	78.82	150.01	0.30	0.30
0.60	111.93	78.85	150.02	0.51	0.51
0.70	147.80	78.90	150.03	0.79	0.79
0.80	193.39	78.96	150.05	1.17	1.17
0.90	238.98	79.04	150.06	1.64	1.64
1.00	284.57	79.13	150.09	2.21	2.21
1.10	347.30	79.24	150.11	2.90	2.90
1.20	411.66	79.38	150.15	3.73	3.73
1.30	476.02	79.54	150.18	4.70	4.70
1.40	549.24	79.72	150.23	5.82	5.82
1.50	629.69	79.93	150.28	7.72	7.72
1.60	710.14	80.17	150.33	10.47	10.47

1.70	792.61	80.43	150.40	13.55	13.55
1.80	883.79	80.73	150.47	16.98	16.98
1.90	974.97	81.06	150.55	21.53	21.53
2.00	1066.15	81.42	150.63	27.09	27.09
2.10	1157.33	81.81	150.73	33.12	33.12
2.20	1248.51	82.23	150.83	40.65	40.65
2.30	1339.69	82.68	150.93	49.07	49.07
2.40	1418.44	83.15	151.05	58.60	58.60
2.50	1482.80	83.65	151.17	69.43	69.43
2.60	1547.16	84.17	151.29	81.16	81.16
2.70	1609.36	84.71	151.42	94.34	94.34
2.80	1652.27	85.26	151.55	108.43	108.43
2.90	1695.17	85.82	151.68	123.71	123.71
3.00	1738.08	86.39	151.82	140.01	140.01
3.10	1761.18	86.97	151.96	157.20	157.20
3.20	1777.27	87.54	152.10	175.37	175.37
3.30	1793.36	88.12	152.23	193.93	193.93
3.40	1799.36	88.69	152.37	213.56	213.56
3.50	1788.64	89.26	152.51	233.13	233.13
3.60	1777.91	89.81	152.64	253.58	253.58
3.70	1766.89	90.36	152.77	273.78	273.78
3.80	1734.71	90.88	152.89	294.32	294.32
3.90	1702.52	91.39	153.02	314.27	314.27
4.00	1670.34	91.88	153.13	334.43	334.43
4.10	1631.17	92.35	153.25	353.76	353.76
4.20	1588.27	92.80	153.35	373.02	373.02
4.30	1545.36	93.23	153.45	391.37	391.37
4.40	1500.90	93.63	153.55	409.18	409.18
4.50	1452.63	94.01	153.64	426.35	426.35
4.60	1404.36	94.37	153.73	442.46	442.46
4.70	1356.09	94.71	153.81	457.95	457.95
4.80	1307.82	95.02	153.88	472.53	472.53
4.90	1259.54	95.31	153.95	486.07	486.07
5.00	1211.27	95.58	154.02	498.68	498.68
5.10	1159.98	95.82	154.07	510.56	510.56
5.20	1106.34	96.04	154.13	521.33	521.33
5.30	1052.71	96.24	154.17	530.98	530.98
5.40	1001.96	96.42	154.22	539.57	539.57
5.50	962.63	96.58	154.26	547.26	547.26
5.60	923.30	96.72	154.29	554.33	554.33
5.70	883.96	96.84	154.32	560.57	560.57

5.80	844.63	96.95	154.34	566.00	566.00
5.90	806.43	97.04	154.37	570.64	570.64
6.00	774.25	97.12	154.39	574.56	574.56
6.10	744.63	97.19	154.40	577.87	577.87
6.20	717.81	97.24	154.41	580.61	580.61
6.30	691.00	97.29	154.42	582.82	582.82
6.40	664.18	97.32	154.43	584.51	584.51
6.50	637.36	97.34	154.44	585.70	585.70
6.60	610.54	97.36	154.44	586.38	586.38
6.70	583.73	97.36	154.44	586.57	586.57
6.80	560.94	97.36	154.44	586.32	586.32
6.90	539.49	97.34	154.44	585.67	585.67

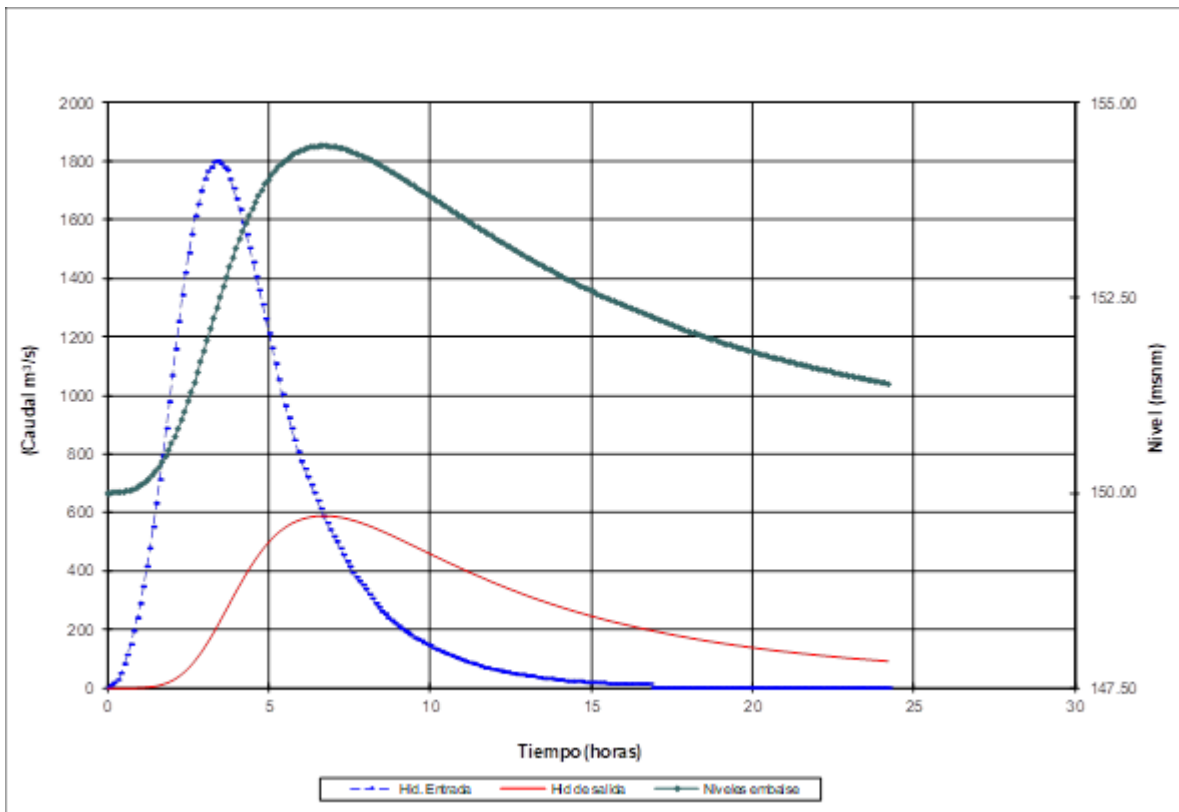


Figura 50. Curva de tránsito vertedero – Guararé

Aplicando la metodología presentada en el numeral [8.5.2](#) se obtiene la forma de la gola desde la parte trasera, hasta la cresta de la misma (Ver Figura 51) y el perfil de la gola desde la cresta (Ver Figura 52).

