

**INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, RESERVORIOS
MULTIPROPÓSITO CUENCA LA VILLA, PROYECTO EL GATO
VOLUMEN GEOLOGÍA Y GEOTECNIA**



CANAL DE PANAMÁ

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	11
2. MARCO GEOLÓGICO	12
2.1. ASPECTOS TECTÓNICO - ESTRUCTURALES EN LA PENÍNSULA DE AZUERO	13
2.2. GEOLOGÍA DEL RESERVORIO MULTIPROPÓSITO EL GATO - REGIÓN AZUERO	14
2.2.1. GEOLOGÍA LOCAL DE LA ZONA DE PRESA EL GATO	15
3. AMENAZA SÍSMICA	20
4. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA	27
4.1. GENERALIDADES	27
4.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUPERFICIALES	27
4.3. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS	28
4.3.1. Perforaciones	28
4.3.2. Calicatas	30
4.3.3. Líneas de refracción sísmica	30
4.3.4. Ensayos de campo y laboratorio	31
4.3.4.1. Ensayos de penetración estándar	31
4.3.4.2. Ensayos de mecánica de rocas	32
4.4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	32
4.4.1. Depósito aluvial	34
4.4.2. Suelo residual	35
4.4.3. Macizo rocoso Formación Macaracas (TO-MAC)	37
4.4.4. Macizo rocoso Formación Playa Venado (K-VE)	47
4.4.5. Material de relleno	50
4.4.6. Resumen parámetros geotécnicos	51
4.5. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA	52
4.5.1. Nivel de fundación y ancho de plinto	52
4.5.1.1. Geometría del plinto	53
4.5.1.2. Verificación ancho interno	54
4.5.2. Estabilidad de taludes de corte del plinto	55
4.5.2.1. Análisis de estabilidad de los taludes de corte	56
4.5.7. Análisis Cinemático	59
4.5.7.1. Protección y refuerzo de taludes de excavación	61
4.5.3. Zonificación de la presa	63
4.5.3.1. Zona 2A	63
4.5.3.2. Zona 2B	63
4.5.3.3. Zona 3A	64
4.5.3.4. Zona 3B	64

4.5.3.5. Zona 3C	64
4.5.3.6. Zona 3D	64
4.5.3.7. Zona 4	65
4.5.3.8. Enrocado	65
4.5.4. Diseño de filtros	65
4.5.4.1. Dimensionamiento del dren	67
4.5.5. Estabilidad de los rellenos de la presa	68
4.5.6. Evaluación de desplazamientos sísmicamente inducidos	70
4.5.8. Tratamiento de la fundación	76
4.6. DISEÑO GEOTÉCNICO DEL VERTEDERO	77
4.6.1. Análisis de estabilidad de taludes en suelo y macizo rocoso	77
4.6.2. Análisis de estabilidad cinemático	79
4.6.2.1. Identificación de cuñas o fallas planares	79
4.6.2.2. Protección y refuerzo de taludes de excavación	81
4.6.2. Aspectos constructivos del vertedero	82
4.7. CÁLCULO DE CANTIDADES	84
4.7.1. Excavaciones en corte abierto	84
4.7.2. Relleno presa	85
4.7.3. Relleno ataguía y contra-ataguía	86
4.7.4. Tratamiento para la fundación	86
4.7.5. Inyecciones	87
4.7.5.1. Inyecciones de consolidación	87
4.7.5.2. Inyecciones profundas	87
4.7.6. Soporte y protección de taludes de excavación	87
4.7.6.1. Empradización	87
4.7.6.2. Concreto lanzado (concreto neumático) y malla electrosoldada	87
4.7.6.3. Drenajes cortos - lagrimales	88
4.7.6.4. Drenajes profundos	88
4.7.6.5. Pernos Tipo A1	88
4.7.6.6. Cunetas	88
4.7.7. Instrumentación geotécnica	89
5. DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS SUBTERRÁNEAS	89
5.1. GENERALIDADES	90
5.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS	90
5.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	91
5.3.1. Investigaciones geotécnicas	91
5.3.2. Propiedades de la roca intacta	92
5.3.3. Niveles de meteorización	93

5.3.4. Características de fracturamiento (RQD)	93
5.3.5. Clasificación del macizo rocoso	94
5.3.6. Permeabilidad	95
5.4. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS OBRAS SUBTERRÁNEAS	95
5.4.1. Mecanismos de falla	95
5.4.2. Excavación y soporte de los túneles	97
5.4.2.1. Terreno Tipo I	97
5.4.2.2. Terreno Tipo II	98
5.4.2.3. Terreno Tipo IIIA	98
5.4.2.4. Terreno tipo IIIB	99
5.4.3. Estimativo de tipos de terreno	99
5.4.4. Revestimiento	102
5.4.4.1. Permeabilidad	103
5.4.4.2. Estabilidad a largo plazo	103
5.4.4.3. Revestimiento de las obras subterráneas	103
5.4.5. Estimativo de infiltraciones en los túneles	104
5.4.6. Tapón de cierre del túnel de desviación	105
5.5. ESTIMATIVO DE RENDIMIENTOS Y TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN	106
5.5.1. Estimativo de rendimientos	106
5.5.2. Estimativo de tiempos de construcción	107
5.6. CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA	109
6. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIALES	110
7. CONCLUSIONES	113
7.1. GEOLOGÍA	113
7.2. PRESAS	113
7.3. OBRAS SUBTERRÁNEAS	115
7.4. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL	115
8. REFERENCIAS	116
9. ANEXOS	120

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1. Mapa geológico generalizado basado en Weyl (1980) y Bundschuh y Alvarado (2007). B: Belice, G: Guatemala, S: El Salvador, H: Honduras, N: Nicaragua, CR: Costa Rica, P: Panamá.
- Figura 2. Interpretación preliminar de las fallas y lineamientos más importantes en el área de estudio, nótese en la estrella la localización del sitio de presa el Gato.
- Figura 3. Planta geológica con la localización de la zona de presa (el Gato). Fuente: (MICI, Milton J. Solano, 1990), según el mapa geológico de Panamá el sitio de presa el Gato estaría localizado en la formación Tonosí (TEO-TO).
- Figura 4. Localización de las obras relacionadas al sitio de presa (El Gato).
- Figura 5. Mapa geológico detallado sitio de presa el Gato.
- Figura 6. Sección geológica sitio de presa El Gato.
- Figura 7. Mapa de aceleración del terreno (PGA) para un periodo de retorno de 475 años.
- Figura 8. Fallas activas según Cowan et al., (1998).
- Figura 9. Espectros de peligro uniforme para el sitio El Gato
- Figura 10. Escenario sísmicos considerados en los análisis determinísticos de amenaza sísmica.
- Figura 11. Espectros de diseño para estructuras del Grupo A, escenario SEE (Máximo Creíble).
- Figura 12. Sitio de Presa CFRD El Gato y obras anexas.
- Figura 13. Carta de plasticidad suelo residual (Sr).
- Figura 14. Núcleos recuperados de la perforación AZ-GT-BH-04 y AZ-GT-BH-03. Sitio de presa El Gato
- Figura 15. Formación Macaracas TO-MAC recobro, RQD y GSI.
- Figura 16. Formación Macaracas TO-MAC - monograma GSI.
- Figura 17. Formación Macaracas (TO-MAC). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca altamente a moderadamente meteorizada. Presa El Gato.
- Figura 18. Formación Macaracas (TO-MAC). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca altamente a moderadamente meteorizada. Presa El Gato.
- Figura 19. Formación Macaracas (TO-MAC). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de Young de la roca altamente meteorizada. Presa El Gato.
- Figura 20. Formación Macaracas (TO-MAC). Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma de cohesión (kPa). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución gamma.
- Figura 21. Formación Macaracas (TO-MAC). Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma del ángulo de fricción ($^{\circ}$). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución gamma.
- Figura 22. Formación Macaracas (TO-MAC). Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma del Módulo de Young (MPa). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución lognormal.
- Figura 23. Formación Macaracas (TO-MAC). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca levemente meteorizada a sana. Presa El Gato.

Figura 24. Formación Macaracas (TO-MAC). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca levemente meteorizada a sana. Presa El Gato.

Figura 25. Formación Macaracas (TO-MAC). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de young de la roca levemente meteorizada a sana. Presa El Gato.

Figura 26. Formación Macaracas (TO-MAC). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de cohesión (kPa). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución lognormal.

Figura 27. Formación Macaracas (TO-MAC). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de ángulo de fricción (°). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución normal.

Figura 28. Formación Macaracas (TO-MAC). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma del Módulo de Young (MPa). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución lognormal.

Figura 29. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca levemente meteorizada a sana. Presa El Gato.

Figura 30. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca levemente meteorizada a sana. Presa El Gato.

Figura 31. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de Young de la roca levemente meteorizada a sana. Presa El Gato.

Figura 32. Formación Playa Venado (K-VE). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de cohesión (kPa). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución lognormal.

Figura 33. Formación Playa Venado K-VE. Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de ángulo de fricción (°). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución lognormal.

Figura 34. Formación Playa Venado K-VE. Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de módulo de Young (MPa). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución lognormal.

Figura 35. Envoltente de falla esfuerzo normal versus cortante de enrocados y gravas (Thomas M. Leps, 1970) y (Marsal, 1972).

Figura 36. Perfil geológico por el eje de la presa.

Figura 37. Planta de excavación del plinto.

Figura 38. Ubicación en planta, secciones analizadas en Slide.

Figura 39. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección A.

Figura 40. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección B.

Figura 41. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección C.

Figura 42. Identificación de Taludes - Plinto de la Presa El Gato

Figura 43. Zonificación de la presa.

Figura 44. Cálculo de la caudal de infiltración de la presa basada en la ley de Darcy

Figura 45. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas abajo - Final de construcción.

Figura 46. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas abajo - Operación estático

- Figura 47. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas arriba - Final de construcción.
- Figura 48. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas arriba - Operación estático.
- Figura 49. Curvas de amortiguamiento y degradación del módulo. Makdisi & Seed (1979)
- Figura 50. Señales de análisis
- Figura 51. Superficie de falla talud aguas abajo para el cálculo k_y - Relación $y/H = 0.20$.
- Figura 52. Superficie de falla talud aguas abajo para el cálculo k_y - Relación $y/H = 0.40$.
- Figura 53. Superficie de falla talud aguas abajo para el cálculo k_y - Relación $y/H = 0.60$.
- Figura 54. Variación de la aceleración en función de la profundidad de la superficie de falla.
- Figura 55. Gráfico de desplazamientos permanentes normalizados en función de la relación de aceleraciones.
- Figura 56. Ubicación en planta de las secciones del vertedero analizadas.
- Figura 57. Análisis de estabilidad. Excavación vertedero. Condición estática. Sección D.
- Figura 58. Análisis de estabilidad. Excavación vertedero. Condición estática. Sección E.
- Figura 59. Identificación de Taludes - Vertedero El Gato
- Figura 60. Planta de localización del proyecto El Gato.
- Figura 61. Clasificación de la roca intacta. Deere y Miller (1966). (Puntos rojos, datos de ensayos de laboratorio).
- Figura 62. Estado típico de la roca a diferentes profundidades.
- Figura 63. Clasificación del macizo rocoso para obras subterráneas. Índice GSI.
- Figura 64. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de desvío
- Figura 65. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de descarga de fondo
- Figura 66. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de descarga de usos
- Figura 67. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de acceso a cámaras
- Figura 68. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes al túnel de desvío.
- Figura 69. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes a las obras de descarga de fondo y descarga de usos.
- Figura 70. Localización polígonos o zonas identificadas de fuentes de materiales cercanas al sitio de presa
- Figura 71. Geomorfología zona de posibles fuentes de materiales y zonas de depósito

LISTA DE TABLAS

- Tabla 1. Características de los escenarios determinísticos de análisis de amenaza sísmica.
- Tabla 2. Espectros de diseño para estructuras del Grupo A, escenario SEE (Máximo Creíble).

- Tabla 3. Espectros de diseño sísmico para el Grupo A de estructuras, escenario OBE (sismo de operación).
- Tabla 4. Localización, elevación y profundidad de las perforaciones del sitio de presa El Gato.
- Tabla 5. Resumen de los espesores y profundidades a techo de los estratos identificados en el sitio de presa El Gato.
- Tabla 6. Localización, elevación y profundidad de las calicatas del sitio de presa El Gato
- Tabla 7. Localización y longitud de las líneas de refracción sísmica en el sitio de presa El Gato.
- Tabla 8. Niveles identificados en las líneas de refracción sísmica.
- Tabla 9. Resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) en el sitio de la presa El Gato.
- Tabla 10. Resumen de resultados de resistencia en roca en el sitio de presa El Gato.
- Tabla 11. Resumen de los espesores de los estratos encontrados en las exploraciones del sitio de presa El Gato.
- Tabla 12. Correlaciones empíricas para estimar el ángulo de fricción a partir del ensayo SPT.
- Tabla 13. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young (Es) en diferentes tipos de suelo a partir del ensayo de SPT.
- Tabla 14. Relación entre la resistencia al corte no drenada (S_u) y el ensayo de SPT.
- Tabla 15. Parámetros de resistencia típicos para materiales arcillosos de acuerdo con Ortiz et al. (1982).
- Tabla 16. Parámetros de resistencia depósito aluvial (Q_{al}).
- Tabla 17. Valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el suelo residual (S_r).
- Tabla 18. Granulometría del suelo residual.
- Tabla 19. Parámetros de resistencia suelo residual (S_r).
- Tabla 20. Envolvente de falla de materiales típicos para enrocados y gravas (Thomas M. Leps, 1970) y (Marsal, 1972).
- Tabla 21. Parámetros geotécnicos estimados para el sitio de presa El Gato.
- Tabla 22. Criterios para el diseño del plinto
- Tabla 23. Geometría del Plinto.
- Tabla 24. Verificación del Diseño del Plinto de la Presa
- Tabla 25. Factores de seguridad mínimos para el diseño de los taludes de excavación.
- Tabla 26. Resumen factores de seguridad para los taludes de excavación.
- Tabla 27. Parámetros Geología Estructural El Gato
- Tabla 28. Geometría de los taludes de la excavación del plinto de la presa
- Tabla 29. Resultados del Análisis cinemático en los taludes del plinto de la presa
- Tabla 30. Factores de seguridad mínimos para el diseño de los taludes de excavación
- Tabla 31. Requisitos de refuerzo utilizando pernos tipo A1 grado 60 en el plinto de la presa.

Tabla 32. Requisitos adicionales para el material de la Zona 2A de los rellenos de la presa

Tabla 33. Características de colocación de cada zona

Tabla 34. Criterios para determinar la granulometría de los filtros

Tabla 35. Diseño de filtros para las zonas del cuerpo de la presa.

Tabla 36. Factores de seguridad mínimos requeridos para la estabilidad de la presa y diques auxiliares.

Tabla 37. Resumen de los resultados del análisis de estabilidad - Sección máxima.

Tabla 38. Señales seleccionadas para los análisis de Makdisi y Seed

Tabla 39. Resultados de Aceleración Crítica o de Fluencia k_y .

Tabla 40. Cálculo de Asentamientos Permanentes espaldón aguas abajo.

Tabla 41. Resultados de los análisis de estabilidad para la excavación del vertedero - Suelo residual con comportamiento de condiciones Drenadas.

Tabla 42. Parámetros Geología Estructural El Gato

Tabla 43. Geometría de los taludes de la excavación del vertedero

Tabla 44. Resultados del análisis cinemático en el vertedero

Tabla 45. Factores de seguridad mínimos para el diseño de los taludes de excavación

Tabla 46. Requisitos de refuerzo utilizando pernos tipo A1 grado 60 en el vertedero.

Tabla 47. Localización de las perforaciones en la zona de las obras subterráneas (margen derecha)

Tabla 48. Niveles de meteorización.

Tabla 49. Resumen de RQD de los sondeos

Tabla 50. Mecanismos de falla en túneles.

Tabla 51. Mecanismos de falla probables para los Túneles.

Tabla 52. Tipos de terreno por mecanismo de falla en túneles.

Tabla 53. Tipos de soporte por mecanismos de falla en túneles.

Tabla 54. Porcentaje de terreno estimado.

Tabla 55. Caudal máximo de infiltración estimado para los túneles.

Tabla 56. Dimensionamiento de tapones

Tabla 57. Rendimientos de excavación

Tabla 58. Estimativo de tiempo de construcción.

Tabla 59. Análisis balance de materiales

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Localización de las obras relacionadas al sitio de presa (El Gato).

Fotografía 2. Toba representativa del sitio de presa El Gato y su correlación con la unidad geológica presente según el mapa geológico de Milton J. Solano, 1990.

Fotografía 3. Cauce del río El Gato en el sitio de presa, A) depósito aluvial en la margen izquierda, B) Afloramiento de tobas con la característica erosión esferoidal.

Fotografía 4. Vista general de portales de salida de túneles de desvío y diques naturales de protección (Proyecto Sogamoso, INGETEC 2010).

Fotografía 5. Vista general de aguas abajo de la presa y vertedero de la C.H. Sogamoso con los portales de salida de los túneles de desvío integrados al cuenco de amortiguación e inundación del mismo por las descargas de la casa de máquinas y filtraciones de pie de presa (Central Sogamoso, INGETEC 2018)

1. INTRODUCCIÓN

Como parte del proyecto *Multipurpose Reservoirs on Azuero Rivers*, se ha planteado el potencial desarrollo multipropósito identificado como El Gato. Este desarrollo se localiza en el Río El Gato perteneciente a la cuenca de La Villa, donde se identificó potencial de aprovechamiento como suministro de agua potable y riego.

El proyecto El Gato, consiste en un reservorio formado por una presa de enrocado con cara de concreto CFRD, un vertedero de excesos, un túnel de desviación, de descarga de fondo y de descarga de usos.

Este documento presenta los estudios geológicos y geotécnicos a nivel conceptual del proyecto El Gato. El contenido del documento se subdivide en los siguientes capítulos:

Capítulo 2. Marco Geológico.

Capítulo 3. Amenaza sísmica.

Capítulo 4. Diseño geotécnico de la presa

Capítulo 5. Obras subterráneas.

Capítulo 6. Conclusiones.

Capítulo 7. Referencias.

Capítulo 8. Anexos.

2. MARCO GEOLÓGICO

2

Panamá está situado en la parte sur de Central América y representa el segmento más joven de la tierra puente entre las placas de América del Norte y del Sur. Los cierre de la vía marítima Caribe-Pacífico, que ocurrió durante el Plioceno tardío al Pleistoceno temprano, tuvo profunda biológica, oceanográfica y climatológica consecuencias (Duque-Caro, 1990; Coates et al., 1992).

Panamá se considera un bloque tectónico que se encuentra en la unión de cuatro placas tectónicas, a saber, el Caribe, Placas de América del Sur, Cocos y Nazca. La microplaca de Panamá se considera parte de la Placa del Caribe, pero los nuevos datos del GPS indican un desacoplamiento movimiento y convergencia relativa entre Panamá y la placa del Caribe (Trenkamp et al., 2002). El norte El límite de la microplaca de Panamá está definido por un sistema de fallas de empuje y transformación conocidas como el norte de Panamá Cinturón deformado (Adamek et al., 1988; Silver et al., 1990).

La configuración geológica - estructural actual del Istmo de Panamá es el resultado de la interacción de las placas tectónicas del Caribe y Nazca principalmente desde el Cretácico, la cual ha generado un bloque intermedio conocido como la microplaca de Panamá. En general este bloque presenta un registro de las diferentes fases tectónicas de acreción de rocas de afinidad oceánica, de magmatismo, vulcanismo, erosión y sedimentación, evidentes en las rocas ígneas volcánicas, rocas ígneas intrusivas, rocas sedimentarias y en la variedad de depósitos volcánicos, vulcano-sedimentarios y sedimentarios que se han formado desde el Cretácico hasta el Cuaternario reciente (Figura 1).

Particularmente en la Península de Azuero en la zona centro sur de Panamá, se encuentran las rocas más antiguas de país, correspondientes a complejos ígneos básicos y ultrabásicos formados en el Cretácico Inferior - Superior y en el Cenozoico. Las rocas en la zona de estudio se caracterizan por ser rocas de afinidad oceánica acrecionadas a las márgenes del arco magmático - volcánico del Cretácico Superior - Cenozoico panameño. En la zona de análisis se distinguen brechas volcánicas, hialoclastitas, diabasas, basaltos, plagiogranitos, gabros, peridotitas, piroxenitas, espilitas, picritas y rocas sedimentarias de ambiente oceánico, las cuales en su conjunto conforman lo que se conoce como un Complejo Ofiolítico donde se localizan la zona del reservorio (El Gato) en la península de Azuero (Figura 1 y Figura 2).

2

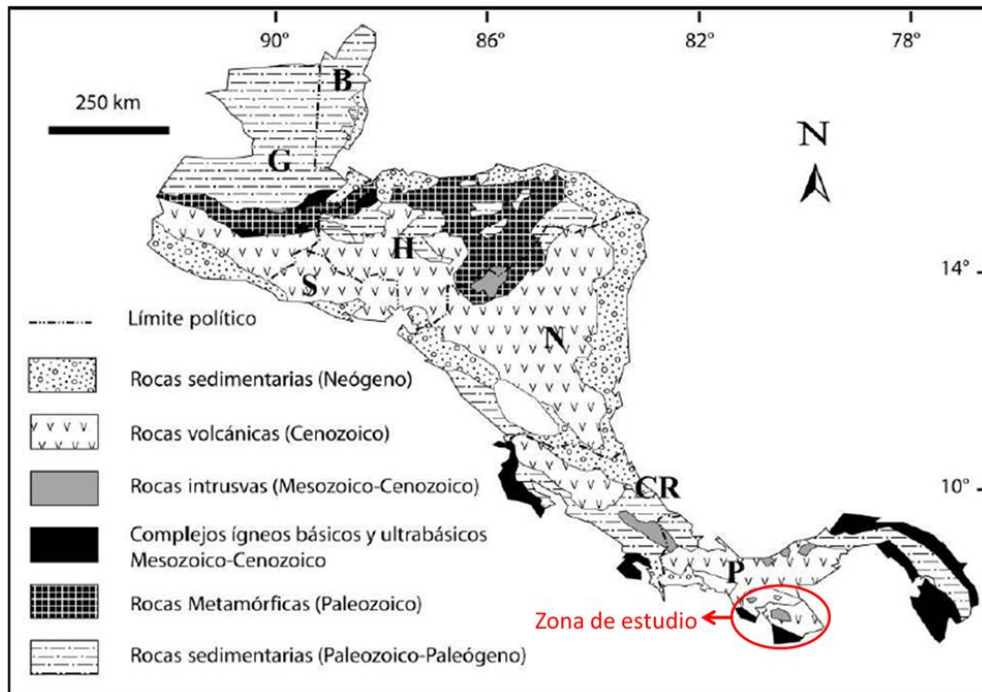


Figura 1. Mapa geológico generalizado basado en Weyl (1980) y Bundschuh y Alvarado (2007). B: Belice, G: Guatemala, S: El Salvador, H: Honduras, N: Nicaragua, CR: Costa Rica, P: Panamá.

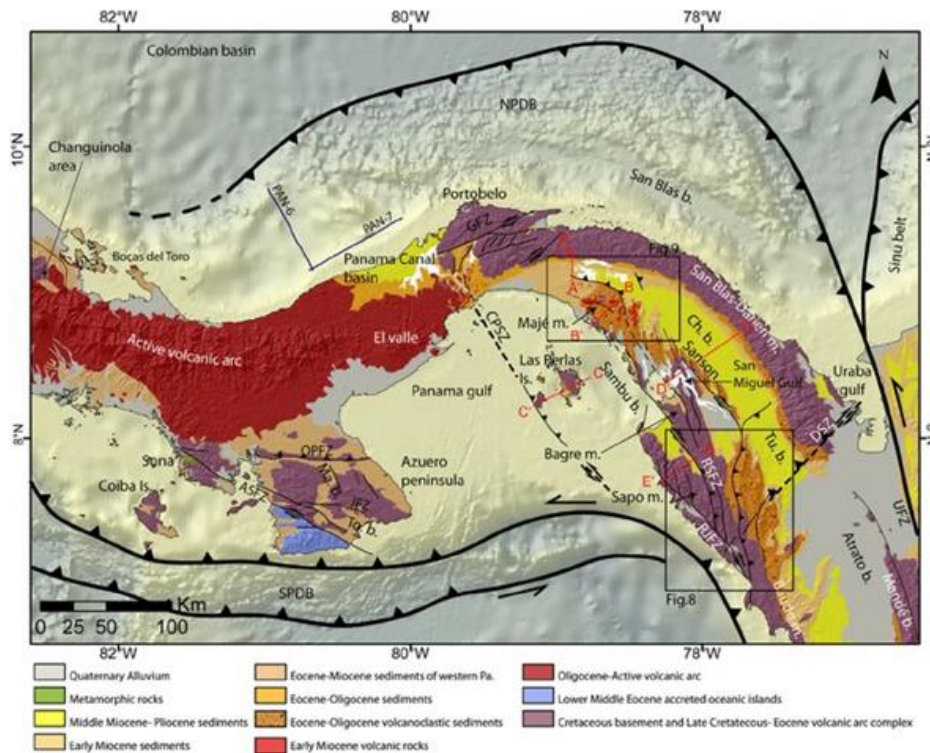


Figura 2. mapa geológico simplificado del Istmo de Panamá (Barat et al., 2014).

La provincia morfotectónica de la Península de Azuero está conformada por el complejo ofiolítico cretácico y el arco magmático - volcánico del Cretácico - Cenozoico. Al norte de esta provincia morfotectónica se presentan cambios importantes en las rocas, en sus edades y sus afinidades geoquímicas que permiten definir otra provincia morfotectónica conformada por el arco volcánico panameño actual. Este arco comienza su formación en el Paleoceno y se caracteriza por intensas fases de actividad volcánica. Se trata del vulcanismo calco - alcalino explosivo presente en toda América Central, cuya máxima expresión se da en el Mioceno y en el Plioceno, época del cierre del paso entre los océanos Atlántico y Pacífico, y el cual continúa en la actualidad, siendo el ejemplo principal en Panamá, el volcán Barú localizado al oriente del país, en esta provincia morfotectónica se encuentran rocas ígneas indiferenciadas del Terciario y rocas volcánicas del Cuaternario, a las cuales se asocian andesitas, ignimbritas, basaltos, tobas y raramente dacitas y riolitas.

Las provincias de Herrera, Los Santos y Veraguas se encuentran parcialmente cubiertas por rocas sedimentarias del Terciario, que consisten en sedimentos clásticos derivados de la erosión de las rocas ígneas volcánicas preexistentes y re depositados en cuencas adyacentes, además de sedimentos origen marino y transicional localmente expuestos en ríos. Las rocas asociadas son lutitas, areniscas, conglomerados finos, e incluso calizas.

2.1. ASPECTOS TECTÓNICO - ESTRUCTURALES EN LA PENÍNSULA DE AZUERO

El sitio de presa denominado el Gato, se ubica en la zona sur de la península de Azuero, la cual se caracteriza por presentar un *plateau* oceánico autóctono, la cual se ha acrecionado por efectos de subducción rocas del lecho oceánico (seamounts) y sedimentos del mismo lecho, además de la cobertura del plateau a partir de sedimentos tipo *forearc* (Buch et al., 2011). Esta configuración tectónica permite definir tres zonas de falla orientación WNW-ESE importantes para el área de estudio, estas son de norte a sur Falla Ocu-Parita y Falla de Joaquín (Figura 3).

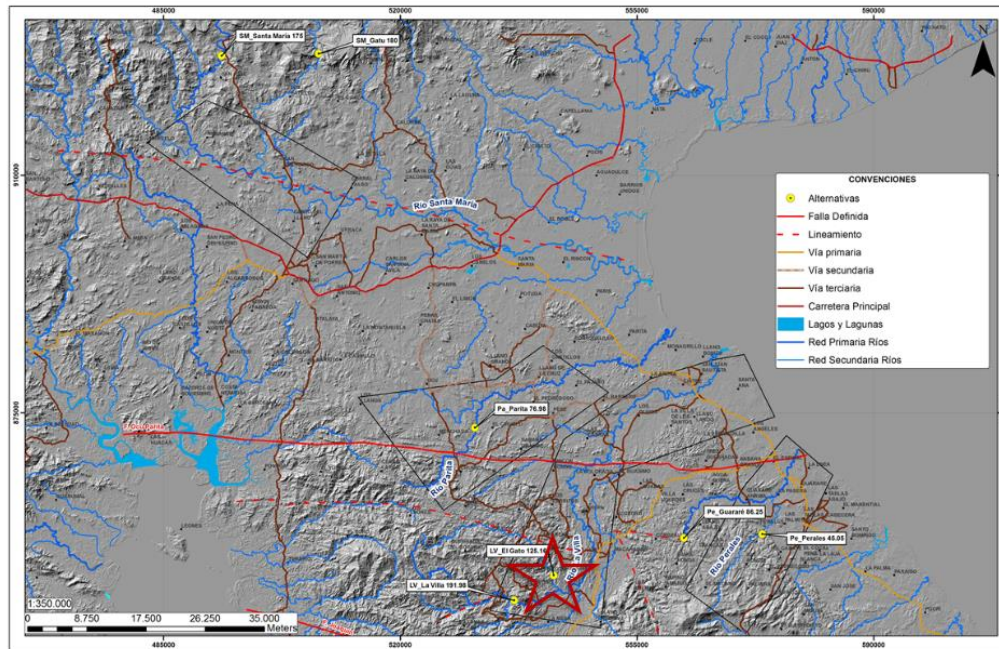


Figura 3. Interpretación preliminar de las fallas y lineamientos más importantes en el área de estudio, nótese en la estrella la localización del sitio de presa el Gato.

Falla Ocu-Parita: Falla inversa con componente sinistral y plano probablemente subvertical, pone en contacto rocas cretácicas de la Formación Ocu al norte con rocas paleogenas de la Formación Macaracas al sur (Kolarsky, Mann, Monechi, Meyerhoff, & Pessagno Jr, 1995). En la actualidad no se presentan evidencias claras tales como rasgos morfológicos o sísmicos, de actividad reciente.

Falla de Joaquín: Representa una zona de falla subvertical, que pone en contacto rocas volcánicas de la Formación Playa Venado de edad Cretácico Superior - Eoceno con rocas del Plateau Azuero de edad Cretácico inferior.

Adicionalmente a las fallas identificadas, las cuales son referenciadas en los modelos geológicos y tectónicos de la península de Azuero, se tiene el lineamiento del río Santa María. Este se define principalmente por el control de más de 50 km del río Santa María y al occidente de la cuenca superior de este drenaje, por cambios de relieve dados evidenciados en los cambios altitudinales de las cuchillas o divisorias de aguas. Este lineamiento con una dirección WNW-ESE es paralelo a las fallas Ocu-Parita y Joaquín.

2.2. GEOLOGÍA DEL RESERVORIO MULTIPROPÓSITO EL GATO - REGIÓN AZUERO

Como se mencionó anteriormente, el río La Villa el cual fluye en dirección NE, corta predominantemente litologías asociadas rocas paleogenas predominantemente tobas de la Formación Macaracas, y rocas volcánicas-volcanoclásticas de composición basáltica - andesítica pertenecientes a la Formación Playa Venado (K-VE) hasta el sitio de presa. Estas unidades geológicas se caracterizan litológicamente en la literatura como se indica a continuación:

- Formación Macaracas (TO-MAC): está constituido por rocas volcanoclásticas (tobas) de edad Paleogeno.
- Formación Playa Venado (K-VE): Basaltos y lavas almohadilladas de edad Cretácica indiferenciada.

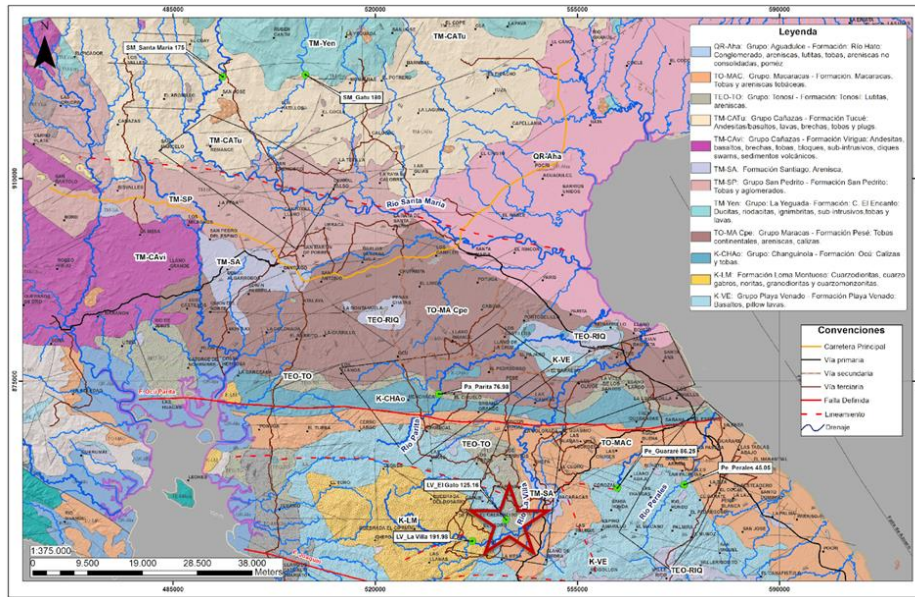


Figura 4. Planta geológica con la localización de la zona de presa (el Gato). Fuente: (MICI, Milton J. Solano, 1990), según el mapa geológico de Panamá el sitio de presa el Gato estaría localizado en la formación Tonosí (TEO-TO).

2.2.1. GEOLOGÍA LOCAL DE LA ZONA DE PRESA EL GATO

Geomorfológicamente, la zona de presa está caracterizada por la presencia de morfologías de montaña (pendientes $>20^\circ$) correspondientes a tobas aflorantes en esta margen (Figura 5).



Figura 5. Localización de las obras relacionadas al sitio de presa (El Gato).

En el sitio El Gato se encuentra una diferencia entre la formación definida en el mapa geológico de Panamá y las observaciones de campo. Según el reconocimiento de campo el sitio El Gato se encuentra sobre la formación Grupo Macaracas (TO-MAC) así como el cauce del río sobre lavas de composición basalto - andesita de la Formación Playa Venado (K-VE) y no sobre la formación Grupo Tonosí (TEO-TO). Las rocas presentes en el sitio El Gato corresponden a Tobas (Fotografía 2) que desarrollan perfiles de meteorización (Fotografía 1, Figura 7) de bajo espesor (espesor igual o inferior a 10 m) que en ambas laderas involucra la presencia de depósitos coluviales con espesores no mayores a 5 m.



Fotografía 1. Localización de las obras relacionadas al sitio de presa (El Gato).



Fotografía 2. Toba representativa del sitio de presa El Gato y su correlación con la unidad geológica presente según el mapa geológico de Milton J. Solano, 1990.

El perfil de meteorización promedio en las rocas presentes en el sitio El Gato se estimó del orden de 5 m en la margen izquierda y 10 m en la margen derecha, esto relacionado directamente a su origen volcánico con influencia sedimentaria que originan que los materiales constituyentes sean de diversos en origen y composición (Fotografía 3). En las laderas existen discordantes sobre las tobas un depósito coluvial de 1m en la margen izquierda, y de 2 m en la margen derecha.

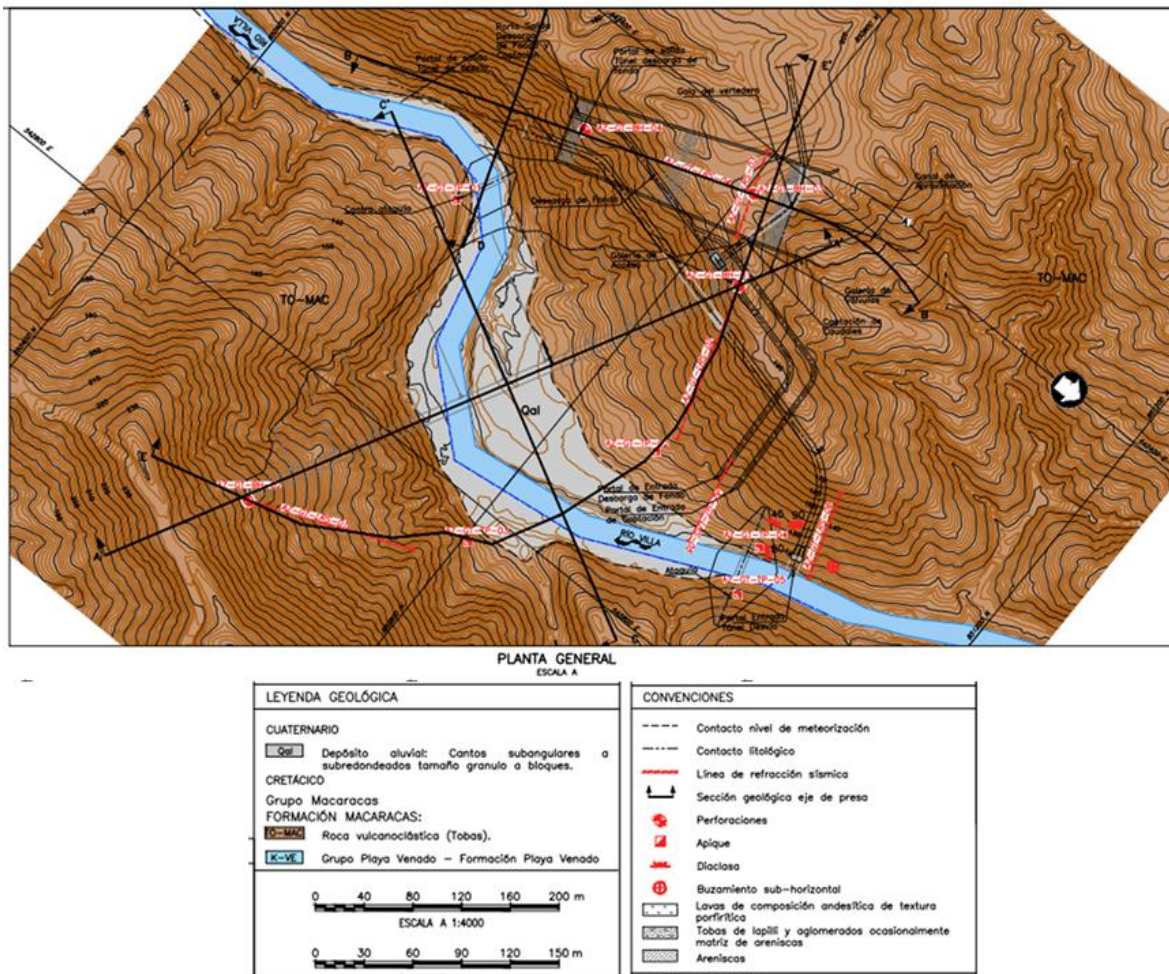


Figura 6. Mapa geológico detallado sitio de presa el Gato.

2

La diferenciación de los horizontes de meteorización (C) y (D), dentro de las descripciones litológicas efectuadas en los núcleos de perforación, se realizó en función de lo estipulado en el manual de descripción suministrado por la Autoridad Canal de Panamá (*Core Logging Standard*). En ese sentido, la caracterización describe el estado de meteorización ligera o leve (C) cuando presenta cierta decoloración la roca, o cuando presenta pátinas de oxidación en sus juntas y en el cuerpo de roca sin repercusiones directas en las condiciones mecánicas de la roca, en ese sentido se cataloga como roca fresca o nivel (D) la ausencia de estas pátinas de oxidación en una roca mecánicamente, en condiciones equivalentes al nivel denominado (C).

En conclusión las características mecánicas e hidráulicas de los horizontes (C) y (D) muestran diferencias poco significativas, lo cual es confirmado por los diferentes ensayos geotécnicos que arrojan valores del mismo orden de magnitud para estos niveles de meteorización (C) y (D), es así que como para efectos de representación gráfica se agrupan en un solo nivel los dos horizontes (nivel de meteorización leve "C" y roca fresca "D"), para secciones y mapas geológicos base, dada la escala de trabajo.

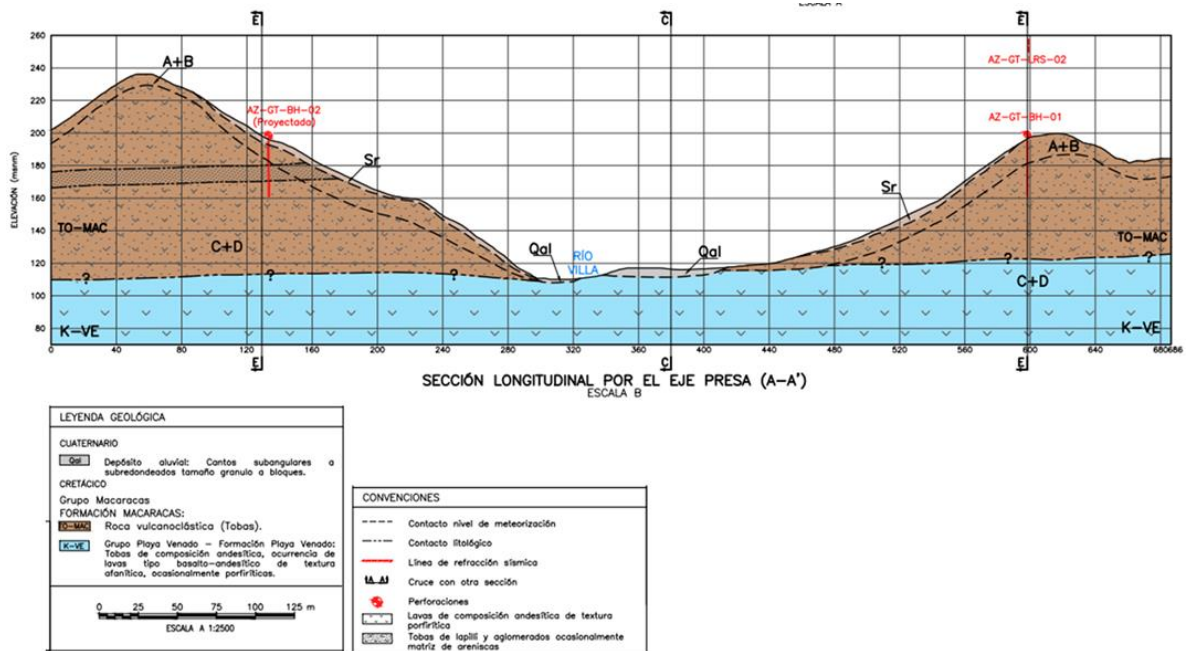


Figura 7. Sección geológica sitio de presa El Gato.



Fotografía 3. Cauce del río El Gato en el sitio de presa, A) depósito aluvial en la margen izquierda, B) Afloramiento de tobas con la característica erosión esferoidal.

3. AMENAZA SÍSMICA



Aunque el desarrollo de estudios de amenaza sísmica no hace parte del alcance de los diseños conceptuales, INGETEC consideró desarrollar evaluaciones de amenaza sísmica mediante métodos probabilísticos y determinísticos de análisis, teniendo en cuenta que los proyectos analizados y en particular el proyecto El Gato se encuentran localizados en una zona clasificada como de amenaza sísmica alta por la presencia de fuentes sísmicas como el sistema de fallas Azuero-Sona, el sistema de Falla del Sur de Panamá y los Cinturones Deformados del Norte y Sur de Panamá y el impacto que pueden tener las solicitaciones sísmicas en la definición de los esquemas de proyecto y el dimensionamiento de las obras. La construcción del modelo sísmico de análisis requiere representar el entorno tectónico regional e incluir todas las fallas o fuentes consideradas activas en el territorio nacional, por lo anterior, el modelo desarrollado es aplicable a todos los proyectos estudiados y no únicamente al proyecto El Gato.



A continuación se presentan los elementos más importantes de los análisis desarrollados y los resultados particulares encontrados en los análisis de amenaza sísmica para el proyecto El Gato localizados en la cuenta de La Villa. Se resalta nuevamente que gran parte de los elementos presentados son comunes para todos los proyectos analizados en el presente estudio, lo cual está acorde con la necesidad de involucrar y construir un modelo regional puesto que la descripción de la amenaza sísmica no puede ser adelantada únicamente con elementos locales, teniendo en cuenta que la estimación de solicitaciones sísmicas involucra la participación de fuentes que se encuentran a distancias de hasta 300 km del sitio de análisis.

La definición de las solicitaciones sísmicas para los diferentes componentes de los proyectos de análisis tiene como base esencial los espectros de amenaza sísmica determinados como resultado de los análisis probabilísticos (PSHA por sus siglas en inglés) y determinísticos (DSHA) de amenaza sísmica. Bajo la premisa que los elementos cuya falla pueden causar consecuencias catastróficas (como por ejemplo la presa y el vertedero) deben ser diseñados bajo criterios sísmicos más estrictos que las otras obras que conforman el proyecto, se definen dos tipos de obras o elementos. Los espectros de diseño presentados en este documento tienen en cuenta las recomendaciones para la definición de las solicitaciones sísmicas de diseño del International Commission Of Large Dams -ICOLD- (2010), para proyectos que involucran presas de gran altura y los requerimientos y lineamientos del Reglamento Estructural de Panamá [REP-14, JTIA, 2015] para el diseño de la infraestructura en el país (Panamá).

El primer grupo (Grupo A) corresponde a las obras principales de los proyectos cuya falla pudiese generar una liberación no controlada de grandes volúmenes de agua con capacidad de afectar a la población y la infraestructura que se encuentra aguas abajo del sitio de presa, entre estas obras se encuentran la presa y sus obras de control de excesos (vertedero) las cuales son diseñadas siguiendo las recomendaciones de ICOLD (2010) y los lineamientos del numeral 4.2.1.3 – Seguridad Sísmica, del Manual de seguridad de presas de ASEP (2010).

