

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

VOLUMEN GEOLOGIA Y GEOTECNIA

JUNIO 2020

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

VOLUMEN GEOLOGIA Y GEOTECNIA



CANAL DE PANAMÁ

JUNIO 2020

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	11
2. MARCO GEOLÓGICO	12
2.1. CONTEXTO GEOLÓGICO	12
2.1.1. Aspectos tectono-estructurales en la península de Azuero	14
2.2. GEOLOGÍA LOCAL ZONA DE PRESA (GUARARÉ)	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. Líneas de refracción sísmicas	28
4.3.3. Ensayos de laboratorio	29
4.3.3.1. Ensayos de penetración estándar	29
4.3.3.2. Ensayos de mecánica de rocas	30
4.4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	31
4.4.1. Depósito aluvial (Qal)	32
4.4.2. Depósito coluvial (Qco)	33
4.4.3. Suelo residual (Sr)	35
4.4.4. Macizo rocoso Formación Playa venado (K-VE)	38
4.5. CRITERIOS DE DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA	47
4.5.1. Nivel de fundación	47
4.5.2. Estabilidad de la Fundación	48
4.5.3. Compatibilidad de deformaciones	51
4.5.4. Estabilidad de Taludes de corte	51
4.5.4.1. Análisis de estabilidad de los taludes de corte	52
4.5.4.2. Análisis Cinemático	55
4.5.4.3. Protección taludes de excavación	58
4.5.5. Tratamiento de la fundación	58
4.6. CÁLCULO DE CANTIDADES	59
4.6.1. Excavaciones en corte abierto	59
4.6.2. Relleno ataguía y contra-ataguía	59
4.6.3. Tratamiento para la fundación	60
4.6.4. Inyecciones y drenajes	60

4.6.4.1. Inyecciones de consolidación	60
4.6.4.2. Inyecciones profundas	60
4.6.4.3. Cortina de drenaje desde las galerías	60
4.6.5. Soporte y protección de taludes de excavación	61
4.6.5.1. Empradización	61
4.6.5.2. Concreto lanzado (concreto neumático) y malla electrosoldada	61
4.6.5.3. Drenajes cortos - lagrimales	61
4.6.5.4. Drenajes profundos	61
4.6.5.5. Pernos Tipo A1	61
4.6.5.6. Cunetas	62
4.6.5.7. Instrumentación geotécnica	62
5. OBRAS SUBTERRÁNEAS	63
5.1. INTRODUCCIÓN	63
5.1.1. Generalidades	63
5.1.2. Descripción	63
5.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	64
5.2.1. Investigaciones geotécnicas	64
5.2.2. Propiedades de la roca intacta	67
5.2.3. Niveles de meteorización	68
5.2.4. Características de fracturamiento (RQD)	68
5.2.5. Clasificación del macizo rocoso	69
5.2.6. Permeabilidad	70
5.3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS	70
5.3.1. Mecanismos de falla	70
5.3.2. Excavación y soporte de los túneles	72
5.3.2.1. Terreno tipo I	72
5.3.2.2. Terreno tipo II	73
5.3.2.3. Terreno tipo IIIA	73
5.3.2.4. Terreno tipo IIIB	73
5.3.3. Estimativo de tipos de terreno	74
5.3.4. Revestimiento	75
5.3.4.1. Revestimiento de las obras subterráneas	75
5.3.5. Estimativo de infiltraciones en los túneles	75
5.3.6. Tapón de cierre del túnel de desviación	76
5.4. ESTIMATIVO DE RENDIMIENTOS Y TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN	77
5.4.1. Estimativo de rendimientos	77
5.4.2. Estimativo de tiempos de construcción	78
5.5. CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA	79

6. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIALES	81
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	84
7.1. GEOLOGÍA	84
7.2. PRESAS	84
7.3. OBRAS SUBTERRÁNEAS	85
7.4. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL	85
8. REFERENCIAS	86
9. ANEXOS	89

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. Parte inferior mapa geológico simplificado del Istmo de Panamá (Barat et al., 2014)

Figura 2. Planta geológica con la localización de la zona de presa (Guararé). Fuente: Ministerio de Comercio en Industria. (1991).

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 Guararé.

Figura 4. Geomorfología del sitio de presa (Guararé), Google Earth. (s.f.).

Figura 5. Litología representativa del sitio de presa Guararé y su correlación con la unidad geológica presente según el mapa geológico de Ministerio de Comercio en Industria (1991).

Figura 6. Afloramiento de la secuencia vulcano-sedimentaria en el cauce del río Guararé.

Figura 7. Localización de las obras relacionadas al sitio de presa (Guararé).

Figura 8. Cauce del río Guararé en el sitio de presa, A) depósito aluvial en la margen izquierda, B) Afloramiento de la secuencia vulcano-sedimentaria en la margen derecha.