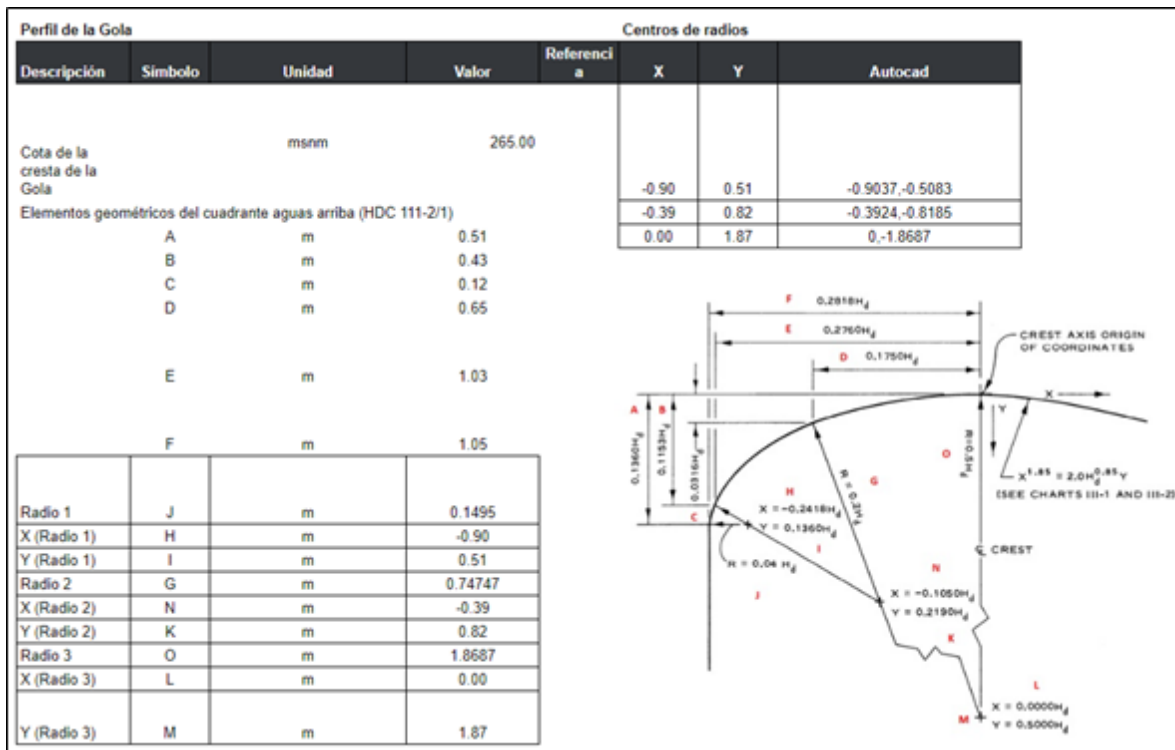


Figura 51. Perfil elíptico de la Gola en su parte trasera – Guararé

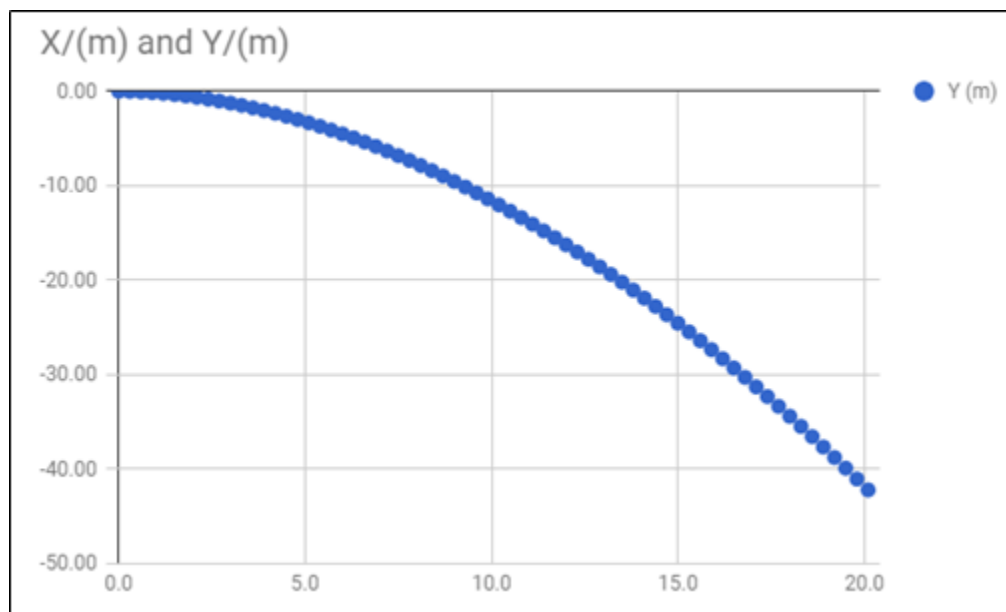


Figura 52. Perfil Gola - Guararé

9.2. SISTEMAS DE BOMBEO

Como se especificó anteriormente, en el planteamiento de la presa de regulación se consideró que la descarga de caudales se realizaría al pie de la presa sobre el cauce en el que se localiza la presa, con el objetivo que el propio cauce sirva para

llevar los caudales regulados hasta zonas cercanas a las áreas de consumo y de este modo reducir la longitud de conducciones.

De acuerdo con lo anterior para la cuenca de Perales se plantearon 4 sitios para la captación de caudales a lo largo del río Perales para disponer los caudales regulados en el reservorio y atender las demandas de abastecimiento, riego, usos industriales, comerciales, etc. En cada uno de estos sitios se captarán caudales y tal como se especificó en el numeral [8.6](#) en caso de disponer de caudales para riego y abastecimiento, se plantearon sistemas de bombeo independientes, mientras que en el caso de disponer de caudales exclusivamente para riego, se planteó un sistema de bombeo único.

Cómo se estableció en el Estudio de Demanda (ver informe AZU-ING-INF-009) la demanda de agua para riego asciende a 1.85 m³/s, mientras que la demanda de agua para abastecimiento asciende a 0.27 m³/s. Con base en estas demandas en la modelación del sistema de recursos hídricos se obtuvo que el caudal diario descargado para atender la demanda de abastecimiento es de 0.27 m³, mientras que el caudal máximo diario descargado para atender la demanda de riego es de 7.56 m³/s. Tomando en cuenta que los caudales de diseño de los sistemas de bombeos deben proyectarse proporcionales a los sistemas de abastecimiento y a las áreas de riego que atenderán, en la Tabla 84 se presentan los caudales de diseño de los diferentes sistemas de bombeo proyectados y en la Figura 53 se muestra la localización general de dichos sistemas.

Tabla 84. Caudales de diseño de los sistemas de bombeo

SISTEMA DE BOMBEO	Riego		Abastecimiento	
	Área de servicio (ha)	Caudal de diseño (m ³ /s)	Sistema de servicio	Caudal de diseño (m ³ /s)
1	2,206.06	1.95	Sistema MINSA corregimientos La Pasera (1,893 l/s) y Perales (5,047 l/s))	0.27
2	2,074.41	1.83	-	-
3	2,078.37	1.83	-	-
4	2,216.33	1.95	-	-

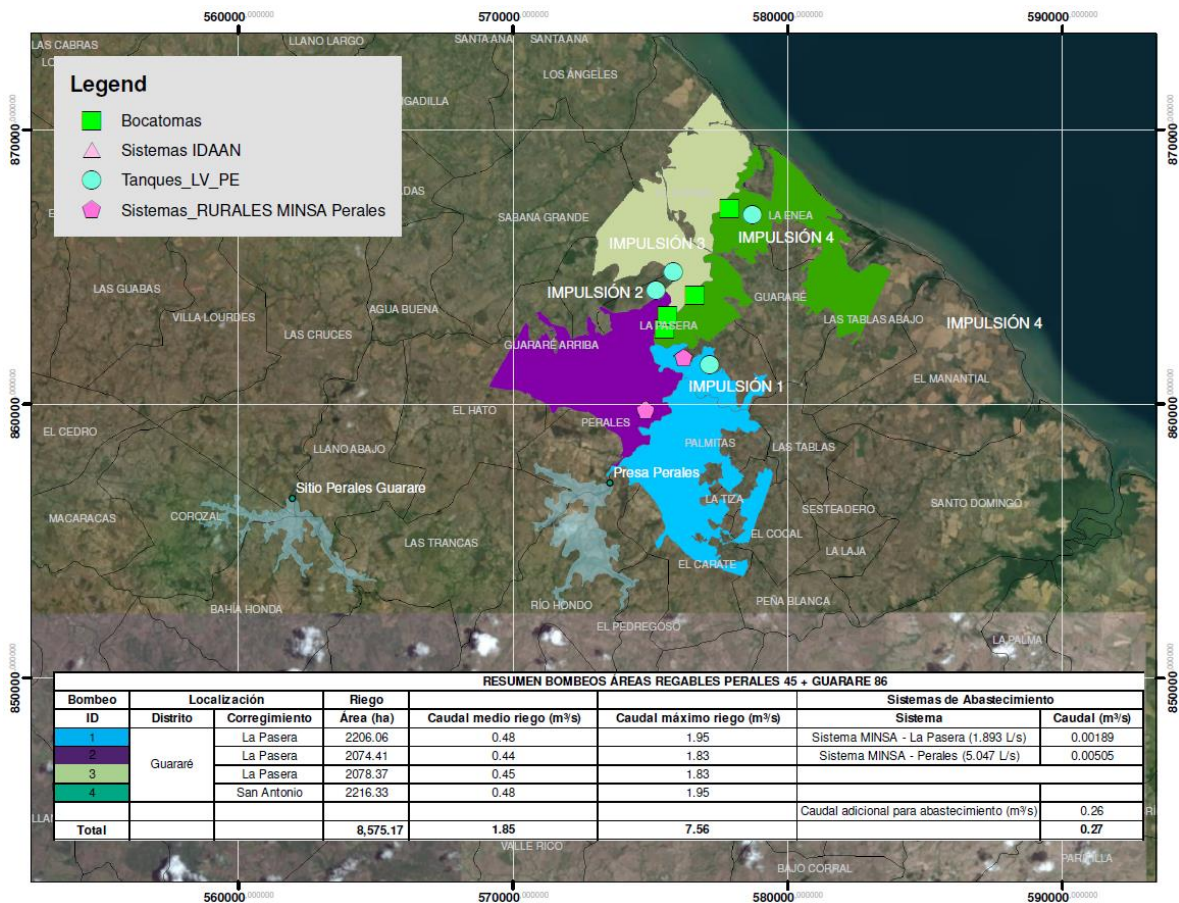


Figura 53. Localización general de los sistemas de bombeo para el suministro de caudales al área de estudio



9.2.1. Sistema de bombeo Perales 1 – riego y abastecimiento

El Sistema de bombeo 1 se localiza sobre el río Perales aproximadamente en la cota 15 msnm en las coordenadas 862,711.304 N, 575,497.661 E y fue proyectado con un único sistema de captación y desarenación, pero con 2 sistemas de bombeo, uno de ellos con un caudal de diseño de 1.95 m³/s para atender la demanda de riego y un segundo sistema de bombeo con caudal de diseño de 0.27 m³/s para atender la demanda de abastecimiento de los sistemas de MINSA en los corregimientos La Pasera y Perales.

9.2.1.1. Presa de derivación Perales 1

El sistema se proyectó con una presa derivadora que tiene la única función de elevar el nivel del agua en el río para permitir la captación de caudales a través de la captación, para ser desarenadas y posteriormente bombeadas y entregadas a un tanque para la distribución en el área a abastecer.

La presa se dimensionó con los criterios expuestos en el numeral 8.6.3, se localiza sobre un tramo recto del río y cuenta con un perfil tipo Creager que permite el vertido de caudales por toda su cresta.

La presa se localiza sobre un tramo recto del río, fue diseñada con un vertedero en perfil tipo Creager que permite el vertido de caudales por toda su cresta, para el paso de una creciente con periodo de retorno de 100 años con un funcionamiento hidráulicamente correcto y cuenta con muros de protección de obras en la margen derecha, cuya altura fue definida para

el tránsito de la creciente de 1000 años de periodo de retorno. En la Tabla 85 se presentan las características de la presa derivadora proyectada en el sitio 1.