La evaluación de las solicitaciones sísmicas para el segundo grupo de obras (Grupo B) fue desarrollada siguiendo los lineamientos y requerimientos del REP-2014. Los valores de aceleración del terreno (PGA) y aceleraciones espectrales (S_a) encontrados en los PSHA desarrollados como parte del presente estudio fueron comparados con los valores propuestos en la Tabla 5.12 – Aceleraciones S_s y S_1 y Mapas de aceleración presentados en la REP-2014. Para las ciudades de Aguadulce, Chitré, Las Tablas y Santiago se obtiene una comparación de las aceleraciones espectrales adecuada, con variaciones que son atribuibles al uso de leyes de atenuación diferentes en los modelos desarrollados para la REP-2014 y el modelo de INGETEC. Tanto los análisis probabilísticos como determinísticos de amenaza sísmica fueron desarrollados implementando el modelo tectónico propuesto por URS (2008) para el diseño de la ampliación del Canal de Panamá, modelo que ha sido utilizado como insumo para el cálculo de las aceleraciones de diseño presentadas en el REP-2014.

Teniendo en cuenta los requerimientos y lineamientos de ICOLD (2010) y ASEP (2010) para las estructuras del Grupo A se evalúan los espectros sísmicos de diseño correspondientes a los escenarios de Sismo Máximo Creíble [Safety Evaluation Earthquake según ICOLD (2010)] y de operación [Operating Basis Earthquake según ICOLD (2010)]. A continuación se presentan los criterios implementados para la definición de los niveles de aceleración para el diseño sísmico para los escenarios Safety Evaluation Earthquake (SEE) o, en español, Sismo Máximo de Verificación de Seguridad (SMV) y Operating Basis Earthquake (OBE) o, en español, Sismo de Operación Normal (SON). El escenario

SEE se evalúa implementando una metodología determinística para definir el Sismo Máximo Creíble. El escenario OBE se define con base en los resultados de los análisis probabilísticos para un periodo de retorno de 145 años, tal y como es definido en ICOLD (2010).

Para las obras que hacen parte del Grupo B el espectro sísmico de diseño ha sido evaluado acorde a los requerimientos del REP-2014, es decir, el espectro para este grupo de estructuras es calculado utilizando las aceleraciones espectrales presentadas en el REP-2014 para un periodo de retorno de 2500 años, multiplicadas por un factor de $\frac{2}{3}$, acorde a lo definido en el numeral 11.4.4 de la ASCE 7-05 (requerimiento del REP-2014).

Los análisis probabilísticos y determinísticos de amenaza sísmica ejecutados para la evaluación de las solicitaciones sísmicas para las estructuras del Grupo A, fueron desarrollados utilizando el modelo tectónico de Panamá que fue construido para el cálculo de la amenaza sísmica para la norma REP-2014. Para los análisis de amenaza sísmica se implementaron las leyes de atenuación propuestas por Abrahamson, Silva y Kamai (2014), Campbell y Bozorgnia (2014) y Chiou y Youngs (2014) que hacen parte del proyecto en el proyecto NGA West-2 y para fuentes de Subducción propuestas por Young et al. (1997) y Zhao et al (2006). Se ejecutaron 6 análisis probabilísticos (3 leyes de atenuación corticales x 2 leyes de atenuación para sismos de subducción). Es decir, se le asignó un peso en un árbol lógico de $\frac{1}{3}$ para cada ley de atenuación para fuentes corticales y de $\frac{1}{2}$ para leyes de subducción, con lo cual cada combinación ley de atenuación cortical y ley de atenuación de subducción tiene un peso de $\frac{1}{6}$ en el árbol lógico.

La Figura 8 muestra un mapa de aceleración del terreno (PGA por sus siglas en inglés) correspondiente a un periodo de retorno de 475 años para la zona de estudio. Se puede apreciar como los mayores valores de PGA se obtienen en la costa occidental de la península de Azuero como resultado de la localización de las Zonas de Falla de Azuero y Sona (Ver Figura 9) clasificadas como fuentes sísmicas activas por Cowan et al., (1998), en las cuales se originaron los sismos de 1883 y 1913 (magnitud estimada 7.0). Con base en estos resultados los proyectos para los cuales se estiman unas solicitaciones sísmicas mayores corresponden a los que se encuentran en la cuenca de La Villa. Para el caso del proyecto El Gato las aceleraciones espectrales son ligeramente inferiores a las determinadas en el caso del proyecto La Villa, lo cual es consecuente con el hecho que el proyecto de estudio se encuentra a una distancia ligeramente superior en referencia al principal sistema tectónico regional que corresponde a las fallas de Azuero y Sona en comparación con el proyecto La Villa.



La Figura 10 presenta los espectros de peligro uniforme para diferentes periodos de retorno determinados para el sitio en donde se prevé construir la presa del proyecto El Gato. Para el sitio de estudio se encuentran aceleraciones del terreno de 0.26 g, 0.39 g, 0.50 g, 0.65 g y 0.92 g para periodos de retorno de 145, 475, 1000, 2500 y 10000 años respectivamente, resultado que confirma la clasificación de amenaza sísmica alta de la zona de estudio. Los resultados de los análisis de probabilísticos de amenaza sísmica muestran que para el sitio del proyecto El Gato, la fuente con mayor participación (superior al 80%) es el sistema Azuero-Sona dada la capacidad de este sistema de generar sismos con magnitud máxima de 7.5 (Mw) y una distancia epicentral mínima del orden de 18 a 20 km.

Como se mencionó anteriormente la evaluación de los espectros de diseño asociados con el Grupo A y el escenario del sismo máximo creíble [SEE en la nomenclatura de ICOLD (2010)] requiere el desarrollo de análisis determinísticos de amenaza sísmica. La localización de los escenarios o eventos considerados en los análisis determinísticos de amenaza sísmica son presentados en la Figura 11. Estos escenarios tienen en cuenta los sistemas sismogénicos más importantes a nivel regional en donde se destacan el Cinturón Deformado del Norte de Panamá, las Zonas de Falla de Azuero y Sona, la Zona de Falla del Sur de Panamá y el Cinturón Deformado del Sur de Panamá. La Tabla 1 presenta las principales características de los escenarios determinísticos de análisis. Se puede observar que para el caso de análisis el evento determinístico más cercano corresponde a un sismo generado en el Sistema Azuero-Sona con magnitud 7.5 (Mw) y una distancia epicentral de 18 km.



Utilizando los resultados de los análisis probabilísticos y determinísticos de amenaza sísmica se definen los espectros asociados con el escenario del sismo máximo creíble (SEE según ICOLD) como la envolvente entre los espectros de respuesta de los análisis determinísticos y el espectro de respuesta sísmico calculado para un periodo de retorno de 1000 años. Lo anterior bajo la consideración que las obras del Grupo A debería ser diseñadas considerando periodos de retorno superiores a los que se utilizan para estructuras convencionales (típicamente 475 años). La Tabla 2 presenta los valores de aceleración espectral de diseño para el escenario SEE.

2

La Figura 12 presenta el espectro de diseño para las estructuras del Grupo A, correspondiente al escenario del sismo máximo creíble (Escenario de análisis 3, en los análisis determinísticos). El espectro de diseño determinado para el proyecto El Gato presenta una aceleración del terreno (PGA por sus siglas en inglés) de 0.46 g y aceleraciones espectrales para periodos entre 0.08 segundos y 0.30 segundos de 1.15 g. Para periodos estructurales superiores a 0.30 segundos (en donde estará el periodo de la presa) el espectro SEE presenta una relación inversamente proporcional con el periodo estructural con un valor de aceleración espectral de 0.44 g para un periodo estructural de 1.0 segundo.

2

Con base en los resultados de los análisis probabilísticos de amenaza sísmica (PSHA) se definen los espectros de diseño para el escenario de operación [OBE según la nomenclatura de ICOLD (2010)], espectros que como se indicó anteriormente están asociados a un periodo de retorno de 145 años. La Tabla 3 presenta los valores de aceleración espectral para el escenario OBE determinados para el sitio de análisis. Para el proyecto El Gato el espectro asociado con el escenario OBE tiene un valor de PGA de 0.26 g y una aceleración máxima espectral de 0.58 g para un periodo estructural de 0.1 segundos.

Se resalta nuevamente que la definición de los espectros de diseño sísmico para las estructuras del Grupo B fue desarrollada siguiendo los lineamientos y requerimientos de la norma nacional REP-2014.

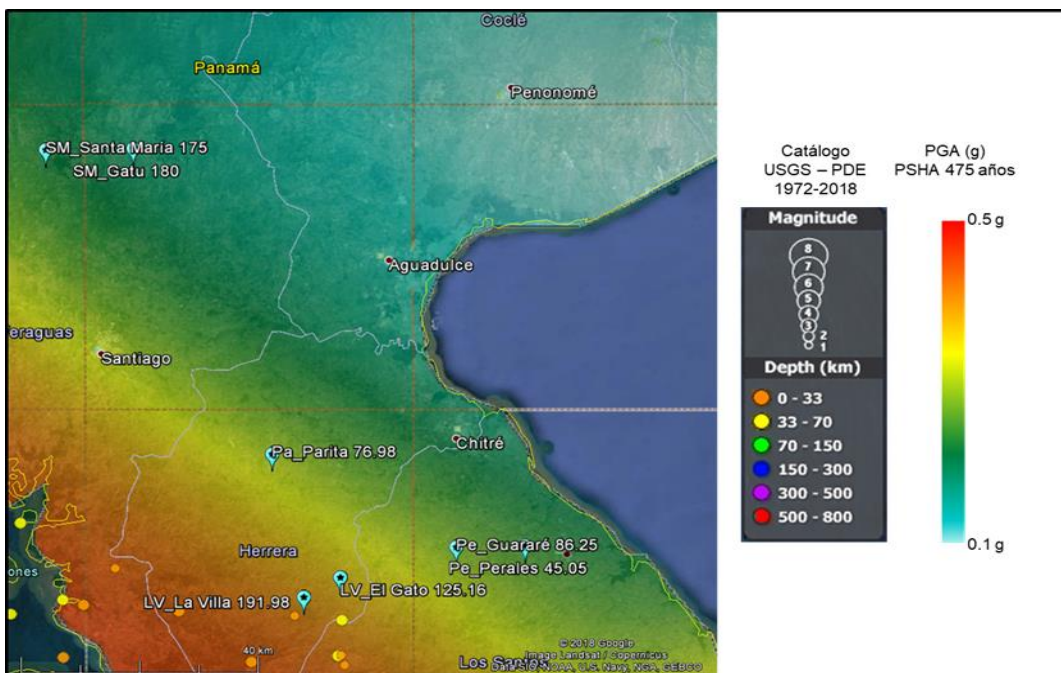


Figura 8. Mapa de aceleración del terreno (PGA) para un periodo de retorno de 475 años.

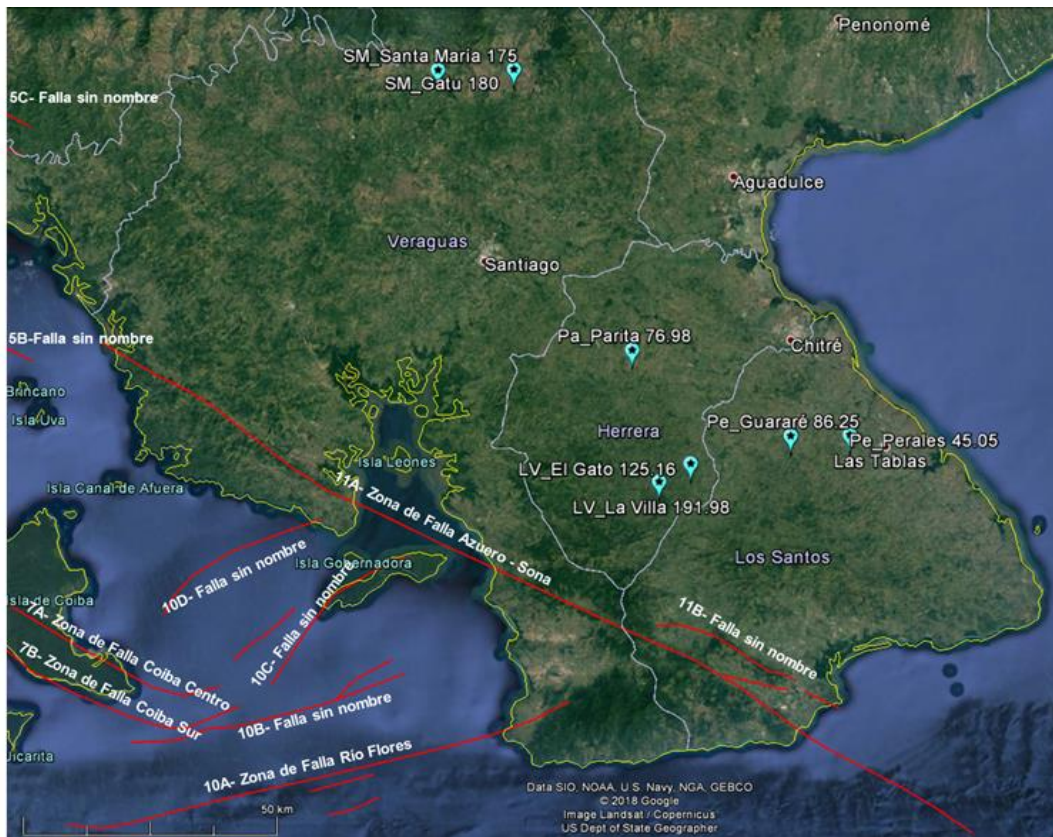


Figura 9. Fallas activas según Cowan et al., (1998).

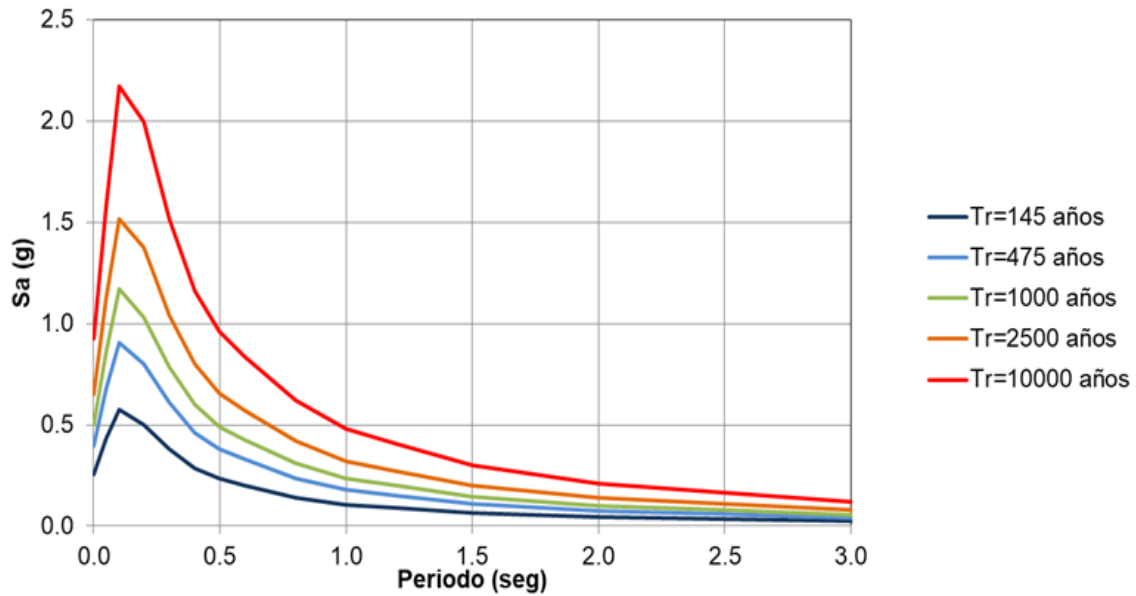


Figura 10. Espectros de peligro uniforme para el sitio El Gato

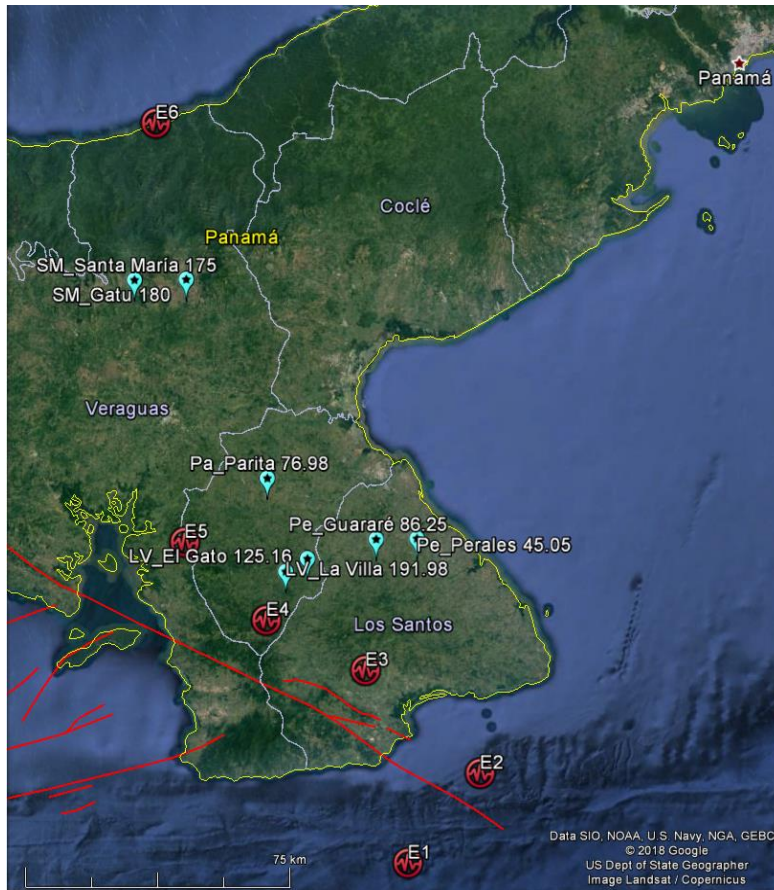


Figura 11. Escenario sísmicos considerados en los análisis determinísticos de amenaza sísmica.

Tabla 1. Características de los escenarios determinísticos de análisis de amenaza sísmica.

ID	Sistema Sismogénico	Mecanismo	Tipo de atenuación	Mw	Prof. (km)	Long (°)	Lat (°)	Distancia Epicentral (km)
								El Gato
E1	Cinturón Deformado del Sur de Panamá	Falla de Cabalgamiento	Subducción	8.0	30	-80.357	6.956	84
E2	Zona de Falla del Sur de Panamá	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	15	-80.173	7.181	74
E3	Zona de Falla Azuero-Sona	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	10	-80.465	7.435	32
E4	Zona de Falla Azuero-Sona	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	10	-80.717	7.559	18
E5	Zona de Falla Azuero-Sona	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	10	-80.927	7.751	36
E6	Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Tramo	Falla de Cabalgamiento	Subducción	7.5	30	-81.009	8.793	130

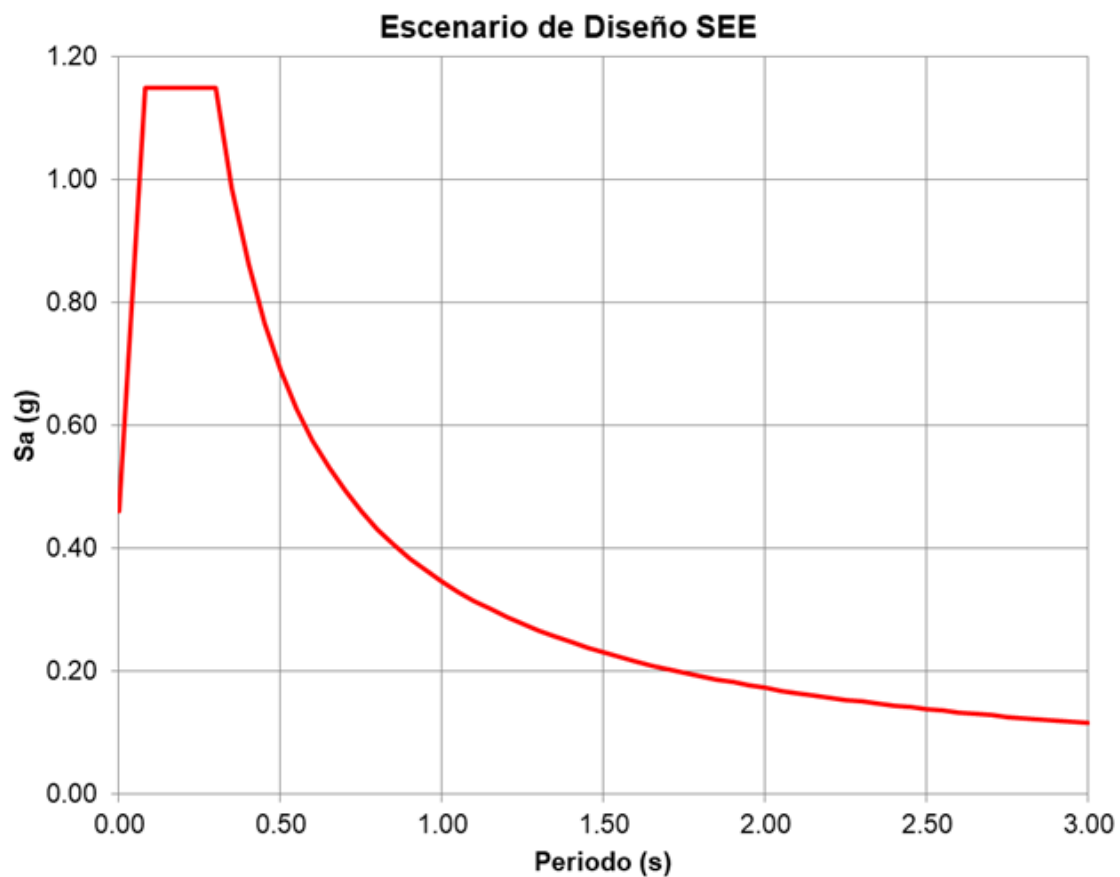


Figura 12. Espectro de diseño para estructuras del Grupo A, escenario SEE (Máximo Creíble).

Tabla 2. Espectro de diseño para estructuras del Grupo A, escenario SEE (Máximo Creíble).

Espectro Escenario SEE Proyecto El Gato					
Periodo (s)	Sa (g)	Periodo (s)	Sa (g)	Periodo (s)	Sa (g)
0.000	0.46	1.150	0.30	2.100	0.16
0.080	1.15	1.200	0.29	2.150	0.16
0.300	1.15	1.250	0.28	2.200	0.16
0.350	0.99	1.300	0.27	2.250	0.15
0.400	0.86	1.350	0.26	2.300	0.15
0.450	0.77	1.400	0.25	2.350	0.15
0.500	0.69	1.450	0.24	2.400	0.14
0.550	0.63	1.500	0.23	2.450	0.14
0.600	0.58	1.550	0.22	2.500	0.14
0.650	0.53	1.600	0.22	2.550	0.14
0.700	0.49	1.650	0.21	2.600	0.13
0.750	0.46	1.700	0.20	2.650	0.13
0.800	0.43	1.750	0.20	2.700	0.13
0.850	0.41	1.800	0.19	2.750	0.13
0.900	0.38	1.850	0.19	2.800	0.12
0.950	0.36	1.900	0.18	2.850	0.12
1.000	0.35	1.950	0.18	2.900	0.12
1.050	0.33	2.000	0.17	2.950	0.12
1.100	0.31	2.050	0.17	3.000	0.12

Tabla 3. Espectros de diseño sísmico para el Grupo A de estructuras, escenario OBE (sismo de operación).

Periodo (s)	Sa (g)
0.001	0.26
0.05	0.43
0.10	0.58
0.20	0.50
0.30	0.38
0.40	0.29
0.50	0.23
0.60	0.20
0.80	0.14
1.00	0.11
1.20	0.09
1.50	0.07
2.00	0.05
2.50	0.03
3.00	0.02

4. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA

4.1. GENERALIDADES

Como parte del proyecto *Multipurpose Reservoirs on Azuero Rivers*, se ha considerado la construcción de una presa de enrocado con cara de concreto CFRD (*Concrete Face Rockfill Dam*) la cual dará lugar al reservorio multipropósito el Gato en la cuenca del Río la Villa.

A continuación, se presentan los estudios geotécnicos a nivel de diseño conceptual en el sitio de presa el Gato. La estimación de las propiedades geotécnicas del subsuelo se realizó a partir de los resultados de la exploración geofísica y los ensayos de laboratorio e in-situ realizados a las muestras de los apiques y perforaciones ejecutadas.

4.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUPERFICIALES

Para la regulación de caudales en la cuenca se planteó una presa de enrocado con cara de concreto (CFRD), con altura de 82.00 m, cuya cresta está en la cota 190.0 msnm. La presa se proyectó con talud aguas abajo de 1.5H:1V y talud aguas arriba de 1.4H:1V. La fundación del plinto se proyectó en su punto más bajo en la cota 106.0 msnm, lo que corresponde a aproximadamente 5.0 m por debajo del lecho del cauce, mientras que en los estribos el plinto se ubica entre 10.0 a 12.0 m por debajo del terreno natural.

El vertedero de excesos es un canal abierto y se ubica en la margen derecha, éste presenta la cresta de la gola en la cota 185 msnm y se compone de un canal de aproximación, una estructura de control y un deflector de salida radial.

Adicionalmente se consideró para el sistema de desvío, la construcción de una ataguía de 21 m de altura y una contra ataguía aguas abajo de 6 m de altura. La ataguía será de tipo térrea con cresta en la cota 132.6 msnm, talud aguas arriba y abajo de 2.5H:1.0V, cresta con longitud de 174.4 m y ancho de 6.0 m. Asimismo, la contra-ataguía de tipo térrea tendrá la cresta en la cota 115.0 msnm, talud aguas y abajo de 2.5H:1.0V, cresta con longitud de 54.8 m y ancho de 6.0 m.

En la Figura 13 se presenta la localización de la presa CFRD, el vertedero de excesos, la ataguía y la contraataguía.

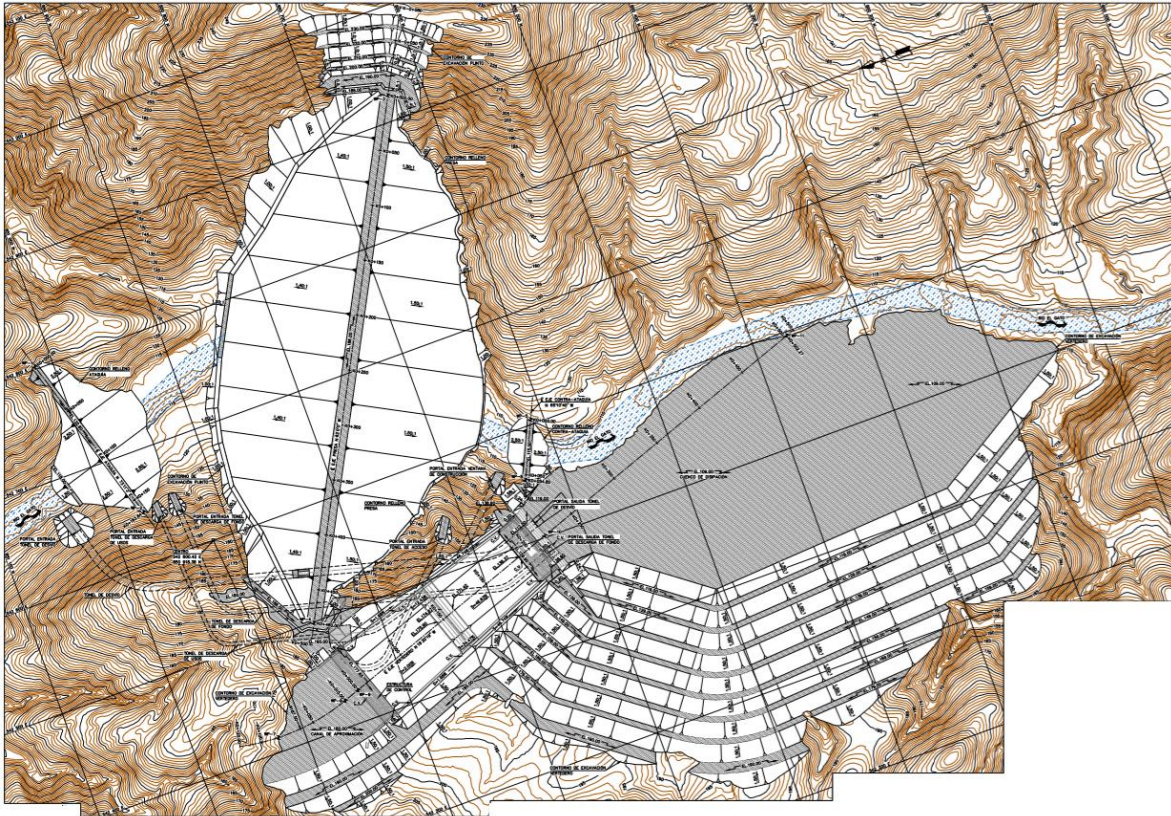


Figura 13. Sitio de Presa CFRD El Gato y obras anexas.

4.3. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

A continuación se resumen las exploraciones geotécnicas realizadas en el sitio de presa El Gato.

4.3.1. Perforaciones

En el sitio de la presa El Gato se realizaron 4 perforaciones. La localización, coordenadas, elevación y profundidad se presenta en la Tabla 1.

Tabla 4. Localización, elevación y profundidad de las perforaciones del sitio de presa El Gato.

N°	Perforación	Prof. (m)	Localización	Norte	Este	EL. (msnm)
1	AZ-GT-BH-01	35.0	Estribo derecho de la presa	850848	542510	196
2	AZ-GT-BH-02	35.0	Estribo izquierdo de la presa	850634	542923	195
3	AZ-GT-BH-03	35.0	Gola del vertedero	850808	542440	201
4	AZ-GT-BH-04	35.0	Canal de descarga del vertedero	850659	542489	169

Con base en las muestras recuperadas se identificaron las profundidades y estratos en cada una de las perforaciones ejecutadas. En la Tabla 5 se presenta un resumen de los espesores y profundidades a techo de los estratos identificados en el sitio de presa, los cuales corresponden básicamente a el perfil de meteorización de la formación Macaracas (TO-

MAC), incluyendo suelo residual y saprolito, roca completamente a moderadamente meteorizada (TO-MAC niveles A+B) y roca sana a levemente meteorizada (TO-MAC niveles C+D).

En general, se observa que el suelo residual tiene un espesor promedio de 2.8 m, siendo la zona con mayor espesor el estribo izquierdo de la presa y la gola del vertedero. La roca completamente a moderadamente meteorizada (niveles A+B) presenta espesores entre 5.5 a 15.0 m, ubicándose el mayor espesor en el estribo derecho de la presa, la roca sana a levemente meteorizada (niveles C+D) presenta el techo de roca a una profundidad promedio de 15.0 m en los estribos de la presa y de 11.0 m en la zona de vertedero.

Tabla 5. Resumen de los espesores y profundidades a techo de los estratos identificados en el sitio de presa El Gato.

No	Perforación	Profundidad (m)	NF (m)	Espesor (m)			Profundidad (m)	
				Sr	A+B	C+D	Techo de roca niveles A+B	Techo de roca niveles C+D
1	AZ-GT-BH-01	35.0	21.7	0.0	15.0	20.1	0	15.0
2	AZ-GT-BH-02	35.0	-	4.6	9.7	20.7	4.6	14.3
2	AZ-GT-BH-03	35.0	21.7	5.0	5.5	24.5	5	10.5
3	AZ-GT-BH-04	35.0	20.5	1.8	9.0	24.2	1.8	10.8
Promedio			21.3	2.9	9.8	22.4	2.9	12.6
Desviación			0.7	2.4	3.9	2.3	2.4	2.3
Mínimo			20.5	0.0	5.5	20.1	0.0	10.5
Máximo			21.7	5.0	15.0	24.5	5.0	15.0

Adicionalmente a los materiales identificados en las perforaciones, mediante los trabajos de campo se identificó en el lecho del río el Gato un depósito aluvial compuesto por cantos subangulares a subredondeados con un espesor de hasta 5.0 m. Subyaciendo dicho depósito y la formación Macaracas, se encuentra roca sana a levemente meteorizada (K-VE niveles C+D) de la formación Playa Venado.

4.3.2. Calicatas

Adicional a las cuatro perforaciones realizadas, se ejecutaron cinco calicatas con profundidad entre 1.5 a 2.5 m. La localización, coordenadas, elevación y profundidad de estas exploraciones se indica en la Tabla 3.

Tabla 6. Localización, elevación y profundidad de las calicatas del sitio de presa El Gato

N°	Calicata	Prof. (m)	Localización	Norte	Este	EL. (msnm)
1	AZ-GT-TP-01	2.5	Contra-atagüa	542606	850610	115
2	AZ-GT-TP-02	2.5	Estribo derecho de la presa	542667	850883	125
3	AZ-GT-TP-03	2.5	Estribo izquierdo de la presa	542831	850805	121
4	AZ-GT-TP-04	1.5	Atagüa	542676	851005	117
4	AZ-GT-TP-05	2.0	Atagüa	542719	851016	117

4.3.3. Líneas de refracción sísmica

En el sitio de presa se realizaron 4 líneas sísmicas. La localización, coordenadas y longitud se muestran en la Tabla 4.

Tabla 7. Localización y longitud de las líneas de refracción sísmica en el sitio de presa El Gato.

No	LÍNEA SÍSMICA	LONGITUD (m)	LOCALIZACIÓN	INICIO		FIN	
				NORTE	ESTE	NORTE	ESTE
1	AZ-GT-LRS-01	150	Plinto estribo izquierdo	850634	542923	850772	542866
2	AZ-GT-LRS-02	150	Plinto estribo derecho	850847	542504	850890	542648
3	AZ-GT-LRS-03	80	Gola vertedero	850820	542478	850793	542402
4	AZ-GT-LRS-04	250	Eje del vertedero	850811	542440	850575	542523
5	AZ-GT-LRS-05	80	Descarga de fondo	850938	542631	850954	542709
6	AZ-GT-LRS-06	80	Túnel de desvío	851030	542595	851055	542670

Con base en los resultados de la exploración geofísica se identificaron los niveles mostrados en la Tabla 8. Los niveles fueron definidos con base a las velocidades de onda de corte y la clasificación NEHRP - BSSC SITE CLASSIFICATION. A partir de los resultados se concluye que el suelo residual tiene velocidades de onda de corte menores a 360 m/s, con espesores entre 5 y 10 m, mientras que la roca presenta velocidades de onda 's' entre 360 m/s y 1200 m/s dependiendo del grado de meteorización.

Tabla 8. Niveles identificados en las líneas de refracción sísmica.

Línea sísmica	E* - Suelo blando (0 < Vs < 180 m/s)		D* - Suelo denso (180 < Vs < 360 m/s)		C* - Suelo muy denso y roca blanda (360 < Vs < 760 m/s)		B* - Roca moderadamente meteorizada (760 < Vs < 1500 m/s)	
	Elev. (msnm)	Espesor (m)	Elev. (msnm)	Espesor (m)	Elev. (msnm)	Espesor (m)	Elev. (msnm)	Espesor (m)
AZ-GT-LRS-01	135 a 159	5.0	125 a 196	10.0	113 a 186	17.0	-	-
AZ-GT-LRS-02	-	-	124 a 198	7.0	104 a 192	17.0	130 a 179	8.0
AZ-GT-LRS-03	-	-	193 a 201	7.0	173 a 195	21.0	-	-
AZ-GT-LRS-04	-	-	121 a 167	7.5	103 a 202	16.0	139 a 190	13.0
AZ-GT-LRS-05	-	-	-	-	99 a 142	18.0	121 a 90	8.0
AZ-GT-LRS-06	-	-	-	-	105 a 165	6.0	90 a 161	18.0
Nota: * Según la clasificación de sitio NEHRP - BSSC.								
* Según la Clasificación NEHRP - BSSC SITE CLASSIFICATION								

4.3.4. Ensayos de campo y laboratorio

La investigación geotécnica del sitio de presa incluyó ensayos de campo de penetración estándar (SPT) y ensayos de laboratorio como granulometría, gravedad específica, contenido de humedad y límites de Atterberg en las muestras de suelo residual recuperadas con la cuchara partida y ensayos de compresión simple en los núcleos de roca recobrados de la Formación Macaracas (TO-MAC).

4.3.4.1. Ensayos de penetración estándar

Los resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) ejecutados en las 4 perforaciones del sitio de presa El Gato se presentan en la Tabla 6 discriminados por tipo de material. A partir de los ensayos se identifica que para los suelos residuales la resistencia a la penetración estándar varía entre 12 y 98 golpes/pie con algunos sectores que presentan valores de rechazo y el estrato de roca altamente a moderadamente meteorizada presente resistencia a la penetración estándar mayores de 50 golpes/pie.

Tabla 9. Resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) en el sitio de la presa El Gato.

Sondeo	EL. (msnm)	Prof. (m) inicial	Prof. (m) final	Prof. Prom (m)	N campo	Material
AZ-GT-BH-01	195.15	0.60	1.10	0.85	54	TO-MAC A+B
AZ-GT-BH-01	194.70	1.10	1.50	1.30	89	TO-MAC A+B
AZ-GT-BH-02	193.75	1.00	1.50	1.25	31	Sr
AZ-GT-BH-02	192.40	2.40	2.80	2.60	R	Sr
AZ-GT-BH-03	200.05	0.70	1.20	0.95	24	Sr
AZ-GT-BH-03	199.60	1.20	1.60	1.40	68	Sr
AZ-GT-BH-03	197.35	3.40	3.90	3.65	98	Sr

AZ-GT-BH-04	168.75	0.00	0.50	0.25	12	Sr
AZ-GT-BH-04	168.30	0.50	0.90	0.70	12	Sr
AZ-GT-BH-04	167.85	0.90	1.40	1.15	53	Sr
AZ-GT-BH-04	167.40	1.40	1.80	1.60	49	Sr

4.3.4.2. Ensayos de mecánica de rocas

Se realizaron ensayos de compresión en roca en núcleos de roca sana de las perforaciones ejecutadas en el sitio de la presa El Gato. En la Tabla 7 se muestran los resultados obtenidos en las cuatro (4) perforaciones donde se ejecutaron pruebas. En general se observa que las rocas de la Formación Macaracas (TO-MAC), corresponden a rocas duras de resistencia media a alta de acuerdo con la clasificación de Bieniawski (1973).

Tabla 10. Resumen de resultados de resistencia en roca en el sitio de presa El Gato.

Sondeo	Elevación (msnm)	Prof (m) inicial	Prof (m) final	Prof Prom (m)	σ_{ci} (MPa)	E (MPa)	Deformación axial (%)	Clasificación Bieniawski (1973)	Material
AZ-GT-BH-01	177.95	17.9	18.2	18.05	64.7	11835	0.70	Media	TO-MAC C+D
AZ-GT-BH-01	166.85	28.9	29.4	29.15	98.31	15260	0.68	Media	TO-MAC C+D
AZ-GT-BH-01	161.20	34.6	35	34.80	62.19	16950	0.59	Media	TO-MAC C+D
AZ-GT-BH-02	179.68	15.2	15.5	15.33	52.96	15887	0.44	Media	TO-MAC C+D
AZ-GT-BH-02	164.08	30.6	31.3	30.93	118.44	10985	0.99	Alta	TO-MAC C+D
AZ-GT-BH-02	161.33	33.4	33.95	33.68	100.69	8325	0.98	Alta	TO-MAC C+D
AZ-GT-BH-03	183.15	17.5	18.2	17.85	137.7	36995	0.43	Alta	TO-MAC C+D
AZ-GT-BH-03	168.60	32.2	32.6	32.40	68.82	19592	0.39	Media	TO-MAC C+D
AZ-GT-BH-04	150.75	17.7	18.8	18.25	50.46	13555	0.58	Media	TO-MAC C+D
AZ-GT-BH-04	136.35	32.5	32.8	32.65	69.73	27701	0.23	Media	TO-MAC C+D

4.4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

La caracterización geotécnica se estableció con base en los estratos identificados en la campaña de investigación geotécnica y considerados en el modelo geológico. De esta forma los parámetros geomecánicos de los materiales superficiales de suelo residual o depósitos y del macizo rocoso, existentes en el sitio de presa se subdividieron en: depósitos aluviales (Qal), suelo residual de la formación Macaracas (TO-MAC), roca altamente a moderadamente meteorizada (TO-MAC niveles A+B) y roca levemente meteorizada a sana (TO-MAC niveles C+D) de la formación Macaracas. En la Tabla 11 se presenta un resumen de los espesores de los estratos.

Tabla 11. Resumen de los espesores de los estratos encontrados en las exploraciones del sitio de presa El Gato.

Estrato	Espesor (m)			Profundidad Techo (m)		
	Promedio	Mínimo	Máximo	Promedio	Mínimo	Máximo

Sr	2.9	0.0	5.0			
Meteorizada	9.8	5.5	15.0	2.9	0.0	5.0
Sana				12.6	10.5	15.0

Como complemento, para la caracterización geotécnica, se utilizaron las correlaciones indicadas en la Tabla 12, Tabla 13 y Tabla 14 para estimar el ángulo de fricción (ϕ'), cohesión (c') y el módulo de Young (E_s) a partir de resultados de ensayos de SPT, y los valores típicos de la Tabla 15 para estimar los parámetros de resistencia del suelo residual con base en las propiedades índice.

Tabla 12. Correlaciones empíricas para estimar el ángulo de fricción a partir del ensayo SPT.

Correlación	Referencia
$\phi = 23.7 + 0.57N_{60} - 0.0006(N_{60})^2$	(Meyerhof, 1965)
$\phi = 27.1 + 0.30N_{60} - 0.00054(N_{60})^2$	(Peck, Hanson, & Thornburn, 1974)
$\phi = \arctan \left(\left(\frac{N}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_0}{Pat} \right)} \right)^{0.34} \right)$	(Schmertmann, & N. Raleigh, 1975)
$\phi = \sqrt{20N_{60}} + 20$	(Hatanaka, 1996)
$\phi = 15 + (20N_{172})^{0.5}$	Kishida, 1969 tomado de (González G, 1999)

Tabla 13. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young (E_s) en diferentes tipos de suelo a partir del ensayo de SPT.

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

Tabla 14. Relación entre la resistencia al corte no drenada (S_u) y el ensayo de SPT.

PLASTICIDAD DEL SUELO	CORRELACIÓN (S_u en kPa)	REFERENCIA
Baja (IP < 20)	4.4*N	(Stroud, 1974)
	3.75*N	(Sowers, 1979)

Media ($20 \leq IP < 30$)	6.7*N	(Terzaghi, & Peck, 1967)
	7.5*N	(Sowers, 1979)
Alta ($IP \geq 30$)	$29.0*N^{0.72}$	(Hara, Ohta, Niwa, Tanaka, & Banno, 1974)
	12.5*N	(Sowers, 1979)

Tabla 15. Parámetros de resistencia típicos para materiales arcillosos de acuerdo con Ortiz et al. (1982).

TIPO	ÍNDICE DE LIQUIDEZ	PARÁMETRO	RELACIÓN DE VACÍOS						
			0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95	1.05
Arenoso	0<IL<0.25	c (kPa)	15	11	8	--	--	--	--
		φ (°)	30	29	27	--	--	--	--
	0.25<IL<0.75	c (kPa)	13	9	6	3	--	--	--
		φ (°)	28	26	24	21	--	--	--
Limoso	0<IL<0.25	c (kPa)	47	37	31	25	22	19	--
		φ (°)	26	25	24	23	22	20	--
	0.25<IL<0.50	c (kPa)	39	34	28	23	18	15	--
		φ (°)	24	23	22	21	19	17	--
	0.50<IL<0.75	c (kPa)	--	--	25	20	16	14	12
		φ (°)	--	--	19	18	16	14	12
Arcilloso	0<IL<0.25	c (kPa)	--	81	68	54	47	41	36
		φ (°)	--	21	20	19	18	16	14
	0.25<IL<0.50	c (kPa)	--	--	57	50	43	37	32
		φ (°)	--	--	18	17	16	14	11
	0.50<IL<0.75	c (kPa)	--	--	45	41	36	33	29
		φ (°)	--	--	15	14	12	10	7

4.4.1. Depósito aluvial

El depósito aluvial (Qal), se encuentra localizado en el lecho del río el Gato y especialmente en la margen derecha de la presa en donde se encuentra una pequeña terraza aluvial con espesor estimado de hasta 5.0 m. De acuerdo con los trabajos de campo, se estableció que este depósito se compone de cantos subangulares a subredondeados de tamaños que abarcan desde gránulos a bloques.

Puesto que en ninguna de las exploraciones geotécnicas realizadas en la zona de la presa se tomaron muestras o se realizaron ensayos de campo sobre este material, no fue posible estimar las propiedades geomecánicas de dicho material. Por lo tanto, para los diseños contemplados en este informe se adoptaron los parámetros geotécnicos definidos para el sitio de presa de Guararé, en donde se tienen condiciones geológicas similares en el lecho del río, dichos parámetros se resumen en la Tabla 13. Para la siguiente etapa de diseño del proyecto, se recomienda ejecutar un plan de exploración con perforaciones y apiques, ensayos in situ y de laboratorio que permitan validar la estimación.

Tabla 16. Parámetros de resistencia depósito aluvial (Qal).

Descripción	Espesor (m)	γ_t (kN/m ³)	Resistencia			Es (MPa)	Vs (m/s)
			Su (kPa)	Efectiva			
				ϕ' (°)	c' (kPa)		

Depósito aluvial (Qal)	1 - 5	17.0	46-295	26-41	0 - 5	3-24	180-360
Nota: Los valores corresponden al promedio de los datos.							
Convenciones:							
ϕ' = Ángulo de fricción efectiva				γ_t = Peso unitario total			
c' = Cohesión efectiva				Su = Resistencia no drenada			
Es = Módulo de Young				N.A. = No aplica			
Vs = Velocidad de onda cortante							

4.4.2. Suelo residual

Los suelos residuales se encuentran hacia los estribos de la presa y en la zona del vertedero con espesores entre los 2.0 y 5.0 metros. Estos materiales corresponde principalmente a arcillas y limos de baja plasticidad con contenido de arenas y en menor proporción gravas.

En la Tabla 14 se muestran los valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el suelo residual, a partir de los cuales se evidencia que los valores de plasticidad IP se encuentran entre 10.10 y 39.20, la humedad natural entre 9.60 y 33.00, el límite líquido entre 33.90 y 73.70, límite plástico entre 17.00 y 34.50 y el índice de liquidez entre -0.55 y 0.35, que sugieren que el material se encuentra relativamente seco. En la Figura 14 se presenta la carta de plasticidad con los resultados de los suelos residuales.