Figura 9. Cauce del río Guararé en el sitio de presa, A) depósito aluvial en la margen izquierda, B) Afloramiento de la secuencia vulcano-sedimentaria en la margen derecha.

Figura 10. Mapa de aceleración del terreno (PGA) para un periodo de retorno de 475 años.

Figura 11. Fallas activas según Cowan et al., (1998).

Figura 12. Espectros de peligro uniforme para el sitio Guararé

Figura 13. Escenario sísmicos considerados en los análisis determinísticos de amenaza sísmica.

Figura 14. Espectros de diseño para estructuras del Grupo A, escenario SEE (Máximo Creíble).

Figura 15. Sitio de Presa CCR Guararé.

Figura 16. Carta de Plasticidad - Qal.

Figura 17. Suelo Residual Carta de Plasticidad - Qco.

Figura 18. Curvas granulométricas de las muestras del suelo residual.

Figura 19. Carta de Plasticidad del suelo residual - Sr.

Figura 20. Afloramiento secuencia vulcano-sedimentaria.

Figura 21. Núcleos recuperados de la perforación AZ-GU-BH-01 y AZ-GU-BH-02. Sitio de presa Guararé.

Figura 22. Formación Playa Venado K-VE - Recobro, RQD y GSI. Zona de presa Guararé.

Figura 23. Formación Playa Venado K-VE Nomograma GSI. Zona de presa Guararé.

Figura 24. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca altamente meteorizada. Presa Guararé.

Figura 25. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca altamente meteorizada. Presa Guararé.

Figura 26. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de Young de la roca altamente meteorizada. Presa Guararé.

Figura 27. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca levemente meteorizada a sana. Presa Guararé.

Figura 28. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca levemente meteorizada a sana. Presa Guararé.

Figura 29. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de Young de la roca levemente meteorizada a sana. Presa Guararé.

Figura 30. Formación Playa Venado K-VE. Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma de cohesión (kPa). Zona de presa Guararé. Ajuste a distribución normal.

Figura 31. Formación Playa Venado K-VE. Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma de ángulo de fricción ($^{\circ}$). Zona de presa Guararé. Ajuste a distribución gamma.

Figura 32. Formación Playa Venado K-VE. Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma de módulo de Young (MPa). Zona de presa Guararé. Ajuste a distribución gamma.

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

Figura 34. Formación Playa Venado K-VE. Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de ángulo de fricción ($^{\circ}$). Zona de presa Guararé. Ajuste a distribución gamma.

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

Figura 36. Zonificación geotécnica por el eje de la presa Guararé.

Figura 37. Mecanismo de falla a través de discontinuidad

Figura 38. Estabilidad de la Fundación. Factor de Seguridad para falla por deslizamiento a lo largo de discontinuidad condición 1 - Sismo

Figura 39. Estabilidad de la Fundación. Factor de Seguridad para falla por deslizamiento a lo largo de discontinuidad condición 2 - Estático

Figura 40. Ubicación en planta, secciones analizadas en Slide.

Figura 41. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección A-A.

Figura 42. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección B-B.

Figura 43. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección C-C.

Figura 44. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección D-D.

Figura 45. Identificación de Taludes - Presa Guararé

Figura 46. Planta de localización del proyecto Guararé.

Figura 47. Localización de perforaciones

Figura 48. Localización de LRS

Figura 49. Línea sísmica AZ-GU-LRS-01

Figura 50. Línea sísmica AZ-GU-LRS-03

Figura 51. Línea sísmica AZ-GU-LRS-04

Figura 52. Clasificación de la roca intacta. Deere y Miller (1971).

Figura 53. Perforación AZ-GU-BH-03.

Figura 54. Clasificación del macizo rocoso. Índice GSI.

Figura 55. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de desvío

Figura 56. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes al túnel de desvío.

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 Guararé.

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

Tabla 6. Localización y longitud de las líneas de refracción sísmica en el sitio de presa Guararé.

Tabla 7. Niveles identificados en las líneas de refracción sísmica.

Tabla 8. Resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) en el sitio de la presa Guararé.

Tabla 9. Resumen de resultados de resistencia en roca en el sitio de presa Guararé.

Tabla 10. Resumen de los espesores de los estratos encontrados en las exploraciones del sitio de presa Guararé.

Tabla 11. Correlaciones empíricas para estimar el ángulo de fricción a partir del ensayo SPT.

Tabla 12. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young (Es) en diferentes tipos de suelo a partir del ensayo de SPT.

Tabla 13. Relación entre la resistencia al corte no drenada (S_u) y el ensayo de SPT.

Tabla 14. Valores de gravedad específica y límites de Atterberg para los depósitos aluviales (Qal).

Tabla 15. Granulometría para el suelo residual (Sr).

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

Tabla 17. Valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el depósito coluvial (Qco).