Tabla 85. Características presa derivadora Perales 1

Ítem (m)	Perales 1
Q max Tr 100 (m ³ /s)	1,055.79
Ancho vertedero	7
Longitud vertedero	18.7
Paramento	4.47
Altura para creciente de Tr 1000	21.89
Radio para curva de empalme entre gola y fondo de lecho	14
Coordenada (-X) de elipse aguas arriba de la gola	3.245
Coordenada (Y) de elipse aguas arriba de la gola	1.9

El perfil determinado para la gola se presenta en la Figura 54, en el Anexo 1, figuras AZUPE-PG-J-TMCM-04-0003 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

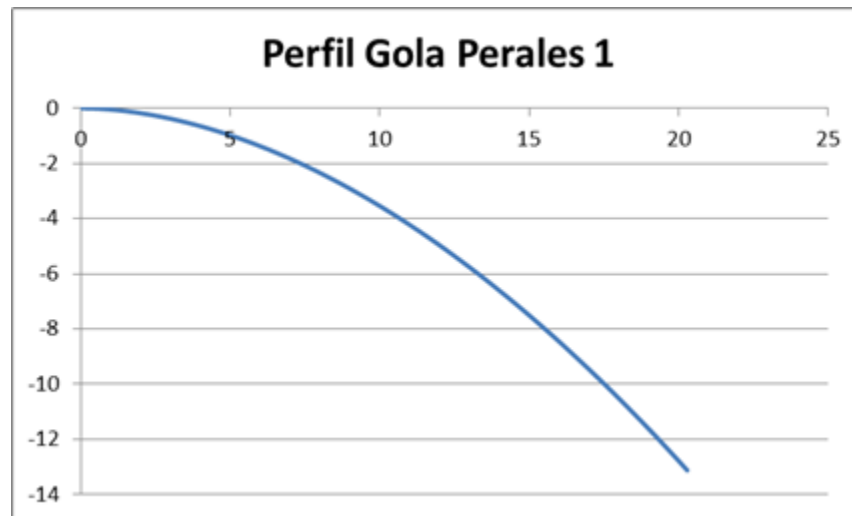


Figura 54. Perfil Gola Perales 1

Sobre la margen derecha y anexo a la presa se localiza un canal de limpia el cual tiene como objetivo establecer un flujo rápido frente a la obra de toma lateral para permitir el arrastre de los sedimentos depositados en frente de ella. El canal de limpia fue diseñado con un ancho de 2 m para que permita el paso del caudal medio del río Perales (6.18 m³/s). En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0003 se presenta los esquemas de la captación. Las memorias y análisis realizados para definir el ancho del canal de limpia se presentan en el Anexo 2 del presente informe.

9.2.1.2. Captación Perales 1

La captación se ubica frente al canal de limpia y se proyectó lateral de 3 vanos, con rejillas considerando la operación de dos de ellos y uno de respaldo y considerando un taponamiento del 50 % en la bocatoma. Cada vano fue diseñado de 1.8 m de altura por 2.2 m de ancho, para captar la mitad del caudal de toma (1.6 m³/s), el caudal de toma es la suma del caudal de diseño (2.22 m³/s) más el caudal ambiental (0.93 m³/s) para un total de (3.15 m³/s) y cuenta con rejillas conformadas por barras de 0,025 m de diámetro, separación de 0,1 m y una inclinación con la horizontal de 75°. Estas rejillas tienen la finalidad de evitar la toma de partículas de gran tamaño que obstruyan el flujo por la obra de toma.

El caudal ambiental (0.93 m³/s) será descargado luego de su paso por la reja a través de una tubería de 0.8 m de diámetro controlada con una compuerta que funcionará exclusivamente para dicha operación. En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0003 se presenta el esquema de captación.

9.2.1.3. Canal de aducción Perales 1

A partir de la estructura que se encuentra posterior a la captación se desprenden tres canales de aducción que tienen como objetivo de entregar el flujo de manera uniforme a las naves del desarenador, los cuales fueron diseñados al igual que la captación para la mitad del caudal de diseño, considerando la operación de dos de ellos mientras el restante es de respaldo.

Cada canal está conformado por dos tramos, así:

- El primer tramo recto que conecta la zona de captación al tramo de transición que llega hasta el desarenador, al inicio de este tramo se tiene una compuerta plana que permite el control del flujo.
- El segundo tramo consiste en una transición entre el canal de aducción y el desarenador cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje de las naves del desarenador, terminando con un ancho igual al de las naves del desarenador y con una pendiente que garantice que se alcanza la profundidad necesaria para la desarenación.

Estas estructuras se proyectaron con las dimensiones mostradas en la Tabla 86. En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0003 se presenta los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 86. Características canal de aducción Perales 1

Ítem (m)	Perales 1
Q diseño (m ³ /s)	1.04
Tramo 1 - Longitud transición toma a canal	2.7
Tramo 2 - Ancho canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Altura canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Longitud canal de empalme	3.1
Tramo 3 - Longitud transición canal a desarenador	6.6

9.2.1.4. Desarenador Perales 1

Usando los criterios de desarenación expuestos en el numeral [8.6.6](#), cada desarenador fue proyectado para la retención de partículas de diámetros iguales o superiores a 0,2 mm según las recomendaciones de la literatura técnica. Fue proyectado con 3 naves o cámaras, cada una para un caudal igual a la mitad del caudal de diseño con el objetivo de permitir el funcionamiento de dos de ellas mientras la restante se encuentra en mantenimiento. A la salida de los módulos del desarenador se encuentra un vertedero, el cual entrega el flujo al tanque succión del sistema de bombeo. Las dimensiones y características que se presentan en la Tabla 87.

Tabla 87. Características desarenador Perales 1

Ítem (m)	Perales 1
Q diseño (m ³ /s)	1.04
Ancho nave	3.92
Longitud nave	15.81
Profundidad útil de sedimentación	1.50

Cada nave cuenta con una tolva para la acumulación de sedimentos compuesta por un canal central de 1,0 m de ancho con pendiente del 5,8 %, localizada en la zona media, la cual tiene como objeto permitir la limpieza. El flujo es controlado

por medio de una compuerta plana, seguido por una tubería de limpieza. En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0003 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.1.5. Bombeo Perales 1

El caudal proveniente del desarenador pasa al tanque de succión para el bombeo, éste se dimensionó para un tiempo de retención de 2 minutos del caudal de bombeo. Las características del tanque de succión se presentan en la Tabla 88.

Tabla 88. Características tanque de succión Perales 1

Ítem (m)	Perales 1
Q diseño (m ³ /s)	2.08
Longitud tanque	6.8
Ancho tanque	12.9
Longitud transición a succión	2.1
Longitud zona de succión	4.2
Altura zona de succión	3.4
Altura volumen útil	2.9

En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0003 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

El sistema de bombeo 1 en la cuenca de Perales ha sido proyectado para atender demandas de agua para abastecimiento y riego. De acuerdo con lo anterior se proyectaron 2 unidades de bombeo independientes entre sí como se presenta en la Tabla 89 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 89. Dimensionamiento Bombes Riego y Abastecimiento Perales 1

Sistema de servicio	Caudal de diseño (m ³ /s)	Altura de bombeo (m)	Potencia Real (MW)
Sistemas MINSA - La Pasera y Perales	0.27	63.78	0.21
Riego (2,206.06 ha)	1.95	62.89	1.50

En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0003 se presentan los esquemas del bombeo, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.1.6. Impulsiones Perales 1

Se proyectaron 2 impulsiones en el sitio 1, una para bombeo de riego y otra de abastecimiento, éstas tienen como objetivo entregar los caudales captados a los tanque desde los cuales se distribuirá a los sistemas de riego y acueductos respectivamente (ver Tabla 89), para el presente cálculo se asume que el caudal se va a distribuir al 100% del área regable.

9.2.1.6.1. Impulsión 1 – Para Riego

Del sitio identificado con el número 1 se desprenderán dos impulsiones, una para demanda de riego y otra para abastecimiento.

El primer sistema de impulsión para riego (desde aguas arriba, hacia aguas abajo por el río Perales), permite llevar 1.95 m³/s a un tanque desde el cual se distribuirá a 2,206.06 ha de riego.

La conducción se proyectó en GRP de 1.4 m de diámetro (PN 10), con una longitud de 2,502.4 m, localizada en el distrito de Guararé, en el corregimiento La Pasera.

La captación se realiza desde la cota 15 msnm y se impulsa el caudal hasta la cota 70 msnm donde se hace su correspondiente entrega a un tanque. La cabeza total de impulsión es de 62.89 m.

En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0001 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.1.6.2. Impulsión 1 – Para Abastecimiento



La impulsión para abastecimiento permite llevar 0.27 m³/s a un tanque de carga desde el cual se podrá distribuir a los siguientes sistemas (MINSA: corregimiento La Pasera (1.893 l/s) y Perales (5.047 l/s)), se tiene un sobrante de 0.26 m³/s, el mencionado tanque se ubicará en la misma estructura del tanque previsto para riego, en un módulo independiente. Para el aprovechamiento total del caudal disponible en este punto resulta recomendable la proyección de una PTAP en esta zona.



La conducción se proyectó en PEAD de 0.6 m de diámetro (PN 10), con una longitud de 2,502.4 m localizada en el distrito de Guararé, en el corregimiento de La Pasera. Esta tubería irá paralela en todo su recorrido a la tubería dispuesta para riego y deberá conectarse a una PTAP para que el agua pueda ser tratada y debidamente entregada a las poblaciones consideradas.

La captación se realiza desde la cota 15 msnm y se impulsa el caudal hasta la cota 70 msnm donde se hace su correspondiente entrega a un tanque que distribuirá al sistema de abastecimiento. La cabeza total de impulsión es de 63.78 m.

En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0001 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.1.7. Tanque de carga Perales 1

El caudal de riego, proveniente del bombeo pasa a un tanque de carga del cual se distribuirá a la zona de riego, igualmente el caudal de abastecimiento llegará a un tanque adosado al de riego, desde el cual se distribuirá a los sistemas de acueducto los cuales son alcance de diseño del presente estudio. Dichos tanques se dimensionaron para un tiempo de retención de 5 minutos del caudal de bombeo, ver Tabla 90.