Tabla 17. Valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el suelo residual (Sr).

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
SG	2.55	0.12	2.40	2.73
w (%)	20.66	7.17	9.60	33.00
LL (%)	47.48	11.90	33.90	73.70
PL (%)	25.71	4.49	17.00	34.50
IP (%)	21.77	9.02	10.10	39.20
LI (%)	-0.28	0.28	-0.55	0.35

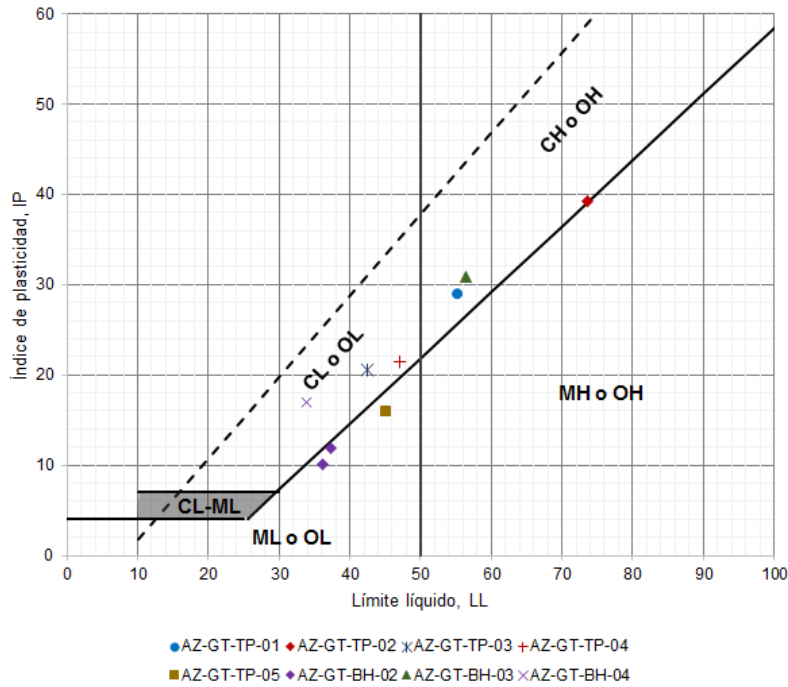


Figura 14. Carta de plasticidad suelo residual (Sr).

En la Tabla 18 se presenta un resumen de las granulometrías realizadas a las muestras de suelo residual, en donde se aprecia que el material es principalmente fino, presentando un contenido de partículas menores de 75 micras entre el 21 y 100% y un contenido de arenas entre 0 y 74 %, y un contenido de partículas de tamaño grava entre el 0 y 43 %.

Tabla 18. Granulometría del suelo residual.

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
G (%)	12.00	14.16	0.00	43.00
S (%)	33.67	24.28	0.00	74.00
F (%)	54.33	28.59	21.00	100.00

Los parámetros calculados para el suelo residual se resumen en la Tabla 19. El peso unitario total del suelo se adoptó a partir de resultados de ensayos de humedad natural (w) y gravedad específica (Gs), suponiendo una saturación (S) de 80% para muestras recuperadas en perforaciones a profundidades por encima del nivel freático. Mientras que los parámetros de resistencia efectivos fueron determinados con base en las propiedades índice con los valores típicos definidos en la Tabla 15 (Ortiz et al., 1982). Para considerar la variabilidad de la cohesión y el ángulo de fricción se asumió que estos parámetros se distribuyen bajo una función de probabilidad normal, con los valores de desviación estándar y valor mínimo y máximo detallados en la Tabla 21.

Tabla 19. Parámetros de resistencia suelo residual (Sr).

Descripción	Espesor (m)	γ_t (kN/m ³)	Resistencia		Es (MPa)	Vs (m/s)
			ϕ' (°)	c' (kPa)		
Suelo residual	2-5	18.0	20	51	4-47	<360
Nota: Los valores corresponden al promedio de los datos.						
Convenciones:						
			ϕ' = Ángulo de fricción efectiva	γ_t = Peso unitario total		

c' = Cohesión efectiva	N.A. = No aplica
Es = Módulo de Young	
Vs = Velocidad de onda cortante	

4.4.3. Macizo rocoso Formación Macaracas (TO-MAC)

El macizo rocoso de la formación Macaracas (TO-MAC) subyace a los suelos residuales (Sr) y depósitos aluviales (Qal). La Formación se compone de tobas de origen volcánico con influencia sedimentaria. La formación Macaracas se compone principalmente de tobas y areniscas con resistencia a la compresión simple promedio de 82.40 MPa, módulo de elasticidad promedio de 17 425 MPa y peso específico de 25.9 kN/m³. La ubicación espacial y los espesores de estos estratos presentan una variabilidad significativa por lo que la caracterización de los parámetros geotécnicos del macizo rocoso se desarrolló por medio del criterio de Hoek & Brown (1997) y al sistema de clasificación RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski (1989).



Muestra a 17.80 m
Resistencia media
AZ-GT-BH-04



Muestra a 18.03 m
Resistencia alta
AZ-GT-BH-03

Figura 15. Núcleos recuperados de la perforación AZ-GT-BH-04 y AZ-GT-BH-03. Sitio de presa El Gato

La caracterización del macizo rocoso se realizó a partir del modelo geológico, del sistema de clasificación GSI (*Geological Strength Index*) y del criterio de Hoek-Brown (1997, 2002, 2018). El criterio permite obtener los parámetros de resistencia del macizo rocoso a partir de las características de la roca intacta, considerando la existencia de las discontinuidades, su grado de meteorización, el factor de alteración asociado al método de excavación de la roca y el estado de esfuerzos al que se encuentra sometido el material. En la Ecuación 1 se indica el criterio de Hoek y Brown.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 - \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Ecuación 1. Criterio de Hoek y Brown

Donde:

σ'_1 : Esfuerzo principal mayor

σ'_3 : Esfuerzo principal menor

σ_{ci} : Resistencia a la compresión de la roca intacta

m_b , s y a : Parámetros del Criterio de Hoek & Brown

Las expresiones que definen los parámetros del Criterio de Hoek & Brown se muestran en la Ecuación 2 a la Ecuación 4.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

Ecuación 2.

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

Ecuación 3.

$$a = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

Ecuación 4.

La variable “D” corresponde al factor de alteración y relajación de esfuerzos del macizo rocoso, el cual varía entre 0 y 1 dependiendo de las condiciones de excavación y su afectación al macizo rocoso. El valor de cero corresponde a ninguna alteración o detrimento de las condiciones del macizo, mientras que un valor de 1 hace referencia a un macizo muy afectado y deteriorado por inapropiados procesos de corte o voladura.

La variable “ m_i ” es una constante de la roca y su relación con el comportamiento mecánico fue definido por Hoek & Brown por medio de la Ecuación 5 y de la Ecuación 6. Combinando ambas relaciones con los resultados de los ensayos en roca es posible estimar el valor de “ m_i ”.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5}$$

Ecuación 5. (Hoek & Brown, 1997).

$$\sigma_t = -\frac{s \sigma_{ci}}{m_b}$$

Ecuación 6. El valor de “s” es igual a 1 y “ m_b ” es igual a “ m_i ” para roca intacta (Hoek & Brown, 1997).

Los valores del GSI fueron estimados con base en la evaluación en campo de los afloramientos rocosos y las condiciones evidenciadas en los núcleos de perforación para los diferentes estratos que se presentan en el perfil de meteorización.

El criterio de clasificación de Bieniawski requiere de valores compresión inconfiada el cual se asignó de acuerdo con los resultados de los ensayos ejecutados. El parámetro GSI fue estimado con base en el criterio sugerido por Hoek y Brown en 2018, la evaluación en campo de los afloramientos rocosos y las condiciones evidenciadas en los núcleos de perforación para los diferentes estratos que se presentan en el perfil de meteorización. Los resultados de los valores de RQD y recobro en profundidad para las perforaciones del sitio de presa El Gato se presentan en la Figura 16. En esta misma Figura se presentan los valores de GSI en profundidad. A partir de la información presentada en la Figura 16 y de los estratos identificados es posible identificar un valor promedio de GSI para el estrato de roca completamente a moderadamente meteorizada y para el estrato de roca sana o levemente meteorizada.

Los valores medios estimados, para roca completamente a moderadamente meteorizada se encuentra un valor promedio de GSI= 21 y para roca sana o levemente meteorizada se presenta un valor estimado de GSI= 61. En la Figura 17 se presenta el nomograma de GSI para la formación Macaracas indicado en color naranja la variación para el estrato de roca completamente a moderadamente meteorizada, y en color morado la variación para el estrato de roca sana o levemente meteorizada.

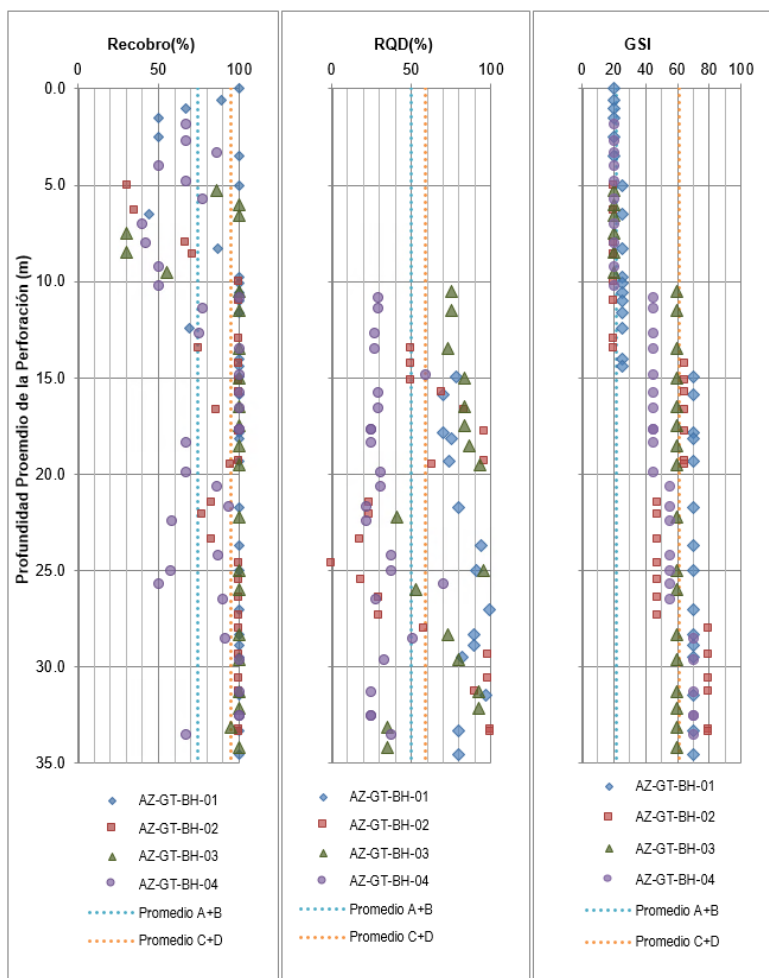


Figura 16. Formación Macaracas TO-MAC recobro, RQD y GSI.

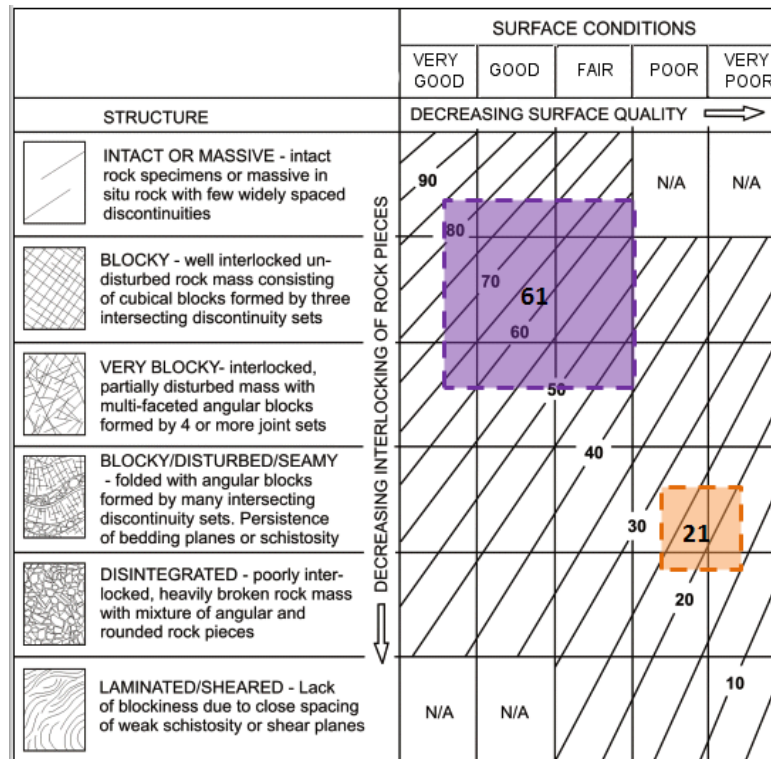


Figura 17. Formación Macaracas TO-MAC - monograma GSI.

Tomando cada resultado de resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta de los ensayos de compresión confinada se generó un conjunto de datos combinando tres valores de GSI de 15, 21 y 30 para roca altamente a moderadamente meteorizada y valores de GSI de 40, 61 y 85 para roca levemente meteorizada a sana, con los valores de “mi” mínimo, máximo y promedio típicos de tobas entre 8 y 18, y alturas H de 25, 50 y 75 m estimadas de corte para el plinto de la presa CFRD y del vertedero. En cada caso se utilizó un factor de disturbancia D = 0.3, 0.5 y 0.7 y se tomó el módulo de Young estimado a partir de los ensayos de compresión simple.

Utilizando los resultados de todas las combinaciones se realizó un análisis de sensibilidad simple que permitió la elaboración de gráficas tipo “tornado” para visualizar la variabilidad y la sensibilidad de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción. Por último se caracterizaron los parámetros de resistencia al corte equivalentes del criterio Mohr-Coulomb según una distribución de probabilidad definida a partir de histogramas de los datos generados con las combinaciones.

En la Figura 18, Figura 19 y Figura 20 se presentan las gráficas tipo tornado que resultan del análisis de sensibilidad realizado para los parámetros de resistencia al corte y módulo de deformación del estrato de roca completamente a moderadamente meteorizada. En las tres figuras el eje central representa el promedio del parámetro y se indican los valores mínimos y máximos obtenidos al variar una sola variable mientras se mantienen las demás como constantes con su respectivo valor promedio. La barra superior corresponde a la variación total encontrada en todo el conjunto de combinaciones, la cual se presenta con el fin de comparar la influencia de cada variable en la variabilidad total.

En el caso de la roca alta a moderadamente meteorizada, no se evidencia una variable crítica que tenga mayor influencia en la variabilidad de los parámetros de resistencia, sin embargo para el módulo de deformación del macizo se aprecia que la variable crítica corresponde al módulo de la roca intacta, lo cual se debe a la alta variabilidad de este parámetro medido en los ensayos de compresión simple, el cual varía entre 8 GPa a 37 GPa.

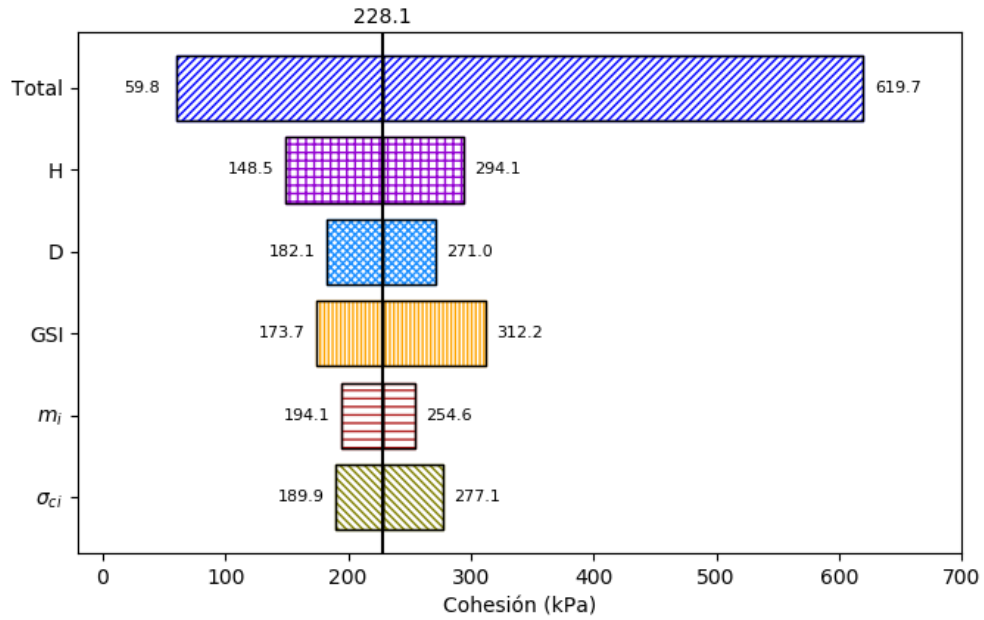


Figura 18. Formación Macaracas (TO-MAC). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca altamente a moderadamente meteorizada. Presa El Gato.

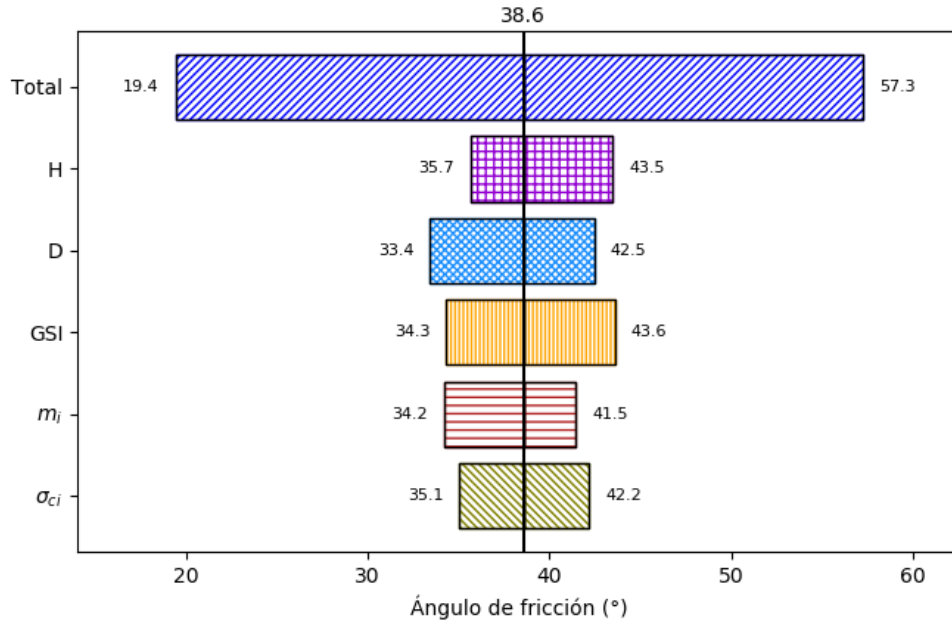


Figura 19. Formación Macaracas (TO-MAC). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca altamente a moderadamente meteorizada. Presa El Gato.

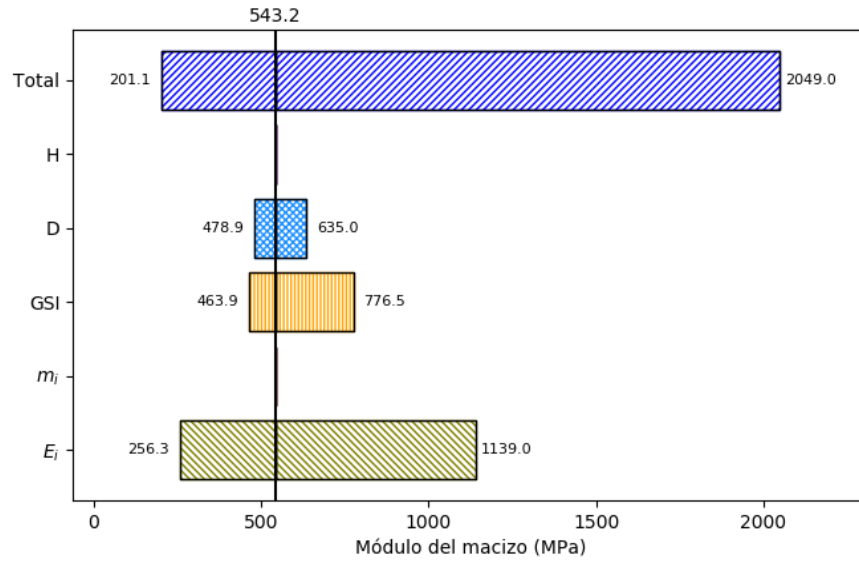


Figura 20. Formación Macaracas (TO-MAC). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de Young de la roca altamente meteorizada. Presa El Gato.

Los histogramas de frecuencia con la correspondiente función de densidad de probabilidad de mejor ajuste para la cohesión, ángulo de fricción y módulo del macizo del estrato de roca de alta a moderadamente meteorizada de la formación Macaracas se presentan en la Figura 24, Figura 25 y Figura 26. Tanto para la cohesión como el ángulo de fricción se obtuvo como mejor ajuste una distribución Gamma, mientras que para el módulo de deformación del macizo la distribución log-normal logra un mejor ajuste del histograma de frecuencia.

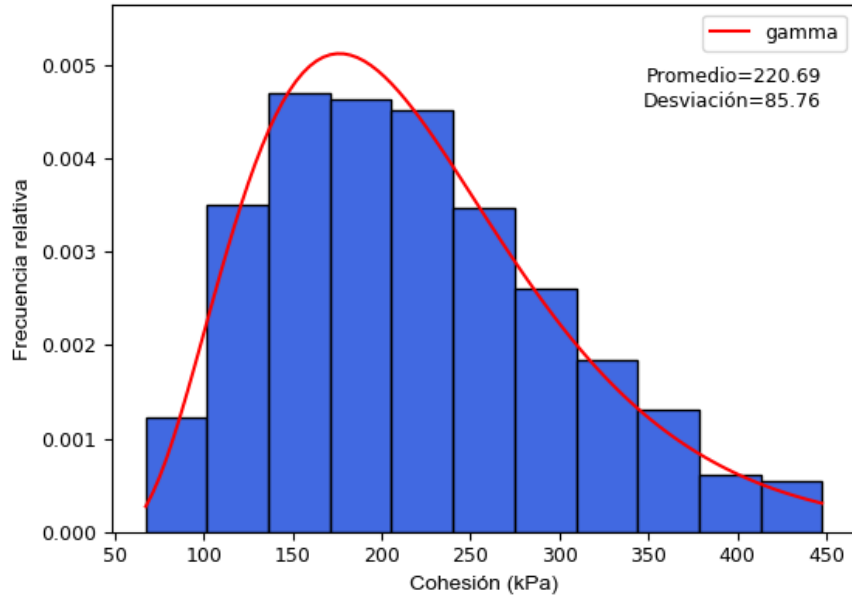


Figura 21. Formación Macaracas (TO-MAC). Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma de cohesión (kPa). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución gamma.

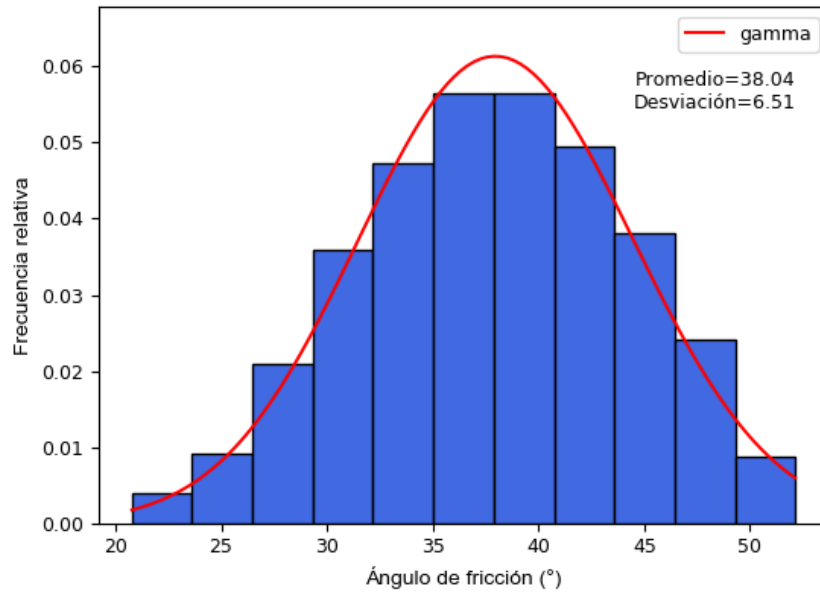


Figura 22. Formación Macaracas (TO-MAC). Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma del ángulo de fricción (°). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución gamma.

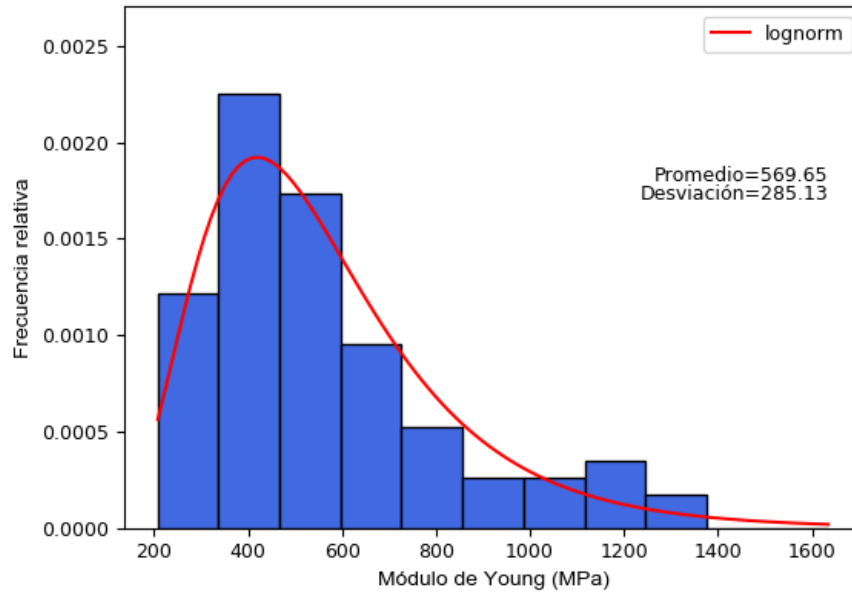


Figura 23. Formación Macaracas (TO-MAC). Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma del Módulo de Young (MPa). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución lognormal.

Las gráficas tipo tornado que resultan del análisis de sensibilidad realizado para los parámetros de resistencia al corte y módulo de deformación, para el estrato de roca levemente meteorizada a roca sana de la formación Macaracas (TO-MAC C+D), se muestran en la Figura 24, Figura 25 y Figura 26. Para este estrato la variable crítica tanto para los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción) como de deformación, corresponde al "Geological Strength index" - GSI, el cual como se indicó en la Figura 17 presenta una variación importante entre 40 y 85 para el estrato de roca levemente meteorizada a sana.

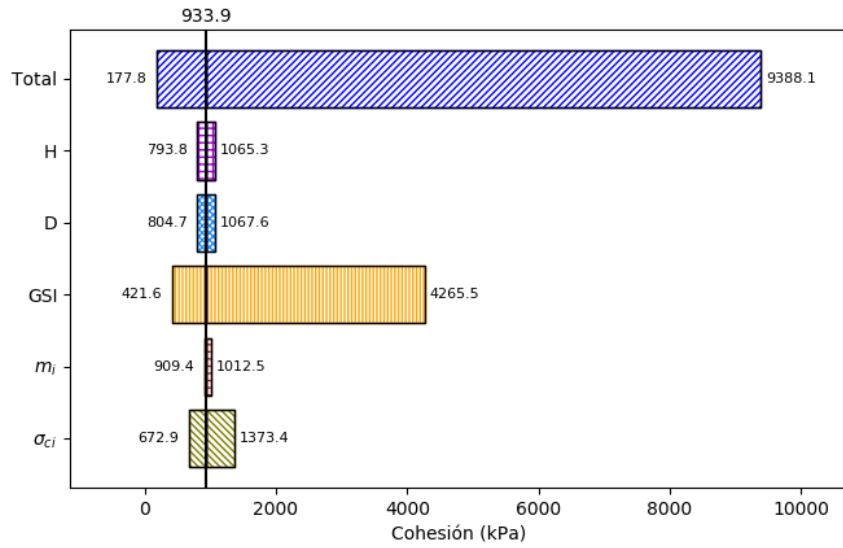


Figura 24. Formación Macaracas (TO-MAC). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca levemente meteorizada a sana. Presa El Gato.

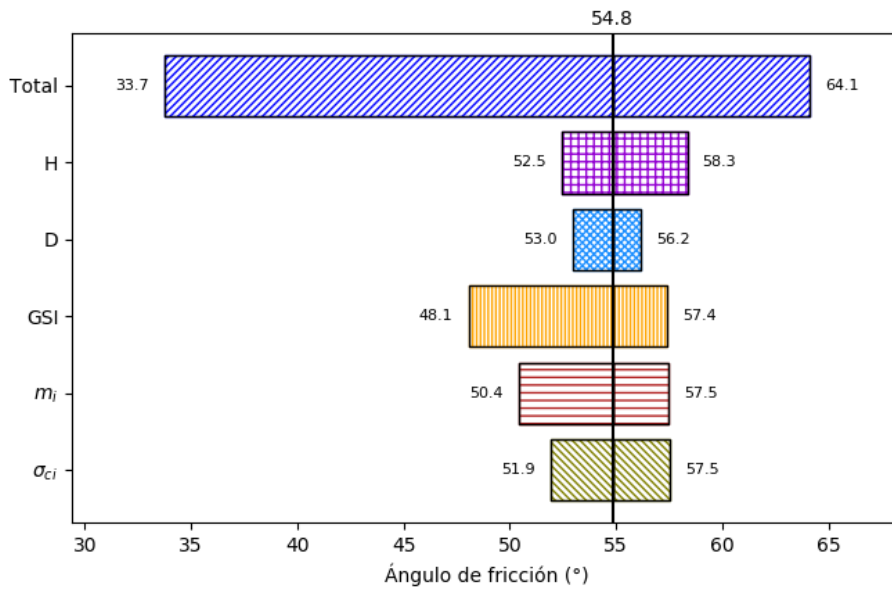


Figura 25. Formación Macaracas (TO-MAC). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca levemente meteorizada a sana. Presa El Gato.

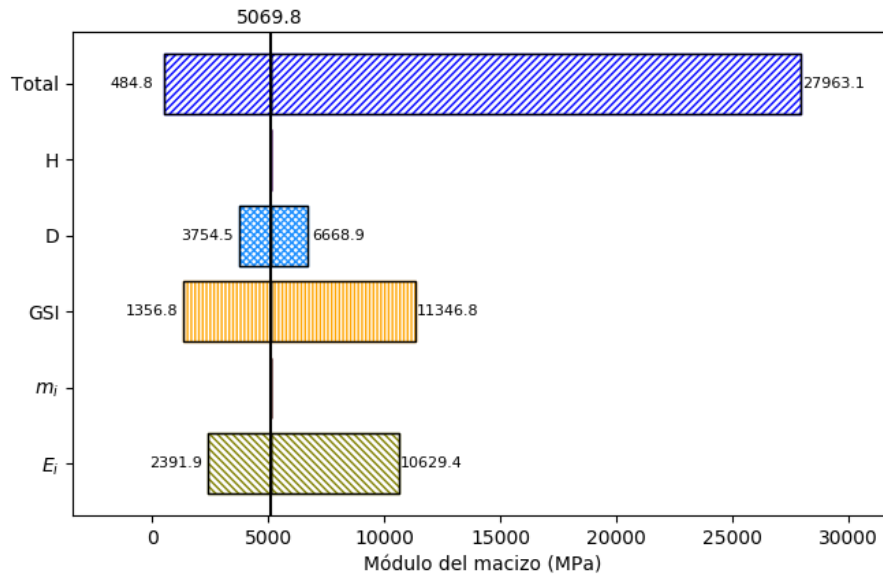


Figura 26. Formación Macaracas (TO-MAC). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de young de la roca levemente meteorizada a sana. Presa El Gato.

La Figura 27, Figura 28 y Figura 29 muestran el histograma de frecuencias de la cohesión, del ángulo de fricción y del módulo de deformación del macizo en el estrato de roca levemente meteorizada a sana de la formación Macaracas (TO-MAC C+D), en las tres figuras se muestra superpuesta con una línea de color rojo la distribución de probabilidad de mejor ajuste, la cual corresponde a la distribución log-normal para la cohesión y el módulo del macizo y la distribución normal para el ángulo de fricción.

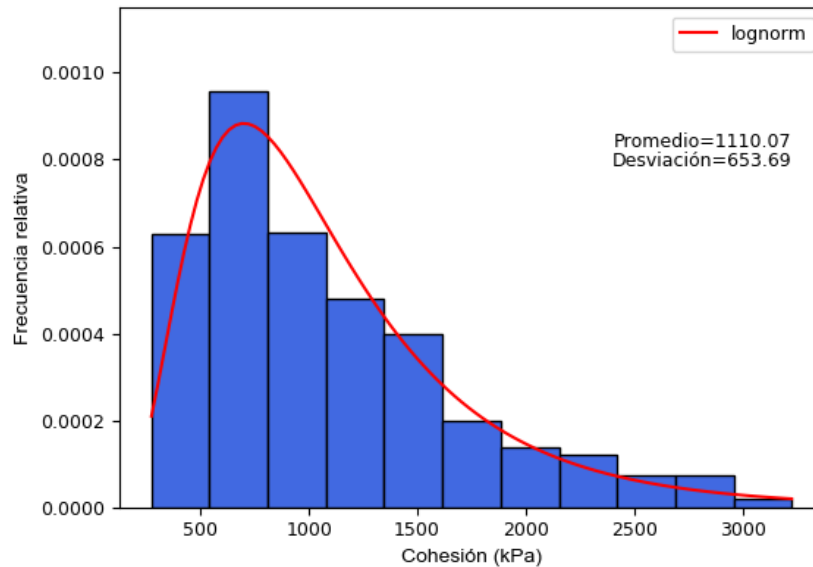


Figura 27. Formación Macaracas (TO-MAC). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de cohesión (kPa). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución lognormal.

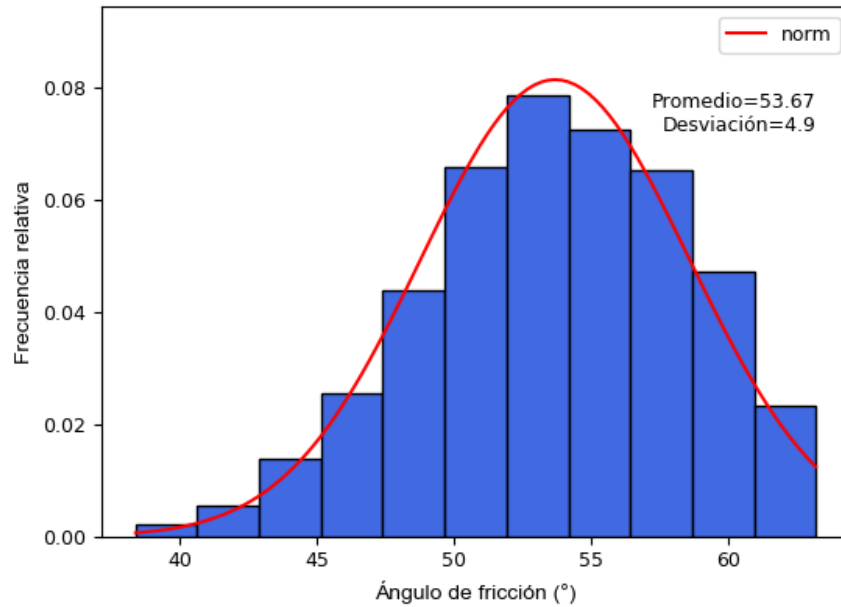


Figura 28. Formación Macaracas (TO-MAC). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de ángulo de fricción (°). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución normal.

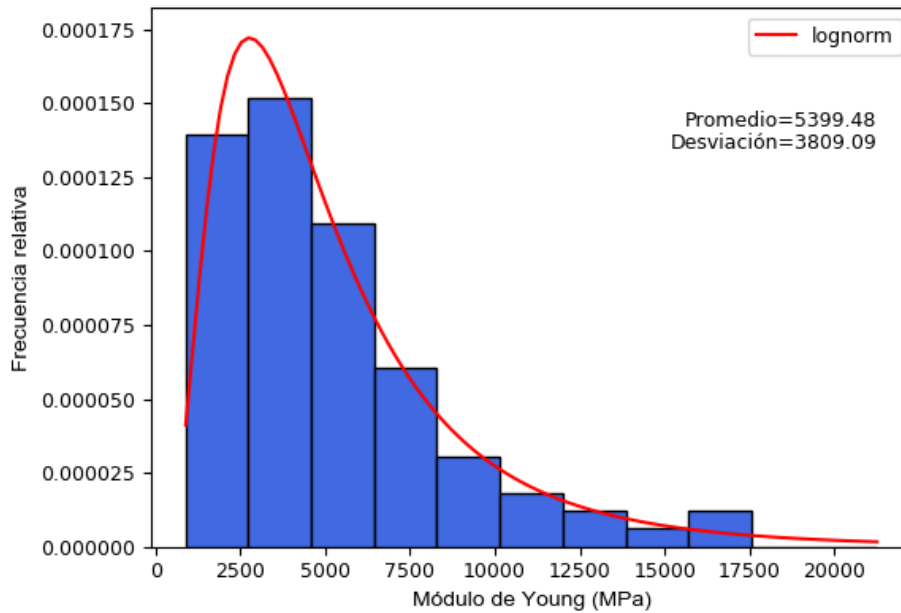


Figura 29. Formación Macaracas (TO-MAC). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma del Módulo de Young (MPa). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución lognormal.

4.4.4. Macizo rocoso Formación Playa Venado (K-VE)

El macizo rocoso de la Formación Playa Venado, subyace a la formación Macaracas en los estribos de la presa y depósitos aluviales (Qal) en la parte central del cauce. La Formación Playa Venado se compone por rocas vulcano-sedimentarias de composición basáltica con presencia de basaltos, limolitas y tobas.

Puesto que en las exploraciones geotécnicas realizadas en el sitio de presa el Gato no se obtuvieron muestras de roca de esta formación, la caracterización geotécnica se realizó con base en los resultados de los ensayos de compresión confinada y los valores de GSI obtenidos en el sitio de presa la Villa, en donde a nivel del cauce aflora esta misma formación geológica.

Tomando cada resultado de resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta de los ensayos de compresión confinada y el rango de valores de GSI definidos en el sitio de presa la Villa para roca levemente meteorizada a sana en la parte central (GSI de 40, 60 y 85), se generó un conjunto de datos combinando con los valores de "mi" mínimo, máximo y promedio típicos de tobas y limolitas, entre 2 y 8, y alturas H de 25, 50 y 75 m estimadas de corte para el plinto de la presa y el vertedero. En cada caso se utilizó un D = 0.3, 0.5 y 0.7 y se tomó el módulo de Young estimado a partir de los ensayos de compresión simple.

Al igual que la caracterización realizada para la formación Macaracas, se realizó un análisis de sensibilidad simple que permitió la elaboración de gráficas tipo "tornado" para visualizar la variabilidad y la sensibilidad de los parámetros de cohesión, ángulo de fricción y módulo de deformación del macizo, y además se caracterizaron los parámetros de resistencia al corte equivalentes del criterio Mohr-Coulomb según la función de densidad de probabilidad que consigue un mejor ajuste de los datos de frecuencia.

En la Figura 30, Figura 31 y Figura 32 se presentan las gráficas tipo tornado que resultan del análisis de sensibilidad realizado para los parámetros de resistencia al corte del estrato de roca levemente meteorizada a sana de la formación Playa Venado (K-VE C+D). Se evidencia que para la cohesión la variable de mayor variabilidad corresponde al GSI, mientras que para el ángulo de fricción no hay una variable predominante, obteniéndose variaciones importante para el GSI el m_i y la resistencia a la compresión simple.

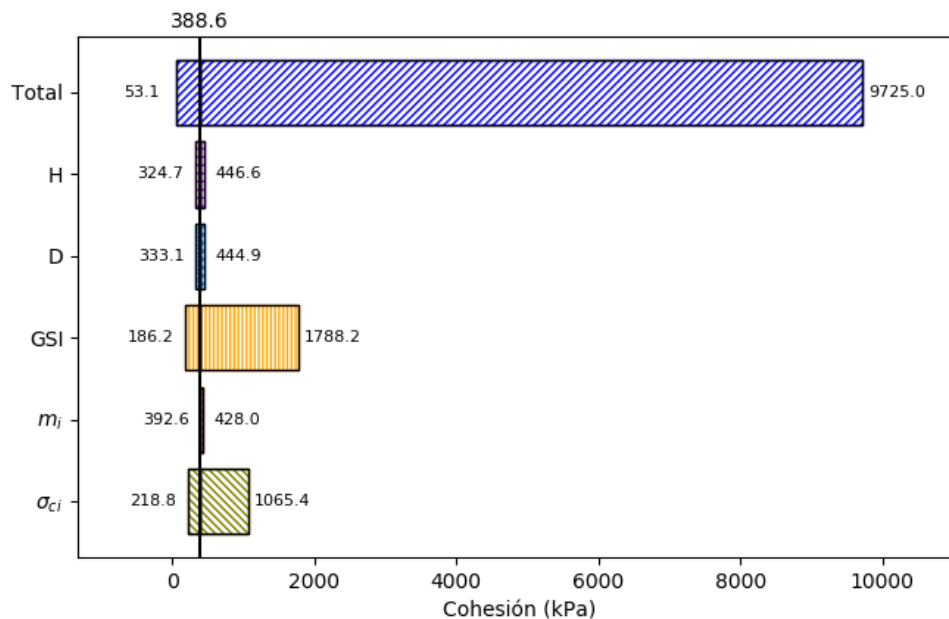


Figura 30. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca levemente meteorizada a sana. Presa El Gato.

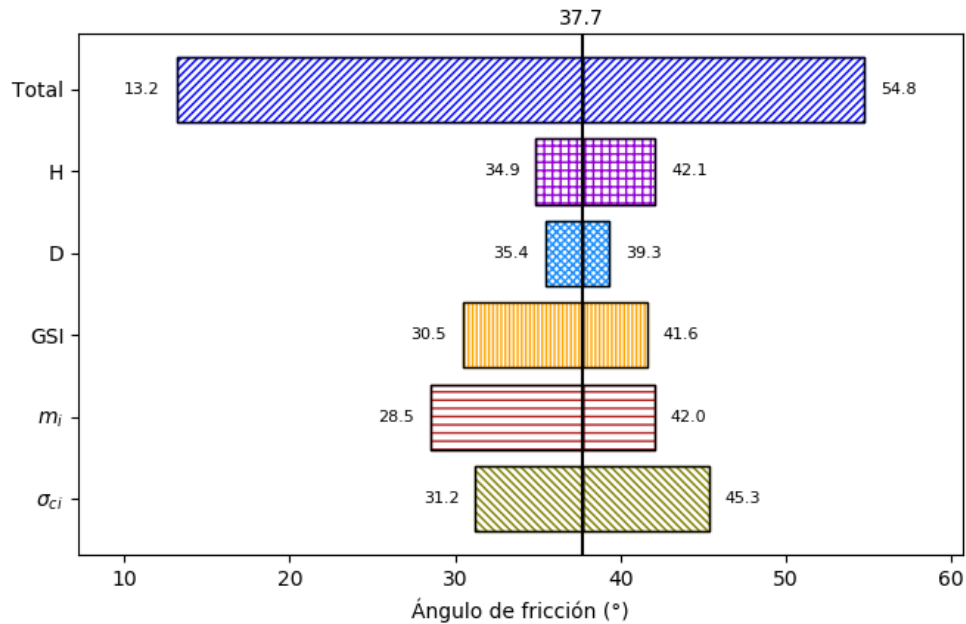


Figura 31. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca levemente meteorizada a sana. Presa El Gato.

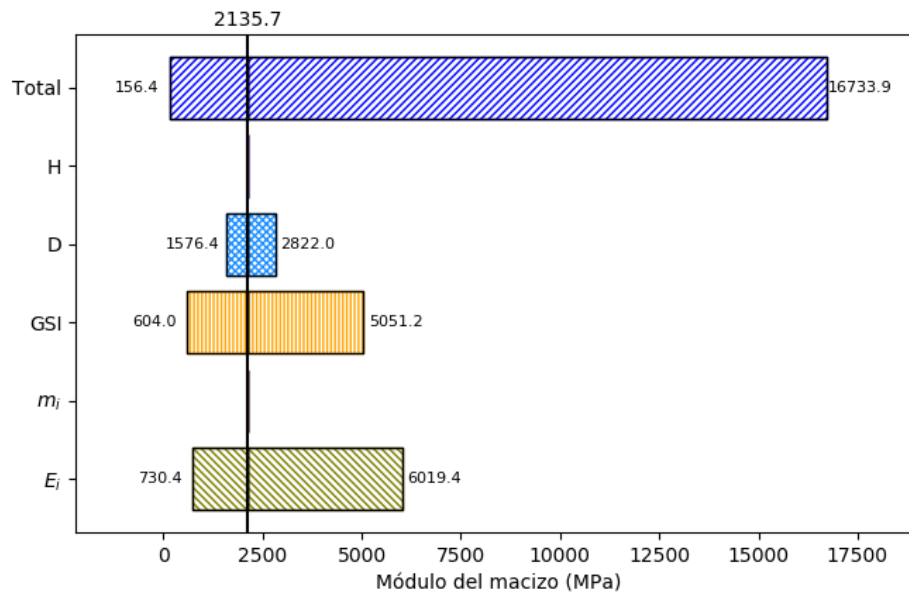


Figura 32. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de Young de la roca levemente meteorizada a sana. Presa El Gato.