Tabla 90. Características tanque de riego Perales 1

Nombre	Q (m ³ /s)	Vol. (m ³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m ³)
Perales 1	2.08	624.0	15	15	2.8	630.0

Para abastecimiento se tendrá un bombeo en el sitio 1, se tendrá un tanque adosado a la misma estructura de tanque de riego, pero estarán en módulos independientes, con tuberías de entrada y salida propias, en la Tabla 91 se aprecia el dimensionamiento del módulo de abastecimiento.



Tabla 91. Características tanque de abastecimiento Perales 1

Nombre	Q (m ³ /s)	Vol. (m ³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m ³)
Perales 1	0.27	81.0	3	15	2.8	126.0

En el Anexo 1, figura AZU-ING-FIG-RH-PE-0007, se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.1.7.1. Disipador Escalonado Perales 1

El flujo vertido será captado por un disipador escalonado que llevará el flujo hasta el cuerpo de agua receptor. En función de los criterios establecidos en el numeral [8.6.9](#), se hicieron los cálculos para dimensionar el disipador de los tanques.

De acuerdo con la topografía del trazado escogido para el disipador, se tienen diferentes pendientes, para las cuales se presentan los resultados, presentados en la Tabla 92.

Tabla 92. Características Disipador Tanque Perales 1

Ítem	Perales 1			
	Disipador Escalonado			
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
Largo del escalón (m)	2.92	4.81	12.44	NA
Altura del escalón (m)	0.7	0.6	0.5	NA
Pendiente del canal (m/m)	0.24	0.12	0.04	0.01

Nota: los tanques de riego y abastecimiento ubicados en el sitio 1 compartirán el mismo disipador de excesos.

Los cálculos detallados, basados en la metodología expuesta en el numeral Anexo 2, de canal colector, vertedero de excesos y disipador escalonado se presentan en el Anexo 2, los planos de trabajo de los tanques se presentan en el Anexo 1 figura AZU-ING-FIG-RH-PE-0007.

9.2.1.7.2. Desagüe de Tanque

Se dimensionó una tubería de desagüe para el caudal obtenido en 8 horas de vaciado, según lo expuesto en el numeral [8.6.9](#), para cada tanque se proyecta una tubería de diámetro 0.3 m. en la que se llevará el caudal evacuado y descargará en el disipador de energía correspondiente, para llevar el líquido hasta el cuerpo receptor.

En el Anexo 1 figura AZU-ING-FIG-RH-PE-0007 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.2. Sistemas de Bombeo 2 – Riego

El Sistema de bombeo 2 se localiza sobre el río Perales aproximadamente en la cota 15 msnm en las coordenadas 863,160.737 N, 575,583.640 E y fue proyectado con un único sistema de captación, desarenación, y un sistema de bombeo con un caudal de diseño de 1.83 m³/s para atender la demanda de riego.

9.2.2.1. Presa de derivación Perales 2

El sistema se proyectó con una presa derivadora que tiene la única función de elevar el nivel del agua en el río para permitir la captación de caudales a través de la captación, para ser desarenadas y posteriormente bombeadas y entregadas a un tanque para la distribución en el área a abastecer.

El perfil de la presa fue diseñado para el paso de una creciente con periodo de retorno de 100 años con un funcionamiento hidráulicamente correcto y cuenta con muros de protección de ladera en la margen derecha del cauce y de protección de obras en la margen izquierda, cuya altura fue definida para el tránsito de la creciente de 1000 años de periodo de retorno. En la Tabla 93 se presentan las características de la presa derivadora proyectada.

Tabla 93. Características presa de derivación Perales 2

Ítem (m)	Perales 2
Q max Tr 100 (m ³ /s)	1,060.92

Ancho vertedero	7
Longitud vertedero	18.54
Paramento	4.44
Altura para creciente de Tr 1000	21.42
Radio para curva de empalme entre gola y fondo de lecho	14
Coordenada (-X) de elipse aguas arriba de la gola	3.191
Coordenada (Y) de elipse aguas arriba de la gola	1.869

El perfil determinado para la gola se presenta en la Figura 55, en el Anexo 1, figuras AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema general de la captación y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

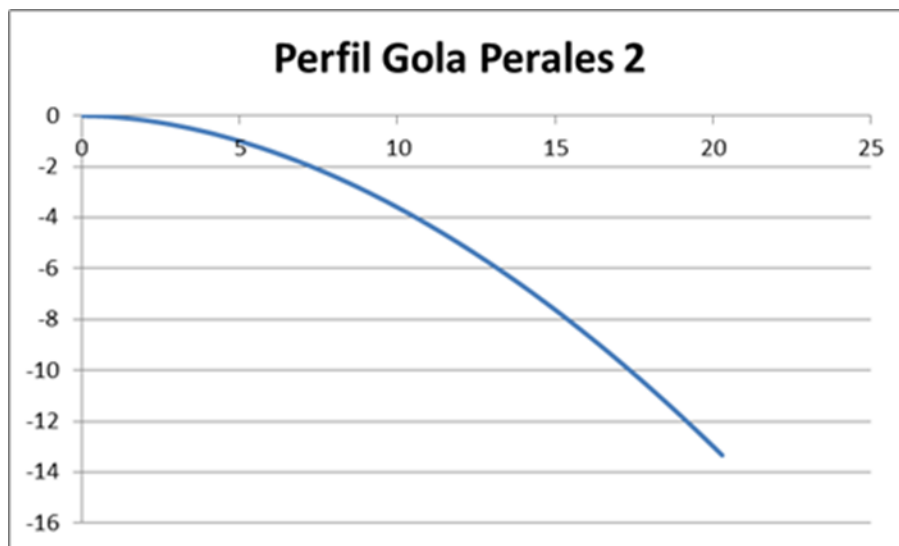


Figura 55. Perfil Gola Perales 2

Sobre la margen izquierda y anexo a la presa se localiza un canal de limpia el cual tiene como objetivo establecer un flujo rápido frente a la obra de toma lateral para permitir el arrastre de los sedimentos depositados en frente de ella. El canal de limpia fue diseñado con un ancho de 2 m para que permita el paso del caudal medio del río Perales (6.22 m³/s). En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta los esquemas de la captación. Las memorias y análisis realizados para definir el ancho del canal de limpia se presentan en el Anexo 2 del presente informe.

9.2.2.2. Captación Perales 2

La captación se ubica frente al canal de limpia y se proyectó lateral de 3 vanos, con rejillas considerando la operación de dos de ellos y uno de respaldo y considerando un taponamiento del 50 % en la bocatoma. Cada vano fue diseñado de 1.74 m de altura por 2.1 m de ancho, para captar la mitad del caudal de toma (1.4 m³/s), el caudal de toma es la suma del caudal de diseño (1.83 m³/s) más el caudal ambiental (0.93 m³/s) para un total de (2.76 m³/s) y cuenta con rejillas conformadas por barras de 0,025 m de diámetro, separación de 0,1 m y una inclinación con la horizontal de 75°. Estas rejillas tienen la finalidad de evitar la toma de partículas de gran tamaño que obstruyan el flujo por la obra de toma.

El caudal ambiental (0.93 m³/s) será descargado luego de su paso por la reja a través de una tubería de 0.8 m de diámetro controlada con una compuerta que funcionará exclusivamente para dicha operación. En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de captación.

9.2.2.3. Canal de Aducción Perales 2

A partir de la estructura que se encuentra posterior a la captación se desprenden tres canales de aducción que tienen como objetivo de entregar el flujo de manera uniforme a las naves del desarenador, los cuales fueron diseñados al igual que la captación para la mitad del caudal de diseño, considerando la operación de dos de ellos mientras el restante es de respaldo.

Cada canal está conformado por dos tramos, así:

- El primer tramo recto que conecta la zona de captación al tramo de transición que llega hasta el desarenador, al inicio de este tramo se tiene una compuerta plana que permite el control del flujo.
- El segundo tramo consiste en una transición entre el canal de aducción y el desarenador cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje de las naves del desarenador, terminando con un ancho igual al de las naves del desarenador y con una pendiente que garantice que se alcanza la profundidad necesaria para la desarenación.

Estas estructuras se proyectaron con las dimensiones mostradas en la Tabla 94. En el Anexo 1 figura AZU-ING-FIG-RH-PE-0006 se presenta los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 94. Características canal de aducción Perales 2

Ítem (m)	Perales 2
Q diseño (m ³ /s)	0.98
Tramo 1 - Longitud transición toma a canal	2.5
Tramo 2 - Ancho canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Altura canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Longitud canal de empalme	3.1
Tramo 3 - Longitud transición canal a desarenador	6.1

9.2.2.4. Desarenador Perales 2

Usando los criterios de desarenación expuestos en el numeral [8.6.6](#), cada desarenador fue proyectado para la retención de partículas de diámetros iguales o superiores a 0,2 mm según las recomendaciones de la literatura técnica. Fue proyectado con 3 naves o cámaras, cada una para un caudal igual a la mitad del caudal de diseño con el objetivo de permitir el funcionamiento de dos de ellas mientras la restante se encuentra en mantenimiento. A la salida de los módulos del desarenador se encuentra un vertedero, el cual entrega el flujo al tanque succión del sistema de bombeo. Las dimensiones y características que se presentan en la Tabla 95.

Tabla 95. Características Desarenador Perales 2

Ítem (m)	Perales 2
Q diseño (m ³ /s)	0.98
Ancho nave	3.69
Longitud nave	15.81
Profundidad útil de sedimentación	1.50

Cada nave cuenta con una tolva para la acumulación de sedimentos compuesta por un canal central de 1,0 m de ancho con pendiente del 5,8 %, localizada en la zona media, la cual tiene como objeto permitir la limpieza. El flujo es controlado por medio de una compuerta plana, seguido por una tubería de limpieza. En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.2.5. Bombeo Perales 2

El caudal proveniente del desarenador pasa al tanque de succión para el bombeo, éste se dimensionó para un tiempo de retención de 2 minutos del caudal de bombeo. Las características de los tanques se presentan en la Tabla 96.