Los histogramas de frecuencia relativa para la cohesión, el ángulo de fricción y el módulo de deformación del macizo para el estrato de roca levemente meteorizada a roca sana de la formación Playa Venado (K-VE C+D), se presentan en la Figura 33, Figura 34 y Figura 35, en dichas figuras se presenta además mediante una línea de color rojo la distribución de probabilidad de mejor ajuste, la cual corresponde a la distribución log-normal para las tres variables.

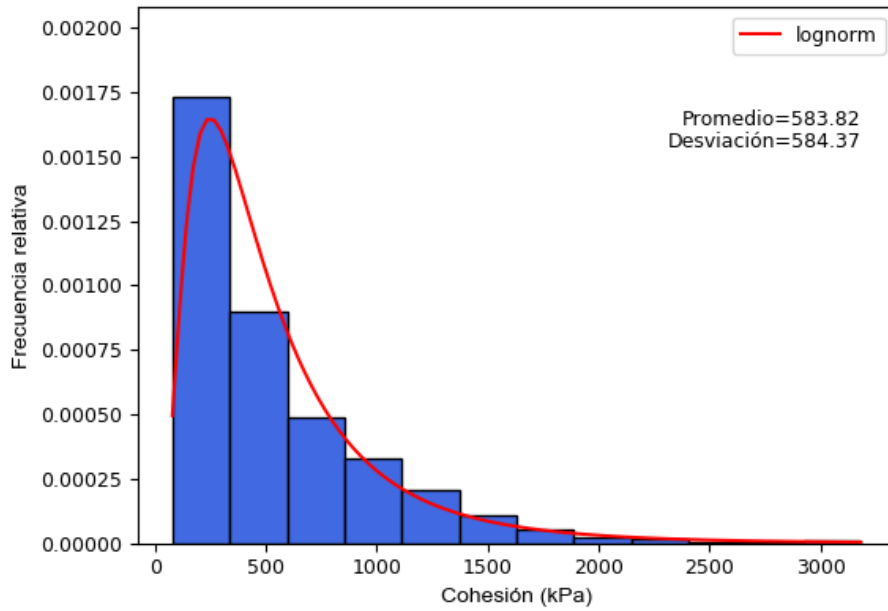


Figura 33. Formación Playa Venado (K-VE). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de cohesión (kPa). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución lognormal.

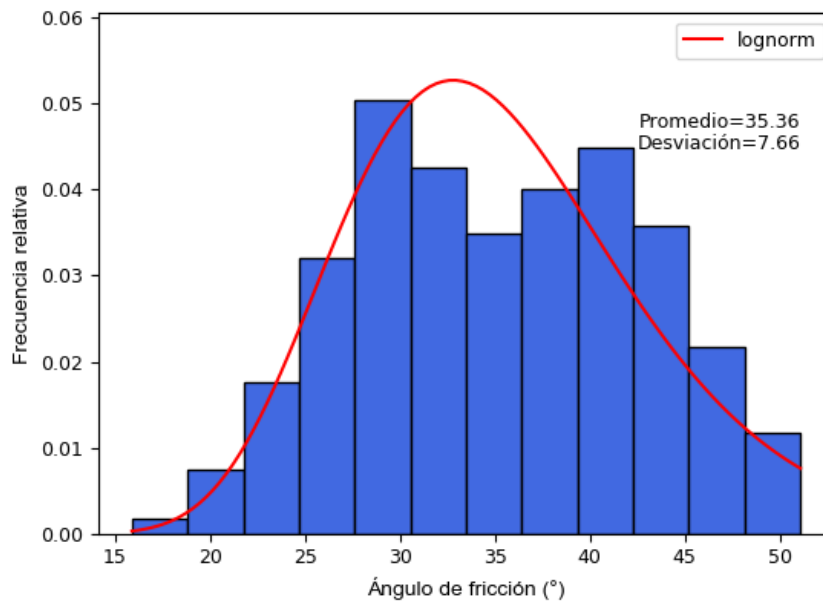


Figura 34. Formación Playa Venado K-VE. Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de ángulo de fricción (°). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución lognormal.

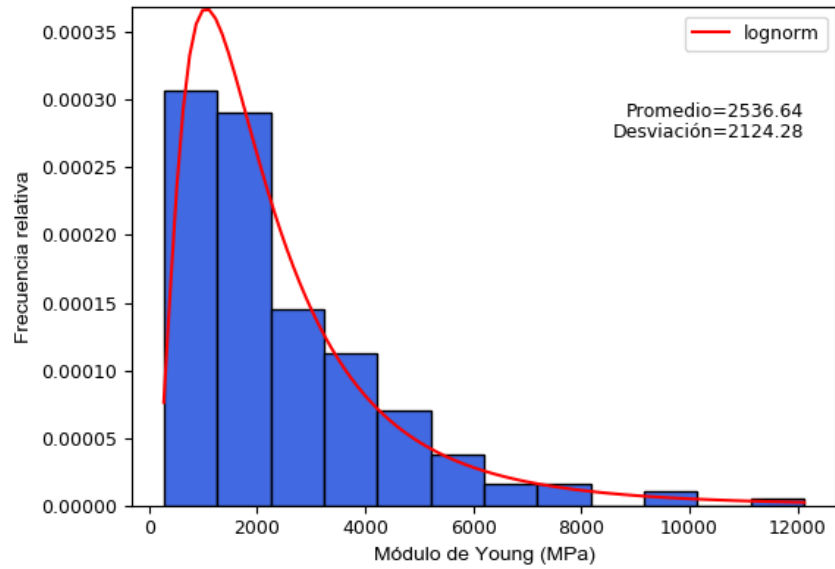


Figura 35. Formación Playa Venado K-VE. Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de módulo de Young (MPa). Zona de presa El Gato. Ajuste a distribución lognormal.

4.4.5. Material de relleno

Las características de resistencia al corte del material de enrocado de la presa fueron definidas a partir de la estimación del ángulo de fricción considerando valores típicos reportados por Thomas M. Leps, (1970) y Marsal, (1972). Estos autores establecieron los valores típicos presentados en la Tabla 17 para definir la envolvente de falla a partir de la relación esfuerzo normal y esfuerzo cortante. Los materiales aplican para enrocados duros, enrocados blandos y gravas. En la Figura 36 se muestran las curvas de variación de esfuerzo cortante respecto al esfuerzo normal para estos tipo los materiales.

Considerando un escenario conservador de análisis se evaluarán los enrocados blandos como material para la conformación de la presa. Estos valores deberán validarse durante la etapa de diseño para construcción mediante ensayos de laboratorio.

Tabla 20. Envolvente de falla de materiales típicos para enrocados y gravas (Thomas M. Leps, 1970) y (Marsal, 1972).

σ_n (kPa)	Enrocados duros		Enrocados blandos		Gravas compactadas	
	τ (kPa)	φ (°)	τ (kPa)	φ (°)	τ (kPa)	φ (°)
10	28	71	24	67	11	48
20	50	68	40	63	21	46
50	105	64	79	58	47	43
100	183	61	133	53	88	41
200	322	58	223	48	165	39
500	675	53	444	42	376	37
1000	1184	50	747	37	702	35
2000	2076	46	1256	32	1309	33
3000	2884	44	1703	30	1886	32

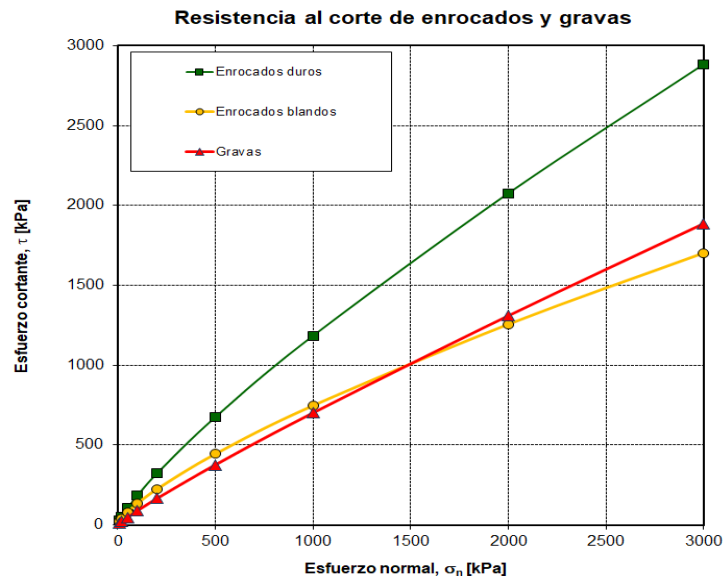


Figura 36. Envoltura de falla esfuerzo normal versus cortante de enrocados y gravas (Thomas M. Leps, 1970) y (Marsal, 1972).

4.4.6. Resumen parámetros geotécnicos

A manera de resumen de la caracterización geotécnica presentada en las secciones anteriores, en la Figura 30 se presenta el perfil geológico por el eje de la presa indicando los diferentes materiales y en la Tabla 21 se presenta un resumen de los parámetros geotécnicos adoptados para los diseños del sitio de presa El Gato.

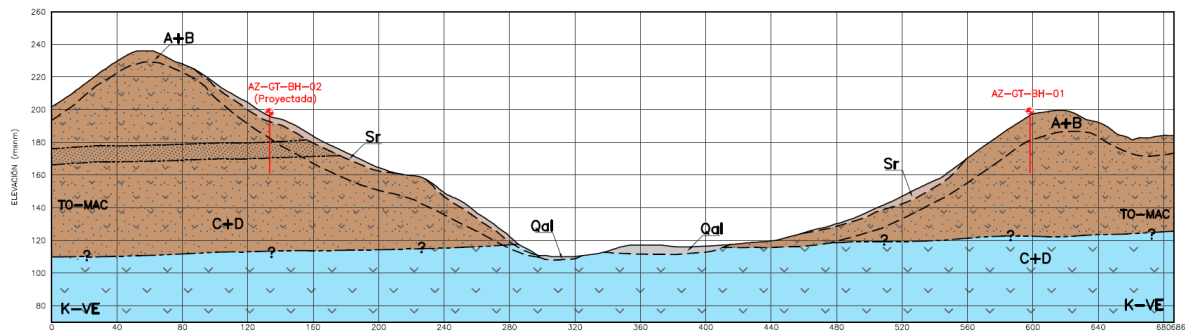





Figura 37. Perfil geológico por el eje de la presa.

Tabla 21. Parámetros geotécnicos estimados para el sitio de presa El Gato.

MATERIAL	PARÁMETRO	DISTRIBUCIÓN	MEDIA	DESVIACIÓN	MIN	MAX
Qal	Peso unitario (kN/m ³)	--	17	--	--	--
	Cohesión (kPa)	--	3	--	0	5
	Ángulo de fricción (°)	--	34	--	26	41
	Módulo de deformación (MPa)	--	14	--	--	--
Sr	Peso unitario (kN/m ³)	--	18	--	--	--
	Cohesión (kPa)	Normal	51	20	26	81
	Ángulo de fricción (°)	Normal	20	4	14	25

	Módulo de deformación (MPa)	--	26	--	--	--
TO-MAC A+B 	Peso unitario (kN/m ³)	--	22	--	--	--
	Cohesión (kPa)	Gamma	221	86	67	552
	Ángulo de fricción (°)	Gamma	38	6	21	56
	Módulo de deformación (MPa)	Lognormal	569	285	208	1662
TO-MAC C+D 	Peso unitario (kN/m ³)	--	25	--	--	--
	Cohesión (kPa)	Lognormal	1010	654	273	3851
	Ángulo de fricción (°)	Normal	54	5	38	64
	Módulo de deformación (MPa)	Lognormal	5399	3809	893	21624
K-VE C+D 	Peso unitario (kN/m ³)	--	25	--	--	--
	Cohesión (kPa)	Lognormal	584	584	80	5599
	Ángulo de fricción (°)	Lognormal	35	8	16	55
	Módulo de deformación (MPa)	Lognormal	2537	2124	270	14688

4.5. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA

4.5.1. Nivel de fundación y ancho de plinto

En las presas de enrocado con cara de concreto (CFRD – *Concrete Face Rockfill Dams*), el plinto es la estructura sobre la cual se cimenta la cara de concreto y sirve como una extensión de ésta última hacia la roca de fundación, con el propósito de continuar con el plano de estanqueidad de la presa. Físicamente, el plinto es una especie de bordillo o losa con un ancho variable que va desde el lecho del río hasta la cresta de la presa y sobre la cual se apoya la losa de concreto reforzado. El plinto se apoya sobre roca y está ligado a ella mediante anclas de acero.

El plinto se compone de dos partes: una que se denomina plinto exterior y la otra que se denomina plinto interior. En algunos tramos sólo se requiere el plinto exterior y se elimina el plinto interior. En todo caso, el plinto exterior siempre debe existir, de tal forma que se dé continuidad a la cara de concreto. El plinto interior es aquella parte que queda cubierta bajo los rellenos de la presa. El plinto exterior queda por fuera de la presa y es donde se localiza la junta perimetral; su espesor es mayor que el plinto interior. El plinto es un bloque continuo sin juntas especiales, aunque sí, con juntas frías de construcción.

Otra función del plinto es servir de plataforma para efectuar la pantalla de inyecciones de impermeabilización profunda en la roca como continuación del plano de estanqueidad de la presa. El plinto se liga con la cara de concreto mediante la junta perimetral, la cual es una junta diseñada para soportar movimientos de abertura, cizallamiento y asentamiento sin que se rompan los sellos. El plinto tiene como condición que éste no se mueva ni se deforme, por lo que se ancla a la roca, mientras que el relleno de la presa y la cara de concreto estarán sufriendo deformaciones de corto y de largo plazo, debido al peso del mismo relleno, el empuje hidrostático del reservorio y posibles eventos sísmicos.

El diseño del plinto se realizó de acuerdo con el criterio de plinto externo e interno con el propósito de reducir la magnitud de las excavaciones. En este caso los requerimientos de ancho total de plinto se cumplen en parte mediante la prolongación hacia aguas abajo del mismo, debajo del espaldón de aguas arriba de la presa. El ancho del plinto se dimensionó en función de las condiciones de erodabilidad, compresibilidad y grado de meteorización del macizo rocoso sobre el cual estará cimentado tal como se muestra en la Tabla 22, de acuerdo con criterios que han sido aplicados con éxito en varias presas como son Sara-Brut, Porce III, Quimbo y Sogamoso (Colombia), Antamina (Perú), y Yesca (México). La porción del plinto aguas arriba de la junta perimetral (plinto externo) debe tener un ancho mínimo de 4.0 m con el fin de facilitar las labores de inyección en la fundación.

Tabla 22. Criterios para el diseño del plinto

Grado de meteorización	Clase de fundación	A/H	RQD (%)	Grado de consistencia	Macro Discont. N	Clase excavación
I	No erodable	1/18	> 70	1 – 2	< 1	1
II	Ligeramente erodable	1/12	50-70	2 – 3	1 – 2	2
III	Moderadamente erodable	1/6	30-50	3 – 4	2 – 4	3
IV	Altamente erodable	1/3	0-30	4 -5	> 4	4

Donde,
 A = Ancho total del plinto (externo + interno) y H = Columna de agua.
 N = Número de macro discontinuidades meteorizadas por 10 m de longitud.

Grado de meteorización:
 I – Roca sana
 II – Roca poco meteorizada
 III – Roca moderadamente meteorizada
 IV – Roca muy meteorizada
 V- Roca descompuesta

Grado de consistencia
 1 - Roca muy dura ($q_u > 200$ MPa);
 2 - Roca dura ($q_u = 100-200$ MPa);
 3 - Roca moderadamente dura ($q_u = 50-100$ MPa);
 4 - Roca moderadamente blanda ($q_u = 25-50$ MPa);
 5 - Roca blanda o friable ($q_u = <25$ MPa).

Clase de excavación
 1 - Requiere excavación con voladura
 2 - Requiere el uso de ripper pesado y voladura
 3 - Puede excavarse con ripper liviano
 4 - Puede excavarse con la cuchilla de un buldócer pesado.

4.5.1.1. Geometría del plinto

La geometría del plinto se definió con base en el perfil geológico y las perforaciones AZ-GT-BH-01 y AZ-GT-BH-02 ubicadas en los estribos de la presa, buscando que el plinto quedará apoyado en roca moderadamente a altamente meteorizada en los estribos y roca levemente meteorizada en la parte central donde se tiene la mayor carga hidrostática. Adicionalmente, cada uno de los vértices del plinto se ubicó de manera que se minimizaran las excavaciones y que estos en lo posible coincidieran con las juntas de las losas, evitando así zonas de concentración de esfuerzos.

Con base en dichos criterios se definió la geometría del plinto que se presenta en el perfil de la Figura 31, el cual consta de 12 vértices con las coordenadas que se indican en la Tabla 23.

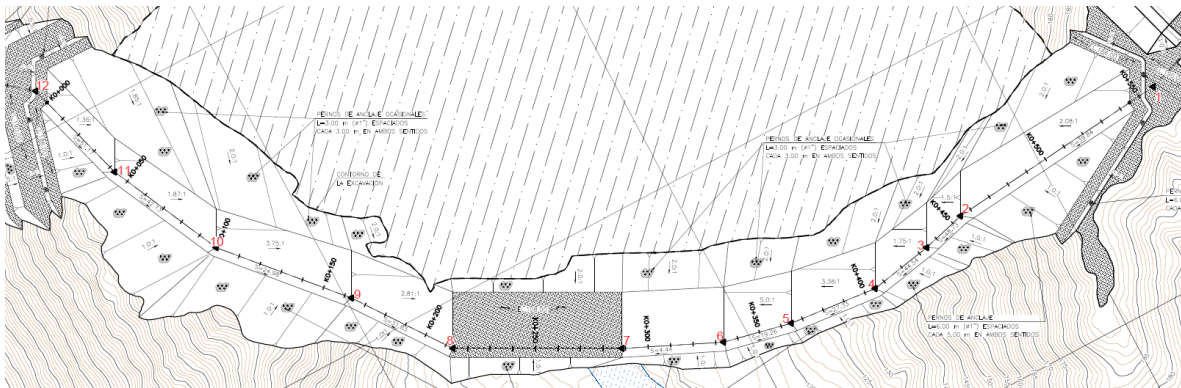


Figura 38. Planta de excavación del plinto.

Tabla 23. Geometría del Plinto.

PUNTO	COORDENADAS (m)		COTA (msnm)
	NORTE	ESTE	
1	850 862.66	542 489.74	190
2	850 873.25	542 592.16	150
3	850 878.59	542 611.94	140
4	850 883.92	542 640.67	127
5	850 880.06	542 680.73	116
6	850 873.40	542 711.16	110
7	850 854.74	542 752.21	108
8	850 819.11	542 818.43	108
9	850 778.63	542 847.65	124
10	850 730.68	542 890.11	140
11	850 679.89	542 914.07	164
12	850 631.73	542 928.1	186

4.5.1.2. Verificación ancho interno

La verificación del ancho del plinto se realiza con el objetivo de revisar los anchos que son recomendados por ICOLD, (2004). Para cada tramo a partir de las condiciones geológicas y geotécnicas esperadas en cada sector, las cuales fueron obtenidas de las perforaciones realizadas sobre el eje del plinto, se determinó la relación D/H_w , con esta relación y con la cabeza hidráulica promedio se calculó el ancho total del plinto.

El procedimiento de cálculo del ancho del plinto se explica a continuación:

1. Para cada uno de los 11 tramos (Puntos 1 al 12) que constituyen el alineamiento del plinto se determinó la elevación inicial y final y la correspondiente elevación promedio (Véanse columnas I, II y III de la Tabla 24).
2. A partir de la elevación promedio de cada uno de los tramos del plinto se calculó la cabeza hidrostática correspondiente (H_w) para un nivel máximo de operación del reservorio en la EL. 185.00 msnm (Véase columna IV de la Tabla 24).
3. Con base en el perfil geológico por el eje del plinto se se determinó el grado de meteorización y fracturamiento de la roca para cada uno de los tramos (Véanse columnas V de la Tabla 24).
4. Se determinó el parámetro RQD de la roca de acuerdo con las recomendaciones de ICOLD, 2004 (Véase columna VIII de la Tabla 24). Adicionalmente, con las perforaciones obtenidas se midió también el RQD al nivel de la excavación del plinto (Véase columna X de la Tabla 24). Finalmente por medio de la ejecución de ensayos de compresión simple realizados en laboratorio y la descripción de los registros de perforación se determinó la dureza (Véanse columnas IX de la Tabla 24).
5. Con todos los datos determinados en el numeral 3 y 4 y los criterios de diseño consignados en la Tabla 22 se determinó la clase de fundación (Véase columna VI de la Tabla 24), posteriormente, dependiendo de la clase de fundación adoptada se determinó la relación: Ancho Total de Plinto/Cabeza de agua (D/H_w) para cada tramo, con base en las recomendaciones de ICOLD, 2004. (Véanse columnas XI de la Tabla 24).
6. El ancho externo del plinto se adoptó con un valor de 4 m. (Véanse columnas XII de la Tabla 24).



7. El valor del ancho total del plinto se obtuvo multiplicando la relación D/H según los criterios (Columna IX de la Tabla 24) por la cabeza de agua en cada tramo (Columna IV de la Tabla 24). Contando con el ancho total se procedió al cálculo del ancho interno (Columna XIII de la Tabla 24), restándole al ancho total el ancho externo, y aproximando el valor el siguiente entero positivo. Finalmente, se procedió nuevamente a calcular el valor total del ancho total como la suma del ancho interno y ancho externo (Columna XIV de la Tabla 24).
8. Por último se verificó que la relación D/H_w adoptada cumpliera la relación recomendada en los criterios de diseño del plinto (Véase numeral 5 y columna XV de la Tabla 24).

Como resultado de este análisis se tienen los siguientes comentarios:

- La relación D/H_w calculada (Véase numeral 8) es en su mayoría mayor o similar a la recomendada por el criterio de gradiente hidráulico (Véase numeral 5). Es importante notar que la geometría final del plinto sólo se podrá definir una vez se haya excavado hasta el nivel de desplante indicado en los planos de construcción y se hayan expuesto las condiciones reales de la roca de fundación.
- La clase de fundación de cada tramo del plinto fue determinada principalmente con base en el perfil geológico, por lo que en etapas posteriores de diseño se deben realizar perforaciones en los distintos tramos del plinto para verificar los espesores de los materiales indicados en dicho perfil.

Tabla 24. Verificación del Diseño del Plinto de la Presa

(I)	(II)	(III)	(IV)	(V)	(VI)	(VI)	(VIII)	(IX)	(X)	(XI)	ANCHO PLINTO (m)			(XV)
Tramo	Elev. (msnm)	Elev. prom. (msnm)	Cabeza de agua Hw (m)	Grado de meteo.	Clase de fundación	Vp (m/s)	RQD (%)	Dureza	RQD (%) Perf.	Relación D/Hw según criterios	(XII) A (Ext)	(XIII) B (Int)	(XIV) D = A+B (Tot)	Relación D/Hw adoptada en el diseño
1-2	186 a 150	168.00	17.00	IV	Alta. Erodable	900	0-30	4	25	0.33	4.0	2.0	6.0	0.35
2-3	150 a 140	145.00	40.00	III	Moder. Erodable	760	30-50			0.17	4.0	3.0	7.0	0.18
3-4	140 a 127	133.50	51.50	III	Moder. Erodable	850	30-50			0.17	4.0	5.0	9.0	0.17
4-5	127 a 116	121.50	63.50	II	Lige. Erodable		50-70			0.08	4.0	2.0	6.0	0.09
5-6	116 a 110	113.00	72.00	II	Lige. Erodable		50-70			0.08	4.0	2.0	6.0	0.08
6-7	110 a 108	109.00	76.00	II	Lige. Erodable		50-70			0.08	4.0	3.0	7.0	0.09
7-8	108 a 108	108.00	77.00	II	Lige. Erodable		50-70			0.08	4.0	3.0	7.0	0.09
8-9	108 a 124	116.00	69.00	III	Moder. Erodable		30-50			0.17	4.0	8.0	12.0	0.17
9-10	124 a 140	132.00	53.00	III	Moder. Erodable		30-50			0.17	4.0	5.0	9.0	0.17
10-11	140 a 164	152.00	33.00	IV	Alta. Erodable	630	0-30			0.33	4.0	7.0	11.0	0.33
11-12	164 a 186	175.00	10.00	IV	Alta. Erodable	670	0-30	3	0	0.33	4.0	0.0	4.0	0.4

4.5.2. Estabilidad de taludes de corte del plinto

Las excavaciones requeridas para la fundación del plinto se ejecutarán principalmente en suelos residuales (Sr), en roca altamente a moderadamente meteorizada y en roca levemente meteorizada a sana de la Formación Macaracas (TO-MAC)

para la zona de los estribos y en depósitos aluviales (Qal) en la zona del cauce . En ese orden de ideas, se ejecutaron análisis para las siguientes condiciones: 1) falla en el macizo rocoso levemente meteorizado a sano, la cual es determinada por las discontinuidades esto; es falla planar, en cuña y/o volteo (2) falla en el macizo rocoso altamente a moderadamente meteorizado y depósitos cuaternarios esto es; falla rotacional, traslacional o en bloque en secciones críticas.

La evaluación de la estabilidad consideró los escenarios de: condición estática, condición con sismo y condición inusual de lluvia extrema como se presenta en la Tabla 22. En los análisis de estabilidad de taludes para la excavaciones se consideró un sismo con una aceleración asociada (PGA) de 0.26 g correspondiente al sismo OBE, Sismo de operación. Para el caso con sismo, se empleó el método pseudoestático involucrando la aceleración horizontal que equivale a la mitad de la aceleración máxima del terreno (PGA) mencionada.

Tabla 25. Factores de seguridad mínimos para el diseño de los taludes de excavación.

Talud	Factor de Seguridad mínimo		
	Caso Estático	Caso con sismo	Condición inusual (lluvias extremas)
Temporal	1.3	No aplica	No aplica
Permanente	1.4	1.0	1.2

4.5.2.1. Análisis de estabilidad de los taludes de corte

Para los análisis de estabilidad se evaluaron cuatro secciones. En la Figura 32 se muestra la ubicación en planta de las secciones analizadas.



Figura 39. Ubicación en planta, secciones analizadas en Slide.

Se realizó el análisis de estabilidad de taludes, utilizando el programa Slide® de Rocscience, conforme a los criterios de diseño presentados en la Tabla 25, se analizaron los siguientes escenarios: condición estática, condición con sismo y condición inusual de lluvia extrema. En la condición estática se consideró el nivel freático de acuerdo con el nivel freático

registrado en los registros litológicos. Para la condición de lluvia extrema se utilizó el coeficiente de presión de poros r_u de 0.5.

En la Tabla 26 se presenta el resumen de factores de seguridad (determinístico por ser el menor reportado en el análisis) para las tres (3) secciones analizadas, y los tres (3) escenarios evaluados discriminando los materiales intervenidos. A partir de los análisis se recomienda que los taludes de corte en el suelo residual (Sr) y roca meteorizada TO-MAC tengan pendiente igual o menor a 1H:1V, mientras que en roca sana TO-MAC la pendiente puede aumentar a 0.75H:1V. En las excavaciones del plinto se plantearon pendientes de corte entre 1H:1V a 2H:1V para evitar concentración de esfuerzos en la cara de concreto.

Teniendo en cuenta la importancia de los taludes de corte proyectados en la zona del plinto, se estima pertinente mitigar el deterioro de los taludes mediante protección con concreto lanzado que debe tener un espesor máximo de 0.10 m. El concreto lanzado debe ir acompañado de lagrimales de 50 cm de profundidad espaciados cada 2.0 m en ambas direcciones con el fin de evitar sobre presiones en el concreto.

Para garantizar el drenaje en la superficie de los taludes de excavación, deberán perforarse huecos de drenaje desde la superficie del talud. El criterio general consistió en adoptar una separación entre subdrenes igual a la mitad de la altura del talud de corte. Lo anterior con el propósito de evitar la saturación de los materiales y la disminución del factor de seguridad.

En la Figura 40, Figura 42 y Figura 41 se presenta el análisis de estabilidad en condición estática para la sección A o longitudinal, sección B y sección C respectivamente; todas las condiciones pueden ser consultadas en el Anexo 3.1. En estos análisis se puede apreciar que en general las superficies de falla que generan los factores de seguridad mínimos se desarrollan en los suelos residuales (Sr), los depósitos aluviales (Qal), eventualmente involucran la zona más superficial de la roca altamente a moderadamente meteorizada (TO-MAC).

Tabla 26. Resumen factores de seguridad para los taludes de excavación.

Comportamiento Drenado del Suelo Residual								
Sección	Escenario	Talud	Criterios de aceptación FS	FS determinístico	FS promedio (Monte Carlo)	Probabilidad de Falla %	Desv. Std.	Variable crítica
A	Caso Estático	Talud MI	1.4	2.94	3.01	0.00	0.63	Cohesión suelo residual
		Talud MD	1.4	3.78	3.86	0.00	0.79	Cohesión suelo residual
	Caso pseudoestático	Talud MI	1.0	2.15	2.20	0.00	0.45	Cohesión suelo residual
		Talud MD	1.0	2.72	2.77	0.00	0.54	Cohesión suelo residual
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud MI	1.2	2.22	2.34	0.00	0.55	Cohesión suelo residual
		Talud MD	1.2	2.31	2.97	0.00	0.81	Cohesión suelo residual
B	Caso Estático	Talud Aguas arriba	1.4	2.47	2.52	0.00	0.52	Cohesión suelo residual
	Caso pseudoestático	Talud Aguas arriba	1.0	2.07	2.11	0.00	0.44	Cohesión suelo residual
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud Aguas arriba	1.2	2.09	2.14	0.00	0.53	Cohesión suelo residual
C	Caso Estático	Talud MD	1.4	5.12	5.16	0.00	1.41	Cohesión roca meteorizada TO-MAC
	Caso pseudoestático	Talud MD	1.0	4.25	4.28	0.00	1.14	Cohesión roca meteorizada TO-MAC
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud MD	1.2	4.29	4.31	0.00	1.48	Cohesión roca meteorizada TO-MAC

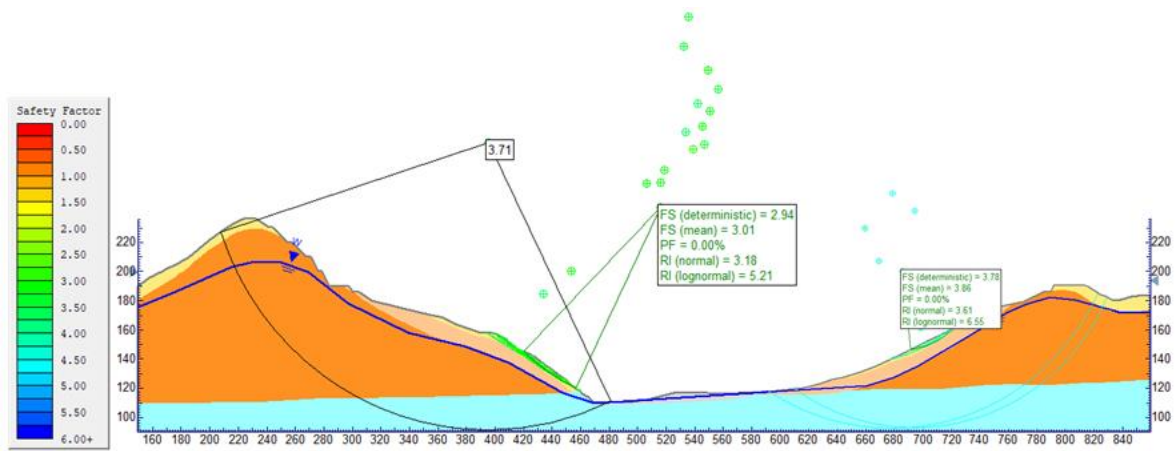


Figura 40. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección A.

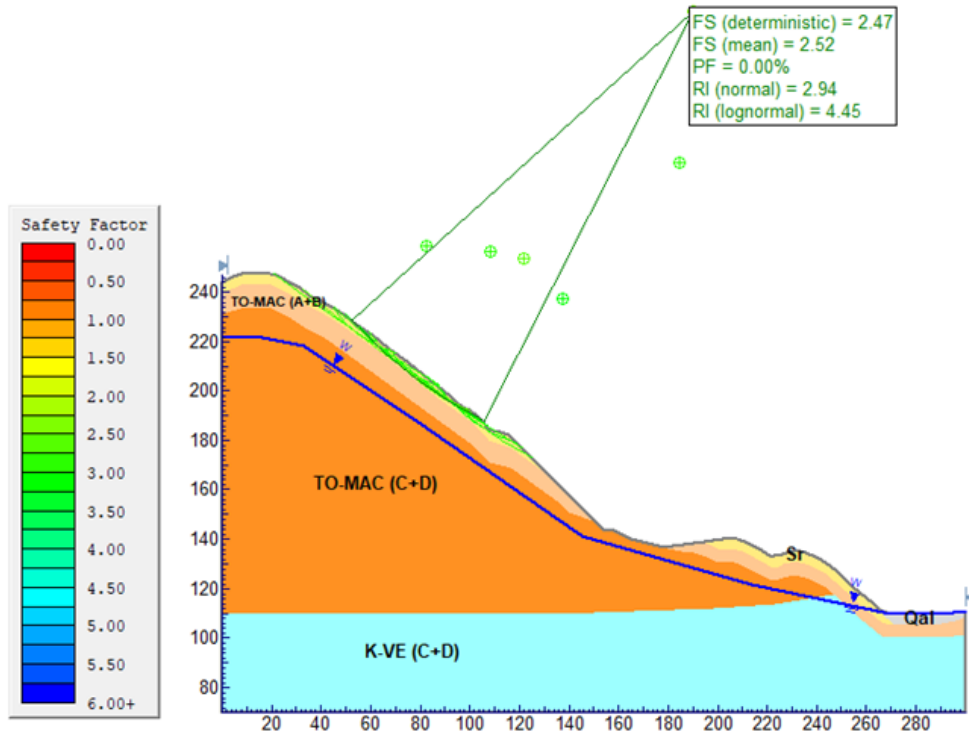


Figura 41. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección B.

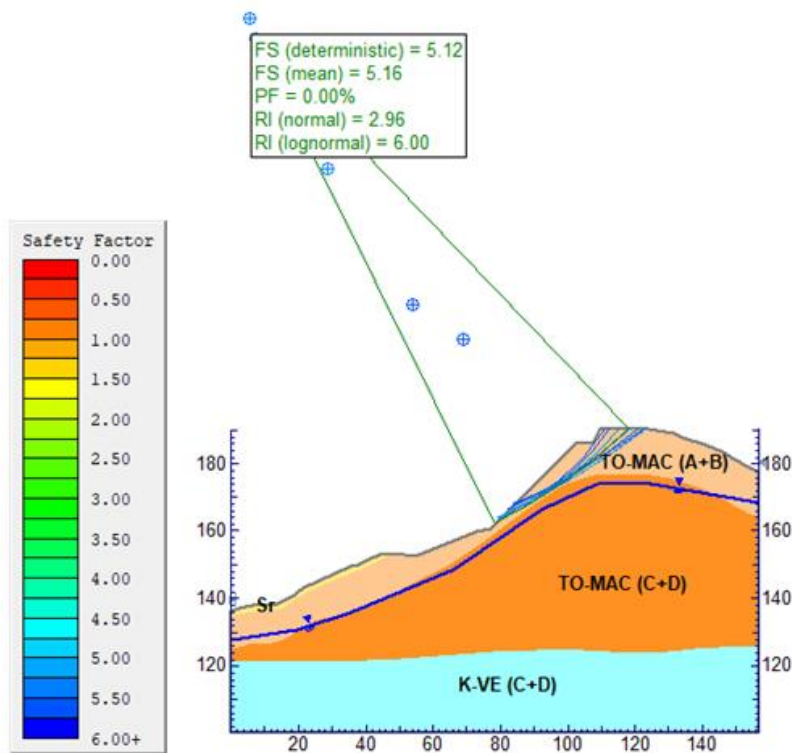


Figura 42. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección C.

4.5.7. Análisis Cinemático

Para el análisis cinemático se contemplaron los parámetros de la geología estructural que se muestran en la Tabla 27.

Tabla 27. Parámetros Geología Estructural El Gato

DATOS ESTRUCTURALES ESTRATIFICACIÓN Y DIACLASAS - EL GATO				
ID	RUMBO	BUZAMIENTO	DIP/DIRECTION	TIPO
J1	N45°E	80°NW	315°	Diaclasa 1
J2	N50°W	90	-	Diaclasa 2
J3	N10°W	45°SW	260°	Diaclasa 3
J4	-	0	-	Estratificación

Adicionalmente, se obtuvo la geometría de la excavación del plinto de la presa, a partir de la cual se identificaron los distintos taludes como lo muestra la Figura 43. La geometría de los taludes señalados se presenta en la Tabla 28.

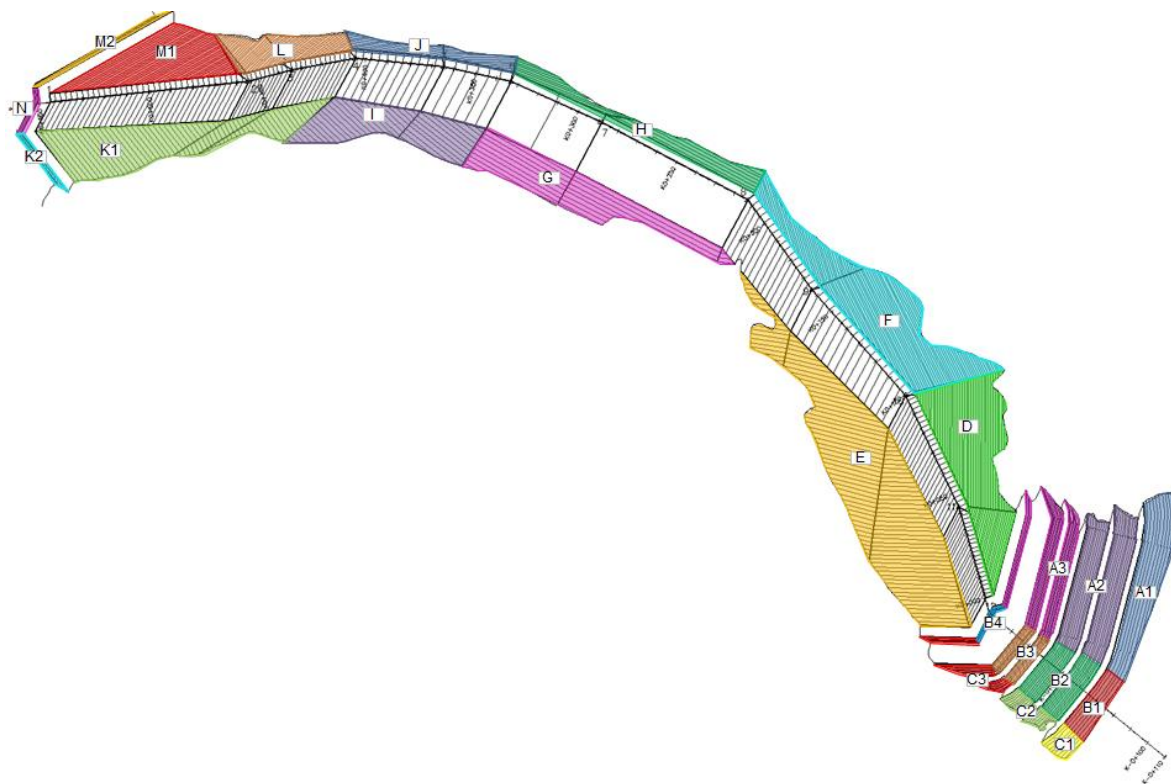


Figura 43. Identificación de Taludes - Plinto de la Presa El Gato

Tabla 28. Geometría de los taludes de la excavación del plinto de la presa

Identificación de Talud	Pendiente (XH:1V)	Buzamiento (°)	Dirección de Talud (°)
A1	1.5 : 1.0	34	285
A2	1.0 : 1.0	45	285
A3	0.5 : 1.0	63	285
B1	1.5 : 1.0	34	309
B2	1.0 : 1.0	45	309
B3	0.5 : 1.0	63	309
B4	0.5 : 1.0	63	298
C1	1.5 : 1.0	34	320
C2	1.0 : 1.0	45	323
C3	0.5 : 1.0	63	2
D	1.0 : 1.0	45	270
E	2.0 : 1.0	27	14
F	1.0 : 1.0	45	243
G	2.0 : 1.0	27	61
H	1.0 : 1.0	45	202
I	2.0 : 1.0	27	43

J	1.0 : 1.0	45	170
K1	1.0 : 1.0	45	52
K2	0.5 : 1.0	63	52
L	1.0 : 1.0	45	143
M1	1.0 : 1.0	45	151
M2	0.5 : 1.0	63	151
N	0.5 : 1.0	63	118

En la Tabla 29 se presentan los resultados de los análisis de estabilidad en roca, las cuales fueron analizadas por medio del software Pan Technica. De acuerdo con el análisis cinemático se identificaron bloques inestables con posibilidades de falla por cuña y por falla planar, correspondientes a los taludes A3 y F de la excavación del plinto de la presa.

Tabla 29. Resultados del Análisis cinemático en los taludes del plinto de la presa

Identificación del Talud	Buzamiento (°)	Dirección de Talud (°)	Modo de falla			F.S.
			J2	/	J3	
A1	34	285	ESTABLE			ESTABLE
A2	45	285	J2	/	J3	1.92
A3	63	285	J2	/	J3	1.92
			J3			0.67
B1	34	309	J2	/	J3	1.92
B2	45	309	J2	/	J3	1.92
B3	63	309	J2	/	J3	1.92
B4	63	298	J2	/	J3	1.92
C1	34	320	J2	/	J3	1.92
C2	45	323	J2	/	J3	1.92
C3	63	2	J2	/	J3	1.92
D	45	270	J2	/	J3	1.92
E	27	14	ESTABLE			ESTABLE
F	45	243	J1	/	J3	1.13
G	27	61	ESTABLE			ESTABLE
H	45	202	ESTABLE			ESTABLE
I	27	43	ESTABLE			ESTABLE
J	45	170	ESTABLE			ESTABLE
K1	45	52	ESTABLE			ESTABLE
K2	63	52	ESTABLE			ESTABLE
L	45	143	ESTABLE			ESTABLE
M1	45	151	ESTABLE			ESTABLE
M2	63	151	ESTABLE			ESTABLE
N	63	118	ESTABLE			ESTABLE

4.5.7.1. Protección y refuerzo de taludes de excavación

Debido a los bloques inestables identificados en la Tabla 29, se diseñó un sistema de refuerzo y protección de taludes compuesto por pernos de acero Tipo A1 con una pulgada de diámetro, concreto lanzado y malla electrosoldada.

Una vez identificados los bloques críticos se procedió con los análisis detallados de estabilidad y refuerzos necesarios para cada bloque. Estos análisis se realizaron con la metodología del Bloque Crítico, teniendo en cuenta los factores de seguridad indicados en la Tabla 30.

Tabla 30. Factores de seguridad mínimos para el diseño de los taludes de excavación

Talud	Factor de Seguridad mínimo		
	Caso Estático	Caso con sismo	Condición inusual (lluvias extremas)
Permanente	1.4	1.0	1.2

Para el caso de los taludes con mecanismo de falla planar se utilizó el programa RocPlane® de Rocscience para identificar la capacidad y longitud de los pernos requeridos luego se calculó el espaciamiento entre ellos.

Para el caso de los taludes con mecanismo de falla en cuña se utilizó el programa Swedge® de Rocscience para identificar la capacidad y longitud de los pernos requeridos luego se calculó el espaciamiento entre ellos.

Por facilidad constructiva y la estandarización en los diseños se tomaron pernos de acero Tipo A1 con una pulgada de diámetro. La Tabla 31 muestra el resumen de los requerimientos en cuanto a espaciamiento y longitud total de pernos tipo A1 con diámetro de una pulgada. Con el propósito de mitigar posibles caídas de bloques, se estimó una protección de pernos ocasionales de 3 m de longitud, espaciados cada 3 m en ambas direcciones en los taludes que no requieren refuerzo por falla planar, en cuña o volteo.

Tabla 31. Requisitos de refuerzo utilizando pernos tipo A1 grado 60 en el plinto de la presa.

Identificación de Talud	Fuerza de trabajo -Perno A1 grado 60 (kN)	Espaciamiento Requerido (m)	Longitud Total de Pernos (m)
A1	141	3	3
A2	141	3	3
A3	141	2	9
B1	141	3	3
B2	141	3	3
B3	141	3	3
B4	141	3	3
C1	141	3	3
C2	141	3	3
C3	141	3	3
D	141	3	3
E	141	3	3
F	141	9	3.5
G	141	3	3
H	141	3	3
I	141	3	3
J	141	3	3
K1	141	3	3
K2	141	3	3
L	141	3	3
M1	141	3	3
M2	141	3	3
N	141	3	3

Los taludes: A1, A2, B1, B2, C1 y C2 contarán con una protección de empradización. Para el sistema de drenaje se colocarán huecos de drenaje de 10 m de longitud espaciados cada 5 m en ambas direcciones.

4.5.3. Zonificación de la presa

La zonificación de los rellenos de la presa se realizó de acuerdo con los criterios establecidos en el Capítulo 8 del boletín de presas CFRD de ICOLD (2004), definiendo las diferentes zonas que se presentan en la Figura 44 y se describen en las secciones siguientes.

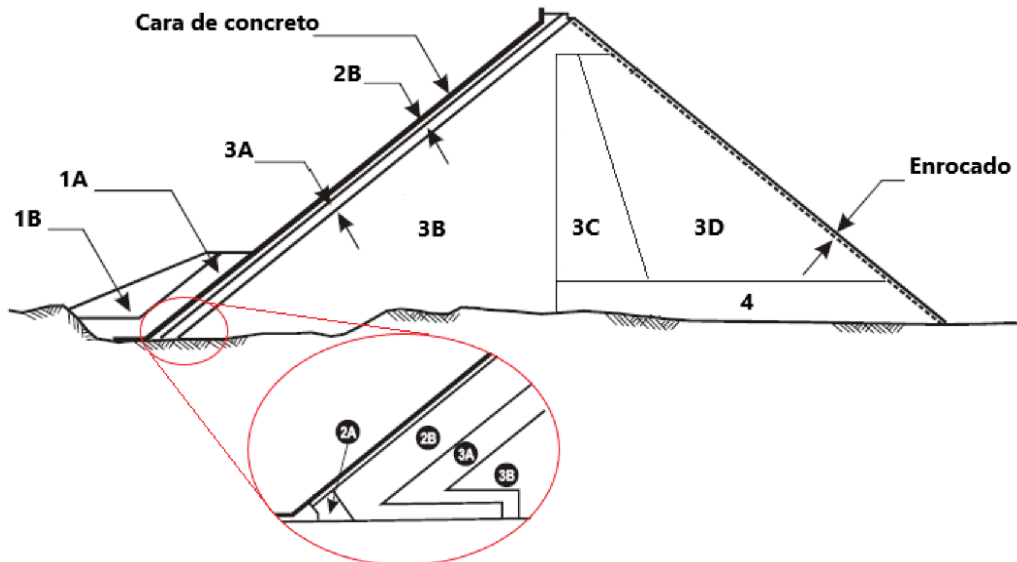


Figura 44. Zonificación de la presa.

4.5.3.1. Zona 2A

El material de la Zona 2A se debe utilizar para la construcción del filtro en la zona adyacente a la junta perimetral de la cara de concreto. Se usarán materiales procesados, obtenidos de la trituración y/o tamizado de los materiales más competentes extraídos de la excavación del vertedero. Las partículas minerales deberán ser duras, durables, libres de materia orgánica, arcilla, partículas blandas o cualquier otro material susceptible de descomposición o inadecuado por cualquier razón.

La Zona 2A no deberá tener un contenido de finos mayor al 5%. Adicionalmente, los materiales para la Zona 2A deberán cumplir con los requisitos mostrados en la Tabla 24 de acuerdo con la norma indicada.

Tabla 32. Requisitos adicionales para el material de la Zona 2A de los rellenos de la presa

ENSAYO	REQUISITOS
Absorción (ASTM C-127)	3% máximo
Abrasión en la máquina de los Ángeles (ASTM C-535)	50% máximo después de 1000 revoluciones
Solidez con sulfato de sodio (ASTM C-88)	12% máximo después de 5 ciclos

4.5.3.2. Zona 2B

El material de la Zona 2B se debe utilizar para construir la base semi-impermeable de la cara de concreto. Se utilizará una mezcla procesada de baja permeabilidad, procedente de los mejores materiales provenientes de las excavaciones del vertedero.

Esta zona estará constituida por material procesado semipermeable que da apoyo directo a la cara de concreto. Tiene un ancho de 3.0 m en sentido horizontal y un tamaño máximo de 0.075 m. Con esta gradación se estima una permeabilidad para la Zona 2B entre 10^{-2} y 10^{-3} cm/s.

Con el propósito de reducir problemas de segregación y obtener una permeabilidad baja y que esta zona actúe como una barrera adicional para controlar posibles filtraciones, Marulanda & Pinto (2000) recomiendan utilizar una gradación con mayor contenido de finos para esta zona. Adicionalmente, de acuerdo con ICOLD (2004) la granulometría de esta zona debe tener un contenido de finos de máximo del 7%, condicionando que los finos no sean plásticos para evitar que se generen agrietamientos en esta zona, las grietas se mantengan abiertas y no se auto-sellen.

Para facilitar su colocación y protección se construye un bordillo de concreto extruido (curb) que cubre el talud aguas arriba de los rellenos de la presa. En caso de agrietamientos de la cara de concreto, el material de la zona 2B tiene como función minimizar las filtraciones. La Zona 2B de la presa deberán cumplir con los mismos requisitos especificados para la Zona 2A (ver Tabla 32).

4.5.3.3. Zona 3A

El material de la Zona 3A se utilizará como transición entre el material de la Zona 2B y las gravas de la Zona 3B en el espaldón de aguas arriba de la presa. Para el material de relleno de la Zona 3A de la presa se utilizarán material procesado con tamaño máximo de partículas de 12" (305 mm) procedentes de la excavación del vertedero.

Con el objeto de prevenir la erosión de la fundación de la presa por filtraciones en inmediaciones de la junta perimetral, las zonas 2A, 2B y 3A se extienden sobre la superficie de los estribos por detrás de la junta perimetral en un ancho que varía desde 6 m hacia aguas abajo del eje de los rellenos (en la parte superior de la presa), hasta 25 m desde el eje del plinto en la base del mismo.

Los materiales utilizados para la Zona 3A de la presa deberán cumplir con los mismos requisitos especificados para la Zona 2A (ver Tabla 24).

4.5.3.4. Zona 3B

El material de la Zona 3B se utilizará para la construcción del relleno del espaldón de aguas arriba del cuerpo de la presa. Se usarán materiales procesados, obtenidos de la trituración de los materiales más competentes extraídos de la excavación del vertedero. El espesor de capa es de 0.60 m con un tamaño máximo de partícula igual a dicho espesor.

Las bandas granulométricas definidas para la Zona 3B de la presa fueron establecidas con base en la experiencia del Consultor. Como criterio de aceptación de las gravas, además de la granulometría, se podrá considerar un valor del desgaste de acuerdo con el ensayo de la Máquina de los Ángeles menor o igual a 50% y un valor de absorción menor o igual al 3%.

4.5.3.5. Zona 3C

El material de la Zona 3C se utilizará para construir la zona central del espaldón de aguas abajo de la presa. El material estará compuesto por fragmentos medios y gruesos procedentes de la excavación del vertedero. El espesor de capa es de 0.60 m y el tamaño máximo de partícula corresponde al mismo espesor de capa (0.60 m).

Como criterios de aceptación del material para la Zona 3C, además de la granulometría definida, se podrá considerar el mismo valor de absorción establecido para la Zona 3B de la presa y un desgaste máximo en máquina de los Ángeles menor o igual al 60%.

4.5.3.6. Zona 3D

El material de la Zona 3D se utilizará para construir la zona exterior del espaldón de aguas abajo de la presa. El material estará compuesto por fragmentos de roca medios y gruesos procedentes de la excavación del vertedero. El material

deberá ser libre de arcillas, materia orgánica, material susceptible a la descomposición y cualquier otro material inadecuado. El espesor de capa es de 1.0 m y con un tamaño máximo de partícula igual a dicho espesor.

Además de la granulometría, el material deberá cumplir con los mismos requisitos exigidos para la Zona 3C de la presa

4.5.3.7. Zona 4

La Zona 4 constituye el drenaje de la presa. Está conformado por un dren horizontal colocado bajo las zonas 3C y 3D. El dren horizontal se coloca sobre todo el lecho del río a partir del eje de la presa y hacia aguas abajo con el fin de disponer de un manto drenante que evacúe de manera controlada y con la capacidad suficiente, posibles filtraciones del reservorio a través de la cara de concreto. De esta manera se garantiza que el espaldón de aguas abajo de la presa (Zonas 3C y 3D) se mantenga seco y no se afecte su estabilidad.

El material de la Zona 4 estará compuesto por fragmentos de roca procesada procedentes de la excavación del vertedero. El espesor de capa para el dren horizontal de 1.00 m El tamaño máximo deberá ser de 0.30 m en ambos casos.

4.5.3.8. Enrocado

El material de protección del talud de aguas abajo de la presa será una capa de enrocado constituido por fragmentos limpios de sobretamaños de roca procedentes de la excavación del vertedero y/o las excavaciones subterráneas. Su tamaño será de 0.60 m como mínimo y el ancho de la franja de protección será de 3 m medidos horizontalmente. La calidad de los fragmentos de roca debe garantizar que no se produzca deterioro a largo plazo.

En la Tabla 25 se presentan las características de colocación de cada zona.

Tabla 33. Características de colocación de cada zona

ZONA	FUNCIÓN	DESCRIPCIÓN	TAMAÑO MÁXIMO [mm]	ESPESOR CAPA [m]	NÚMERO DE PASADAS
1A	Protección losa	Material fino: limo no cohesivo con arena fina con grava y fragmentos de roca con T max 150 mm.	150	1.0	2
1B	Protección y confinamiento de la Zona 1A	Relleno no seleccionado: Mezcla de limo, arcilla, arena, grava y fragmentos	1000	1.0	2
2A	Protección junta perimetral	Filtro fino: arena y grava localizada entre 2 y 3 m del perímetro	20	0.4	2
2B	Soporte de la losa	Filtro semi-permeable: arena y grava	75	0.4	4
3A	Zona de transición	Fragmentos de roca	300	0.4	4
3B	Relleno espaldón aguas arriba	Fragmentos de roca de la mejor calidad	600	0.6	6
3C	Zona de transición aguas debajo de la presa	Enrocado	600	0.6	4
3D	Relleno espaldón aguas abajo	Enrocado	1000	1.0	4
4	Dren horizontal	Material procesado	300	1.0	2

4.5.4. Diseño de filtros

En el diseño de una presa de enrocado, la importancia de los filtros colocados hacia aguas abajo de la cara de concreto o dentro de un dren es de vital importancia (Marulanda & Pinto) debido a que el sistema de filtro provee una segunda línea de defensa en caso de filtraciones producidas por agrietamientos en la losa o fallas de la junta perimetral. En una presa

de cara de concreto, si los sellos de la junta perimetral son dañados de tal forma que el agua del reservorio se filtre a través de las juntas, entonces el primer filtro de la Zona 2A debe retener las partículas de limo y arena fina.

En la interfaz filtro-junta se produce una acción sellante, ya que las partículas de limo y arena fina quedan atrapadas dentro de la junta perimetral, lo cual origina pérdidas importantes de la cabeza hidrostática. El filtro debe ser mucho más permeable que la interfaz sellante o el material atrapado en la junta perimetral. Los siguientes criterios resumen las anteriores funciones básicas de los filtros en una presa de gravas o enrocado con cara de concreto (ICOLD, 2004):

- Función de retención por medio del criterio clásico de Terzaghi, dado por la siguiente relación:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

Ecuación 7. Criterio de Terzaghi. Retención

Donde D_{15} es el tamaño de las partículas del filtro (agente de protección) las cuales constituyen el 15% en peso con un diámetro menor a ese. Es decir, el diámetro de las partículas correspondiente a un porcentaje que pasa del 15% d_{85} es el tamaño de las partículas a proteger las cuales constituyen el 85% en peso con un diámetro menor a ese. Es decir, el diámetro de las partículas correspondiente a un porcentaje que pasa del 85%.

- Función de permeabilidad por medio del criterio clásico de Terzaghi, dado por la siguiente relación:

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 4$$

Ecuación 8. Criterio de Terzaghi. Permeabilidad

Los filtros y transiciones (zonas 2A, 2B y 3A), deben cumplir con los criterios para filtros establecidos en la Tabla 34.

Tabla 34. Criterios para determinar la granulometría de los filtros

Categoría	Descripción del suelo y porcentaje pasa tamiz N°200 (0.075mm) (1)	Criterio del filtro (2)
1	Arcillas y limos finos; más de 85% de finos.	$D_{15} \leq 9 \times d_{85}$ (3)
2	Arenas, limos, arcillas y arenas limosas y arcillosas; 40 a 85 % de finos.	$D_{15} \leq 0.7 \text{ mm}$
3	Arenas y gravas limosas y arcillosas; 15 a 39% de finos.	$D_{15} \leq (40-A)(4 \times d_{85} - 0.7 \text{ mm}) / (40 - D_{15}) + 0.7 \text{ mm}$ (4)(5)
4	Arenas y gravas; menos de 15% de finos.	$D_{15} \leq 4 \times d_{85}$ (6)

Notas

(1) La denominación de la categoría del suelo que contiene partículas mayores que el tamiz No 4 (4.75 mm) se determina a partir de la curva de gradación del suelo ajustándola al 100% pasando el tamiz No 4.

(2) El filtro debe tener un tamaño máximo de partícula de 75 mm, un máximo de 5% pasa tamiz No 200 (0.075 mm) e índice de plasticidad cero. El IP debe determinarse sobre el material pasa tamiz No 40 de acuerdo con ASTM D4318. Para asegurar suficiente permeabilidad, el filtro debe tener un d_{15} igual o mayor que $4 \leq d_{15}$ pero no menor que 0.1 mm.

(3) Cuando $9 \leq d_{85}$ es menor que 0.2 mm, use 0.2 mm.

(4) A= porcentaje pasa tamiz No. 200 (0.075 mm) después del ajuste.

(5) Cuando $4 \leq d_{85}$ es menor que 0.7 mm, use 0.7 mm.

(6) En la categoría 4, el d_{85} puede determinarse a partir de la curva de gradación original del suelo sin ajuste para partículas mayores que 4.75 mm.

(7) La relación del tamaño máximo a mínimo para un porcentaje dado menor o igual a 60, deberá ser menor o igual a 5.

(8) Un filtro fino adyacente a un relleno impermeable o fundación fina debe tener un tamaño máximo de $\frac{1}{2}$ " a $\frac{3}{4}$ " (12,7 a 19 mm), con el 55 a 80% pasando tamiz No. 4. El material debe ser bien gradado con un porcentaje de finos (pasa tamiz No 200) no mayor de 5%. Una gradación alternativa es la del agregado fino para concreto.

(9). Nomenclatura: d corresponde a la banda inferior o banda fina del filtro; D corresponde a la banda superior o banda gruesa del filtro.

A continuación se resume la verificación de los criterios empleados en el diseño de los filtros:

- En el caso de un desplazamiento importante de la junta perimetral del plinto que produzca el rompimiento de los sellos de PVC, el material de arena fina limosa no cohesiva que llena dichos sellos tratará de llenar las juntas, pasar a través de la mismas y encontrarse con los rellenos de la presa. La primera barrera lo constituye el material de la Zona 2A, el cual se coloca a todo lo largo de la junta perimetral del plinto. Para este caso, el criterio de diseño de filtro que se ajusta es el de la Categoría 2 mostrado en la Tabla 34.
- Adicionalmente, se debe seguir la recomendación de la Nota 8, la cual sugiere que el filtro fino adyacente a una zona impermeable (como lo es el sello de PVC) deberá tener un tamaño máximo de ½" a ¾" (12,7 mm a 19 mm), con el 55% a 80% pasando tamiz No. 4. El material debe ser bien gradado con un porcentaje de finos (pasa tamiz No. 200) no mayor de 5%. Una gradación alternativa es la del agregado fino para concreto.
- Al comparar las zonas 2A y 2B, éste último material clasifica en la Categoría 4 debido a que el contenido de finos es menor al 15%. Para esta categoría el criterio básico consiste en que el tamaño D_{15} del filtro (Zona 2B) debe ser menor o igual a cuatro veces el d_{85} del material a retener (Zona 2A). En la Tabla 35 se presenta la evaluación. A partir de la evaluación se concluye que, la Zona 2B cumple con el criterio de filtro.
- Al comparar las zonas 2B y 3A, este último material clasifica en la Categoría 4 debido a que el contenido de finos es menor al 15%. Para esta categoría el criterio básico también consiste en que el tamaño D_{15} del filtro (Zona 3A) debe ser menor o igual a cuatro veces el d_{85} del material a retener (Zona 2B). En la Tabla 35 se presenta la evaluación. A partir de la evaluación se concluye que, la Zona 3A cumple con el criterio de filtro.
- Al comparar las zonas 3A y 3B, este último material clasifica también en la Categoría 4. Aplicando el criterio de retención clásico de Terzaghi a las granulometrías en la Tabla 35 se presenta la evaluación. A partir de la evaluación se concluye que, la Zona 3B cumple con el criterio de retención.
- Finalmente, al comparar las zonas 2B y 4 para el diseño del dren horizontal y aplicando el criterio de filtro de Terzaghi a las granulometrías en la Tabla 35 se presenta la evaluación. A partir de la evaluación se concluye que, la Zona 2B también cumple con el criterio de retención para el dren de la Zona 4.

Tabla 35. Diseño de filtros para las zonas del cuerpo de la presa.

PARTÍCULA A RETENER			CRITERIO DE FILTRO ($D_{15} \leq 4 \times d_{85}$)				
ZONA	d_{85} (mm) superior	d_{85} (mm) inferior	ZONA	D_{15} superior(mm)	$4 \times d_{85}$ superior(mm)	D_{15} inferior (mm)	$4 \times d_{85}$ inferior(mm)
2A	4	8	2B	0,2	≤ 16	0,85	≤ 32
2B	25	55	3A	0,6	≤ 100	5	≤ 220
3A	25	100	3B	1,7	≤ 100	42	≤ 400
3B	185	470	3C	1,7	≤ 740	42	≤ 1880
3C	185	470	3D	1,7	≤ 740	42	≤ 1880
2B	25	55	3D	1,7	≤ 100	42	≤ 220
2B	25	55	4	22,8	≤ 100	100	≤ 220

4.5.4.1. Dimensionamiento del dren

El caudal de infiltración estimado al pie de la presa, se calculó con base en el cálculo de flujo unitario o Ley de Darcy. El caudal en el dren de acuerdo con la Ley de Darcy se puede estimar como se presenta en la Figura 37.

$$Q_i = k_i A$$

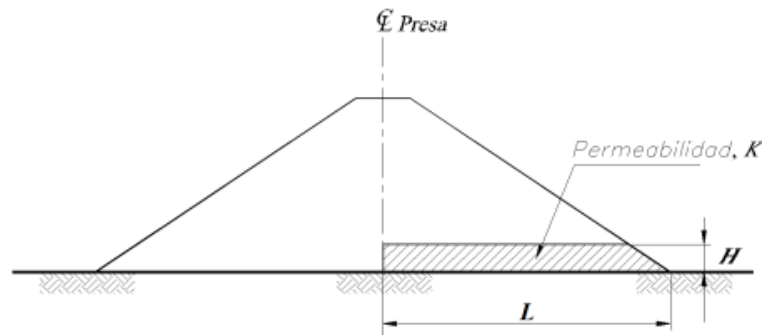


Figura 45. Cálculo de la caudal de infiltración de la presa basada en la ley de Darcy

Utilizando esta metodología, la geometría de la presa y los niveles de agua se encontró que con una altura de dren horizontal de 5 m, éste tiene una capacidad de evacuación máxima de 509 L/s, que se considera adecuado para una presa de enrocado con cara de concreto de altura menor a 100 m.

4.5.5. Estabilidad de los rellenos de la presa

El diseño de las presas térreas debe satisfacer los requerimientos de seguridad de presas definidos por ASEP (2010) que se presentan en la Tabla 28. Para el caso de la presa de enrocado con cara de concreto (CFRD) de El Gato no aplica el escenario de desreservorio rápido, por cuanto la cara de concreto se supone como un elemento completamente impermeable y por lo tanto los dos espaldones se consideran completamente secos.

Tabla 36. Factores de seguridad mínimos requeridos para la estabilidad de la presa y diques auxiliares.

Caso	Condición de Diseño	Factor de Seguridad mínimo	Observaciones
I	Final de construcción (sin reservorio)	1.3	Ambos taludes
II	Operación del reservorio – Estático	1.5	Ambos taludes
III	Operación del reservorio con carga de sismo – pseudo-estático		Ambos taludes. Véase nota 1.
	a.Sismo de Operación Normal	1.1	
	b.Sismo Máximo de Verificación	1.0	
IV	Desreservorio rápido desde		Talud aguas arriba. Véase nota 2.
	a. nivel máximo de operación	1.3	
	b. nivel máximo extraordinario	1.1	
Notas:			
(1) El caso III deberá complementarse con el análisis de deformaciones sísmicamente inducidas en la cresta de la presa.			
(2) El Factor de Seguridad mínimo del caso III fue tomado de la recomendación de USACE (EM 1110-2-1902, 2003).			

De acuerdo con el estudio de amenaza sísmica, el PGA para sismo de operación normal corresponde a 0.26, mientras que para el sismo máximo de verificación se tiene un $PGA=0.46$. Para los análisis de estabilidad se empleó el método

pseudo-estático involucrando un coeficiente de aceleración horizontal igual a la mitad de la aceleración máxima del terreno (PGA), según el criterio de Hynes-Griffin y Franklin (1984), y adicionalmente para considerar un escenario conservador se incluyó un coeficiente de aceleración vertical igual a la mitad del horizontal.

Para la validación de la geometría de la presa se analizó la sección máxima, considerando los diferentes materiales de la presa como un único material con una resistencia al corte igual a la curva de enrocados blandos de Leps(1970) y Marsal (1972). En la condición de diseño de operación del reservorio, se consideró que la cara de concreto es un elemento completamente impermeable y por lo tanto no hay generación de presión de poros en el enrocado.

En la Tabla 37 se presenta un resumen de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad de equilibrio límite, mientras que en Figura 46 a la Figura 49 se presenta a manera de ejemplo los análisis de estabilidad correspondientes a la condición final de construcción y operación. En estos análisis se puede apreciar que en general las superficies de falla que generan los factores de seguridad mínimos se desarrollan en los rellenos de la presa y eventualmente sobre el depósito aluvial, además se concluye que la geometría evaluada satisface los requerimientos de estabilidad para la totalidad de las condiciones de diseño.

Tabla 37. Resumen de los resultados del análisis de estabilidad - Sección máxima.

CASO	CONDICIÓN DE DISEÑO	FACTOR DE SEGURIDAD OBTENIDO	
		TALUD DE AGUAS ARRIBA	TALUD DE AGUAS ABAJO
I	Final de construcción (sin reservorio)	1.65	1.77
II	Operación del reservorio - Estático	4.10	1.81
Ila	Operación del reservorio y Sismo de Operación Normal (PGA = 0.26g)	2.71	1.43
Ilb	Operación del reservorio y Sismo Máximo de Verificación (PGA = 0.46g)	2.24	1.20

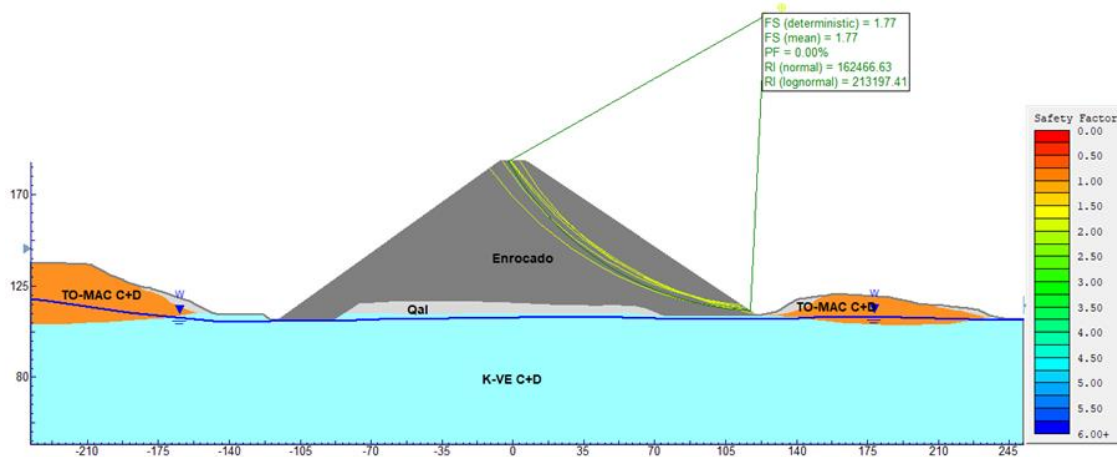


Figura 46. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas abajo - Final de construcción.

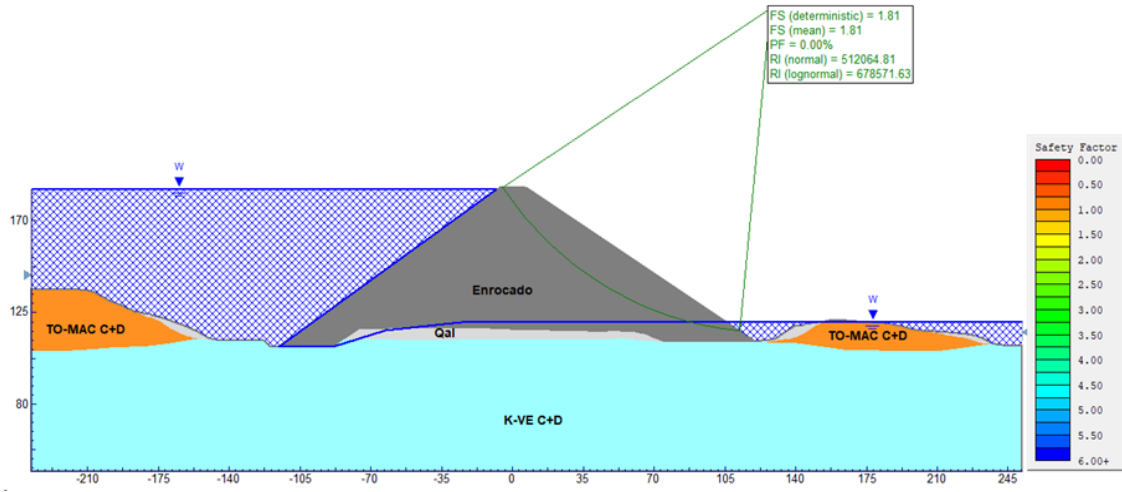


Figura 47. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas abajo - Operación estático

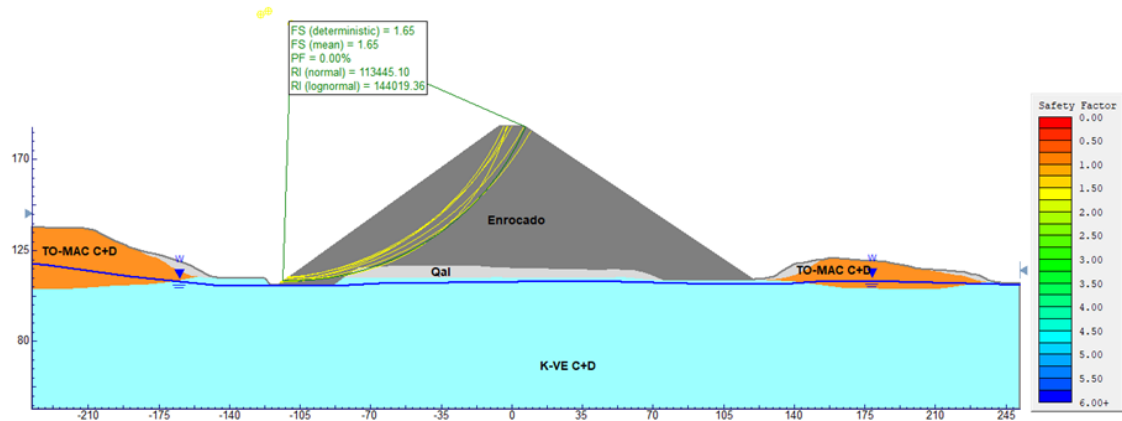


Figura 48. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas arriba - Final de construcción.

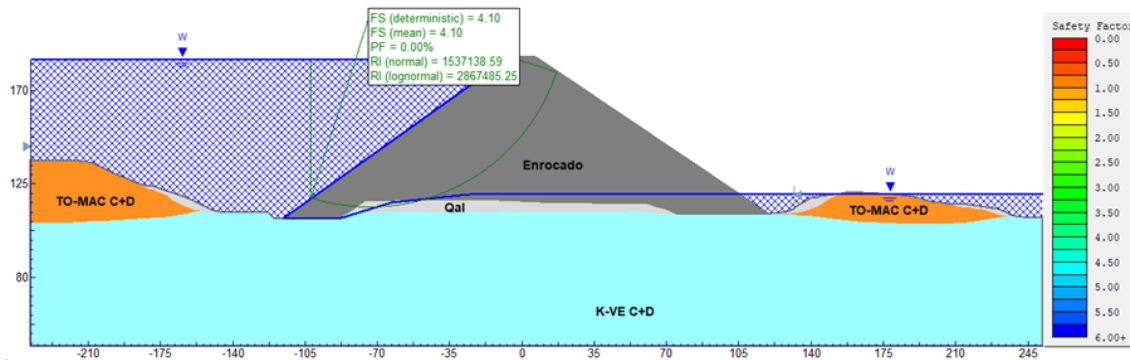


Figura 49. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas arriba - Operación estático.

4.5.6. Evaluación de desplazamientos sísmicamente inducidos

Para la estimación de las deformaciones sísmicamente inducidas que podría experimentar la sección transversal máxima de la presa al ser sometido al sismo de diseño, se utilizó el método de cálculo propuesto por Makdisi y Seed (1978), el cual es una extensión del método del bloque deslizante de Newmark (1965) para el caso de una presa térrica. El método de

Makdisi y Seed (1978) utiliza como insumo el resultado de análisis pseudo-estáticos para determinar la aceleración de fluencia o el nivel de aceleración horizontal para el cual se alcanza un factor de seguridad igual a 1.0 (FS=1.0), adicionalmente el método de Makdisi y Seed permite modelar la no-linealidad del suelo mediante la implementación de una curva de degradación de la rigidez y una curva de amortiguamiento que sean representativas del comportamiento del cuerpo de la presa. Para los análisis de desplazamientos inducidos por las solicitaciones sísmicas se utilizó como sismo de diseño un evento con magnitud (M_w) igual a 7.5 y aceleración máxima del terreno (PGA) igual 0.46g, correspondiente a el sismo máximo de verificación. La altura de la presa fue definida en 82.00 m, desde el nivel de fundación del plinto (EL. 108.00 msnm) hasta el extremo superior del muro parapeto (EL. 190.00 msnm).

Para el método de Makdisi y Seed (1978) se definió la velocidad de onda promedio del cuerpo de la presa como 350 m/s basada en la experiencia previa del consultor en proyectos similares al presente.

Como densidad del cuerpo de la presa se utilizó un valor promedio de 2.200 kg/m³, con lo cual se calcula un valor promedio de G_{max} (módulo cortante a pequeñas deformaciones) de 270 MPa. Para este análisis se utilizaron las curvas de degradación del módulo y amortiguamiento propuestas por Zhou et al. (2016) que se presentan en la Figura 50.

Variación del módulo cortante y el amortiguamiento

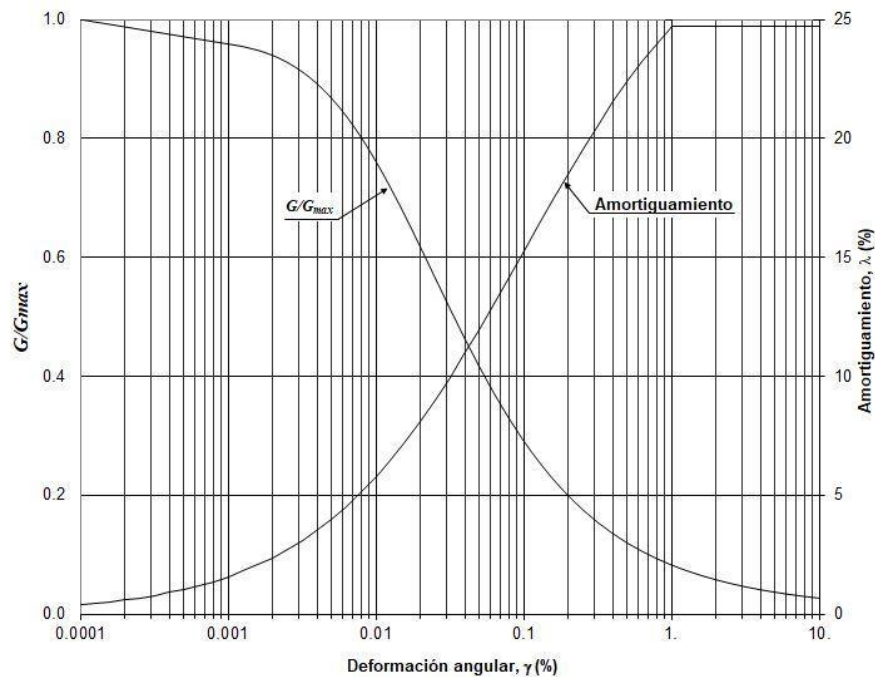


Figura 50. Curvas de amortiguamiento y degradación del módulo. Makdisi & Seed (1979)

El método de Makdisi y Seed (1978) requiere la determinación de espectros de aceleración para diferentes niveles de amortiguamiento, para lo cual se seleccionaron cuatro (4) señales registradas en eventos de gran magnitud generados en la Subducción suramericana de la placa oceánica bajo la placa continental. La Tabla 38 presenta algunas características relevantes de los registros seleccionados para los análisis de deformación dinámica. Como se mencionó anteriormente el mecanismo de los cuatro eventos sísmicos seleccionados corresponde a Subducción (Falla Inversa), tres de los eventos tuvieron su epicentro al interior de la placa continental (Intraplaca) y el epicentro del evento restante (Sismo de Algarrobo) tuvo su epicentro en el contacto de las dos placas tectónicas. Teniendo en cuenta que el sismo de diseño para el caso de la presa corresponde a un sismo generado en la fuente Azuero Soná se considera que el mecanismo más representativo es Subducción intraplaca, por lo cual se escogieron más señales (3) con este mecanismo.

Tabla 38. Señales seleccionadas para los análisis de Makdisi y Seed

Sismo	Año	País	Magnitud (Mw)	Prof. (km)	Mecanismo	Epicentro		Estación de registro	Componente
						Lat. (°)	Long. (°)		
Tocopilla	2007	Chile	7,8	40	Subducción, Intraplaca	-22,19	-69,84	El Loa	EW
Tarapacá	2005	Chile	7,8	101	Subducción, Intraplaca	-19,93	-69,03	Iquique	EW
Punitaqui	1997	Chile	7,1	68	Subducción, Intraplaca	-30,93	-71,22	Ilapel	EW
Algarrobo	1985	Chile	8,0	33	Subducción, Interplaca	-33,20	-71,80	Melpilla	NS

La Figura 51 presenta los registros de aceleración utilizado para el cálculo de los espectros de respuesta en función del amortiguamiento. Se observa que las señales seleccionadas tienen una larga duración de la fase intensa y un gran número de ciclos con niveles altos de aceleración, características propias de los sismos de Subducción y Benioff de alta magnitud.

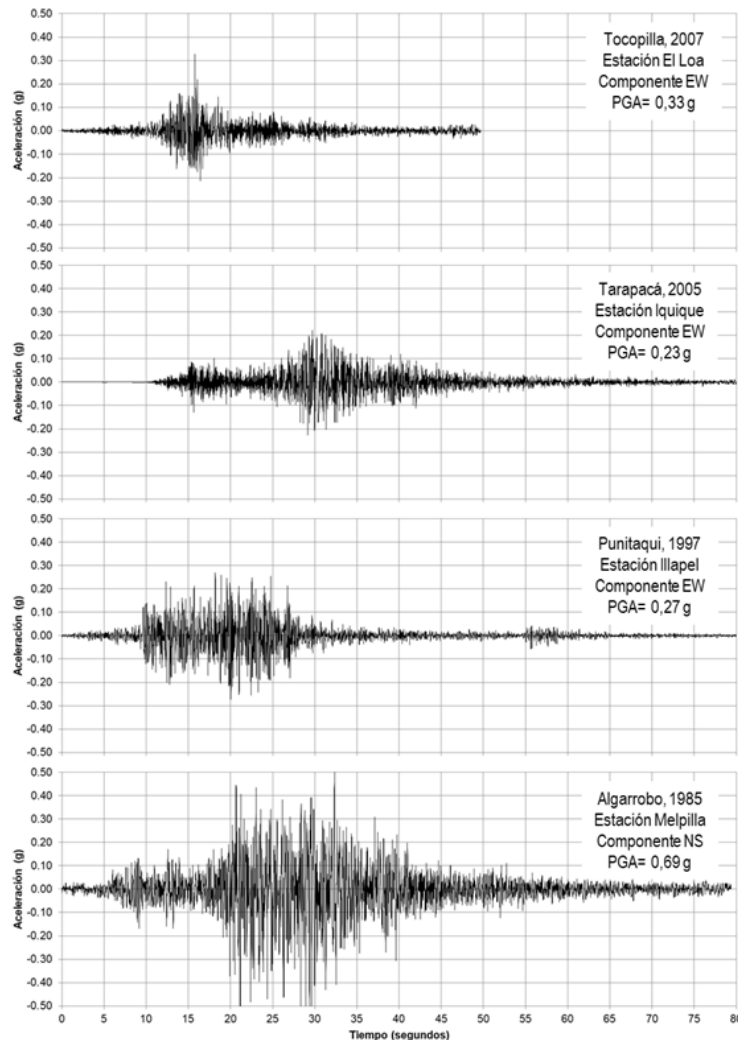


Figura 51. Señales de análisis

Otro insumo que se requiere para la implementación del método de Makdisi y Seed (1978) es la determinación de la aceleración de fluencia (k_y), es decir el nivel de aceleración para el cual el sistema alcanza un factor de seguridad igual a la unidad (1.00). Si el cuerpo de la presa experimenta aceleraciones mayores a la aceleración de fluencia se presentarán desplazamientos permanentes, los cuales si se presentan varios ciclos de alta aceleración se acumulan hasta llegar al desplazamiento permanente inducido por el evento sísmico. Para la presa de el Gato, la aceleración crítica o de fluencia

(k_y), se determinó a partir de análisis pseudo-estáticos de estabilidad de equilibrio límite realizados sobre la sección máxima de la presa, considerando diferentes alturas de superficie de falla (y), tanto para los taludes aguas arriba y aguas abajo.

La condición crítica (menor valor de k_y) en todos los casos corresponde al talud aguas abajo, debido a que se considera que la cara de concreto es un elemento completamente impermeable y por lo tanto el reservorio actúa sólo como una carga hidrostática que aporta estabilidad al espaldón aguas arriba. Los resultados obtenidos de k_y provenientes de estos análisis para diferentes relaciones y/H (variable de 0.20, 0.40 y 0.60) para los taludes aguas abajo se presentan en la Figura 52, Figura 53 y Figura 54. En la Tabla 39. se presenta un resumen de estos resultados obtenidos en la evaluación de las aceleraciones de fluencia para los taludes aguas arriba y aguas abajo.

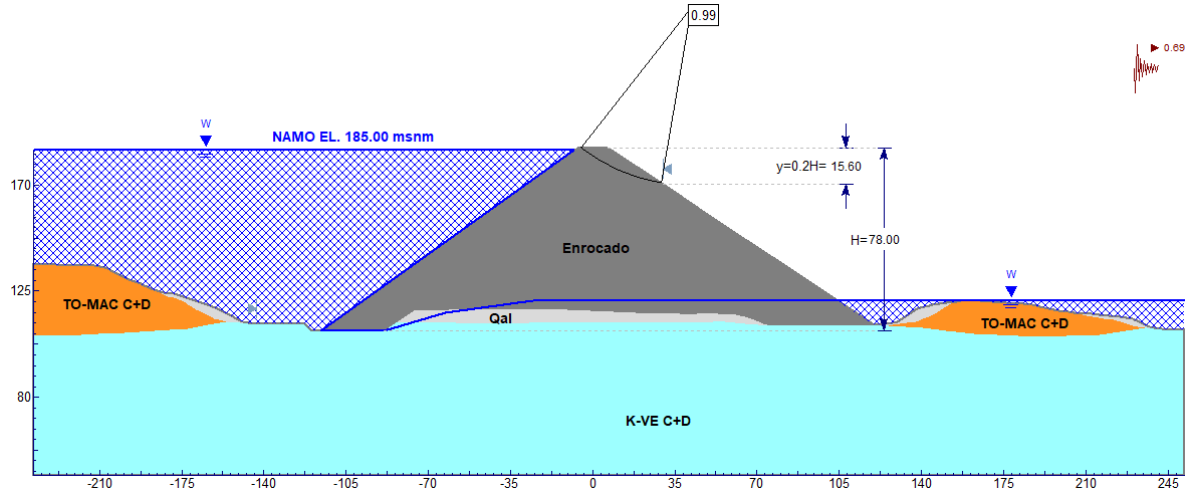


Figura 52. Superficie de falla talud aguas abajo para el cálculo k_y - Relación $y/H = 0.20$.

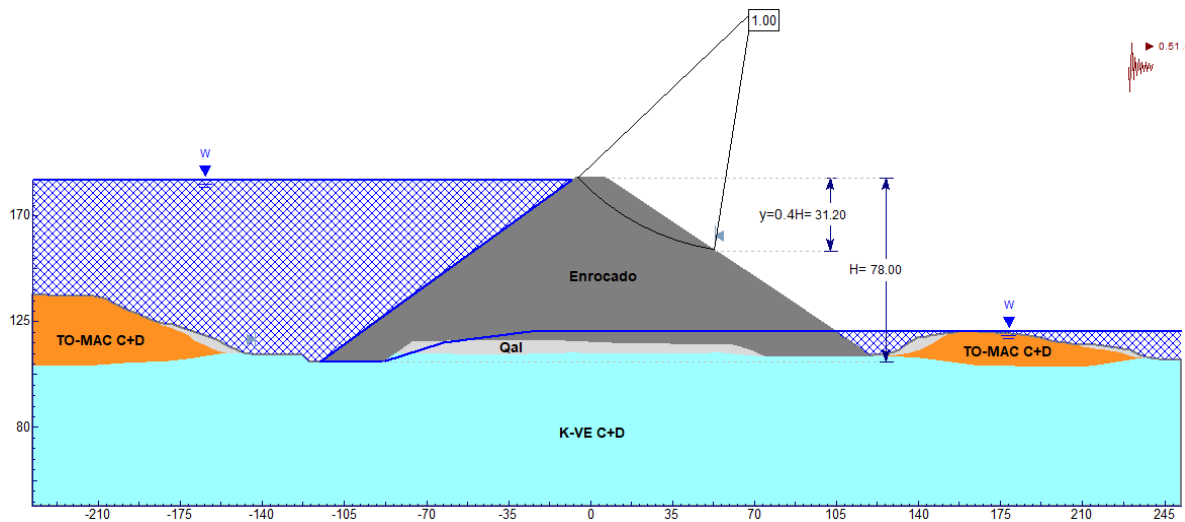


Figura 53. Superficie de falla talud aguas abajo para el cálculo k_y - Relación $y/H = 0.40$.

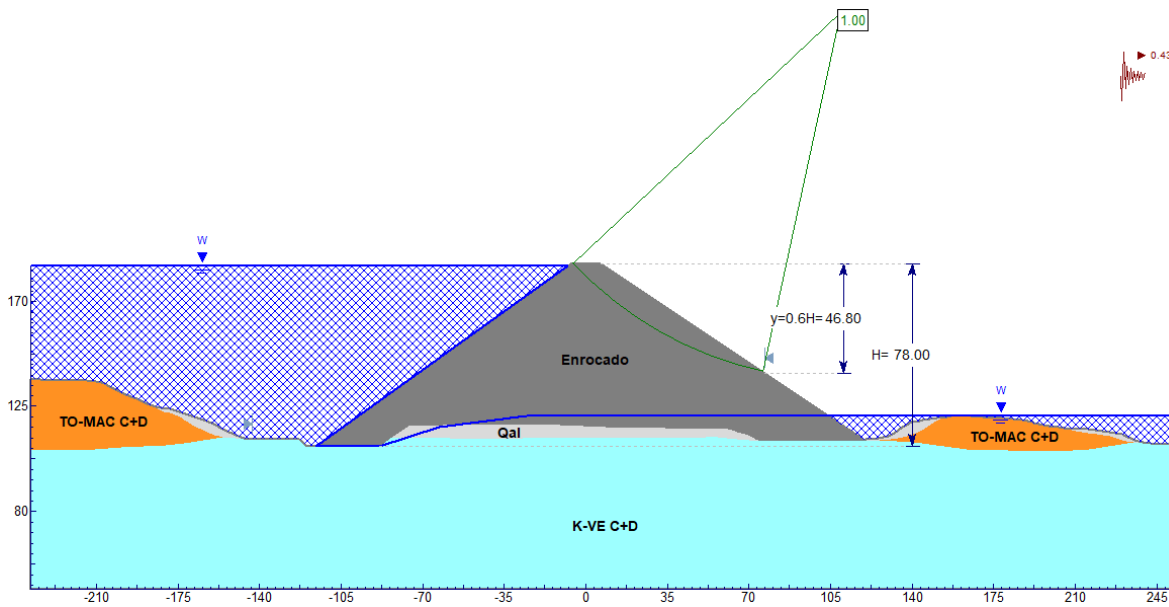


Figura 54. Superficie de falla talud aguas abajo para el cálculo k_y - Relación $y/H = 0.60$.

Tabla 39. Resultados de Aceleración Crítica o de Fluencia k_y .

y/H	k_y talud aguas arriba (g)	k_y talud aguas abajo (g)
0.20	1.09	0.69
0.40	1.00	0.51
0.60	0.96	0.43

Utilizando la información de insumo descrita anteriormente se realizó un proceso iterativo que permitió calcular la aceleración máxima en la cresta y el período natural de vibración para cada uno de los eventos o señales de análisis.

A partir de los valores anteriores se determinó la aceleración máxima inducida en una masa potencial de deslizamiento (K_{h-max}) utilizando la relación y/H y k_{h-max}/\ddot{U}_{max} (Figura 55); con estos valores se calculó la relación k_y/K_{h-max} y con este dato y una magnitud (M_w) de sismo igual a 7.5 se determinó $U/(k_{h-max} * g * T_o)$ (Figura 56) utilizando las curvas de valor promedio y valor máximo. Finalmente, se calcula el desplazamiento U , inducido por el sismo.