Tabla 96. Características tanque de succión Perales 2

Ítem (m)	Perales 2
Q diseño (m ³ /s)	1.96
Longitud tanque	6.9
Ancho tanque	12.3
Longitud transición a succión	2.1
Longitud zona de succión	4.2
Altura zona de succión	3.4
Altura volumen útil	2.9

En el figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

El sistema de bombeo 2 en la cuenca de Perales ha sido proyectado para atender demandas de agua para riego. De acuerdo con lo anterior se proyectó 1 unidad de bombeo como se presenta en la Tabla 97 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 97. Dimensionamiento Bombeo Riego Perales 2

Sistema de servicio	Caudal de diseño (m ³ /s)	Altura de bombeo (m)	Potencia Real (MW)
Riego (2,074.41 ha)	1.83	64.64	1.45

En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0002, se presentan los esquemas del bombeo, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.2.6. Impulsión Perales 2

Se proyectó 1 impulsión para bombeo de riego en el sitio 2, ésta tiene como objetivo entregar los caudales captados al tanque desde el cual se distribuirá a los sistemas de riego (ver Tabla 97), para el presente cálculo se asume que el caudal se va a distribuir al 100% del área regable.

9.2.2.6.1. Impulsión 2 – Para Riego

El segundo sistema de impulsión para riego (desde aguas arriba, hacia aguas abajo por el río Perales), permite llevar 1.83 m³/s a 2,074.41 ha de riego.

La conducción se proyectó en GRP de 1.0 m de diámetro (PN 10), con una longitud de 1,295.6 m localizada en el distrito de Guararé, en el corregimiento de Las Tetillas.

La captación se realiza desde la cota 15 msnm y se impulsa el caudal hasta la cota 70 msnm donde se hace su correspondiente entrega a un tanque. La cabeza total de impulsión es de 64.64 m.

En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0002 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.2.7. Tanque de Carga Perales 2

El caudal de riego, proveniente del bombeo pasa a un tanque de carga del cual se distribuirá a la zona de riego. Dicho tanque se dimensionó para un tiempo de retención de 5 minutos del caudal de bombeo, ver Tabla 98.



Tabla 98. Características tanque de riego Perales 2

Nombre	Q (m ³ /s)	Vol. (m ³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m ³)
Perales 2	1.96	588.0	15	15	2.8	630.0

En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0002, se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.2.7.1. Disipador Escalonado Perales 2

El flujo vertido será captado por un disipador escalonado que llevará el flujo hasta el cuerpo de agua receptor. En función de los criterios establecidos en el numeral [8.6.9](#), se hicieron los cálculos para dimensionar el disipador del tanque. De acuerdo con la topografía del trazado escogido para el disipador, se tienen diferentes pendientes, para las cuales se presentan los resultados, presentados en la Tabla 99.

Tabla 99. Características Disipador Tanque Perales 2

Ítem	Perales 2			
	Disipador Escalonado			
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
Largo del escalón (m)	6.16	2.1	15.67	NA
Altura del escalón (m)	0.6	0.7	0.5	NA
Pendiente del canal (m/m)	0.1	0.33	0.03	0.004

Los cálculos detallados, basados en la metodología expuesta en el numeral Anexo 2, de canal colector, vertedero de excesos y disipador escalonado se presentan en el Anexo 2, los planos de trabajo de los tanques se presentan en el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0002.

9.2.2.7.2. Desagüe de Tanque Perales 2

Se dimensionó una tubería de desagüe para el caudal obtenido en 8 horas de vaciado, según lo expuesto en el numeral [8.6.9](#), para el tanque se proyecta una tubería de diámetro 0.3 m. en la que se llevará el caudal evacuado y descargará en el disipador de energía correspondiente, para llevar el líquido hasta el cuerpo receptor.

En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0002 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.3. Sistemas de Bombeo 3 – Riego

El Sistema de bombeo 3 se localiza sobre el río Perales aproximadamente en la cota 15 msnm en las coordenadas 863,948.646 N, 576,606.246 E y fue proyectado con un único sistema de captación, desarenación y un sistema de bombeo con un caudal de diseño de 1.83 m³/s para atender la demanda de riego.

9.2.3.1. Presa de Derivación Perales 3

El sistema se proyectó con una presa derivadora que tiene la única función de elevar el nivel del agua en el río para permitir la captación de caudales a través de la captación, para ser desarenadas y posteriormente bombeadas y entregadas a un tanque para la distribución en el área a abastecer.

El perfil de la presa fue diseñado para el paso de una creciente con periodo de retorno de 100 años con un funcionamiento hidráulicamente correcto y cuenta con muros de protección de ladera en la margen derecha del cauce y de protección de obras en la margen izquierda, cuya altura fue definida para el tránsito de la creciente de 1000 años de periodo de retorno. En la Tabla 100 se presentan las características de la presa derivadora proyectada.

Tabla 100. Características de la presa de derivación Perales 3

Ítem (m)	Perales 3
Q max Tr 100 (m ³ /s)	1,071.23
Ancho vertedero	13
Longitud vertedero	15.36
Paramento	4.4
Altura para creciente de Tr 1000	13.49
Radio para curva de empalme entre gola y fondo de lecho	12
Coordenada (-X) de elipse aguas arriba de la gola	2.203
Coordenada (Y) de elipse aguas arriba de la gola	1.29

El perfil determinado para la gola se presenta en la Figura 56, en el Anexo 1, figuras AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema general de la captación y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

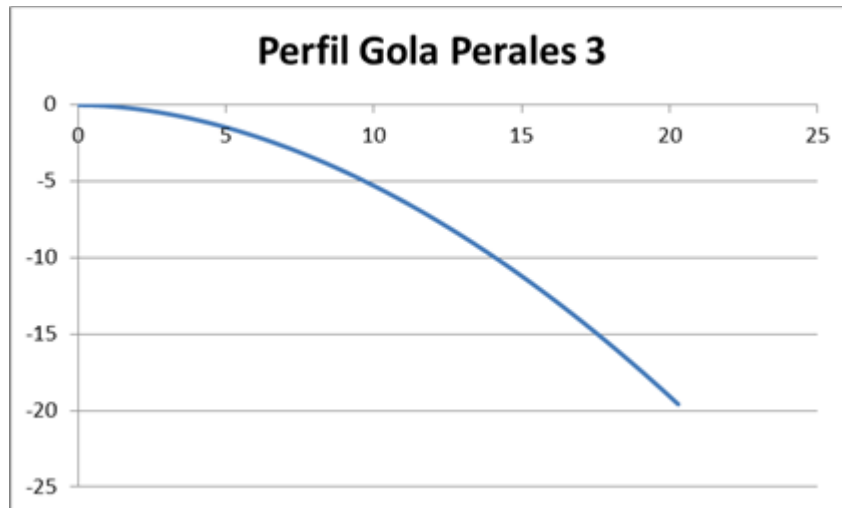


Figura 56. Perfil Gola Perales 3

Sobre la margen izquierda y anexo a la presa se localiza un canal de limpia el cual tiene como objetivo establecer un flujo rápido frente a la obra de toma lateral para permitir el arrastre de los sedimentos depositados en frente de ella. El canal de limpia fue diseñado con un ancho de 2 m para que permita el paso del caudal medio del río Perales (6.30 m³/s). En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta los esquemas de la obra de toma. Las memorias y análisis realizados para definir el ancho del canal de limpia se presentan en el Anexo 2 del presente informe.

9.2.3.2. Captación Perales 3

La captación se ubica frente al canal de limpia y se proyectó lateral de 3 vanos, con rejillas considerando la operación de dos de ellos y uno de respaldo y considerando un taponamiento del 50 % en la bocatoma. Cada vano fue diseñado de 1.7 m de altura por 2.1 m de ancho, para captar la mitad del caudal de toma (1.4 m³/s), el caudal de toma es la suma del caudal de diseño (1.83 m³/s) más el caudal ambiental (0.95 m³/s) para un total de (2.78 m³/s) y cuenta con rejillas conformadas por

barras de 0,025 m de diámetro, separación de 0,1 m y una inclinación con la horizontal de 75°. Estas rejas tienen la finalidad de evitar la toma de partículas de gran tamaño que obstruyan el flujo por la obra de toma.

El caudal ambiental (0.95 m³/s) será descargado luego de su paso por la reja a través de una tubería de 0.8 m de diámetro controlada con una compuerta que funcionará exclusivamente para dicha operación. En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de captación.

9.2.3.3. Canal de Aducción Perales 3

A partir de la estructura que se encuentra posterior a la captación se desprenden tres canales de aducción que tienen como objetivo de entregar el flujo de manera uniforme a las naves del desarenador, los cuales fueron diseñados al igual que la captación para la mitad del caudal de diseño, considerando la operación de dos de ellos mientras el restante es de respaldo.

Cada canal está conformado por dos tramos, así:

- El primer tramo recto que conecta la zona de captación al tramo de transición que llega hasta el desarenador, al inicio de este tramo se tiene una compuerta plana que permite el control del flujo.
- El segundo tramo consiste en una transición entre el canal de aducción y el desarenador cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje de las naves del desarenador, terminando con un ancho igual al de las naves del desarenador y con una pendiente que garantice que se alcanza la profundidad necesaria para la desarenación.

Estas estructuras se proyectaron con las dimensiones mostradas en la Tabla 101. En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 101. Características canal de aducción Perales 3

Ítem (m)	Perales 3
Q diseño (m ³ /s)	0.92
Tramo 1 - Longitud transición toma a canal	2.5
Tramo 2 - Ancho canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Altura canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Longitud canal de empalme	3.1
Tramo 3 - Longitud transición canal a desarenador	5.5

9.2.3.4. Desarenador Perales 3

Usando los criterios de desarenación expuestos en el numeral [8.6.6](#), cada desarenador fue proyectado para la retención de partículas de diámetros iguales o superiores a 0,2 mm según las recomendaciones de la literatura técnica. Fue proyectado con 3 naves o cámaras, cada una para un caudal igual a la mitad del caudal de diseño con el objetivo de permitir el funcionamiento de dos de ellas mientras la restante se encuentra en mantenimiento. A la salida de los módulos del desarenador se encuentra un vertedero, el cual entrega el flujo al tanque succión del sistema de bombeo. Las dimensiones y características que se presentan en la Tabla 102.