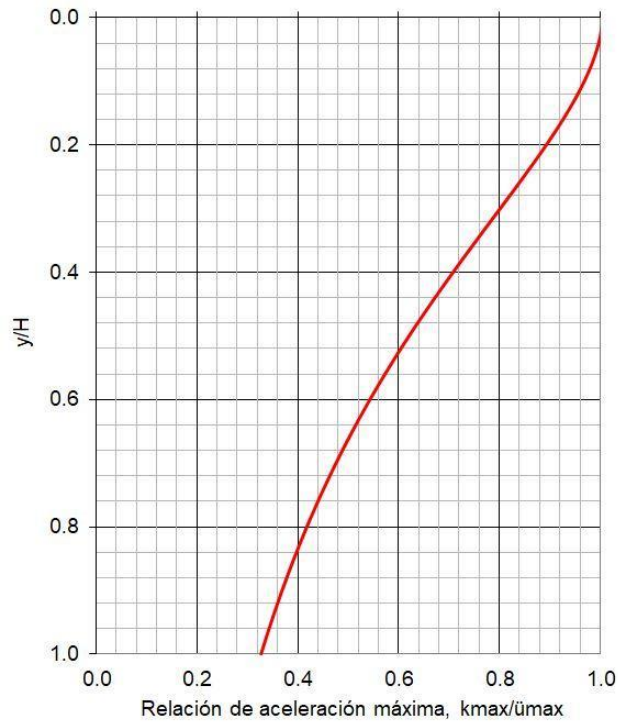


Figura 55. Variación de la aceleración en función de la profundidad de la superficie de falla.

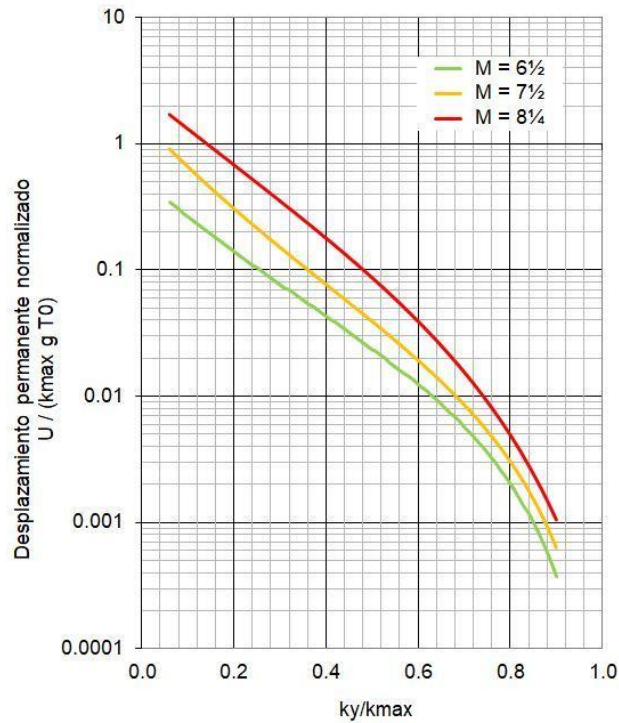


Figura 56. Gráfico de desplazamientos permanentes normalizados en función de la relación de aceleraciones.

En la Tabla 40 se presenta la estimación de desplazamientos permanentes para el espaldón aguas abajo, utilizando las curvas promedio y máximo propuestas por Makdisi y Seed (1978). Los análisis desarrollados presentan un valor máximo

de deformación permanente por sismo igual a 0.04 m para el análisis con la señal del sismo de Tarapacá, puesto que los picos del espectro de respuesta elástico para esta señal coinciden aproximadamente con los periodos de la presa en los tres modos de vibración.

Tabla 40. Cálculo de Asentamientos Permanentes espaldón aguas abajo.

y/H	Tocopilla (2007)		Tarapacá (2005)		Punitaqui (1997)		Algarrobo (1985)	
	U _{promedio} (m)	U _{máximo} (m)	U _{promedio} (m)	U _{máximo} (m)	U _{promedio} (m)	U _{máximo} (m)	U _{promedio} (m)	U _{máximo} (m)
0.20	0.00	0.00	0.03	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
0.40	0.00	0.00	0.04	0.04	0.00	0.00	0.01	0.01
0.60	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00

4.5.8. Tratamiento de la fundación

Para la fundación de la presa se requiere un tratamiento superficial del área sobre la cual se colocarán y compactarán los rellenos de la presa y tratamientos profundos de impermeabilización y drenaje del macizo rocoso.

Tratamiento superficial

El tratamiento superficial de la fundación involucra las excavaciones requeridas para remover el suelo residual (Sr) y depósito aluvial (Qal) y los materiales sueltos de la superficie de roca hasta lograr una superficie adecuada para la cimentación del plinto. Este tratamiento incluye la remoción del material potencialmente erosionable presente en las zonas de cizalla, en las discontinuidades abiertas y los estratos alterados. El material de relleno de las diaclasas y cizallas deberá excavarse y limpiarse, para luego ser rellenadas con mortero. Las grietas, oquedades u otras irregularidades deberán rellenarse con concreto dental para lograr una superficie regular del plinto y la zona de los filtros.

También deberán removerse las salientes o protuberancias, (aunque éstas se encuentren en roca sana o medianamente meteorizada) que produzcan cambios bruscos en el espesor del relleno y que puedan afectar el comportamiento y las condiciones de apoyo de la cara de concreto.

La superficie de los depósitos aluviales (Qal) y suelo residual (Sr) que no se excaven en la parte alta de los estribos o eventualmente en el espaldón aguas abajo, se deben proteger con una capa de material de filtro, con el fin de prevenir el lavado de los finos hacia los rellenos granulares de la presa.

Tratamiento profundo

El tratamiento profundo de la fundación consiste en dos filas laterales de 6 m y en la construcción de una cortina profunda de inyecciones de lechada, compuesta por una fila central de huecos de 40 m de longitud en la parte central y de aproximadamente 20 m de longitud en la parte alta de los estribos con una transición gradual entre la profundidad de la parte central y la profundidad de los estribos. La orientación de los huecos se definió de manera que estos atravesaran perpendicularmente al sistema principal de discontinuidades, el cual corresponde a la estratificación que presenta un buzamiento subhorizontal. Por lo tanto, se estima que la orientación de los huecos sea vertical con una profundidad variable entre 20 a 40 m medidos desde el nivel del plinto y de 10 m en el eje de la gola del vertedero..

La profundidad de la cortina de inyecciones fue validada con los resultados de los ensayos Lugeon ejecutados en el estribo derecho que indican que a una profundidad de 15 m (medidos desde superficie) se satisface el criterio de Unidades Lugeon (< 5 UL) llegando niveles de roca sana. Por otro lado, en el estribo derecho en donde no se ejecutaron ensayos Lugeon se estimó que la roca sana se encuentra a una profundidad de aproximadamente 28 m (medidos desde la superficie) en donde se obtuvieron valores de RQD mayores de 90%. Se recomienda en estudios posteriores ejecutar ensayos Lugeon adicionales a lo largo del perfil de plinto con profundidades de 30 - 40 m (medidos desde el nivel del plinto), para validar las hipótesis de diseño consideradas.

Con relación a la distribución de las perforaciones, éstas se realizarán en tres secuencias, dependiendo de los resultados de los ensayos de Lugeon de prueba que se realicen y la cantidad de sacos (toma) de cemento que se consuman durante el avance de los trabajos. Las perforaciones primarias estarán espaciadas 6 m entre sí, las perforaciones secundarias se colocarán en medio de las anteriores y tendrán un espaciamiento de 6 m. Las perforaciones terciarias se colocarán en medio de una primaria y una secundaria. El anterior procedimiento de inyección se denomina inyección de espaciamiento dividido, en el cual se inicia la perforación de los huecos primarios con una separación de 6 m entre sí, inyectando inicialmente las filas laterales de consolidación en tramos predeterminados y luego la cortina central. Los primeros trabajos de perforación de algunos de los huecos primarios deberán adoptarse como huecos exploratorios con objeto de ajustar los trabajos de inyección a las condiciones de la roca realmente encontradas. Todos los huecos primarios tanto de la fila central como de las filas laterales deberán ser perforados. Los huecos secundarios y terciarios serán opcionales y su ejecución dependerá de las tomas de la lechada registradas en los huecos primarios y secundarios respectivamente.

4.6. DISEÑO GEOTÉCNICO DEL VERTEDERO

La construcción del vertedero del reservorio multipropósito El Gato requiere una excavación a cielo abierto que servirá como la principal fuente de materiales para la construcción de los rellenos de la presa principal de enrocado con cara de concreto (CFRD). El vertedero se encuentra en la margen derecha de la presa y prevé un volumen de excavación aproximadamente de 4.95 Mm³ en banco. Esta excavación implica la elaboración de una gran cantidad de cortes en suelo residual-sapolito, roca altamente meteorizada y en roca sana o levemente meteorizada de la Formación Macaracas (TO-MAC). Como criterio principal, el volumen total de la excavación del vertedero está condicionado por el requerimiento de los rellenos de enrocamiento para los espaldones de la presa principal.

El volumen total de relleno de enrocado para la presa de cara de concreto (CFRD) es aproximadamente de 2.28 Mm³, el cual tiene como principal fuente de material la excavación del vertedero, según se explicó previamente. De acuerdo a la información obtenida de las exploraciones realizadas en la zona del vertedero, el material aprovechable para ser utilizado como enrocado se encuentra a una profundidad de 10 m a lo largo del vertedero y del cuenco de socavación. La mayor parte del material aprovechable para enrocado se extraerá de la zona de descarga o cuenco de socavación del vertedero, se estima que el 60% del volumen total de excavación del vertedero sea material aprovechable correspondiente a roca levemente meteorizada o sana.

Por lo tanto, la configuración final de los cortes del vertedero, en especial en la zona del cuenco de amortiguación, deberá ser revisada y ajustada en las siguientes fases de estudio del proyecto, a medida que se obtenga mayor información de las características y espesor del suelo y macizo rocoso, lo que permitirá refinar el volumen de material aprovechable requerido para la presa.

En ese orden de ideas, durante la presente fase de estudios, se ejecutaron análisis para las siguientes condiciones: 1) falla en el macizo rocoso levemente meteorizado a sano, la cual es determinada por las discontinuidades esto; es falla planar, en cuña y/o volteo (2) falla en el macizo rocoso altamente a moderadamente meteorizado y depósitos cuaternarios esto es; falla rotacional, traslacional o en bloque.

De forma similar a las excavaciones para la fundación del plinto, la evaluación de la estabilidad de los taludes del vertedero que se presentan en este numeral consideró los escenarios de: (1) condición estática, (2) condición con sismo y (3) condición inusual de lluvia extrema, con los factores de seguridad mínimo presentados en la Tabla 25. En los análisis de estabilidad de taludes para la excavaciones se consideró un sismo con una aceleración asociada (PGA) de 0.46 g correspondiente al sismo SEE, Sismo Máximo Creíble. Para el caso con sismo, se empleó el método pseudoestático involucrando la aceleración horizontal que equivale a la mitad de la aceleración máxima del terreno (PGA) mencionada.

4.6.1. Análisis de estabilidad de taludes en suelo y macizo rocoso

Se realizó el análisis de estabilidad de taludes, utilizando el programa Slide® de Rocscience, conforme a los criterios de diseño presentados en la Tabla 22, se analizaron los siguientes escenarios: condición estática, condición con sismo y condición inusual de lluvia extrema.

Teniendo en cuenta la caracterización geotécnica, los análisis de estabilidad incorporaron las distribuciones de probabilidad estimadas. De esta forma en el Anexo 3.2 se presentan los análisis de estabilidad de las secciones de análisis, que incluyen: el factor de seguridad determinístico y el factor de seguridad medio con base en el análisis probabilístico (método de Montecarlo).

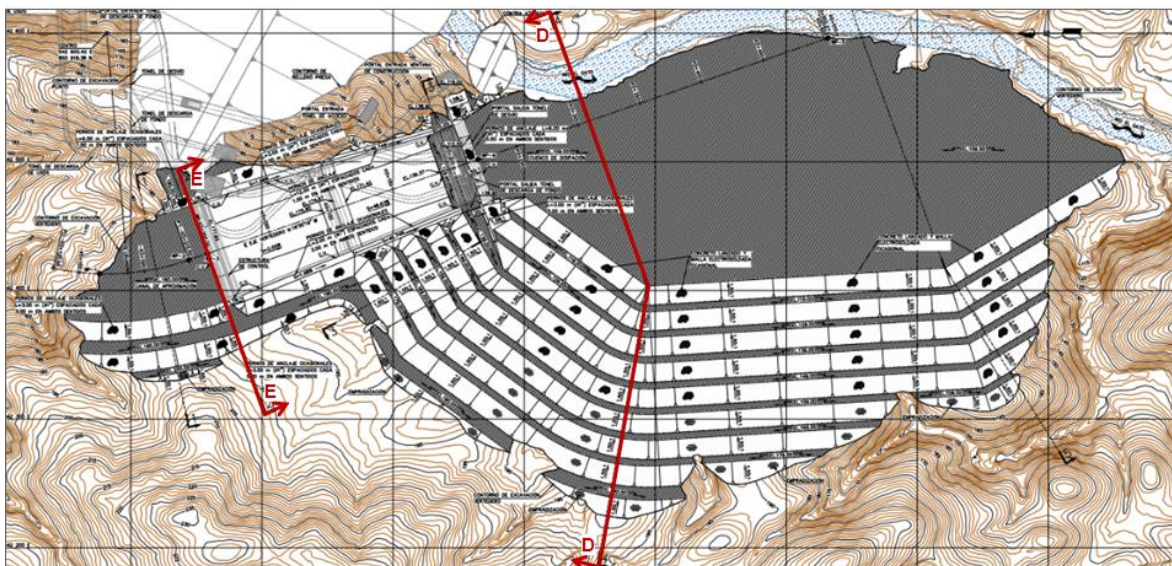


Figura 57. Ubicación en planta de las secciones del vertedero analizadas.

Las secciones consideradas como críticas para los análisis de estabilidad fueron aquellas que presentaban los taludes verticales de mayor altura y que por su ubicación con respecto al vertedero pueden afectar el buen funcionamiento y operación del mismo. Las secciones seleccionadas para análisis corresponden a la sección D (ver Figura 58) y sección E (ver Figura 59), cuya ubicación en planta se muestra en la Figura 57. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 41.

Tabla 41. Resultados de los análisis de estabilidad para la excavación del vertedero - Suelo residual con comportamiento de condiciones Drenadas.

Comportamiento Drenado del Suelo Residual								
Sección	Escenario	Talud	Criterios de aceptación FS	FS determinístico	FS promedio (Monte Carlo)	Probabilidad de Falla %	Desv. Std.	Variable crítica
D	Caso Estático	Aguas arriba	1.4	3.88	3.91	0.00	1.19	Cohesión roca sana K-VE
	Caso pseudoestático	Aguas arriba	1.0	2.37	2.40	0.00	0.74	Cohesión roca sana K-VE
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Aguas arriba	1.2	3.34	3.36	0.00	1.17	Cohesión roca sana K-VE
E	Caso Estático	Talud MI	1.4	4.48	4.08	0.00	0.70	Cohesión suelo residual
		Talud MD	1.4	9.56	9.75	0.00	1.96	Cohesión roca meteorizada TO-MAC
	Caso pseudoestático	Talud MI	1.0	3.36	3.31	0.00	0.58	Cohesión suelo residual
		Talud MD	1.0	4.15	4.23	0.00	0.85	Cohesión suelo residual
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud MI	1.2	4.82	4.71	0.00	1.06	Cohesión suelo residual

		Talud MD	1.2	8.49	8.70	0.00	2.00	Cohesión suelo residual
--	--	----------	-----	------	------	------	------	-------------------------

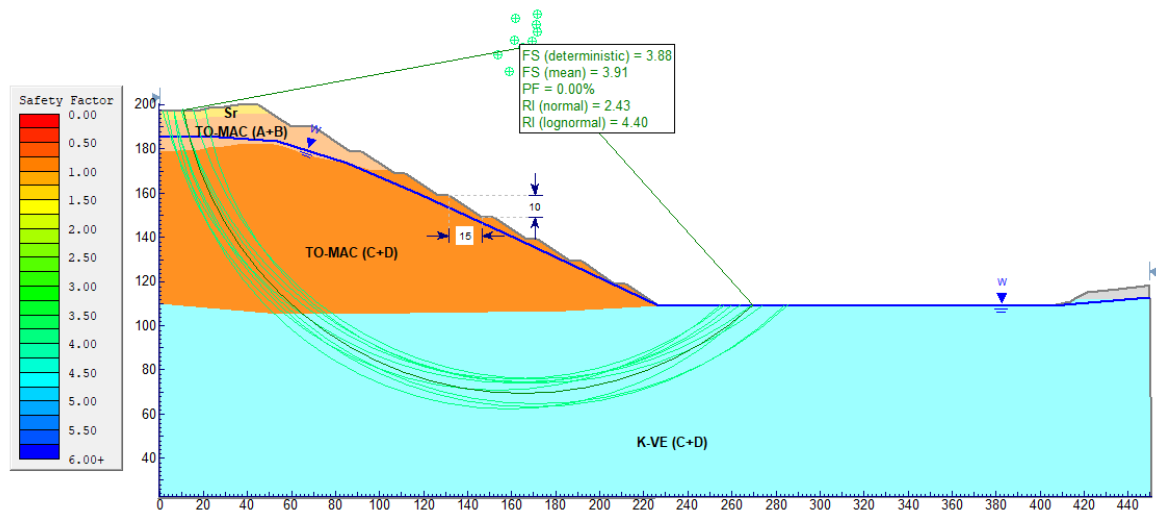


Figura 58. Análisis de estabilidad. Excavación vertedero. Condición estática. Sección D.

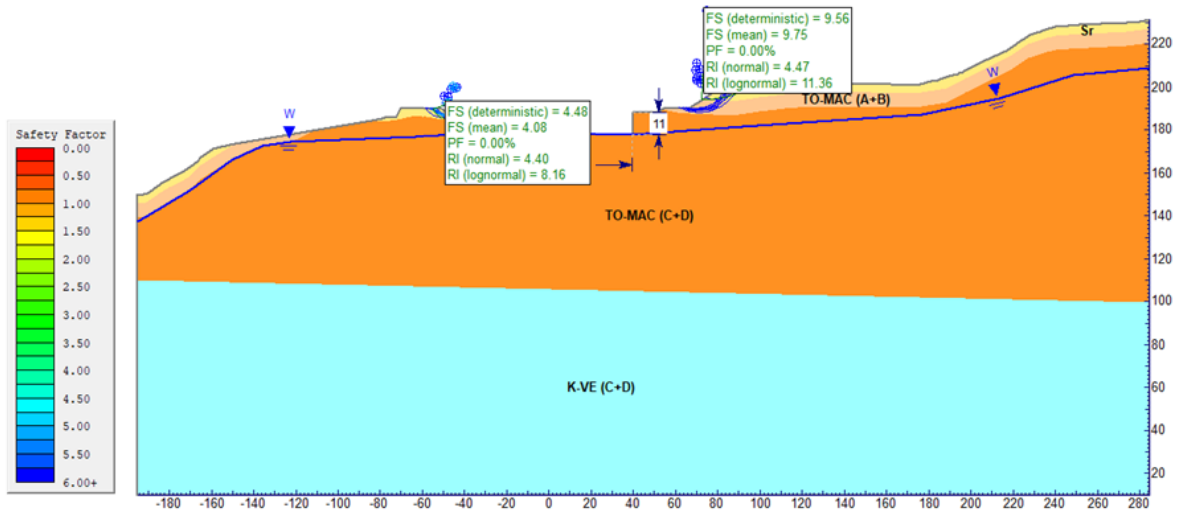


Figura 59. Análisis de estabilidad. Excavación vertedero. Condición estática. Sección E.

Los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad resumidos en la Tabla 41 muestran que en las dos secciones críticas seleccionadas todos los criterios de aceptación se cumplen. Adicionalmente, la probabilidad de falla en todos los casos es 0.00%.

4.6.2. Análisis de estabilidad cinemático

4.6.2.1. Identificación de cuñas o fallas planares

Para el análisis cinemático se contemplaron los parámetros de la geología estructural que se muestran en la Tabla 44.

Tabla 42. Parámetros Geología Estructural El Gato

DATOS ESTRUCTURALES ESTRATIFICACIÓN Y DIACLASAS - EL GATO

ID	RUMBO	BUZAMIENTO	DIP/DIRECTION	TIPO
J1	N45E	80°NW	315°	Diaclasa 1
J2	N50°W	90	-	Diaclasa 2
J3	N10°w	45°SW	260°	Diaclasa 3
J4	-	0	-	Estratificación

Adicionalmente, se obtuvo la geometría de la excavación del vertedero, para lo cual se nombraron los distintos taludes como lo muestra la Figura 60.

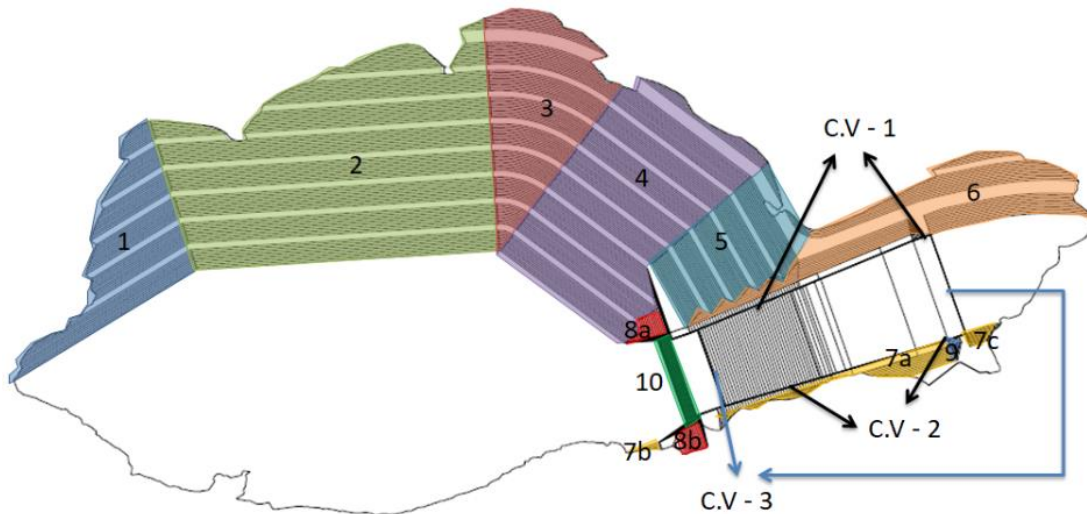


Figura 60. Identificación de Taludes - Vertedero El Gato

La cuenta con los datos de la geología estructural de los taludes señalados en la Tabla 43.

Tabla 43. Geometría de los taludes de la excavación del vertedero

Identificación de Talud	Pendiente (XH:1V)	Buzamiento (°)	Dirección de Talud (°)
1	1.5 : 1.0	34	59
2	1.5 : 1.0	34	86
3	1.5 : 1.0	34	
4	1.5 : 1.0	34	127
5	1.5 : 1.0	34	150
6	1.5 : 1.0	34	78
7a	1.5 : 1.0	34	254
7b	1.5 : 1.0	34	250
7c	1.0 : 1.0	45	254
8a	1.5 : 1.0	34	160
8b	1.5 : 1.0	34	160
9	1.0 : 1.0	34	193
10	0.5 : 1.0	63	160
C.V - 1	VERTICAL	90	67

C.V - 2	VERTICAL	90	253
C.V - 3	VERTICAL	90	160

En la Tabla 44 se presentan los resultados de las zonas inestables en roca, las cuales fueron analizadas por medio del software Pan Technica. De acuerdo con el análisis cinemático se identificaron bloques inestables con posibilidades de falla por cuña y por falla planar, correspondientes a los taludes 7C, CV2 y CV3 del vertedero .

Tabla 44. Resultados del análisis cinemático en el vertedero

Identificación de Talud	Buzamiento (°)	Dirección de Talud (°)	Modo de falla			F.S.
1	34	59	ESTABLE			ESTABLE
2	34	86	ESTABLE			ESTABLE
3	34	105	ESTABLE			ESTABLE
4	34	127	ESTABLE			ESTABLE
5	34	150	ESTABLE			ESTABLE
6	34	78	ESTABLE			ESTABLE
7a	34	254	ESTABLE			ESTABLE
7b	34	250	ESTABLE			ESTABLE
7c	45	254	J1	/	J3	1.13
8a	34	160	ESTABLE			ESTABLE
8b	34	160	ESTABLE			ESTABLE
9	45	193	ESTABLE			ESTABLE
10	63	160	ESTABLE			ESTABLE
C.V - 1	90	67	ESTABLE			ESTABLE
C.V - 2	90	253	J1	/	J2	0.13
C.V - 2	90	253	J3			1.13
C.V - 3	90	160	J1	/	J3	1.13

4.6.2.2. Protección y refuerzo de taludes de excavación

Debido a los bloques inestables identificados en los análisis de estabilidad cinemática se diseñó un sistema de refuerzo y protección de taludes compuesto por pernos de acero Tipo A1 con una pulgada de diámetro, concreto lanzado y malla electrosoldada.

Una vez identificados los bloques críticos se procedió con los análisis detallados de estabilidad y refuerzos necesarios para cada bloque. Estos análisis se realizaron con la metodología del Bloque Crítico, teniendo en cuenta los factores de seguridad indicados en la Tabla 45.

Tabla 45. Factores de seguridad mínimos para el diseño de los taludes de excavación

Talud	Factor de Seguridad mínimo		
	Caso Estático	Caso con sismo	Condición inusual (lluvias extremas)
Permanente	1.4	1.0	1.2

Para el caso de los taludes con mecanismo de falla planar se utilizó el programa RocPlane® de Rocscience para identificar la capacidad y longitud de los pernos requeridos luego se calculó el espaciamiento entre ellos.

Para el caso de los taludes con mecanismo de falla en cuña se utilizó el programa Swedge® de Rocscience para identificar la capacidad y longitud de los pernos requeridos luego se calculó el espaciamiento entre ellos.

Por facilidad constructiva y estandarización en los diseños se tomaron pernos de acero Tipo A1 con una pulgada de diámetro. La Tabla 46 muestra el resumen de los requerimientos en cuanto a espaciamiento y longitud total de pernos tipo A1 grado 60 con diámetro de una pulgada. Con el propósito de mitigar posibles caídas de bloques, se estimó una protección de pernos ocasionales de 3 m de longitud, espaciados cada 3 m en ambas direcciones en los taludes que no requieren refuerzo por falla planar, en cuña o volteo.

Tabla 46. Requisitos de refuerzo utilizando pernos tipo A1 grado 60 en el vertedero.

Identificación de Talud	Fuerza de trabajo -Perno A1 grado 60 (kN)	Espaciamiento Requerido (m)	Longitud Total de Pernos (m)
6	141	3	3
7a	141	3	3
7b	141	3	3
7c	141	7.5	6
8a	141	3	3
8b	141	3	3
9	141	3	3
10	141	5.5	6
C.V - 1	141	3	3
C.V - 2	141	12	1.5
C.V - 3	141	5.5	6

Los taludes: 1, 2, 3, 4 y 5 contarán con una protección de empedradización a partir de la EL 159 msnm, adicionalmente, el talud 6 contará con esta misma protección a partir de la EL 200 msnm. Los taludes: 1, 2, 3, 4 y 5 por su ubicación en la cantera y con el propósito de mitigar procesos de erodabilidad de la rocas, serán protegidos con concreto lanzado y malla electrosoldada por debajo de la EL 159 msnm.

Para el sistema de drenaje se colocarán huecos de drenaje de 10 m de longitud espaciados cada 5 m en ambas direcciones. En el caso puntual del talud 7c que cuenta con un espaciamiento de 7,50 m, se sugiere en una siguiente fase del proyecto al contar con más información, revisar estas dimensiones.

4.6.2. Aspectos constructivos del vertedero

Debido a que el portal de salida del túnel de desvío coincide con la zona del deflector y cuenco de amortiguación del vertedero, será necesario la construcción de un talud temporal que sirva como portal salida con su correspondiente canal de entrega hacia el río, debido a que el túnel es una obra que se requiere al inicio del proyecto para poder secar el sitio de fundación de la presa (Véase Fotografía 4). Adicionalmente, deberá dejarse un dique natural o tabique a lo largo de todo el cuenco de amortiguación del vertedero con el fin de que el río no ingrese hacia los túneles, tal y como se ha hecho en otros proyectos similares (Véase Fotografía 4).



Fotografía 4. Vista general de portales de salida de túneles de desvío y diques naturales de protección (Proyecto Sogamoso, INGETEC 2010).

Una vez avance la excavación del vertedero, culminando con la construcción del deflector y el cuenco de amortiguación, podrán removerse los diques de protección, permitiendo así la conexión de las aguas con el pie de presa, según se aprecia en la Fotografía 5.



Fotografía 5. Vista general de aguas abajo de la presa y vertedero de la C.H. Sogamoso con los portales de salida de los túneles de desvío integrados al cuenco de amortiguación e inundación del mismo por las descargas de la casa de máquinas y filtraciones de pie de presa (Central Sogamoso, INGETEC 2018)

4.7. CÁLCULO DE CANTIDADES

4.7.1. Excavaciones en corte abierto

Para el cálculo del volumen de excavación de la fundación del plinto y rellenos se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Con base en las curvas de nivel de la topografía inicial del terreno y de los contornos de la superficie de excavación se construyeron entidades geométricas que permitieron calcular el volumen de corte entre las superficies. Adicionalmente se realizó verificación del volumen mediante el método de las tajadas. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Volumen excavación de fundación del plinto y rellenos - Reporte Autodesk Civil 3D
315 802 m³
- Volumen excavación de fundación del plinto y rellenos- Método de las tajadas 315 771 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe una diferencia porcentual para la excavación de la fundación del plinto de 0.01%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

De acuerdo con el proceso anteriormente descrito, se evaluó el volumen de excavación para el vertedero. Los cálculos se muestran en el Anexo 1 .

- Volumen excavación de vertedero - Reporte Autodesk Civil 3D 4 949 090 m³
- Volumen excavación de vertedero - Método de las tajadas 4 939 022 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual para la excavación del vertedero 0.02%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

El área de desmonte y limpieza se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas usadas para la estimación de volumen. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el ..

- Área de chaflán de excavación de fundación del plinto y rellenos - Reporte Autodesk Civil 3D 94 995 m²
- Área de chaflán de excavación del vertedero - Reporte Autodesk Civil 3D 179 660 m²

4.7.2. Relleno presa

Para el cálculo del volumen de relleno de la presa se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Con base en las curvas de nivel de la topografía inicial del terreno y de los contornos de la superficie de relleno se construyeron entidades geométricas que permitieron calcular el volumen de relleno entre las superficies. Adicionalmente se realizó verificación del volumen mediante el método de las tajadas. Los cálculos se muestran en el Anexo 1. Este procedimiento se utilizó para el cálculo del volumen de ataguía y contra-ataguía.

- Volumen relleno presa - Reporte Autodesk Civil 3D 2 281 465 m³
- Volumen relleno presa - Método de las tajadas 2 281 465 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual para el volumen de relleno de la ataguía de 0.01%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

El estimativo de los rellenos por zona se realizó con base en entidades geométricas provenientes del modelo 3D de los rellenos. En el caso de la Zona 2A el área en planta y se multiplicó por el espesor correspondiente. Para la zona 2B y 3A se tomó el área de la cara de concreto y el área de la huella de los filtros sobre los estribos por el espesor correspondiente. Los volúmenes para las zonas 3B, 3C, 3D, 4 y Rip Rap se estimaron con base en el modelo geométrico 3D generado en Autodesk Civil 3D, se aclara que en el volumen de la zona 3B se incluyó el volumen correspondiente a la zona entre muro parapeto y talud aguas abajo como el producto del área transversal y la longitud de la cresta . Las áreas se calcularon mediante el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Área huella de los filtros Zona 2A - Reporte Autodesk Civil 3D 9 557 m²
- Volumen relleno Zona 2A 14 336 m³
- Área huella de los filtros Zona - Reporte Autodesk Civil 3D 9 557 m²
- Área de cara de concreto - Reporte Autodesk Civil 3D 43 556 m²
- Bordillo en concreto extrudado 13 066 m³
- Volumen relleno Zona 2B 77 219 m³
- Volumen relleno Zona 3A 90 285 m³
- Volumen relleno Zona 3B - Reporte Autodesk Civil 3D 1 002 308 m³
- Volumen relleno Zona 3C - Reporte Autodesk Civil 3D 305 995 m³
- Volumen relleno Zona 3D - Reporte Autodesk Civil 3D 661 871 m³
- Volumen relleno Zona 4 - Reporte Autodesk Civil 3D 68 484 m³

4.7.3. Relleno ataguía y contra-ataguía

De forma similar a los rellenos de la presa, para el cálculo del volumen de relleno de ataguía y contra-ataguía se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Con base en las curvas de nivel de la topografía inicial del terreno y de los contornos de la superficie de relleno se construyeron entidades geométricas que permitieron calcular el volumen de relleno entre las superficies. Igualmente, se realizó verificación del volumen mediante el método de las tajadas. Los cálculos se muestran en el Anexo 1. Este procedimiento se utilizó para el cálculo del volumen de ataguía y contra-ataguía.

- Volumen relleno pre-ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 2 557 m³
- Volumen relleno pre-ataguía - Método de las tajadas 2 521 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual para el volumen de relleno de la ataguía de 1.38%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

- Volumen relleno ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 78 287 m³
- Volumen relleno ataguía - Método de las tajadas 78 405 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual para el relleno de la contraataguía de 6.36%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

- Volumen relleno contra-ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 4 827 m³
- Volumen relleno contra-ataguía - Método de las tajadas 4 864 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual para el relleno de la contraataguía de 0.76%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

El área de desmonte y limpieza se estimó a partir del chaflán de relleno obtenido de las entidades geométricas usadas para la estimación de volumen. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Área de chaflán de relleno pre-ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 785 m²
- Área de chaflán de relleno ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 9 040 m²
- Área de chaflán de relleno contra-ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 1 597 m²

4.7.4. Tratamiento para la fundación

El tratamiento de la fundación consiste en regularizar la zona de huella de la presa (filtros y rellenos) después de terminar la excavación o en la excavación de protuberancias de roca o salientes. Adicionalmente, a la regularización en la zona de la huella del plinto se colocará concreto dental con un espesor estimado de 0.5 m en el 25 % de la huella del plinto, para la estimación del área se tomó la longitud de cada tramo del plinto multiplicado por su ancho correspondiente. El área de tratamiento se mide en planta. Esta área se calculó mediante el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Área de huella de los filtros - Reporte Autodesk Civil 3D 9 047 m²
- Área de huella de los rellenos - Reporte Autodesk Civil 3D 85 948 m²
- Área de huella del plinto - Reporte Autodesk Civil 3D 4 405 m²
- Concreto dental 551 m³

De forma similar a nivel de la solera del vertedero se colocará concreto dental con un espesor estimado de 0.5 m en el 25 % de la solera del vertedero

- Área de solera del vertedero - Reporte Autodesk Civil 3D 14 605 m²

- Concreto dental 1 826 m³

4.7.5. Inyecciones

4.7.5.1. Inyecciones de consolidación

Las inyecciones de consolidación se proyectan como dos hileras en el plinto externo, en esta zona se realizarán inyecciones primarias de 6 m de longitud espaciadas cada 6 m. Se estima que se implementarán inyecciones de consolidación secundarias en el 100% del área, terciarias en el 50% del área. Las anteriores, se realizarán en tresbolillo entre las primarias y las terciarias en tresbolillo con las secundarias y así sucesivamente. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Longitud de inyecciones de consolidación -presa 1 596 m
- Longitud de inyecciones de consolidación - vertedero 798 m

4.7.5.2. Inyecciones profundas

Las inyecciones profundas se proyectan como una hilera en el plinto externo. En esta zona se realizará una línea de inyecciones primarias de entre 10 y 40 m separadas cada 6 m. Las inyecciones primarias deben realizarse en su totalidad, mientras que las secundarias y terciarias se realizan dependiendo de los ensayos de permeabilidad de chequeo que se realizan conforme avancen los trabajos de inyección.

Se estima que las inyecciones secundarias y terciarias corresponden con el 100% y el 50% de las inyecciones primarias, respectivamente. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Cortina de inyecciones profundas - presa 4 790 m
- Cortina de inyecciones profundas - vertedero 1 260 m

4.7.6. Soporte y protección de taludes de excavación

4.7.6.1. Empradización

La protección vegetación se colocará en los taludes de corte cuya superficie expuesta corresponde a suelo residual o roca muy meteorizada. Se estima que los taludes por encima de la EL 159 msnm en la cantera y el talud cerca al canal de aproximación, encima de la EL 200 msnm tendrán esta condición. El área de protección se estimó a partir de la proyección del área en planta de dichos taludes con la pendiente correspondiente. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Área de taludes de excavación plinto 4 741 m²
- Área de taludes de excavación vertedero 26 041 m²

4.7.6.2. Concreto lanzado (concreto neumático) y malla electrosoldada

Los taludes de corte en roca (fracturada, medianamente o poco meteorizada) se protegerán con concreto lanzado de 10 cm de espesor y malla electrosoldada con el fin de evitar su deterioro y alteración ante agentes externos y que puedan ocasionar el desprendimiento de pequeños bloques. El volumen total de concreto lanzado corresponde al área de los taludes protegidos con este sistema por el espesor de la capa de concreto (espesor = 10 cm). El área de protección se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Área de taludes malla electrosoldada excavación plinto 13 506 m²
- Volumen concreto lanzado excavación plinto 1 351 m³

- Área de taludes malla electrosoldada excavación vertedero 19 329 m²
- Volumen concreto lanzado excavación vertedero 1 933 m³

4.7.6.3. Drenajes cortos - lagrimales

Los taludes con protección de concreto lanzado estarán provistos de lagrimales cortos de 50 cm de profundidad, espaciados cada 2 m. El área de protección se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Longitud drenes cortos- lagrimales excavación plinto 1 689 m
- Longitud drenes cortos- lagrimales excavación vertedero 2 416 m

4.7.6.4. Drenajes profundos

En todos los taludes protegidos con concreto lanzado y con emperadización deberán perforarse huecos de drenaje profundo. Dichos drenes serán de 10 m de profundidad y serán colocados con un espaciamiento de 5 m entre cada hueco. El área de protección se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Longitud drenes profundos excavación plinto 8 040 m
- Longitud drenes profundos excavación Vertedero 69 780 m

4.7.6.5. Pernos Tipo A1

Los taludes de corte en roca fracturada, medianamente o poco meteorizada que sean susceptibles a desprendimientos o formación de cuñas potencialmente inestables se protegerán con concreto lanzado, malla electrosoldada y pernos Tipo A1 (diámetro = 1 pulgada). La cantidad de pernos se calculó dividiendo el área de los taludes protegidos con este sistema, por el área aferente de cada perno de protección. La longitud total de pernos corresponde al número de pernos recomendado, multiplicado por la longitud de cada perno. El área de protección se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Pernos de anclaje diámetro 25 mm (1") excavación plinto 6 701 m
- Pernos de anclaje diámetro 25 mm (1") excavación vertedero 7 724 m

4.7.6.6. Cunetas

Las cunetas se colocarán a lo largo de las bermas de los cortes, al pie de cada talud. La unidad de las cunetas es por metro lineal que se colocarán a lo largo de las bermas de los cortes.

- Longitud de las cunetas excavación plinto 1 352 m
- Longitud de las cunetas excavación vertedero 4 660 m

4.7.7. Instrumentación geotécnica

El suministro, instalación y mantenimiento de la instrumentación geotécnica para la presa se consideró mediante un valor global por metro cúbico de volumen de relleno. El volumen de la presa se estimó con base en los contornos de la superficie de excavación y los contornos de la superficie de relleno mediante el programa Autodesk Civil 3D.

- Volumen referencial para el cálculo del suministro, instalación y mantenimiento de la instrumentación geotécnica
2 288 228 m³

5. DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS SUBTERRÁNEAS

5.1. GENERALIDADES

En la siguiente sección, se presenta el diseño a nivel conceptual de las obras subterráneas, el cual está conformado por las siguientes partes:

- Se presenta una descripción de las obras subterráneas; diámetros, longitudes, coberturas entre otros aspectos.
- A partir de los aspectos geológicos relacionados con el proyecto como estratigrafía, geomorfología, estructuras geológicas y la información de campo e investigaciones geotécnicas se realiza la caracterización geotécnica de la roca y del macizo rocoso para las obras subterráneas.
- Se analizan varios aspectos geotécnicos de las obras subterráneas, como mecanismos de falla, se establecen secuencias de excavación y tipos de soporte y se estima la distribución de los tipos de terreno. También, se analiza el uso del revestimiento en los túneles, se estiman infiltraciones durante excavación y se hace un pre dimensionamiento de tapones.
- Se presenta un estimativo de rendimientos y tiempos de construcción, considerando el método de perforación y voladura.
- Se presenta el cálculo de Cantidades de obra de las obras subterráneas.

5.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS

El desarrollo multipropósito El Gato, en la cuenca del río La Villa, está conformado por una presa de gravedad en CFRD (enrocado con cara de concreto) de 82 m de altura, un túnel de desviación localizado en la margen derecha del río El Gato de 445.3 m de longitud, previsto con una sección en herradura con paredes rectas (HPR) con sección de excavación de 7.1 m de diámetro, comprendido entre las cotas de solera 109.8 msnm y 104.86 msnm.

También, por la margen derecha de la ladera se ha previsto ubicar el sistema de descarga de fondo del proyecto, el cual estará conformado por un túnel que trabajará inicialmente a presión, una cámara de compuertas y un túnel que trabajará a flujo libre, el cual entregará el caudal al cuenco del vertedero de la presa y posteriormente al río El Gato. El túnel a presión tendrá un diámetro de excavación con una sección en herradura paredes rectas (HPR) de 4.50 m de diámetro y el túnel a flujo libre con una sección HPR será de 5.30 m de diámetro. El túnel de descarga de fondo estará localizado entre las elevaciones 129.65 msnm y 114.12 msnm, saliendo por debajo del vertedero de la presa. El sistema de descarga de fondo incluyendo la Cámara de Compuertas tendrá una longitud de 403.3 m.

Adicionalmente, por la margen derecha se localizará el sistema de descarga de usos que discurrirá paralelo al túnel de descarga de fondo hasta intersectarlo en el tramo de túnel a flujo libre. El túnel de descarga de usos inicia con un tramo a presión con sección de excavación en HPR de 3.2 m de diámetro el cual se conecta a una cámara de válvulas. Después de la cámara, el túnel continúa a flujo libre con una sección HPR de 5.30 m. El túnel de usos, estará localizado entre las elevaciones 129.65 msnm y 123.42 msnm, en la intersección con el túnel de descarga de fondo. El sistema de descarga de usos incluyendo la Cámara de válvulas tendrá una longitud de 314.9 m.

En la Figura 61, se aprecia una planta de localización del proyecto multipropósito El Gato, incluyendo las obras subterráneas por la margen derecha del río El Gato, como son el túnel de desvío y los túneles de uso para los distritos de riego y descarga de fondo.

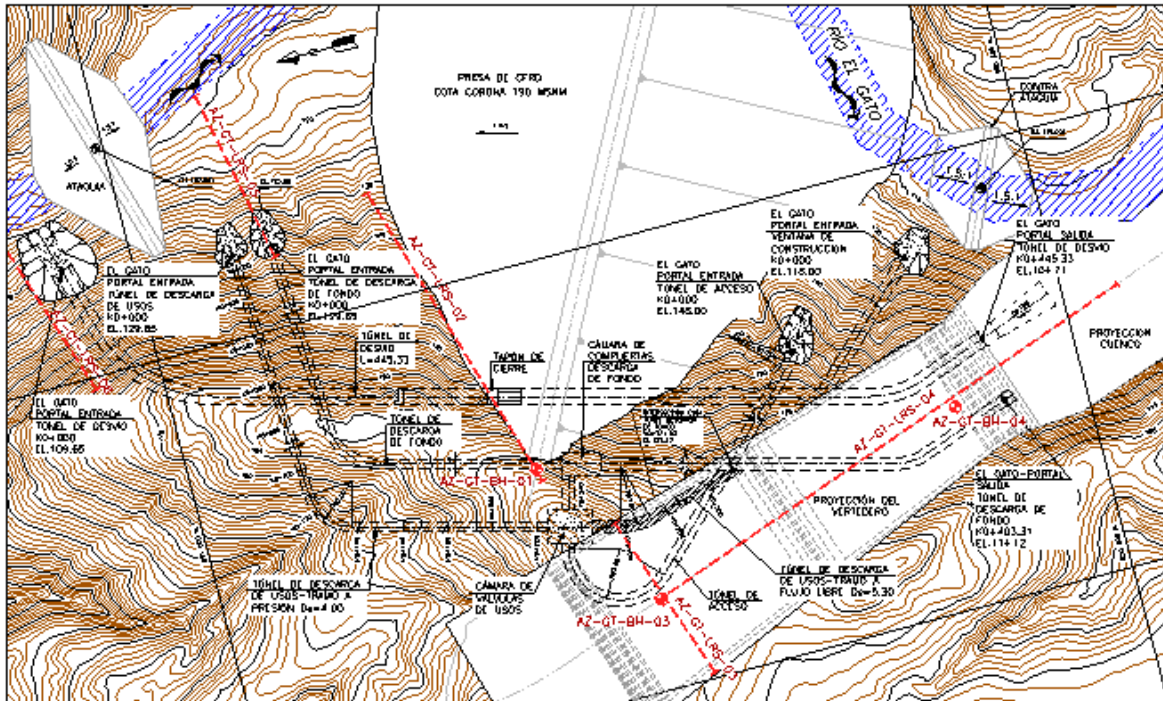


Figura 61. Planta de localización del proyecto El Gato.

5.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

5.3.1. Investigaciones geotécnicas

En este numeral se presenta un resumen de las investigaciones geotécnicas que fueron utilizadas para el diseño conceptual geotécnico de las obras subterráneas. Las perforaciones realizadas en el área del proyecto y consideradas para la evaluación geotécnica de los túneles se relacionan en la Tabla 47. En la Figura 61, se presenta en planta la ubicación de las perforaciones ejecutadas.

Tabla 47. Localización de las perforaciones en la zona de las obras subterráneas (margen derecha)

Perforación	Este	Norte	Elevación	Profundidad (m)
AZ-GT-BH-01	542.510,00	850.848,00	196	35
AZ-GT-BH-03	542.440,00	850.808,00	201	35
AZ-GT-BH-04	542.489,00	850.659,00	169	35

De las perforaciones realizadas en el proyecto, se obtuvieron muestras de material intacto a los que se les ejecutaron ensayos de laboratorio. La descripción de los resultados de dichos ensayos se presenta en el Capítulo 4 del presente informe. Adicionalmente se cuenta con los resultados de las líneas sísmicas (Ver Capítulo 4) que permiten inferir la rigidez de los materiales que conforman el perfil estratigráfico de la zona de estudio.

5.3.2. Propiedades de la roca intacta

Con base en la información geológica de campo, los sondeos en el área del proyecto y los resultados de ensayos de laboratorio de muestras tomadas de las perforaciones (Ver Capítulo 4), se establecieron las propiedades geomecánicas de las rocas ígneas volcánicas del Grupo Macaracas conformadas por tobas y lapilli, en las cuales se espera excavar los túneles de descarga de fondo y acceso a la cámara de válvulas. Para la excavación del túnel de desviación se espera encontrar rocas del grupo Playa Venado, compuestas por tobas andesíticas y lavas tipo basalto-andesítico, para la cual se esperan propiedades de la roca intacta similares a las tobas del Grupo Macaracas.

Según los rangos de valores de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad, la roca intacta se clasificó de acuerdo con los criterios de Deere & Miller (1966) a partir del módulo relativo (MR), el cual se define como la relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión simple. De acuerdo con los valores de resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y módulo relativo, se puede concluir que las tobas y lapilli del grupo Macaracas, corresponde a rocas de resistencia media a baja y módulo relativo medio a bajo, siendo de comportamiento dúctil. (Véase Figura 62).

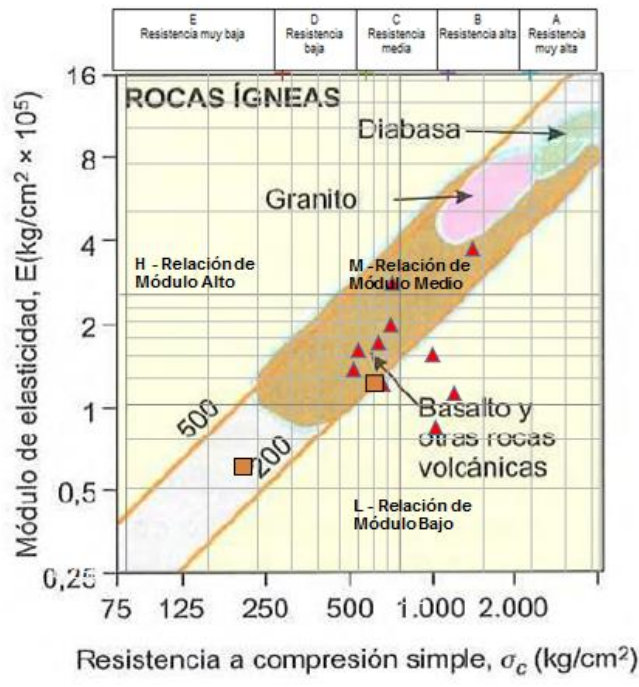


Figura 62. Clasificación de la roca intacta. Deere y Miller (1966). (Puntos rojos, datos de ensayos de laboratorio).

5.3.3. Niveles de meteorización

De acuerdo con las inspecciones de campo en el sector de El Gato, los resultados de los registros de los sondeos ejecutados en el área del proyecto y las líneas de refracción sísmica, en términos generales los espesores de los niveles de meteorización del macizo rocoso establecidos según los criterios del ISRM (1981) se resumen en la Tabla 48. En términos generales se estima que la roca se presentará de buena calidad a partir de los 15 m de profundidad, aunque más fracturada hacia los portales de los túneles.

Tabla 48. Niveles de meteorización.

Nivel de Meteorización (*)	Profundidad ((m)
VI - V	0-10
IV-III	10-15
II-I	>15

I: Fresco. II: Ligeramente meteorizado. III: Moderadamente meteorizado. IV: Altamente meteorizado. V: Completamente meteorizado. VI: Suelo residual.

5.3.4. Características de fracturamiento (RQD)

Con respecto al fracturamiento del macizo rocoso, considerando los recorridos de campo en el sector de El Gato, los resultados de los sondeos y las líneas de refracción sísmica realizadas en el área del proyecto, en la Tabla 49, se presenta un resumen de la variación de los valores de RQD.

Tabla 49. Resumen de RQD de los sondeos

Profundidad	RQD AZ-GT-BH-01	RQD AZ-GT-BH-03	RQD AZ-GT-BH-04
0 - 5	0	0	0
5 - 10	0	0	0
10 - 15	0	73-75	29-27
15 - 20	70-78	73-93	59-25
20 - 25	74-94	93-41	31-22
25 - 30	82-99	95-53	70-28
30 - 35	80-97	92-35	25-37

De acuerdo con lo indicado en la tabla anterior, hacia la parte media del trazo de las conducciones subterráneas el RQD a 15 m de profundidad es mayor al 70%, mientras que hacia los portales la roca a la misma profundidad se encuentra más fracturada con valores de RQD del orden de 30%.

En la Figura 63, se aprecia la condición típica de la roca en el costado derecho de la ladera del río El Gato, en donde quedarán ubicadas las obras subterráneas.

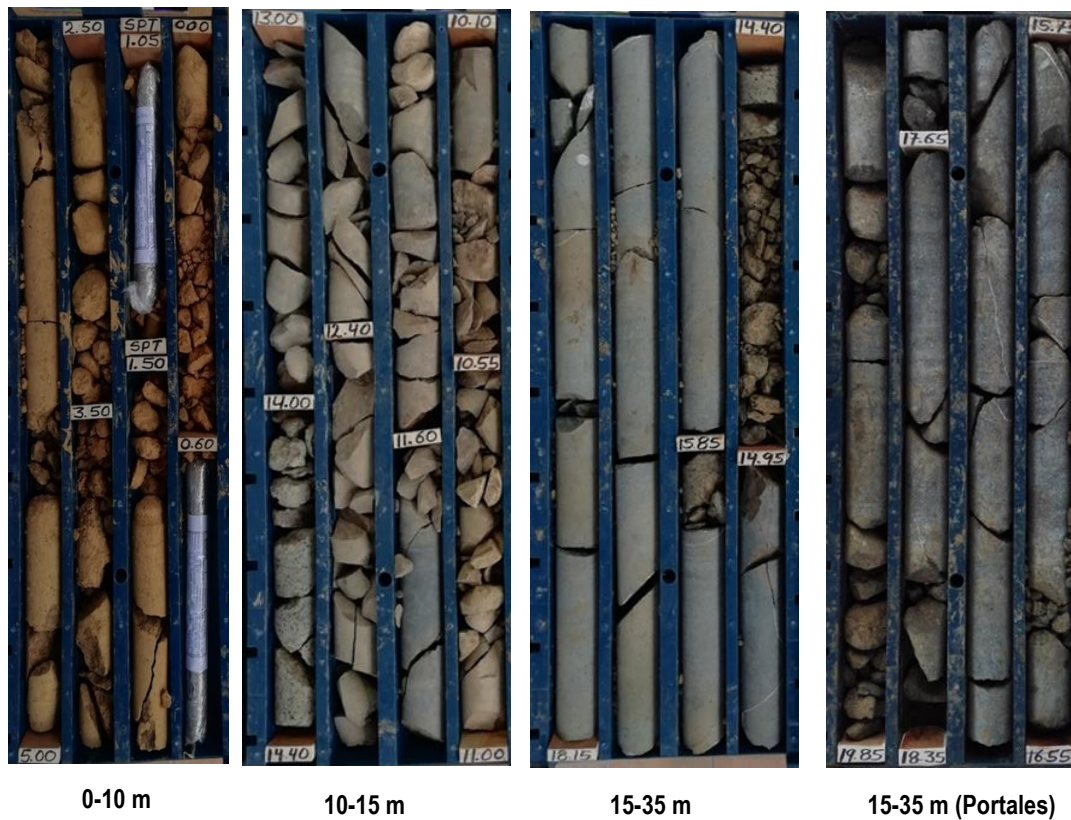


Figura 63. Estado típico de la roca a diferentes profundidades.

5.3.5. Clasificación del macizo rocoso

La clasificación geotécnica se realizó para evaluar la calidad del macizo rocoso y estimar en forma aproximada aspectos como resistencia y deformabilidad, con el fin de definir de manera preliminar las características de los sistemas de soporte.

La clasificación geomecánica del macizo rocoso se estableció a partir de las propiedades de la roca intacta, los niveles de meteorización, la calidad de la roca a través del RQD y las características de los sistemas de fracturamiento, entre otros. Para ello, se empleó la metodología de Hoek (1996), determinando el parámetro GSI (Geological Strength Index).

La estimación del índice GSI, se hizo a partir de los criterios y nomograma propuesto por Hoek (1996), identificando la categoría del macizo, en función de la descripción cualitativa del mismo; teniendo en cuenta observaciones in-situ del tipo de material, características de las discontinuidades presentes y las condiciones de las superficies de contacto. Con base en estos datos y sobre el nomograma mencionado se estimaron los índices GSI para cada uno de los niveles de meteorización. (Ver Figura 64).

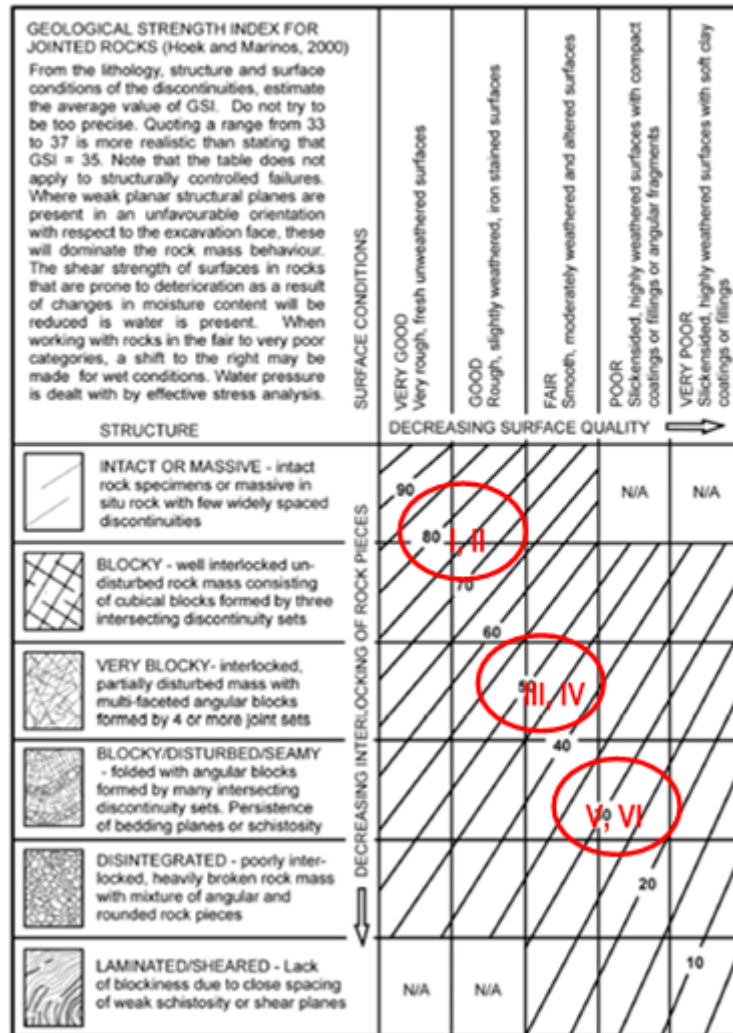


Figura 64. Clasificación del macizo rocoso para obras subterráneas. Índice GSI.

5.3.6. Permeabilidad

Por otra parte, se estimó la permeabilidad del macizo rocoso en la zona de las obras subterráneas, a partir de las características del terreno establecidas según la geología de la zona y los registros de las perforaciones.

De acuerdo con lo anterior, se estima que la permeabilidad promedio del macizo rocoso para las tobas y lapilli, de acuerdo con experiencias de infiltraciones en obras subterráneas en rocas similares puede ser del orden de $1 \cdot 10^{-7}$ m/s. Para los sectores de los túneles en los cuales el macizo de roca se encuentra intensamente fracturado, se asumió un valor de permeabilidad alto del orden de $1 \cdot 10^{-5}$ m/s.

5.4. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS OBRAS SUBTERRÁNEAS

5.4.1. Mecanismos de falla

Para establecer los tipos de terreno que se pueden encontrar durante el desarrollo de las excavaciones subterráneas, se analizaron en primer lugar, los principales mecanismos de falla que pueden ocurrir durante la construcción de las obras.

Como mecanismos de falla existen varios dependiendo de la litología, la cobertura de roca, el grado de fracturamiento, el grado de alteración o meteorización, la presencia o no de agua subterránea, la mineralogía, la presencia de fallas entre otros, los cuales son enumerados en la Tabla 50.

Tabla 50. Mecanismos de falla en túneles.

Mecanismo de falla	Grado de fracturamiento	Resistencia de la roca intacta o comportamiento	Cobertura de roca	Presencia de agua subterránea	Alteración de la masa de roca	Mineralogía	Notas
Rockburst o popping	Masiva	Alta - Frágil	Muy alta > 600 m	No aplica	Roca sana	No aplica	
Hinchamiento o swelling	Masiva o fracturada	Media a baja-dúctil	Independiente	Importante	Alterada o sana	Esméctica u otros.	1
Squeezing Ground	Fracturada	Baja- Dúctil	Alta a mediana	Importante	Alterada o sana	Minerales arcillosos	1,3
Cuñas de roca o caídas de rocas	Medianamente fracturada a fracturada	Alta a Baja	Independiente	Puede afectar	Sana	No aplica	2,4
Cargas de desprendimiento	Muy fracturada o triturada – Material de suelo	Alta a baja	Alta o baja	Afecta estabilidad	Alterada	No aplica	1,5
Terreno que fluye- Flowing ground	Muy fracturado o material suelto o deleznable	Media a baja	Independiente	Importante- Presencia de agua a presión	Alterada	No aplica	1,5
Terreno que rueda- running ground	Muy fracturado o material suelto o deleznable	Media a baja	Independiente	No aplica	Alterada	No aplica	1,5

1. Zonas de falla, 2. Tres o más sistemas, 3. Tamaño del túnel influye en las deformaciones, 4. Tamaño influye en la cantidad de cuñas o bloques, 5. Materiales con baja o nula cohesión.

De acuerdo con la litología y características de la roca intacta como del macizo rocoso y la cobertura que atravesarán los túneles, se establecieron los mecanismos de falla probables indicados en la Tabla 51:

Tabla 51. Mecanismos de falla probables para los Túneles.

Mecanismos de falla	Macizo
Rockburst o popping	NA
Hinchamiento o swelling	NA
Squeezing Ground	E
Cuñas de roca o caídas de rocas	A
Cargas de desprendimiento	A
Terreno que fluye- Flowing ground	NA
Terreno que rueda- running ground	NA

NA= No aplica; A = Aplica; E= Eventualmente

De acuerdo con los anteriores mecanismos de falla, los terrenos o clases de roca se pueden relacionar de la forma indicada en la Tabla 52:

Tabla 52. Tipos de terreno por mecanismo de falla en túneles.

Mecanismos de falla	Tipo I	Tipo II	Tipo IIIA	Tipo IIIB	Tipo IV
---------------------	--------	---------	-----------	-----------	---------

Rockburst o popping	A (1)	A (1)	-	-	-
Hinchamiento o swelling	-	-	-	-	A (5)
Squeezing Ground	-	-	A (1) (2)	-	A (1) (3)
Cuñas de roca o caídas de rocas	A	A	A (4)	-	-
Cargas de desprendimiento	-	-	-	A	A (1)
Terreno que fluye- Flowing ground	-	-	A (6)	-	A (6)
Terreno que rueda- running ground	-	-	-	A (7)	A (7)

A = Aplica

1. Para el proyecto no aplica porque no hay coberturas altas.

2. Empujes leves a medios.

3. Empujes medios.

4. Eventualmente se puede presentar.

5. No aplica porque la mineralogía no es de tipo expansivo.

6. No aplica porque no hay acuíferos confinados con niveles de agua altos.

7. No hay materiales de falla o inestables en el cuerpo del túnel.

En la Tabla 53, a continuación se establece en forma resumida el tipo de sostenimiento más utilizado para contrarrestar los mecanismos de falla identificados para los túneles:

Tabla 53. Tipos de soporte por mecanismos de falla en túneles.

Mecanismos de falla	CL +F	PA	AM	EN	SP -SC	NC	D y/o I
Cuñas de roca o caídas de rocas	X	X					
Cargas de desprendimiento	X		X	X	X (1)		X
Squeezing Ground	X	X	X		X		
Terreno que rueda - Running Ground	X		X	X	X	X	X

CL= Concreto lanzado, F=fibra, PA= pernos de anclaje, AM= Arcos metálicos, EN= enfilajes, SP= Sección parcializada, SC= solera curva, D= huecos de drenaje, I= inyecciones, NC = núcleo natural central de sostenimiento. 1. Solera curva. No aplica en este caso por ser de baja cobertura.

5.4.2. Excavación y soporte de los túneles

La secuencia de los trabajos de excavación y colocación de soporte en los túneles, se establece a partir de una clasificación del terreno, la cual se estructura y formula con base en los siguientes parámetros: descripción del terreno en términos de su litología y grado de fracturación, descripción del comportamiento del terreno para las condiciones prescritas de sistema de excavación y soporte, influencia del agua de infiltración en el comportamiento del terreno y descripción de la secuencia de excavación y soporte requerida.

A continuación se describen los cuatro tipos de terreno que se esperan encontrar en la excavación de los túneles:

5.4.2.1. Terreno Tipo I

Corresponde esta clasificación a roca de resistencia media a alta, poco fracturada y estable, caracterizada por rocas ígneas volcánoclasticas correspondientes a tobas y lapilli, donde se puede avanzar sin necesidad de colocar soporte en el frente de la excavación. En este tipo de terreno las infiltraciones pueden presentarse en forma de chorros, concentradas a lo largo de las fracturas de la roca y sin que produzca ningún tipo de inestabilidad. En este tipo de terreno las obras se podrán excavar en una sola etapa y no habrá limitación de avance por ciclo de excavación.

Las superficies excavadas no requieren soporte excepto por la colocación de concreto lanzado, con fibra de acero, de 5 cm de espesor y pernos de anclaje de 25 mm de diámetro de aproximadamente un radio de la excavación de longitud, en sitios localizados por motivos de seguridad.

5.4.2.2. Terreno Tipo II

Corresponde esta clasificación a rocas de resistencia media a baja, moderadamente fracturada de rocas ígneas volcanoclásticas. Pueden existir trazos de meteorización en algunos planos de discontinuidad, por lo que existe la posibilidad que se produzcan desprendimientos en la clave con el tiempo. Las infiltraciones pueden presentarse en forma de goteo y/o chorros, sin llegar a afectar la estabilidad de las obras, limitándose a producir pequeños desprendimientos locales en la clave y en las paredes. La excavación podrá ser realizada en una o dos etapas con limitación de avance máximo a 3 m por ciclo.

El sistema de soporte para este terreno consistirá en concreto lanzado de 10 cm de espesor reforzado con fibra de acero en toda la sección y anillos de pernos de anclaje de 25 mm de diámetro radiales separados cada 2.0 m, en la bóveda del túnel con una longitud de aproximadamente un radio de la excavación, separados radialmente 1.5 m.

Dependiendo de las condiciones del sitio, se podrá requerir la colocación de pernos de anclaje y/o concreto lanzado reforzado con fibra, adicionales en cualquier parte de la sección.

5.4.2.3. Terreno Tipo IIIA

El terreno Tipo IIIA corresponde a rocas de resistencia baja a muy baja, fracturadas, donde los planos de discontinuidad se pueden presentar alterados o meteorizados. En este tipo de terreno el material empieza a desprenderse en el frente y no permite llevar la excavación en toda la sección, sino que se deberá excavar primero la sección superior y luego la sección inferior. El avance por ciclo en la sección superior no podrá ser mayor de 1.5 m aclarándose que éste es un avance máximo, pudiéndose encontrar sectores con avances posibles por ciclo menores.

En este terreno es posible que se requiera de pernos hacia delante (spilling), para controlar las sobre excavaciones del frente previas al avance de la excavación. Las infiltraciones de agua si bien pueden ser de magnitud moderada, podrán aumentar apreciablemente los desprendimientos y deberán controlarse inmediatamente.

El sistema de soporte consistirá en la colocación de pernos de anclaje de 25 mm de diámetro dirigidos hacia adelante (spilling) donde se requieran, aplicación de 15 cm de concreto lanzado reforzado con fibra en capas de 5 cm, colocación de arcos de acero tipo HEB o similares separados cada 1.5 m y colocación de anillos de pernos radiales de 25 mm de diámetro en toda la sección del túnel separados cada 1.5 m. Los pernos tendrán una longitud de aproximadamente un radio de la excavación, separados radialmente 1.5 m.

5.4.2.4. Terreno tipo IIIB

El terreno Tipo IIIB corresponde a materiales de roca muy alterada, friables o deleznales, a zonas de falla o esfuerzo con material muy fracturado y blando. Se incluyen en este terreno, los depósitos de suelo residual en la zona aledaña a los portales. Las infiltraciones de agua pueden ser moderadas y pueden aumentar apreciablemente los desprendimientos, por lo que se deberán controlar rápidamente.

En este tipo de terreno se podrá requerir la utilización de un núcleo central de sostenimiento natural del frontón mientras se coloca el soporte perimetral. También, se puede requerir el uso de perforaciones piloto al frente de excavación y huecos de drenaje para aliviar presiones de agua. La excavación se deberá ejecutar en dos o tres etapas. Primero, se excavará la sección de la bóveda, posteriormente, el banqueo. El avance por ciclo en la sección superior no podrá ser mayor de 1.0 m, aclarándose que éste es un avance máximo, pudiéndose encontrar sectores con avances posibles por ciclo menores.

En el terreno Tipo IIIB se deberán colocar enfilajes antes de cada avance, para sostener el techo previamente al avance en materiales de baja cohesión, deleznales y/o de roca muy fracturada y/o alterada. Los enfilajes consisten en tubos de 51 mm de diámetro instalados en el techo del túnel hacia adelante (forepoling), inyectados con mortero de cemento de diámetro de 9 m de longitud, espaciados cada 0.30 m entre las zonas horarias 10 a 2. Los enfilajes pueden ser reemplazados por pernos auto perforantes en caso de colapso de las perforaciones en terrenos inestables. Los paraguas de enfilajes consecutivos se deben traslapar de 2 a 3 m entre sí.

Además de los enfilajes, el sistema de soporte consistirá en la aplicación de concreto lanzado de 15 cm de espesor en capas de 5 cm y arcos de acero tipo HEB separados cada 1.0 m.

5.4.3. Estimativo de tipos de terreno

Para establecer los porcentajes de terreno de las obras, se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- Niveles de meteorización de la roca que serán atravesadas, con su caracterización en cuanto a resistencia, consistencia y calidad del macizo rocoso.
- Cobertura de roca por encima de la obra que influirá en el comportamiento durante excavación.
- Perfil geológico inferido de los registros de los sondeos exploratorios y reconocimientos superficiales.
- Clasificación geomecánica del macizo en los diferentes niveles de meteorización de la roca donde se tienen en cuenta parámetros cualitativos y cuantitativos del macizo rocoso.
- Comportamiento del macizo rocoso según los mecanismos de falla mencionados.
- Condiciones de agua subterránea esperada en la obra subterránea.
- Estructuras geológicas (estratificación y discontinuidades estructurales en la zona).
- El sistema constructivo de excavación de la obra; sistema de excavación convencional con perforación y voladura o sistemas mecánicos.

Con base en los anteriores aspectos, se preparó la Tabla 54, la cual muestra los porcentajes de terreno estimados, para las obras subterráneas.

Tabla 54. Porcentaje de terreno estimado.

Obra	Longitud (m)	Tipos de Terreno %			
		I	II	IIIA	IIIB

Túnel de desviación	445.3	10.0	50.0	36.0	4.0
Ventana desviación	67.6	10.0	38.0	38.0	14.0
Túnel de descarga de fondo	385.9	10.4	47.8	37.6	4.2
Túnel de descarga de usos	294.9	10.7	47.7	36.3	5.3
Cámara de compuertas de descarga de fondo	17.4		100.0		
Cámara de válvulas de descarga de usos	20,0		100.0		
Galería de acceso a cámara de compuertas de descarga de usos	191.2	12.0	50.0	30.0	8.0

En la Figura 65, Figura 66 y Figura 67, se presentan los perfiles geológicos-geotécnicos con las estimaciones de tipos de terreno que se encontrarán durante la excavación.

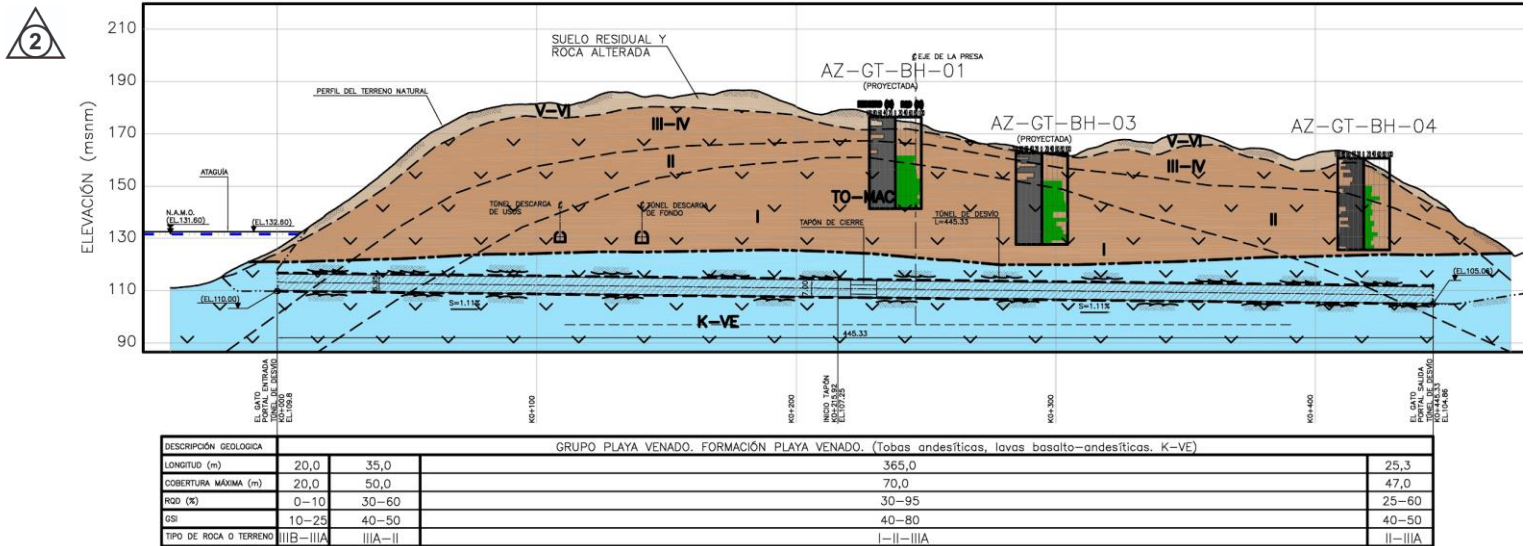


Figura 65. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de desvío

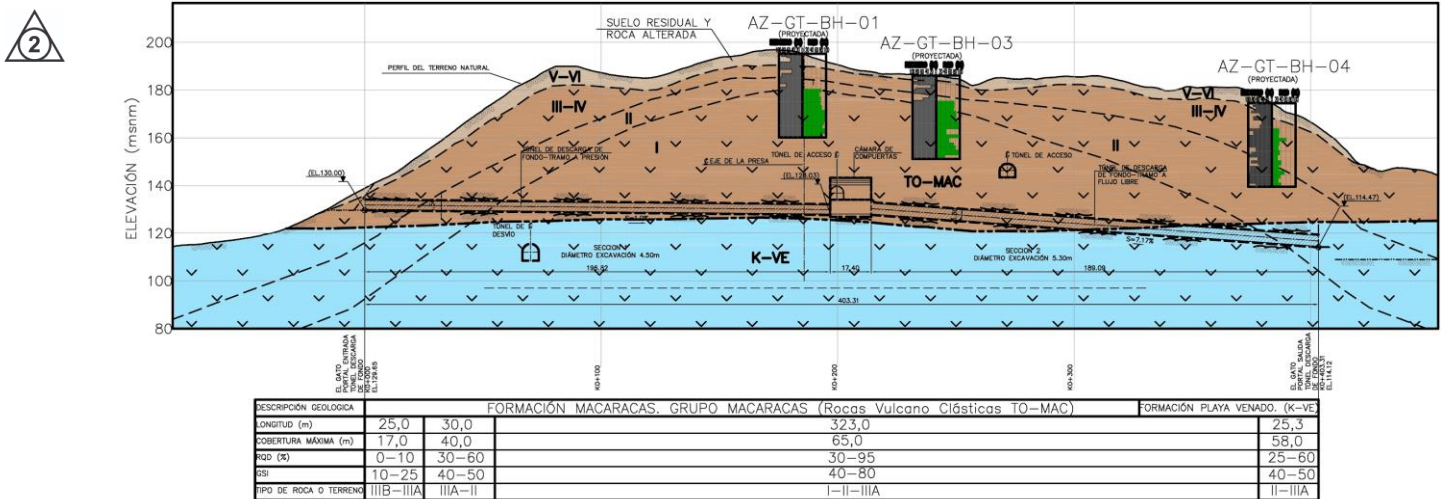


Figura 66. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de descarga de fondo

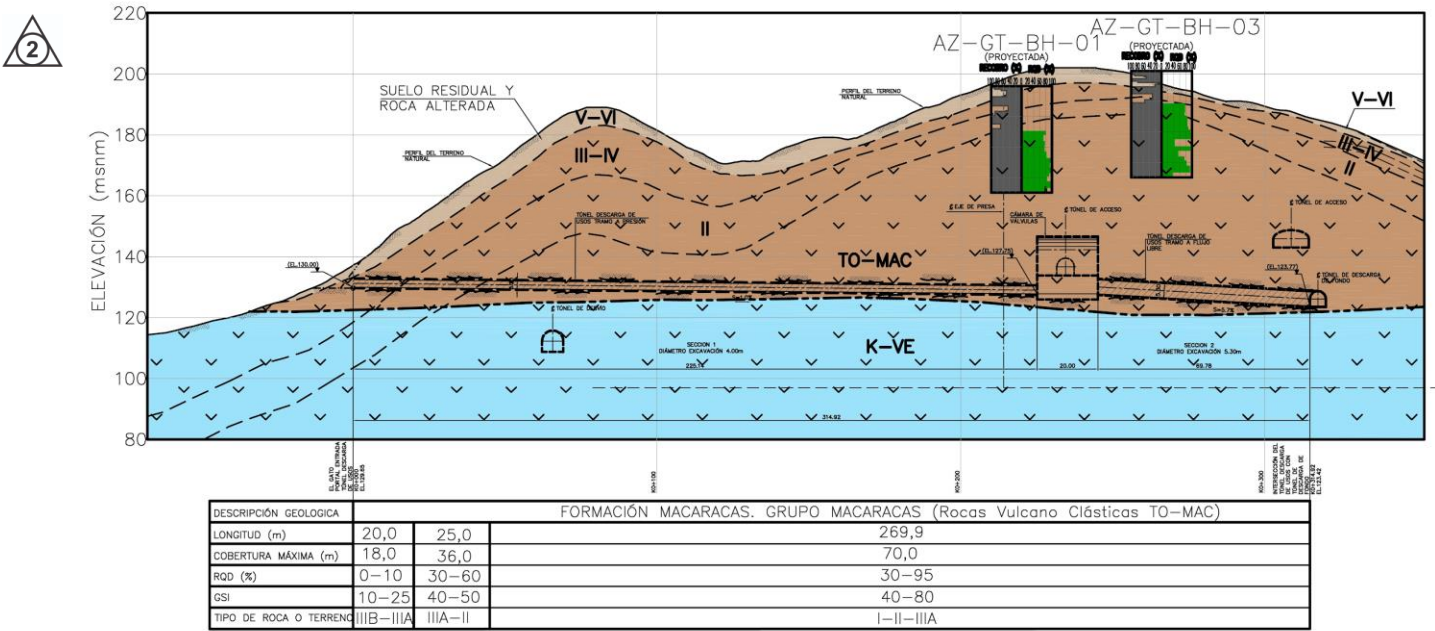


Figura 67. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de descarga de usos

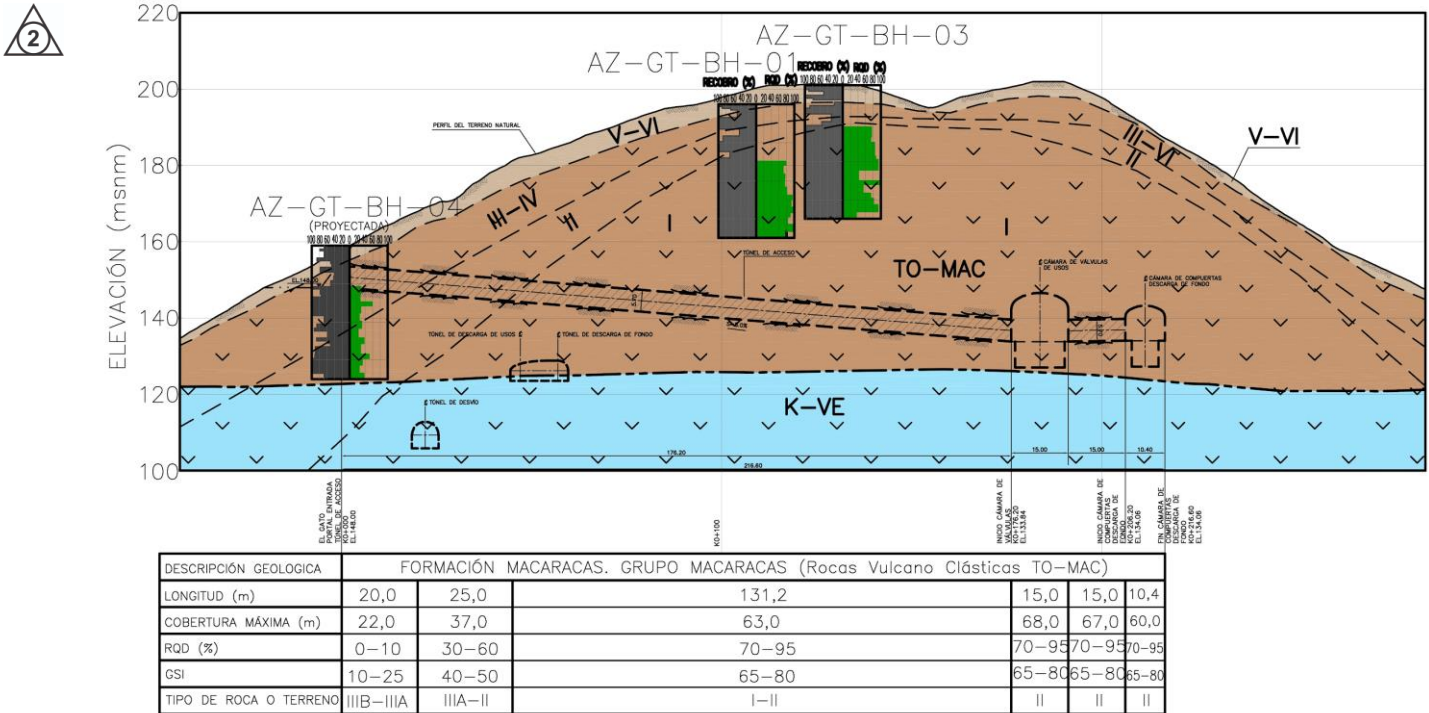


Figura 68. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de acceso a cámaras

5.4.4. Revestimiento

El revestimiento de los túneles, se adoptó teniendo en cuenta la importancia de la obra específica en el largo plazo y sus condiciones de operación.

En términos generales, para la definición del revestimiento de los túneles, se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- Aspectos de operación relacionados con los conceptos de permeabilidad y estabilidad a largo plazo.
- Se consideró que se requerirá revestimiento en concreto convencional, debido a la presencia de sitios de las obras donde la estabilidad a largo plazo se puede deteriorar por la presencia de materiales de roca muy fracturada, blanda y/o deleznable que con el tiempo y el flujo de agua pudieran desprenderse o generar cargas sobre el soporte produciendo su colapso. Igualmente, corresponde con los sectores de roca que constituyen terrenos erosionables por el flujo de agua. Como ya se ha mencionado, la excavación de los túneles tendrá lugar a través de la formación geológica Grupo Macaracas, compuesta por tobas y lapilli, en general con un grado de fracturamiento medio, con la posibilidad de encontrar zonas puntuales con fracturamiento alto. Por lo anterior, para garantizar estabilidad a largo plazo, se ha considerado que los túneles deben ir completamente revestidos en concreto convencional.
- Debido a que la mayoría de los túneles quedarán en una buena proporción completamente presurizados, sin poder ser inspeccionados y sin poder hacerles mantenimiento, se consideró que éstos deben ir completamente revestidos con concreto convencional para asegurar estabilidad a largo plazo.
- Se busca garantizar la vida útil de los túneles, la estabilidad de la obra y las condiciones de seguridad de esta.
- Asegurar la calidad de la superficie final de los túneles.

- Minimizar los costos de operación y mantenimiento.

5.4.4.1. Permeabilidad

Con respecto al criterio de permeabilidad, se estableció que en los sitios donde el nivel freático y la cobertura de roca estén por encima de la columna de agua equivalente a la presión hidráulica interna de operación de la obra subterránea con flujo de agua a presión, pueden ocurrir filtraciones de agua, dependiendo de si la masa de roca es permeable o no.

En los casos donde puede existir una cobertura de roca y nivel freático por debajo del nivel de operación y la masa de roca sea permeable, pueden ocurrir filtraciones a superficie o hacia otras excavaciones por lo que se debe recurrir a tratamientos con inyecciones de consolidación y/o blindajes de acero.

Al inicio del revestimiento de las zonas con blindaje metálico se utiliza una cortina radial de 12 huecos de longitud dos diámetros de excavación, con el fin de cortar flujo de agua hacia abajo.

5.4.4.2. Estabilidad a largo plazo

La estabilidad de los túneles desvío, descarga de fondo y descarga de usos, durante su operación, se puede degradar en algunos sectores donde por la acción de la presión interna se pueden generar deformaciones importantes por bajos módulos de deformación del macizo, o donde dadas las características del material rocoso el agua permite su arrastre, erosión o alteración ocasionando cargas importantes de desprendimiento.

El concreto convencional sin refuerzo, puede servir como revestimiento siempre y cuando, la roca sea capaz de resistir toda la presión hidráulica interna sin sufrir deformaciones que ocasionen un agrietamiento notorio del concreto, de manera que éste no pierda su capacidad estructural al retirar la presión interna del conducto. Para darle adecuada estabilidad por posibles fluctuaciones de presiones hidráulicas internas y externas, se deja este tipo de revestimiento en sectores de roca dura y estable, con eventuales anillos radiales con huecos de drenaje en casos donde se detecten infiltraciones de agua importantes durante la excavación y donde la cobertura de roca como el nivel freático estén por encima de la cabeza hidráulica de presión del túnel. En los casos donde pueda existir el problema de desprendimientos de roca o de materiales deleznable como pueden ser zonas fracturadas, donde además se pueden ver afectadas por deformaciones causadas por la presión interna cuando existen módulos de deformación del macizo bajos (roca blanda o muy fracturada), se hace necesario la utilización de un revestimiento en concreto convencional.

En la definición del revestimiento en concreto convencional también se tuvo en cuenta, que algunos sectores tendrán dificultad de acceso para inspección y mantenimiento, por tanto, se consideraron completamente revestidos en concreto convencional para garantizar su estabilidad.

5.4.4.3. Revestimiento de las obras subterráneas

Teniendo en cuenta los criterios anteriores, el revestimiento para las obras se consideró de la siguiente manera:

Toda la longitud del túnel de desvío deberá ir revestida con concreto convencional para asegurar su estabilidad a largo plazo. El revestimiento en concreto convencional del túnel de desviación se consideró para eliminar el riesgo de desprendimientos durante operación de la desviación y evitar que por la velocidad del flujo de agua y el tipo de roca de respaldo, se pudiera presentar fenómenos de erosión. Con un revestimiento completo en concreto convencional se garantiza la estabilidad de la obra durante su operación.

Los túneles de descarga de fondo y descarga de usos en el sector aguas arriba de las cámaras de compuertas trabajarán a presión. En el tramo aguas abajo de éstas será a flujo libre. En ambos sectores se requiere de revestimiento en concreto convencional debido a las velocidades del flujo de agua, la erodabilidad de la roca y las dificultades para acceso para inspección y mantenimiento.

El túnel de descarga de fondo y el túnel de descarga de usos deberán poseer un tramo en blindaje metálico, al final del tramo a presión, para evitar fractura hidráulica y filtraciones por alta permeabilidad del macizo (nivel freático por debajo de la cabeza hidráulica de presión de operación). La zona blindada llevará inyecciones aguas arriba de la cámara de compuertas.

Las cámaras de compuertas y válvulas, al igual que los túneles de descarga de fondo y usos, deberán llevar concreto convencional para asegurar estabilidad a largo plazo, por sus dificultades de mantenimiento.

El espesor del revestimiento para los túneles, se asume según experiencias precedentes que podía ser del orden del 5% del diámetro externo de la excavación; en consecuencia, para garantizar estabilidad a largo plazo, siendo el diámetro del túnel de desviación de 7.1 m, se asumió un espesor total del revestimiento de 0.35 m. El espesor de la solera será del orden de 0.20 m, para reducir los problemas de erosión que suelen ocurrir durante la operación de desvío.

Los túneles de descarga fondo y descarga de usos irán revestidos totalmente, no obstante, dadas las diferentes secciones transversales existentes a lo largo del túnel de descarga de fondo, el espesor mínimo del revestimiento incluyendo el concreto lanzado de soporte será de 0.35 m. También, se incluye un tramo blindado de 11 m al final del sector a presión, para garantizar un gradiente como máximo de 6.0 y así evitar filtraciones de agua hacia la zona de salida o hacia otras excavaciones.

5.4.5. Estimativo de infiltraciones en los túneles

Las infiltraciones fueron estimadas según la formulación propuesta por Goodman et al. (1985) para flujo transitorio. Los túneles fueron discretizados en sectores en donde se estimó una permeabilidad equivalente en función de la descripción geológica y los ensayos de permeabilidad realizados cuyo valor fue establecido del orden de $1 \cdot 10^{-7}$ m/s para el macizo rocoso.

Además, se determinó la carga hidráulica promedio (nivel freático) y la cobertura promedio (nivel topográfico); parámetros que son requeridos por la formulación utilizada:

$$Q = \sqrt[3]{\frac{8 C K H^3 S}{3 t}}$$

Donde,

Q = Caudal unitario en m³/día/m (tasa de infiltración).

C = Factor de penetración (adimensional).

K = Permeabilidad (m/día).

H = Altura piezométrica (m).

S = Producción específica (adimensional).

t = Tiempo (días).

Dadas las características del macizo, se consideró un coeficiente C igual a 0.5 según Goodman et al. (1985) y Struckmeier & Margat (1995). Para este cálculo es necesario conocer el tiempo de construcción por lo que realizó un estimativo de rendimientos de excavación, cuyos detalles se presenta en la sección 5.

Con los parámetros anteriores, se procedió a realizar el cálculo del caudal de infiltración por metro, para cada sector según Goodman (1985), valor que posteriormente se multiplicó por la distancia de cada subsector discretizado para encontrar luego el caudal de infiltración total aportado. En el Anexo 8 se presenta el cálculo del caudal de infiltración de los túneles de acuerdo con la metodología indicada anteriormente. En la Tabla 55, se resumen los caudales de infiltración estimados.

Tabla 55. Caudal máximo de infiltración estimado para los túneles.

Obra	Longitud (m)	Caudal total (l/s)	Tasa de infiltración media (l/s/m)
Túnel de desvío.	445.3	3.7	8.3×10^{-3}
Túnel de descarga de fondo.	403.3	3.7	9.2×10^{-3}
Túnel de descarga de usos.	314.9	2.2	7.0×10^{-3}
Túnel de acceso a cámaras	191.2	1.1	5.8×10^{-3}

5.4.6. Tapón de cierre del túnel de desviación

Una vez finalizada la construcción de la presa y como condición para la puesta en operación del proyecto, el túnel de desvío requerirá la construcción de un tapón de concreto, el cual se construirá durante la operación de cierre y llenado del reservorio.

El tapón está conformado por una cabeza maciza de concreto y el cuerpo con una galería interna. Los criterios para dimensionar el tapón fueron los siguientes:

- El tapón se localizará donde la cortina de inyecciones de la presa corte el túnel de desvío y donde se ubicará además la cortina de aguas arriba del tapón, para confinar toda la presión hidráulica generada por el reservorio, en el sector de aguas arriba del eje de la presa.
- La fuerza que ejerce el tapón sobre el macizo rocoso a lo largo de su longitud debe ser absorbida por el esfuerzo de adherencia concreto-roca; el cual, se ha fijado que no debe superar 0.21 MPa.
- La longitud del tapón del túnel de desvío se debe verificar teniendo en cuenta un gradiente hidráulico nominal, el cual no debe ser mayor de 5.0.
- La longitud del tapón será el mayor valor obtenido entre el criterio de esfuerzo de adherencia concreto-roca o el de gradiente hidráulico.
- Para el tapón, se debe dejar una cabeza en concreto masivo de una longitud capaz de resistir el esfuerzo cortante generado por la presión interna aplicada sobre la cara de aguas arriba, la cual tiene una longitud del 25% al 30% de la longitud del tapón.

En la Tabla 56, se presentan los análisis ejecutados para establecer las dimensiones del tapón. De acuerdo con esos análisis el tapón para el túnel de desviación debe tener una longitud total de 15 m. De esos 15 m, se adopta una cabeza maciza de 5.0 m, longitud usual para un tapón de estas dimensiones.

También, para el sector blindado de la descarga de fondo y de la descarga de usos aguas arriba de la cámara de compuertas se calculó una longitud blindada de 11.0 m.