Tabla 102. Características Desarenadores Perales 3

Ítem (m)	Perales 3
Q diseño (m ³ /s)	0.92
Ancho nave	3.44
Longitud nave	15.81
Profundidad útil de sedimentación	1.50

Cada nave cuenta con una tolva para la acumulación de sedimentos compuesta por un canal central de 1,0 m de ancho con pendiente del 5,8 %, localizada en la zona media, la cual tiene como objeto permitir la limpieza. El flujo es controlado por medio de una compuerta plana, seguido por una tubería de limpieza. En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.3.5. Bombeo Perales 3

El caudal proveniente del desarenador pasa al tanque de succión para el bombeo, éste se dimensionó para un tiempo de retención de 2 minutos del caudal de bombeo. Las características de los tanques se presentan en la Tabla 103.

Tabla 103. Características tanque de succión Perales 3

Ítem (m)	Perales 3
Q diseño (m ³ /s)	1.83
Longitud tanque	6.9
Ancho tanque	11.5
Longitud transición a succión	2.0
Longitud zona de succión	4.2
Altura zona de succión	3.4
Altura volumen útil	2.8

En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

El sistema de bombeo 3 en la cuenca de Perales ha sido proyectado para atender demandas de agua para riego. De acuerdo con lo anterior se proyectó 1 unidad de bombeo como se presenta en la Tabla 104 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 104. Dimensionamiento Bombeo Riego Perales 3

Sistema de servicio	Caudal de diseño (m ³ /s)	Altura de bombeo (m)	Potencia Real (MW)
Riego (2,078.37 ha)	1.83	65.37	1.47

En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001, se presentan los esquemas del bombeo, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.3.6. Impulsión Perales 3

Se proyectó 1 impulsión para bombeo de riego en el sitio 3, ésta tiene como objetivo entregar los caudales captados al tanque desde el cual se distribuirá a los sistemas de riego (ver Tabla 104), para el presente cálculo se asume que el caudal se va a distribuir al 100% del área regable.

El tercer sistema de impulsión para riego, permite llevar 1.83 m³/s a un tanque desde el cual se podrá distribuir a los 2,078.37 ha de riego.

La conducción se proyectó en GRP de 1.0 m de diámetro (PN 10), con una longitud de 1,500.5 m localizada en el distrito de Guararé, en el corregimiento de El Nazal.

La captación se realiza desde la cota 15 msnm y se impulsa el caudal hasta la cota 70 msnm donde se hace su correspondiente entrega a un tanque que distribuirá al sistema de riego. La cabeza total de impulsión es de 65.37 m.

En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0003 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.3.7. Tanque de Carga Perales 3

El caudal de riego, proveniente del bombeo pasa a un tanque de carga del cual se distribuirá a la zona de riego. Dicho tanque se dimensionó para un tiempo de retención de 5 minutos del caudal de bombeo, ver Tabla 105.



Tabla 105. Características tanque de riego Perales 3

Nombre	Q (m³/s)	Vol. (m³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m³)
Perales 3	1.83	549.0	15	15	2.8	630.0

En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0003 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.3.7.1. Disipador Escalonado Perales 3

El flujo vertido será captado por un disipador escalonado que llevará el flujo hasta el cuerpo de agua receptor. En función de los criterios establecidos en el numeral [8.6.9](#), se hicieron los cálculos para dimensionar el disipador del tanque. De acuerdo con la topografía del trazado escogido para el disipador, se tienen diferentes pendientes, para las cuales se presentan los resultados, presentados en la Tabla 106.

Tabla 106. Características Disipador Tanque Perales 3

Ítem	Perales 3			
	Disipador Escalonado			
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
Largo del escalón (m)	4.33	2.4	14	NA
Altura del escalón (m)	0.6	0.7	0.5	NA
Pendiente del canal (m/m)	0.14	0.29	0.04	0.003

Los cálculos detallados, basados en la metodología expuesta en el numeral [8.6.9](#), de canal colector, vertedero de excesos y disipador escalonado se presentan en el Anexo 2, los planos de trabajo del tanque se presentan en el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0003.

9.2.3.7.2. Desagüe de Tanque Perales 3

Se dimensionó una tubería de desagüe para el caudal obtenido en 8 horas de vaciado, según lo expuesto en el numeral [8.6.9](#), para cada tanque se proyecta una tubería de diámetro 0.3 m. en la que se llevará el caudal evacuado y descargará en el disipador de energía correspondiente, para llevar el líquido hasta el cuerpo receptor.

En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0003 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.4. Sistemas de Bombeo 4 – Riego

El Sistema de bombeo 4 se localiza sobre el río Perales aproximadamente en la cota 10 msnm en las coordenadas 867,418.801 N, 577,813.257 E y fue proyectado con un único sistema de captación, desarenación y un sistema de bombeo con un caudal de diseño de 1.95 m³/s para atender la demanda de riego.

9.2.4.1. Presa de Derivación Perales 4

El sistema se proyectó con una presa derivadora que tiene la única función de elevar el nivel del agua en el río para permitir la captación de caudales a través de la captación, para ser desarenadas y posteriormente bombeadas y entregadas a un tanque para la distribución en el área a abastecer.

El perfil de la presa fue diseñado para el paso de una creciente con periodo de retorno de 100 años con un funcionamiento hidráulicamente correcto y cuenta con muros de protección de ladera en la margen izquierda del cauce y de protección de obras en la margen derecha, cuya altura fue definida para el tránsito de la creciente de 1000 años de periodo de retorno. En la Tabla 107 se presentan las características de la presa derivadora proyectada.

Tabla 107. Características presa de derivación Perales 4

Ítem (m)	Perales 4
Q max Tr 100 (m ³ /s)	1,101.25
Ancho vertedero	18
Longitud vertedero	13.19
Paramento	4.45
Altura para creciente de Tr 1000	11.06
Radio para curva de empalme entre gola y fondo de lecho	8
Coordenada (-X) de elipse aguas arriba de la gola	1.867
Coordenada (Y) de elipse aguas arriba de la gola	1.098

El perfil determinado para la gola se presenta en la Figura 57, en el Anexo 1, figuras AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema general de las captaciones y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

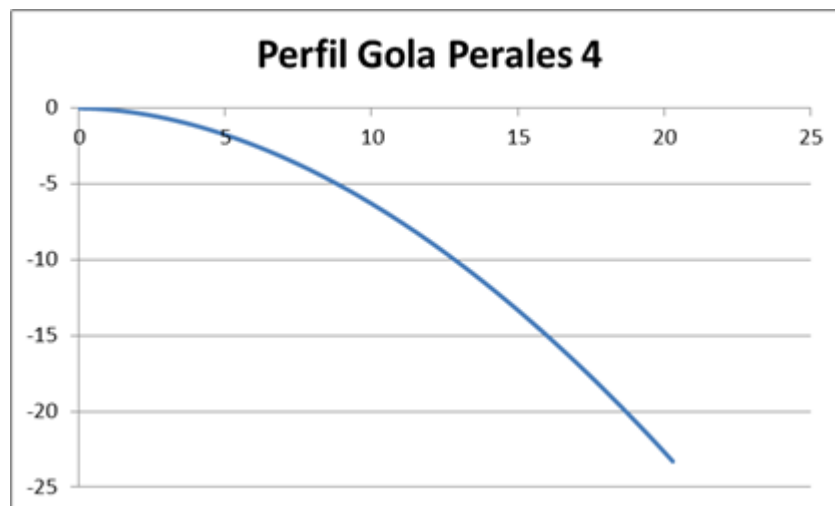


Figura 57. Perfil Gola Perales 4

Sobre la margen derecha y anexo a la presa se localiza un canal de limpia el cual tiene como objetivo establecer un flujo rápido frente a la obra de toma lateral para permitir el arrastre de los sedimentos depositados en frente de ella. El canal de limpia fue diseñado con un ancho de 2 m para que permita el paso del caudal medio del río Perales (6.60 m³/s). En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta los esquemas de la obra de toma. Las memorias y análisis realizados para definir el ancho del canal de limpia se presentan en el Anexo 2 del presente informe.

9.2.4.2. Captación Perales 4

La captación se ubica frente al canal de limpia y se proyectó lateral de 3 vanos, con rejillas considerando la operación de dos de ellos y uno de respaldo y considerando un taponamiento del 50 % en la bocatoma. Cada vano fue diseñado de 1.75 m de altura por 2.1 m de ancho, para captar la mitad del caudal de toma (1.5 m³/s), el caudal de toma es la suma del caudal de diseño (1.95 m³/s) más el caudal ambiental (0.99 m³/s) para un total de (2.94 m³/s) y cuenta con rejas conformadas por barras de 0,025 m de diámetro, separación de 0,1 m y una inclinación con la horizontal de 75°. Estas rejas tienen la finalidad de evitar la toma de partículas de gran tamaño que obstruyan el flujo por la obra de toma.

El caudal ambiental (0.99 m³/s) será descargado luego de su paso por la reja a través de una tubería de 0.8 m de diámetro controlada con una compuerta que funcionará exclusivamente para dicha operación. En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de captación.

9.2.4.3. Canal de Aducción Perales 4

A partir de la estructura que se encuentra posterior a la captación se desprenden tres canales de aducción que tienen como objetivo de entregar el flujo de manera uniforme a las naves del desarenador, los cuales fueron diseñados al igual que la captación para la mitad del caudal de diseño, considerando la operación de dos de ellos mientras el restante es de respaldo.

Cada canal está conformado por dos tramos, así:

- El primer tramo recto que conecta la zona de captación al tramo de transición que llega hasta el desarenador, al inicio de este tramo se tiene una compuerta plana que permite el control del flujo.
- El segundo tramo consiste en una transición entre el canal de aducción y el desarenador cuyos muros forman un ángulo de 12.5° con el eje de las naves del desarenador, terminando con un ancho igual al de las naves del desarenador y con una pendiente que garantice que se alcanza la profundidad necesaria para la desarenación.

Estas estructuras se proyectaron con las dimensiones mostradas en la Tabla 108. En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 108. Características canal de aducción Perales 4

Ítem (m)	Perales 4
Q diseño (m ³ /s)	0.98
Tramo 1 - Longitud transición toma a canal	2.5
Tramo 2 - Ancho canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Altura canal de empalme	1.0
Tramo 2 - Longitud canal de empalme	3.1
Tramo 3 - Longitud transición canal a desarenador	6.0

9.2.4.4. Desarenador Perales 4

Usando los criterios de desarenación expuestos en el numeral [8.6.6](#), cada desarenador fue proyectado para la retención de partículas de diámetros iguales o superiores a 0,2 mm según las recomendaciones de la literatura técnica. Fue proyectado con 3 naves o cámaras, cada una para un caudal igual a la mitad del caudal de diseño con el objetivo de permitir el funcionamiento de dos de ellas mientras la restante se encuentra en mantenimiento. A la salida de los módulos del desarenador se encuentra un vertedero, el cual entrega el flujo al tanque succión del sistema de bombeo. Las dimensiones y características que se presentan en la Tabla 109.

Tabla 109. Características Desarenadores Perales 4

Ítem (m)	Perales 4
Q diseño (m ³ /s)	0.98
Ancho nave	3.67
Longitud nave	15.81
Profundidad útil de sedimentación	1.50

Cada nave cuenta con una tolva para la acumulación de sedimentos compuesta por un canal central de 1,0 m de ancho con pendiente del 5,8 %, localizada en la zona media, la cual tiene como objeto permitir la limpieza. El flujo es controlado por medio de una compuerta plana, seguido por una tubería de limpieza. En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presenta el esquema de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.4.5. Bombeo Perales 4

El caudal proveniente del desarenador pasa al tanque de succión para el bombeo, éste se dimensionó para un tiempo de retención de 2 minutos del caudal de bombeo. Las características de los tanques se presentan en la Tabla 110.

Tabla 110. Características tanque de succión Perales 4

Ítem (m)	Perales 4
Q diseño (m ³ /s)	1.95
Longitud tanque	6.8
Ancho tanque	12.2
Longitud transición a succión	2.1
Longitud zona de succión	4.2
Altura zona de succión	3.4
Altura volumen útil	2.9

En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

El sistema de bombeo 4 en la cuenca de Perales ha sido proyectado para atender demandas de agua para riego. De acuerdo con lo anterior se proyectó 1 unidad de bombeo como se presenta en la Tabla 111 y en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

Tabla 111. Dimensionamiento Bombeos Riego Perales 4

Sistema de servicio	Caudal de diseño (m ³ /s)	Altura de bombeo (m)	Potencia Real (MW)
Riego (2,216.33 ha)	1.95	44.10	1.05

En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-TMCM-04-0001 se presentan los esquemas del bombeo, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.4.6. Impulsión Perales 4

Se proyectó 1 impulsión para bombeo de riego en el sitio 4, ésta tiene como objetivo entregar los caudales captados al tanque desde el cual se distribuirá a los sistemas de riego (ver Tabla 111), para el presente cálculo se asume que el caudal se va a distribuir al 100% del área regable.

Esta impulsión está proyectada para riego, permite llevar 1.95 m³/s a un tanque desde el cual se podrá distribuir a las 2,216.33 ha de riego.

La conducción se proyectó en GRP de 1.0 m de diámetro (PN 10), con una longitud de 1,031.17 m localizada en el distrito de Guararé, en el corregimiento San Antonio.

La captación se realiza desde la cota 10 msnm y se impulsa el caudal hasta la cota 45 msnm donde se hace su correspondiente entrega a un tanque que distribuirá al sistema de riego. La cabeza total de impulsión es de 44.10 m.

En el Anexo 1, figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0004, se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.4.7. Tanque de Carga Perales 4

El caudal de riego, proveniente del bombeo pasa a un tanque de carga del cual se distribuirá a la zona de riego. Dicho tanque se dimensionó para un tiempo de retención de 5 minutos del caudal de bombeo, ver Tabla 112.



Tabla 112. Características tanque de riego Perales 4

Nombre	Q (m³/s)	Vol. (m³)/5 min	Ancho Proyectado (m)	Largo Proyectado (m)	Altura Útil (m)	Vol. tanque (m³)
Perales 4	1.95	585.0	15	15	2.8	630.0

En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0004 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

9.2.4.7.1. Disipador Escalonado Perales 4

El flujo vertido será captado por un disipador escalonado que llevará el flujo hasta el cuerpo de agua receptor. En función de los criterios establecidos en el numeral [8.6.9](#), se hicieron los cálculos para dimensionar el disipador del tanque. De acuerdo con la topografía del trazado escogido para el disipador, se tienen diferentes pendientes, para las cuales se presentan los resultados, presentados en la Tabla 113.

Tabla 113. Características Disipadores Tanques Perales 4

Ítem	Perales 4		
	Disipador Escalonado		
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Largo del escalón (m)	2.47	9.91	NA
Altura del escalón (m)	0.7	0.5	NA
Pendiente del canal (m/m)	0.28	0.05	0.003

Los cálculos detallados, basados en la metodología expuesta en el numeral [8.6.9](#), de canal colector, vertedero de excesos y disipador escalonado se presentan en el Anexo 2, los planos de trabajo del tanque se presentan en el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0004.

9.2.4.7.2. Desagüe de Tanque Perales 4

Se dimensionó una tubería de desagüe para el caudal obtenido en 8 horas de vaciado, según lo expuesto en el numeral [8.6.9](#), para cada tanque se proyecta una tubería de diámetro 0.3 m. en la que se llevará el caudal evacuado y descargará en el disipador de energía correspondiente, para llevar el líquido hasta el cuerpo receptor.

En el Anexo 1 figura AZUPE-PG-J-PGEN-04-0004 se presentan los esquemas de las obras, mientras que en el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo correspondientes.

10. RESULTADOS Y RECOMENDACIONES

Se adelantaron los diseños a nivel conceptual del proyecto Guararé, se dimensiona el proyecto para la regulación de caudales que permitan atender la demanda proyectada (7.83 m³/s riego y consumo).

10.1. CONCLUSIONES

El proyecto Guararé se localiza en la cota 86.25 msnm sobre el río Guararé (en la cuenca del río Perales), cuenta con una presa de regulación de caudales en CCR y tiene como objetivo la regulación de caudales para atender las demandas de agua para uso residencial, industrial, comercial, oficial y riego, determinadas en el área de estudio.

10.1.1. Presa de regulación Guararé

Para la regulación de caudales sobre el río Guararé en la cota 86.25 msnm, se planteó una presa de CCR (Concreto compactado con rodillo) de 68.75 m de altura. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H : 1.0V y talud aguas abajo 1.0H : 1.0V, una cresta de 332.59 m de longitud y 6.0 m de ancho en la corona, para la cual se requiere un volumen de 0.6 Mm³ para su construcción. Estará fundada 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 3 y 5 m en los estribos, requiriéndose un total de excavación de 0.3 Mm³.

Adicionalmente, aguas abajo de los sitios de presa, sobre el río Perales se proyectaron 4 presas derivadoras para la captación de caudales para riego. De igual manera se proyectó la descarga de caudales desde el reservorio, para entregar a los sistemas de acueducto rural La Pasera pozo 1, Acueducto de Perales y Acueducto Palmira abajo.

10.1.2. Reservorio Guararé

Al sitio de presa drena una cuenca con un área de 63.6 km² que transporta un caudal medio de 1.2 m³/s. El reservorio formado por la presa tendrá un volumen total de 78.77 Hm³ de los cuales 1.59 Hm³ corresponden al volumen muerto y 77.18 Hm³ al volumen útil, siendo éste el que permite regular los caudales para suministrar 0.27 m³/s a los sistemas de abastecimiento de la parte baja de cuenca y 1.85 m³/s a las demandas de riego.

El reservorio útil ocupa un área de 374.1 ha, tiene su nivel mínimo de operación normal (a partir del cual se almacena el volumen útil del reservorio en la cota 100.5 msnm, su nivel máximo normal de operación en la cota 150.0 msnm, la cual define el nivel de la gola del vertedero de excesos del reservorio y el nivel máximo de operación extraordinaria en la cota 154.5 msnm.

10.1.3. Sistema de Desviación Guararé

Para poder realizar la construcción de la presa, se proyectó un sistema de desviación conformado por una ataguía, una contraataguía y un túnel de desviación, que permite el manejo de crecientes con un periodo de retorno de 10 años (81.80 m³/s). La ataguía tiene la función de desviar los caudales hacia el túnel, se proyectó en enrocado seleccionado, con una altura de 17.35 m y un volumen total de 0.07 Mm³. La contraataguía tiene la función de proteger el área de construcción de la presa por el retroceso del flujo, se proyectó en enrocado de volteo, con una altura de 4.55 m y un volumen total de 0.004 Mm³. El túnel de desviación se proyectó por la margen derecha del cauce, con sección HPR con solera recta, tiene 341.4 m de longitud, una pendiente media de 0.2%, un diámetro de excavación de 3.5 m.

10.1.4. Descarga de fondo Guararé

La descarga de fondo se proyectó con toma en la cota 101.0 msnm y a través de un ducto en el cuerpo de la presa de 3.70 m de diámetro hidráulico, 123.0 m de longitud y con capacidad para desaguar el reservorio hasta el 75% de su altura en un periodo 20 días y hasta el 50% de su altura en un periodo 60 días, con un caudal de 34.4 m³/s siguiendo la normativa ASEP.

Para la entrega de caudales a pie de presa con el fin de suplir las demandas del sistema se proyectó un ducto de 0.60 m de diámetro, que se desprende de la descarga de fondo con una longitud de 10.0 m. Para la regulación de los caudales a descargar en el pie de la presa (1.73 m³/s), se dispuso una válvula.