Tabla 56. Dimensionamiento de tapones

CRITERIO DE DISEÑO	Tapón Desvío	Tapón D. de Fondo	Tapón D. de Usos	Ventana Desvío
Presión en el piso del túnel - (m)	75,0	55,0	55,0	27,4
NAMO (m.s.n.m.)	185,0	185,0	185,0	133,0
N. SOLERA (m.s.n.m.)	110,0	130,0	130,0	105,6
A- Diseño por adherencia-concreto -roca				
Radio-m	3,55	2,25	1,60	3,00
Altura paredes-m	3,55	2,25	1,60	3,00
Área-m ²	45,00	18,08	9,14	32,14
Perímetro-m=	25,35	16,07	11,43	21,42

Esf. Adherencia -psi	30,00	30,00	30,00	30,00
Esf. Adherencia-Kg/cm ² =	2,11	2,11	2,11	2,11
Longitud-m	6,31	2,93	2,09	1,95
B - Diseño por gradiente hidráulico				
Gradiente adoptado-H/L=	5,0	5,0	5,0	5,0
Longitud-m=	15,0	11,00	11,00	5,5
Longitud adoptada	15,0	11,0	11,0	5,5

5.5. ESTIMATIVO DE RENDIMIENTOS Y TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN

5.5.1. Estimativo de rendimientos

Para las obras subterráneas del proyecto, se consideró que el mejor método que logra un adecuado rendimiento y costo, corresponde con el sistema de perforación y voladura convencional y eventualmente el uso de martillos neumáticos y/o hidráulicos para rocas de menores características geomecánicas.

El sistema de excavación con perforación y voladura convencional es el método más utilizado para excavar túneles y se efectúa perforando huecos en un patrón determinado, cargándose con explosivos y haciendo detonar éstos controladamente. La perforación se efectúa con un equipo tipo jumbo. Los escombros son retirados con cargadores y volquetas (dumpers). Una vez realizada la voladura y extraídos los escombros se procede con la colocación del soporte especificado para el tipo de terreno identificado en el frente de excavación.

Este método de excavación de túneles lleva generalmente la siguiente secuencia:

Marcado. Definido el patrón de voladura y calculado y ajustado el factor de carga (cantidad de explosivo por metro cúbico de excavación), con la cantidad y geometría de distribución de huecos y la secuencia de ignición, se marcan los puntos sobre el terreno, en el frente de excavación.

Perforación. La perforación de los huecos para la voladura se efectúa con jumbos de tres, cuatro a cinco brazos, cuya longitud se establece para una longitud efectiva de avance del tipo de terreno.

Cargue. Corresponde a la colocación de explosivos en los huecos con sus fulminantes y sistemas de ignición y retardadores, así como la explosión del sistema debidamente cargado.

Ventilación o deshumo. Corresponde con el tiempo necesario para permitir que los gases tóxicos producto de la explosión ventilen el frente de excavación, que depende del tipo de explosivos y de la capacidad del sistema de ventilación.

Rezaga. Procedimiento de retiro de escombros para el cual se utilizan bulldozers, cargadores, palas y volquetas con equipo sobre llantas (scoops) o vagones y locomotoras con equipo sobre rieles.

Teniendo en cuenta el método de excavación con perforación y voladura, se estimó el rendimiento de excavación para cada una de las clases o tipos de terreno estimados y se obtuvo un valor promedio ponderado de rendimiento. En la Tabla 57, se resumen los rendimientos promedio obtenidos para las obras subterráneas. En el Anexo 9, se presentan en más detalle el cálculo de los rendimientos estimados para cada tipo de terreno y el ponderado para el respectivo túnel.

Tabla 57. Rendimientos de excavación

Obra	Longitud (m)	Diámetro (m)	Rendimiento medio estimado (m/día)
Túnel de desvío.	445.3	7.1	3.58
Túnel de descarga de fondo. Tramo a presión.	196.8	4.5	4.41

Túnel de descarga de fondo. Tramo a flujo libre.	189.1	5.3	4.04
Túnel de descarga usos. Tramo a presión.	225.1	3.2	4.12
Túnel descarga de usos. Tramo a flujo libre.	69.8	5.3	4.02
Túnel de acceso a cámaras.	191.2	5.7	4.30
Cámara de compuertas descarga de fondo.	17.4	10.4	80 m ³ /día
Cámara de válvulas descarga de usos.	20.0	15.0	100 m ³ /día
Ventana de construcción desvío	67.6	6.0	3.87

5.5.2. Estimativo de tiempos de construcción

Teniendo en cuenta los métodos de excavación y rendimientos establecidos para las obras subterráneas, se efectuó un estimativo de tiempos de construcción.

El tiempo total estimado, comprende a las siguientes actividades:

- Movilización de equipos e instalaciones para portal entrada y salida.
- Excavación de portal entrada y salida.
- Excavación del túnel desde el portal entrada y desde el portal salida.
- Construcción de la solera.
- Construcción del revestimiento en concreto convencional.

De acuerdo con los análisis realizados, se estima que la excavación y revestimiento del túnel de desviación tendrá una duración de 9.2 meses con tres frentes de excavación. Uno desde el portal entrada, otro desde la ventana de construcción (localizada cerca a la salida del túnel) hacia la entrada y un frente desde la ventana hacia la salida. La ventana se requiere dado que la salida del túnel se localiza debajo del vertedero y no es posible realizar la excavación del túnel por este frente mientras se realiza la excavación del vertedero.

Por otra parte, la excavación de las obras de descarga de usos y descarga de fondo, incluyendo las cámaras de válvulas y de compuertas tendría una duración de 6.3 meses, siendo acometida desde tres frentes. Desde el portal entrada del túnel de descarga de fondo, desde el portal de entrada del túnel de descarga de usos, desde el portal de acceso a las cámaras de compuertas. Debido a que el túnel de descarga de fondo sale por debajo del vertedero de la presa no sería posible implementar un frente por este sector, por la interferencia con las excavaciones en corte abierto para el vertedero.

En la Figura 69. y en la Figura 70, se presenta el diagrama Distancia vs. Tiempo para los túneles, el cual permite calcular el tiempo necesario para construir las obras subterráneas.

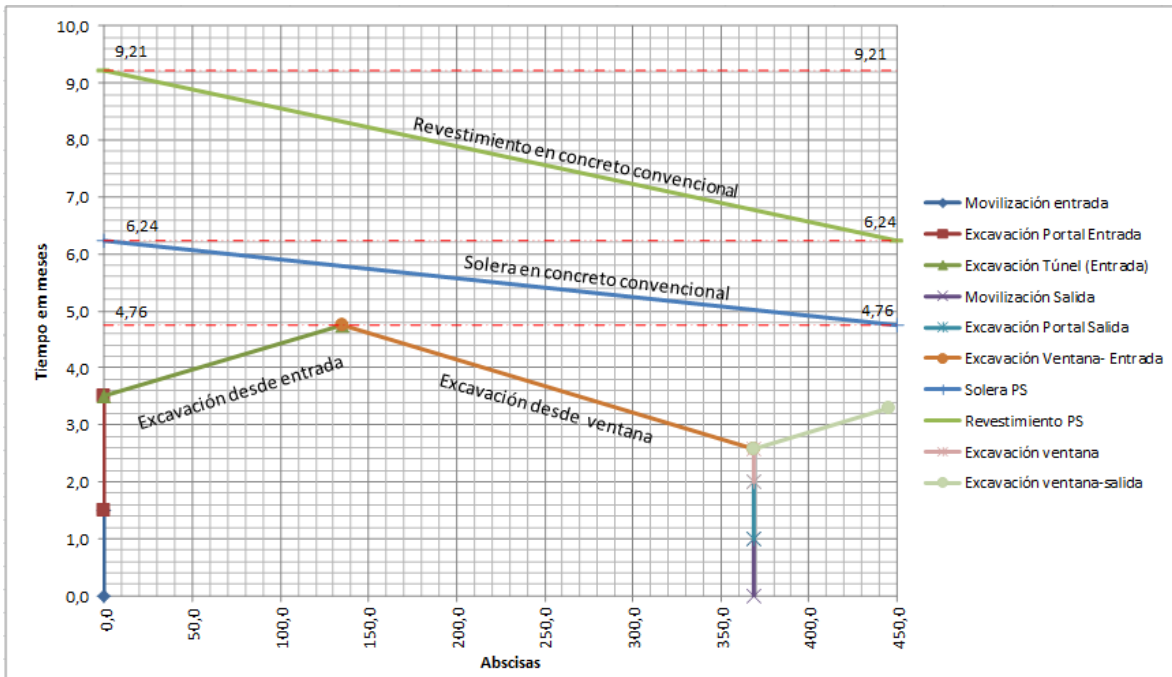


Figura 69. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes al túnel de desvío.

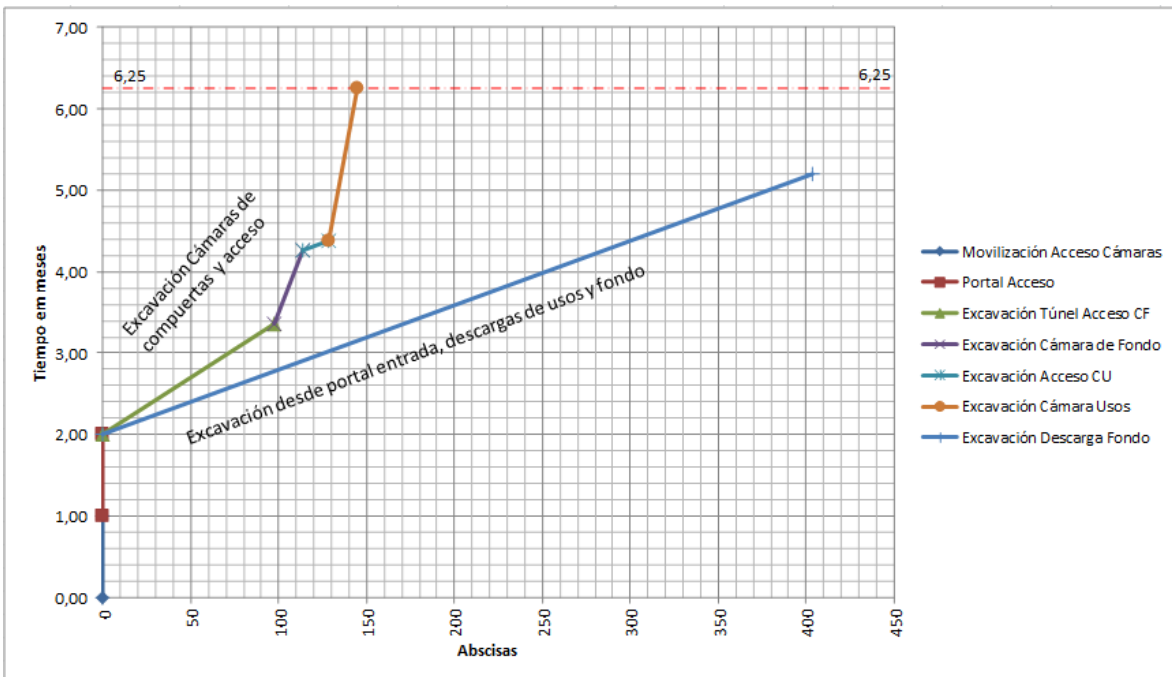


Figura 70. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes a las obras de descarga de fondo y descarga de usos.

En la Tabla 58, se resume el estimativo de tiempos de construcción para los túneles.

Tabla 58. Estimativo de tiempo de construcción.

Obra	Número de Frentes	Tiempo de construcción (meses)
Túnel de desvío	3	9.2
Obras de descarga de fondo y usos	3	6.3

5.6. CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA

Para el cálculo de cantidades de obra de las obras subterráneas, se prepararon, una serie de hojas electrónicas que contienen la siguiente información:

Unas hojas base de cantidades unitarias que resumen cada uno de los ítems como son excavación subterránea, pernos de anclaje, concreto lanzado de soporte, fibra, malla metálica, arcos metálicos, concreto convencional de revestimiento, solera en concreto convencional, perforaciones e inyecciones, instrumentación geotécnica y acero de refuerzo. Todos estos ítems se encuentran discriminados por tipos de terreno, con lo cual se facilita posteriormente el cálculo total de cantidades. Estas hojas base de cantidades unitarias permiten en forma ágil hacer cualquier modificación posterior de los aspectos geométricos de la excavación o de los ítems de las obras, de acuerdo con las necesidades del proyecto si así se requiere, y con lo cual se obtiene automáticamente las cantidades unitarias.

Definidas las cantidades unitarias que se obtienen con las hojas mencionadas, éstas son introducidas y aplicadas a otra hoja electrónica que totaliza las cantidades de cada uno de los ítems, de acuerdo con el estimativo de tipos de terreno y la longitud de la obra subterránea. Estas matrices de cálculo fueron preparadas para la obra subterránea, en donde se especifica la longitud de la obra y los porcentajes de terreno que fueron deducidos.

Tanto en las hojas base de cantidades unitarias como en la hoja principal de cantidades totales, se tuvo en cuenta los criterios mencionados en el presente documento, los cuales fueron formulados internamente con ecuaciones incluidas en cada una de las celdas de dichas hojas electrónicas.

Las hojas para el cálculo de cantidades de obra para los túneles se presentan en el Anexo 10 de este informe.

En el Anexo 11, se adjuntan los planos de las obras subterráneas, los cuales se tomaron como base para el cálculo de cantidades de obra y tiempos de construcción.

6. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIALES

Como parte de los análisis a nivel conceptual del proyecto El Gato se adelantó una primera identificación de posibles fuentes de materiales que se encontrarán a una distancia menor a 5 km con el fin de minimizar costos asociados con el acarreo de materiales. Se identificaron polígonos o áreas con geomorfologías escarpadas cerca de las divisorias de agua con el fin de minimizar la presencia de perfiles de gran espesor de suelo o de roca altamente meteorizada que pudieran disminuir la eficiencia del proceso de extracción y procesamiento de materiales. La geología de la zona de estudio como ha se ha presentado anteriormente corresponde a la Formación Grupo Macaracas (TO-MAC) constituida en la zona de estudio por rocas vulcanoclásticas y lavas de composición basalto - andesita de la Formación Playa Venado (K-VE), estas formaciones son consideradas aptas como fuente de material basado en la experiencia de proyectos de infraestructuras con litologías similares a las encontradas en el sitio de estudio. La Figura 71 presenta la localización de los posibles polígonos identificados (línea roja), adicionalmente se presentan una identificación inicial de posibles zonas de depósito (polígonos blancos) y un círculo con radio de 5 km medido desde el sitio proyectado de presa.

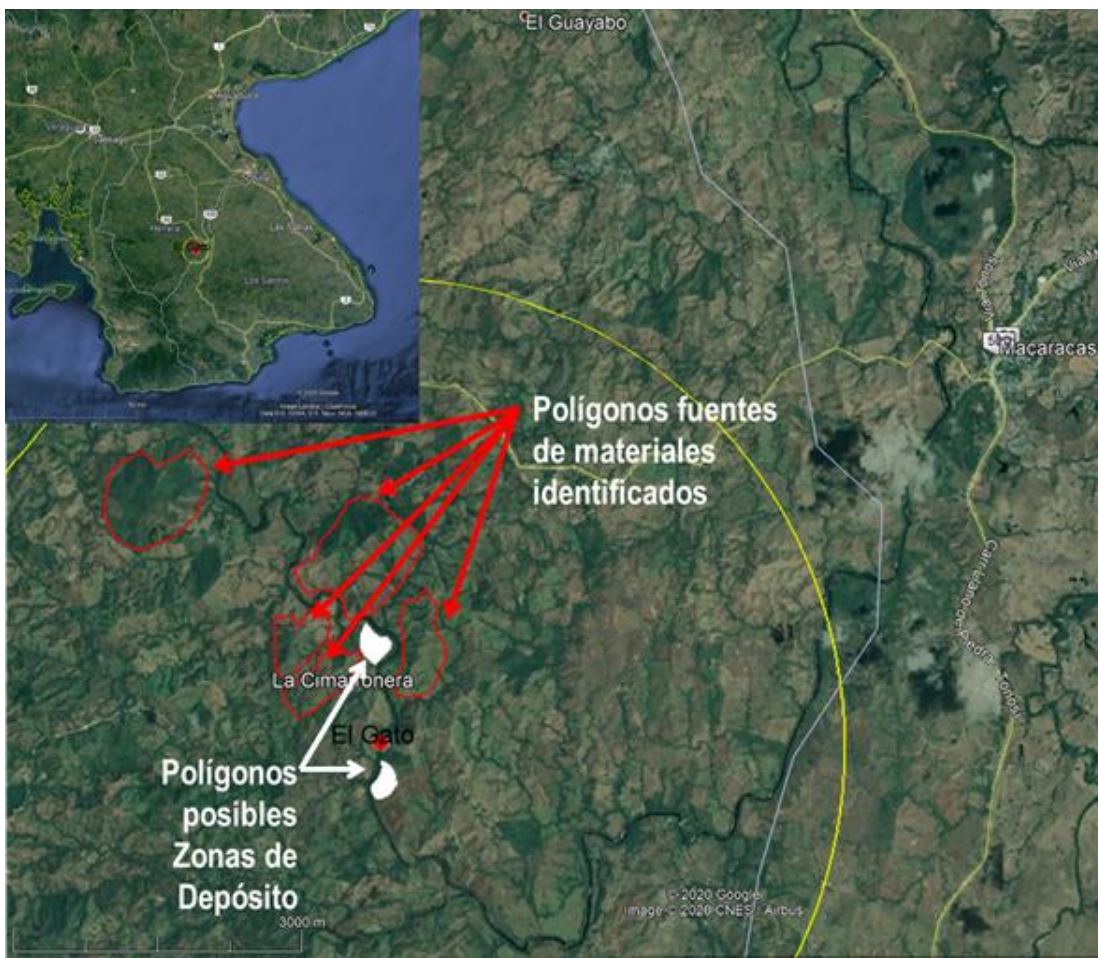


Figura 71. Localización polígonos o zonas identificadas de fuentes de materiales cercanas al sitio de presa.

La Figura 72 presenta una vista más cercana de los sitios identificados donde se puede apreciar de mejor manera la geomorfología de la zona de análisis.

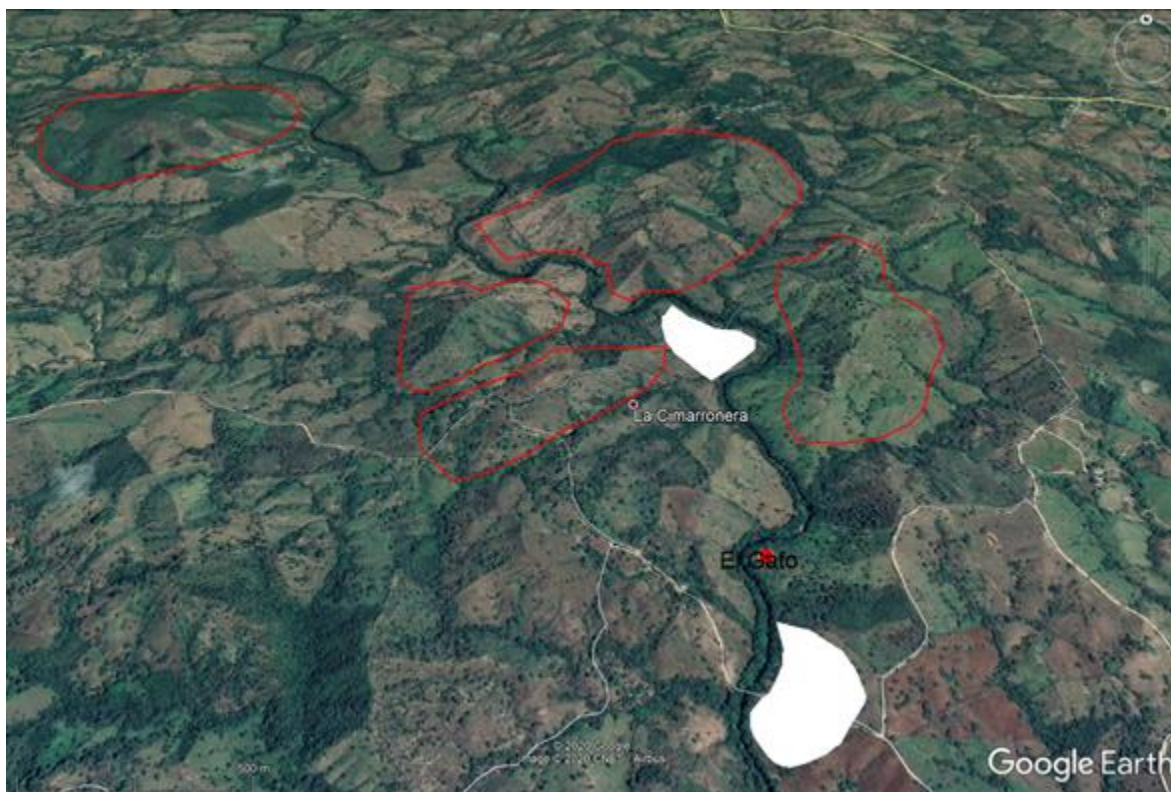


Figura 72. Geomorfología zona de posibles fuentes de materiales y zonas de depósito.

Se puede observar que los polígonos identificados como posibles sitios de zonas de depósito presentan una geomorfología más plana o zonas con una geomorfología cóncava (similar a una batea), lo cual está asociado con mejores condiciones de estabilidad para implantar una zona de depósito y permite una disposición más sencilla de los materiales producto de excavación y sobrantes de la construcción del proyecto. En el proceso de identificación se excluyeron zonas con infraestructura presente o con rasgos marcados de drenajes o cuerpos de agua.

En el proceso de diseño geotécnico del proyecto y análisis de perforaciones se encontró que el sitio proyectado para el vertedero presenta unas condiciones geológicas y litológicas que se consideran adecuadas como fuente de material, por lo cual en el diseño de la excavación del vertedero se incluyó como premisa general el uso de esta zona como la fuente principal de materiales para enrocados y agregados pétreos para el desarrollo de los elementos que conforman el proyecto, en particular los materiales que se tiene proyectados conformen el cuerpo de la presa CFRD. Por lo anterior, aunque se habían identificado posibles polígonos de material, en el diseño conceptual la fuente de material proyectada es la excavación del vertedero.

La Tabla 59 presenta el balance de materiales del proyecto en donde se puede observar que el mayor requerimiento de materiales del proyecto corresponde al cuerpo de la presa, con un porcentaje significativamente menor (12%) de agregados pétreos para la fabricación de concretos. En el análisis de balance de materiales se asumieron porcentajes de expansión de 120% y 140% para suelo y roca respectivamente, una relación volumétrica agregado/hormigón de 1.50 y un factor de expansión de 1.1 correspondiente a los agregados pétreos. El balance de materiales tiene en cuenta los volúmenes de rellenos asociados con el cuerpo de la presa, las ataguías y los concretos asociados con las obras principales y de desvío del proyecto. Adicionalmente se tiene en cuenta los concretos proyectados para los bombeos, que si bien está proyectado sean desarrollados por etapas para la consideración de requerimientos de fuente de material se tienen en cuenta para tener un poco de holgura en el estimativo de materiales requeridos. En relación a las excavaciones se consideran las excavaciones cielo abierto y excavaciones subterráneas proyectadas en el esquema de ingeniería conceptual del proyecto, así como las excavaciones asociadas con las vías de acceso proyectadas en el esquema del proyecto.

Tabla 59. Análisis balance de materiales

Elemento matriz origen-destino (Nivel Conceptual)	Volumen (m ³)
(a). Volumen total de agregados pétreos para la fabricación de concretos	391 000
(b). Volumen total de relleno para la presa, ataguías y terraplenes	2 797 000
(c) VOLUMEN TOTAL DE AGREGADOS PÉTREOS REQUERIDOS (a) + (b) =	3 188 000
(d). Volumen total de material aprovechable proveniente de las excavaciones	3 188 000
(c) - (d) VOLUMEN TOTAL REQUERIDO EN ZONAS DE CANTERA =	0
(e). VOLUMEN TOTAL DE DESECHOS DE EXCAVACIÓN A DISPONER EN ZODMES =	3 938 000

En el caso del proyecto El Gato se estima que las excavaciones del vertedero son suficientes para proveer los materiales requeridos. Los requerimientos en el presente caso se encuentran enfocados en proveer zonas de disposición de materiales puesto que se estima que se requiere disponer cerca de 4 millones de metros cúbicos de material. Para los polígonos identificados de zonas de depósito preliminarmente la altura de los depósitos estaría del orden de 25 m lo cual se considera factible, sin embargo en la siguiente etapa de diseño se considera recomendable identificar zonas adicionales de depósitos de materiales que permitan reducir la altura de las estructuras proyectadas y así minimizar riesgos geotécnicos asociados con las construcción de terraplenes altos. Adicionalmente se resalta que en las siguientes etapas de diseño se deberán incluir en las campañas de investigación geotécnica perforaciones y ensayos de campo y laboratorio para fuentes de materiales y zonas de depósito con el fin de minimizar incertidumbre asociada con procesos de extracción y estabilidad y requerimientos de explotación y fundación para zonas de depósito.

Con base en los análisis conceptuales adelantados se concluye que las desde el punto de vista de fuentes de materiales el desarrollo del esquema del proyecto se considera factible y no se identifica un riesgo significativo de consecución de materiales en la zona cercana al sitio de presa proyectado en los diseños de ingeniería.

7. CONCLUSIONES

7.1. GEOLOGÍA

- El sitio de presa y reservorio denominado El Gato está constituido por rocas volcano-clásticas (tobas) de la formación Macaracas (TO-MAC) así como el cauce del río sobre lavas de composición basalto - andesita de la Formación Playa Venado (K-VE) y no sobre la formación Grupo Tonosí (TEO-TO) como lo presenta el mapa geológico de Panamá a nivel regional.
- El sitio de presa previsto y su respectiva zona de reservorio se encuentran en la zona norcentral de la península de Azuero, en unidades de dominio ígneo volcánico extrusivo y unidades sedimentarias, las cuales están atravesadas por la Falla Ocú-Parita y estructuras asociadas.
- En general la península de Azuero es cortada por tres grandes zonas de falla (Falla Ocú-Parita, Falla Joaquín y Falla Azuero-Soná), las cuales se encuentran alejadas del sitio de presa el Gato.
- La historia geología de la península de Azuero resumirse de acuerdo a la siguiente evolución:
 - El Plateau Azuero contiene material acrecionado correspondiente a rocas de fondo oceánico, estas rocas adosadas se localizan en zonas de falla (Falla Ocú-Parita y Falla Azuero-Soná) las cuales son suturas de dichas acreciones.
 - Sobre el plateau se desarrollan arcos magmáticos-volcánicos durante el Cretácico medio a superior, generando cuerpos intrusivos de diferente composición y rocas de origen volcánico y piroclástico (tobas, pumitas).
 - Durante el Paleógeno se generan depósitos de sedimentos trasarco, dando origen a formaciones sedimentarias conformadas en su mayoría por areniscas y calizas.

7.2. PRESAS

- La caracterización geotécnica para el sitio de presa El Gato se elaboró a partir del perfil geológico y de la campaña de exploración la cual incluyó calicatas, perforaciones y líneas de refracción sísmica. Se realizó una caracterización geotécnica de todo el subsuelo a partir de las exploraciones geotécnicas y de los levantamientos geológicos realizados. Para los depósitos aluviales y los materiales de la Formación Playa de Venado identificados en inmediaciones del cauce, la caracterización se apoyó en los resultados de la campaña de exploración de los proyectos Guararé y La Villa, los cuales presentan condiciones geológicas similares a las evidenciadas en el proyecto El Gato. Para la siguiente etapa del proyecto se recomienda ejecutar un plan de exploración con perforaciones, apiques, ensayos in situ y de laboratorio que permitan evaluar y corroborar las estimaciones hechas en este informe para estos materiales.
- Se identificaron tres estratos principales en la Formación Macaracas (TO-MAC) correspondientes a una capa de suelo residual saprolítico con presencia de gravas cuyo espesor varía en promedio entre 0 m y 5 m, seguido de un estrato de roca completamente meteorizada a moderadamente meteorizada con un espesor que oscila entre 5.5 y 15.0 m. Por último, se identificó un estrato de roca levemente meteorizada a sana, el cual inicia en una profundidad que varía entre 10.5 m y 15.0 m. La Formación Macaracas aflora tanto en el estribo izquierdo como el derecho de la presa, y está constituida principalmente por rocas volcano-clásticas.
- Se realizaron una serie análisis probabilísticos y de sensibilidad que permitieron la caracterización geotécnica de los materiales del sitio de presa por medio de distribuciones de probabilidad, considerando así la incertidumbre de los parámetros, la variabilidad espacial de los mismos y la incertidumbre intrínseca de los métodos de muestreo, transporte y ejecución de los ensayos. Se determinó que las variables más influyentes en la variabilidad de las propiedades geotécnicas del macizo rocoso son la compresión uniaxial de la roca intacta, el Geological Strength Index (GSI) y la variable m_i , por lo cual se recomienda una mayor cantidad de ensayos de compresión simple en roca y una descripción geológica más rigurosa del macizo rocoso durante las siguientes fases de ingeniería de detalle para construcción. El resumen de la caracterización geotécnica se presenta en el Numeral 4.4.5 para los materiales identificados en el sitio del proyecto.

- La geometría del plinto se definió con base en el perfil geológico y las perforaciones AZ-GT-BH-01 y AZ-GT-BH-02 ubicadas en los estribos de la presa, buscando que el plinto quedará apoyado en roca moderadamente a altamente meteorizada en los estribos y roca levemente meteorizada en la parte central donde se tiene la mayores cargas hidrostática y geostática. Para las etapas posteriores de diseño se deben realizar perforaciones en los distintos tramos del plinto para verificar los espesores de los materiales.
- Los análisis de estabilidad de taludes se realizaron por el método de equilibrio límite con las ecuaciones de Spencer y en conjunto con un análisis probabilístico (con simulaciones de MonteCarlo) y de sensibilidad. Los resultados obtenidos muestran la estabilidad y el cumplimiento no solo de los criterios de factores de seguridad establecidos, sino que también se obtienen probabilidades de falla muy bajas.
- Se realizó el análisis de estabilidad de taludes, utilizando el programa Slide® de Rocscience, considerando los siguientes escenarios: condición estática, condición con sismo y condición inusual de lluvia extrema. A partir de los análisis se recomienda que los taludes de corte en suelo residual (Sr) y roca meteorizada TO-MAC tengan pendiente igual o menor a 1H:1V, mientras que en roca sana TO-MAC la pendiente puede aumentar a 0.75H:1V. En las excavaciones del plinto se plantearon pendientes de corte entre 1H:1V a 2H:1V para evitar concentración de esfuerzos en la cara de concreto. Además, para garantizar el drenaje en la superficie de los taludes de excavación, deberán perforarse huecos de drenaje desde la superficie del talud. Los análisis de estabilidad de equilibrio límite fueron complementados con los análisis cinemáticos.
- En los análisis cinemáticos se identificaron bloques inestables con posibilidades de falla por cuña y por falla planar, correspondientes a los taludes 7c, CV2 y CV3 del vertedero y A3 y F del plinto de la presa. por lo cual se diseñó un sistema de refuerzo y protección de taludes compuesto por pernos de acero grado 60 tipo A1 con una pulgada de diámetro, concreto lanzado y malla electrosoldada, el espaciamiento y longitud de los pernos se determinó por medio de los programas RocPlane® y Swedge® de Rockscience. Se proyecta que los taludes en los cuales no se obtuvieron indicadores de inestabilidad pero se encuentran sobre roca tendrán una protección de pernos ocasionales de 3 m de longitud, espaciados cada 3 m en ambas direcciones con el propósito de mitigar la caída de bloques.
- El diseño de la zonificación de la presa consistió en una sección simple para construir, aprovechando los materiales cercanos al sitio de presa como los provenientes de la excavación del vertedero. Se consideraron Zonas 1A y 1B como protección, Zona 2A como protección de junta perimetral, Zona 2B como soporte de la losa, Zona 3A como transición, Zona 3B como zona de relleno del espaldón aguas arriba Zona 3C como transición entre materiales espaldón aguas arriba y aguas abajo, Zona 3D como relleno del espaldón aguas abajo, Zona 4 como dren y Rip Rap o sobre tamaños como protección del talud aguas abajo.
- Los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad estáticos y pseudo-estáticos de los rellenos de la presa permiten establecer que bajo las condiciones de operación del proyecto, los espaldones de la presa son estables. En general las superficies de falla que generan los factores de seguridad mínimos se desarrollan en los rellenos de la presa, en las zonas más superficiales de los depósitos aluviales (Qal).
- Los resultados de los análisis de deformaciones sísmicas mediante el método simplificado de Makdisi y Seed indicaron que la presa es estable para las condiciones de excitación sísmica, con una deformación menor al 0.04% de la altura de los rellenos para el espaldón aguas abajo, cumpliendo con los requisitos de seguridad establecidos. Los desplazamientos inducidos por sismo máximos estimados son inferiores a 10 cm.
- El tratamiento superficial de la fundación involucra las excavaciones requeridas para remover el suelo residual (Sr) y depósito aluvial (Qal) y los materiales sueltos de la superficie de roca hasta lograr una superficie adecuada para la cimentación del plinto. Este tratamiento incluye la remoción del material potencialmente erosionable presente en las zonas de cizalla, en las discontinuidades abiertas y los estratos alterados. La superficie de los depósitos aluviales (Qal) y suelo residual (Sr) que no se excaven en la parte alta de los estribos o eventualmente en el espaldón aguas abajo, se deben proteger con una capa de material de filtro, con el fin de prevenir el lavado de los finos hacia los rellenos granulares de la presa.
- El tratamiento profundo de la fundación consiste en dos filas de perforaciones laterales de 6 m de longitud y en la construcción de una cortina profunda de inyecciones de lechada, compuesta por una fila central de huecos de 40 m de longitud en la parte central y de aproximadamente 20 m de longitud en la parte alta de los estribos con una transición gradual entre la profundidad de la parte central y la profundidad de los estribos. La orientación de los huecos se definió de manera que estos atravesaran perpendicularmente al sistema principal de discontinuidades, el cual corresponde a la estratificación que presenta un buzamiento subhorizontal. Por lo tanto,

se estima que la orientación de los huecos sea vertical con una profundidad variable entre 20 a 40 m medidos desde el nivel del plinto y de 10 m en el eje de la gola del vertedero.

7.3. OBRAS SUBTERRÁNEAS

- De acuerdo con los valores de resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y módulo relativo, determinados a partir de las investigaciones geotécnicas, para las tobas y lapilli del grupo Macaracas, la roca se puede calificar como de resistencia media y módulo relativo medio, siendo de comportamiento dúctil.
- De acuerdo con la cobertura de las obras subterráneas, en general menor a 60 m, la calidad de la roca y el nivel de fracturamiento estimado del macizo rocoso, se considera que los mecanismos de falla predominantes para las obras subterráneas del PH El Gato, consisten en la formación de cuñas de roca y cargas de desprendimiento.
- La secuencia de los trabajos de excavación y colocación de soporte en los túneles, se estableció a partir de una clasificación del terreno, la cual se estructuró y formuló con base en la descripción del terreno en términos de su litología y grado de fracturación estimado, descripción del comportamiento del terreno para las condiciones prescritas de sistema de excavación y soporte, mecanismos de falla predominantes, influencia del agua de infiltración en el comportamiento del terreno y descripción de la secuencia de excavación y soporte requerida.
- De acuerdo con lo anterior, se estimaron cuatro tipos de soporte denominados I, II, IIIA y IIIB que combinan la aplicación de concreto lanzado, pernos de anclaje y arcos de acero en diferentes proporciones. El soporte más ligero corresponde al Tipo I y el más pesado al Tipo IIIB principalmente como emportalamiento.
- Las cantidades de obra de las obras subterráneas, se estimaron de acuerdo a la proporción de cada uno de los tipos de soporte requeridos estimados según los perfiles geotécnicos de las obras subterráneas.

7.4. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL

- Con base en los análisis conceptuales adelantados se concluye que las desde el punto de vista de fuentes de materiales el desarrollo del esquema del proyecto se considera factible y no se identifica un riesgo significativo de consecución de materiales en la zona cercana al sitio de presa proyectado en los diseños de ingeniería.

8. REFERENCIAS

- Abrahamson, N. A., Silva, W. J. Y Kamai, R. (2014). Summary of the ASK14 Ground-Motion Relation for Active Crustal Regions. *Earthquake Spectra* Vol 30, Issue 3.
- ASEP. (2010). Normas para la seguridad de presas. Septiembre de 2010.
- Barat, F., de Lépinay, B. M., Sosson, M., Müller, C., Baumgartner, P. O., & Baumgartner-Mora, C. (2014). Transition from the Farallon Plate subduction to the collision between South and Central America: Geological evolution of the Panama Isthmus. *Tectonophysics*, 622, 145-167.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. New York: Wiley: Wiley.
- Bozorgnia, Y., Abrahamson, N. A., Al Atik, L., Ancheta, T., Atkinson, G., Baker, J., Baltay, A., Boore, D., Campbell, K., Chiou, B., Darragh, R., Day, S., Donahue, J., Graves, R., Gregor, N., Hanks, T., Idriss, I. M., Kamai, R., Kishida, T., Kottke, A., Mahin, S., Rezaeian, S., Rowshandel, B., Seyhan, E., Shahi, S., Shantz, T., Silva, W., Spudich, P., Stewart, J., Watson-Lamprey, J., Wooddell K., and Youngs. R. (2014). NGA-West2 Research Project. *Earthquake Spectra* 30:3, 973-987.
- Bowles, J. (1996). *Foundation Analysis and Design*. 5th Edition. McGraw-Hill International Editions.
- Bundschuh, J., & Alvarado, G. E. (2007). *Central America geology resources hazards: vol. 1*. Taylor & Francis.
- Camacho, E. (2013). Historical Seismicity of Central Panama. American Geophysical Union, Spring Meeting 2013.
- Campbell, K y Bozorgnia Y. (2014). NGA-West2 Ground Motion Model for the Average Horizontal Components of PGA, PGV, and 5% Damped Linear Acceleration Response Spectra. *Earthquake Spectra* Vol 30, Issue 3.
- Chiou B S-J, and Youngs R. (2014). Updated of the Chiou and Youngs NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra. *Earthquake Spectra-2014*.
- Cornell, CA (1968). *Engineering Seismic Risk Analysis*. Bull. Seism. Soc. Am. 58, 1583-1606.
- Corrigan, J., Mann, P. e Ingle, J. (1990), Forearc response to subduction of the Cocos Ridge, Panamá Costo Rica-Geol. Soc. Am. Bull., 102; 628-652.
- Cowan, H. P., 2001, "Design earthquakes for the southeast area of the Canal Basin, Panamá," Consulting report to the Autoridad del Canal de Panamá, 23 March 2001, 28
- Cowan, H., Machette, M., Haller, K. & Dart, R. (1998). Map and database of Quaternary Faults and Folds in Panama and its offshore regions. USGS. Open-file report 98-779.
- Deere, D. (1966). *Engineering Classifications and index properties for intact rock*. Tech. Rept. No. Afwl-tr-65-116. Air Force weapons lab. New Mexico.
- Deere, D. (1971). Slope stability in residual soils. *Proceeding of the 4th Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, pp 87-170. San Juan, Puerto Rico.
- Earth Consultants International (ECI) (2008). Quantitative characterization of the Pedro Miguel fault, determination of recency of activity on the Miraflores fault, and detailed mapping of the active faults through the proposed Borinquén Dam location, consulting report prepared for the Autoridad del Canal de Panamá, Project No. 2708.05, 31 January 2008.

2008, 91 p.

Earth Consultants International (ECI) (2007). Paleoseismic trenching of the Pedro Miguel fault in Cocolí, located immediately southwest of the Panamá Canal, Panamá, consulting report prepared for the Autoridad del Canal de Panamá, Project No. 2614.02, February 2007, 31 p.

Goodman, R. (1985). Groundwater inflows during túnel driving. Bull. Assoc. Engineering geologist. Vol 2.No.1. Publicado también por Ingeniería Geológica. 2002. Luis I. González V. Prentice Hall. Madrid.

Gutenberg, B., Richter, C. F., 1956. Magnitude and Energy of Earthquakes. Annali di Geofisica, 9: 1–15

Hanks, T. y Cornell, C. (1994) Probabilistic Seismic Hazard Analysis: A Beginner's Guide. In Proceedings of the Fifth Symposium on Current Issues Related to Nuclear Power Plant Structures, Equipment and Piping, North Carolina State University, Raleigh. (1994): I/1-1 to I/1-17.

Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., & Banno, T. (1974). Shear modulus and shear strength of cohesive soils. *Soils and Foundation*, 12.

Hatanaka, M. (1996). *Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. Soils and foundations.*

Hoek, E. (1996). Decisiones Prácticas y Riesgos Aceptables en Ingeniería de Rocas, Curso Teórico-Práctico. UPTC: Colombia.

Hoek, & B. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol 34, No 8, pp 1165-1186.

ICOLD (2001). Design features of dams to effectively resist seismic ground motion, Bulletin 120, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, International Commission on Large Dams, Paris.

ICOLD (2002). Earthquake design and evaluation of structures appurtenant to dams, Bulletin 123, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, International Commission on Large Dams, Paris.

ICOLD (2004). Concrete face rockfill dams - concepts for design and construction, Committee on materials for fill dams.

ICOLD (2010) Bulletin 72: Selecting Seismic Parameters for Large Dams – Guidelines

ISRM (1981). Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. ISRM Suggested methods. Ed. E.T. Brown. Pergamon Press.

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura (2014). Reglamento Estructural de Panamá (REP-14), 2014.

Makdisi, F. (1978). Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake Induced Deformations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 849-867.

Makdisi, F. y Seed H.B. (1979). Simplified Procedure for Evaluating Embankment Response. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1427-1434.

Mann, P., y Corrigan, J. (1990) Model for late Neogene deformation Panamá. *Geology*, 18: 558-562.

Marulanda A. & Pinto N. L. (2000). Recent Experience on Design, Construction and Performance of CFRD Dam.

Beijing: J B Cooke Volume Concrete Face Rockfill dams.

Meyerhof, G. (1965). *Shallow Foundations. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division.* (pág. pp. 21-31). : ASCE.

Montero W., Camacho E., Espinosa A. F. y Boschini I. (1994). Sismicidad y marco neotectónico de Costa Rica y Panamá. *Rev. Geol. Amér. Central*, vol. Esp. Terremoto de Limón; 73-82.

MWH. (2003). Río Indio Water Supply Project, Vol. 1 Main Report. In association with TAMS Consultants, Inc. , Ingeniería Avanzada, S.A. y Tecnilab, S.A.

MWH/TAMS. (2003). Feasibility Design for The Río Indio Water Supply Project: Appendix B - Geology, Geotechnical and Seismological Studies.

Ordaz, M.; Aguilar, A.; Arboleda, J. (2015). CRISIS-2015, Program for Computing Seismic Hazard. Instituto de Ingeniería UNAM, México.

Ortiz, J, Gesta J., Mazo, C. (1982). *Curso aplicado de cimentaciones.* Colegio oficial de arquitectos de Madrid (COAM).

Ovsicori-UNA (2016). Límite de Placas. <http://www.ovsicori.una.ac.cr/sistemas>

Peck, R., Hanson, W., & Thornburn, T. (1974). *Foundation Engineering.* New Jersey: John Wiley & Sons.

Reasenberg, P. (1985), Second-order moment of central California seismicity, 1969-82, *J. Geophys. Res.*, 90, 5479–5495

Schmertmann, J., & N. Raleigh, U. (1975). *Measurement of in situ shear strength State-of-the-Art. En: ed. In Situ Measurements of Soil Properties: ASCE.*

Silver, E., Galewsky, A. J. y McIntosh, K. D. (1991) Tectonic setting of the April 22, 1991 Costa Rica Earthquake. *EOS, Trans. Am. Geophys. Union*, 72: 300.

Sowers, G. (1979). *Introductory Soils Mechanics and Foundations.* Nueva York: *Geotechnical Engineering.* MacMillan Publishing Co.

Stroud, M. A. (1974). The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Soft Rocks. *1st European Conference on Penetration Testing*, 372.

Struckmeier W.F. & Margat J (1995). Hydrogeological Maps. A Guide and Standard Legend . IAH. Vol 17, p. 177, Heise, Hannover.

Takada, T. (2005) "Seismic Macro Zonation". International Institute of Seismology and Earthquake Engineering. Lectures Notes. 2005.

Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice.* USA: John Wiley & Sons.

USGS (2017) Available URL: http://neic.usgs.gov/neis/epic/epic_rect.html

Uhrhammer, R. (1986), Characteristics of Northern and Central California Seismicity, *Earthquake Notes*, 57(1), 21.

URS (2008). Contract N° CMC-172538. Task A: Development of Design Earthquake Ground Motions, Final Report.

February, 2008.

URS (2006), Development of Design Earthquake Ground Motions ACP Geotechnical Services Contract, Task Order No. 5: Seismic Design Criteria for ACP Critical Structures, Contract N° CMC-172538. Draft Report.

Wells, D. L., and K. J. Coppersmith, 1994, New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement, Bulletin of the Seismological Society of America, 84: 974-1002.

Weyl, R. (1980). Geology of central America.

Youngs, R.R., Chiou, S.-J., Silva, W.J. y Humphrey J.R. (1997). Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes. Seismological Research Letters. VOLUME 68, Number 1. January/February 1997.

Zhao, J., X. Zhang, A. Asano, Y. Ohno, T. Oouchi, T. Takahashi, H. Ogawa, K. Irikura, H. K. Thio y P. G. Somerville (2006). Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period, Bull. Seism. Soc. Am. 96, 898-913.

9. ANEXOS

Anexo 1. Cantidades de obra Presa y Vertedero

Anexo 2. Planos Presa

Anexo 3. Análisis de Estabilidad

Anexo 4. Análisis Cinemático

Anexo 5. Desplazamientos inducidos por sismo

Anexo 6. Caracterización - Resultados de Ensayos

Anexo 8. Infiltraciones en obras subterráneas

Anexo 9. Rendimientos de excavación subterránea

Anexo 10. Cantidades de obra Túnel

Anexo 11. Planos Túnel