10.1.5. Descarga de caudales Guararé

Para la entrega de caudales a pie de presa con el fin de suplir las demandas del sistema se proyectó un ducto de 1.8 m de diámetro hidráulico, que se desprende de la descarga de fondo con una longitud de 106.0 m. Para la regulación de los caudales a descargar en el pie de la presa (5.09m³/s), caudal que incluye el abastecimiento (0.27 m³/s), ambiental (0.18 m³/s), riego (2.38 m³/s) y derivación futura (0.4 m³/s).

10.1.6. Vertedero de excesos Guararé

Al tratarse de una presa de CCR se incorporó en el cuerpo de la presa el vertedero de excesos sin compuertas, el cual permite el manejo de las crecientes. El vertedero fue proyectado con cresta en la cota 150.0 msnm, para evacuar la creciente máxima probable (CMP) que tiene un caudal máximo de 1,803.4 m³/s; está conformado por 1 vano de 30.0 m, para cual se mantiene un borde libre mínimo de 0.5 m.

10.1.7. SISTEMAS DE BOMBEO

De acuerdo con los criterios de diseño expuestos en el numeral [8.6.9](#), se dimensionaron cuatro bombeos en el proyecto Perales para fines de riego, expuestos en la Tabla 114.

Tabla 114. Dimensionamiento Bombeos Riego Perales

ID Bombeo	Área atendida (ha)	Caudal máximo riego (m ³ /s)	Altura de Bombeo (m)	Potencia Real (MW)
1	2,206.06	1.95	62.94	1.50
2	2,074.41	1.83	64.80	1.45
3	2,078.37	1.83	65.56	1.47
4	2,216.33	1.95	44.25	1.06

Adicionalmente, se dimensionó un bombeo en el proyecto para fines de abastecimiento, ver Tabla 115.

Tabla 115. Dimensionamiento Bombeo Abastecimiento Perales

ID Bombeo	Sistemas atendidos	Caudal demanda (m ³ /s)	Altura de Bombeo (m)	Potencia Real (MW) asumiendo 80% eficiencia
1	Sistemas MINSA: corregimiento La Pasera (1.893 l/s) y Perales (5.047 l/s), se tiene un sobrante de 0.26 m ³ /s.	0.27	63.95	0.21

Del reservorio se descargan los caudales para atender las demandas, al pie de la presa de regulación y el cauce sirve de conducción para transportar los caudales a zonas cercanas donde se proyectan un total de 5 impulsiones para llevar los caudales a tanques que cubren un área de drenaje respectiva y satisfacer las demandas.

El caudal medio entregado por el reservorio (2.27 m³/s) es superior a la demanda total del polígono del río Perales (2.12 m³/s). Las impulsiones se dimensionaron para un caudal diario máximo entregado por el reservorio (7.56 m³/s), caudal que será entregado al 100% del área regable.

Se proyectaron 4 impulsiones de GRP para riego, cada una de estas tiene como objetivo entregar los caudales captados a los sistemas de riego y en los casos que corresponda, a los de acueducto urbano y rural, para el presente cálculo se asume que el caudal se va a distribuir al 100% del área regable (8,575 ha) por lo tanto se tendrá un caudal por hectárea de 0.0009 (m³/s x ha).

Tabla 116. Dimensionamiento Impulsiones riego Perales

Impulsión	Longitud (m)	Cota Inicial (msnm)	Cota Final (msnm)	Caudal (m ³ /s)	Diámetro (m)	Pérdidas Totales (m)
1	2,502.4	15	70	1.95	1.4	2,94
2	1,295.6	15	70	1.83	1.0	4,80
3	1,500.5	15	70	1.83	1.0	5,56
4	1,031.17	10	45	1.95	1.0	4,25

Tabla 117. Dimensionamiento Impulsiones abastecimiento Perales

Impulsión	Longitud (m)	Cota Inicial (msnm)	Cota Final (msnm)	Caudal (m ³ /s)	Diámetro (m)	Pérdidas Totales (m)
1	2,502.4	15	70	0.27	0.6	3.95

10.2. RECOMENDACIONES

Para etapas futuras de estudios y diseño se recomienda tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Realizar el análisis del 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, cámaras de aire de baja presión etc.
- Hacer diseño de detalle de válvulas de purga, ventosa y operación.
- Hacer un programa de caracterización sedimentológica que incluya campañas de aforos líquidos y sólidos en los ríos Perales y Guararé, para contar con curvas granulométricas y obtener la relación del caudal líquido versus el caudal sólido que permitan ajustar las tasas de sedimentos afluentes a los sitios de captación
- Con base en las tasas de sedimentos que se estimen según los estudios sedimentológicos, definir las reglas para operación y limpieza de desarenadores y bocatomas del proyecto.
- Tomando en cuenta que para la construcción del proyecto se 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 el diseño detallado de los cruces fluviales y viales de las conducciones proyectadas.



- En los cauces de los cruces viales de las impulsiones y distribuciones, 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.
- En las zonas donde las tuberías propuestas pasen por zonas urbanas realizar un análisis detallado de las interferencias con otras redes de servicios públicos y otros tipos de redes.
- Hacer análisis detallado en los cuerpos de agua a los cuales se hace entrega de los caudales de excesos y lavado de los tanques propuestos, dicho análisis debe permitir identificar la capacidad hidráulica y el requerimiento o no de obras de adecuación en los respectivos cuerpos receptores.



- En futuras etapas de diseño se recomienda realizar muestreos de calidad del agua y sus respectivos análisis de laboratorio para definir el tratamiento requerido de los sistemas de abastecimiento.



- Para las líneas de impulsión de los sistemas de bombeo se deberá hacer el diseño de detalle de válvulas de purga, ventosa y operación, en el cual se seleccione el tipo de válvula a usar de acuerdo a las recomendaciones de la AWWA (Manual of Water Supply Practices M-51).

11. REFERENCIAS

ANAM. (2010). *Atlas Ambiental República de Panamá*. Panamá: Novo Art S.A.

ASEP. (2010). *Normas Para la Seguridad de Presas*. Panamá.



AWWA Manual of Water Supply Practices M51 Air-Release, Air & Vacuum, and Combination Air Valves.

AWWA M11 Steel Pipe: Guide for Design and Installation



Barrios, A. (1995). *Erosión y Producción de Sedimentos en Cuencas Hidrográficas*. Mérida.

Chow, V. T., Madiment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada*. México: McGRAW-HILL.

Delgado, E. (2003). Un protocolo para apoyar la selección de prácticas de conservación de suelos en tierras montañosas tropicales. Seminario Internacional de Agricultura de Conservación de Tierras de Ladera., (pág. 27). Manizales.

Díaz-Granados, M., Ordoñez, J., & Deeb, A. (1986). Determinación de coeficientes de producción de sedimentos en cuencas extensas. AIH - IAHR.

Empresa de Acueducto Y Alcantarillado de Bogotá - EAAB. (1985). *Estudios y Diseños de la Red Matriz de Distribución - Contrato N° 167 - Criterios para la localización y dimensionamiento de ventosas, purgas, bocas de acceso, derivaciones, salidas para pitometría y válvulas de maniobra*. Bogotá, Colombia.

Espinosa, D. (2011). *Informe Hidrológico Proyecto Hidroeléctrico Cerro Gordo (Cuenca del Río Santa María)*. Panamá.

ESRI. (s.f.). *Información general sobre Arc Hydro*. Obtenido de ArcGIS Resources: <http://resources.arcgis.com/es/communities/hydro/01vn000000s000000.htm>

ETESA. (2008). *Resumen Técnico Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá Periodo 1971-2006*. Panamá, República de Panamá: Empresa de Transmisión Eléctrica, S.A. Gerencia de Hidrometeorología.

Gracia, J. (2002). Pérdida de suelo en cuencas. En I. d. UNAM, *Manual de Ingeniería de Ríos* (pág. 45). Comisión Nacional de Agua.

IDIAP. (2006). *Zonificación de Suelos de Panamá por Niveles de Nutrientes*. Panamá.

Instituto de Recursos Hidráulicos y Electrificación - Departamento de Hidrometeorología. (1992). *Boletín Hidrológico 1984-1986*. Panamá.

INVIAS. (2009). *Manual de Drenaje para Carreteras*. Bogotá D.C.

Kirkby, M. J., & Morgan, R. P. (1980). *Soil Erosion*. New York.

Mosonyi, E. (1991). *High head power plants*. Budapest.

Mosonyi, E. (1991). *Water Power Development, Volume Two/a*.

Ohtsu, I., Yasuda, Y., & Takahashi, M. (September de 2004). Flow Characteristics of Skimming Flows in Stepped Channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(9).

Organización Panamericana de la Salud. (2005). *Guía para el Diseño de Desarenadores y sedimentadores*. Lima.

Pérez, A. J., & Mesa, S. O. (2002). Estimación del factor de erosividad de la lluvia en Colombia. *Memorias I Simposio Latinoamericano de Control de Erosión*. Bucaramanga.

Rivera, H., & Gómez, A. (1991). Erosividad de las lluvias de la zona cafetera central colombiana (Caldas, Quindío y Risaralda). *Cenicafé* 42(2), 37-52.

Sons, J. W. (2005). *MWH. Water treatment: principles and design*. New Jersey.

U.S. Army Corps of Engineers. (s.f.). *Hydraulic Design Criteria, Sheet 320-3, "Tainter gates in conduits discharge coefficients"*.

- U.S. Army Corps of Engineers. (1990). *Hydraulic Design Criteria, Sheet 320-3, "Tainter gates in conduits discharge coefficients"*.
- U.S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation. (1992). *Flood Hydrology Manual*. Denver.
- Universidad de Sonora. (2017). *Problemas de compuertas, vertederos y salto hidráulico*. Hermosillo, Sonora, Mexico.
- Wischmeier, W. H., & Smith, D. D. (1978). *Predicting Rainfall Erosion Losses*. Washington D.C.: USDA.

12. ANEXOS

Anexo 1. Esquemas

Anexo 2. Memorias de cálculo