- Tabla 18. Granulometría para el depósito de coluvial (Qco).
- Tabla 19. Parámetros de resistencia depósito de coluvial (Qco).
- Tabla 20. Valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el suelo residual (Sr).
- Tabla 21. Granulometría para el suelo residual (Sr).
- Tabla 22. Parámetros geotécnicos del suelo residual (Sr).
- Tabla 23. Parámetros geotécnicos estimados para los depósitos y suelo residual.
- Tabla 24. Parámetros geotécnicos estimados para el macizo rocoso.
- Tabla 25. Factores de seguridad mínimos para la estabilidad de la fundación de la presa Guararé por falla por deslizamiento a lo largo de la discontinuidad la formación de cuñas
- Tabla 26. Factores de seguridad para el cálculo de la capacidad portante admisible
- Tabla 27. Resumen de resultados obtenidos del análisis de capacidad portante.
- Tabla 28. Factores de seguridad mínimos para el diseño de los taludes de excavación.
- Tabla 29. Resumen factores de seguridad para los taludes de excavación.
- Tabla 30. Parámetros Geología Estructural Guararé
- Tabla 31. Geología Estructural de los taludes de la excavación
- Tabla 32. Resultados del Análisis cinemático
- Tabla 33. Localización de las perforaciones en la zona de las obras subterráneas
- Tabla 34. Resumen de ensayos de laboratorio
- Tabla 35. Localización de las líneas de refracción sísmica en la zona de las obras subterráneas
- Tabla 36. Velocidad de onda
- Tabla 37. Niveles de meteorización.
- Tabla 38. Resumen de RQD de los sondeos
- Tabla 39. Mecanismos de falla en túneles.
- Tabla 40. Mecanismos de falla probables para los Túneles.
- Tabla 41. Tipos de terreno por mecanismo de falla en túneles.
- Tabla 42. Tipos de soporte por mecanismos de falla en túneles.
- Tabla 43. Porcentaje de terreno estimado.
- Tabla 44. Caudal máximo de infiltración estimado para el túnel.
- Tabla 45. Dimensionamiento de tapón
- Tabla 46. Rendimientos de excavación

Tabla 47. Estimativo de tiempo de construcción.

1. INTRODUCCIÓN

Como parte del proyecto *Multipurpose Reservoirs on Azuero Rivers*, se ha planteado el potencial desarrollo multipropósito identificado como Guararé. Este desarrollo se localiza en la cuenca del río Guararé, donde se identificó potencial de aprovechamiento como suministro de agua potable y riego.

El proyecto Guararé, consiste en un reservorio formado por una presa de gravedad tipo CCR (Concreto compactado con rodillo) de 75 m de altura, un túnel de desviación, el sistema de descarga de fondo y el sistema de descarga de usos.

El documento presenta los estudios geológicos y geotécnicos a nivel conceptual del proyecto Guararé. 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. Balance de Materiales y Fuentes de Material.
- Capítulo 7. Conclusiones.
- Capítulo 8. Referencias.
- Capítulo 9. Anexos.

2. MARCO GEOLÓGICO

Los aspectos geológicos de las zonas de potenciales reservorios y específicamente los sitios de presa son el resultado de la consulta y estudio de diferentes publicaciones geocientíficas y tesis de grado relacionadas a la configuración tectónica y evolución geológica de la margen sur de la Placa Caribe cuya expresión fisiográfica es el istmo de Panamá, así como de las visitas de reconocimiento de campo a los sitios de reservorio y presa realizadas en octubre y noviembre del presente año. La base geológica usada para la caracterización preliminar de las zonas de interés proviene del Mapa Geológico de Panamá [Ministerio de Comercio en Industria. (1991)].

2.1. CONTEXTO GEOLÓGICO



Panamá se encuentra situado al Sur de América Central, y representa la zona más joven del istmo que une América del Norte con América del Sur. Esta zona es afectada desde finales del Cretácico por la subducción de la antigua placa de Farallón (actualmente placas de Nazca y Cocos), debajo de la placa Caribeña, proceso que produjo un arco volcánico.

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 y Figura 2).

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 Cretáceo Inferior - Superior y en el Cenozoico. Se caracterizan por ser rocas de afinidad oceánica acrecionadas a las márgenes del arco magmático-volcánico del Cretácico Superior - Cenozoico panameño. 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. Este tipo de unidad también se encuentra en la provincia de Veraguas (Figura 1 y Figura 2).

Al norte de la provincia morfotectónica característica de la Península de Azuero conformada por el complejo ofiolítico cretácico y del arco magmático-volcánico cretácico-cenozoico, se presentan cambios importantes en las rocas, 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 la Figura 1, Figura 2 y Figura 3, la zona de estudio se caracteriza por presentar rocas ígneas indiferenciadas del Terciario, a las cuales se asocian andesitas, ignimbritas, basaltos, tobas y raramente dacitas y riolitas.

2

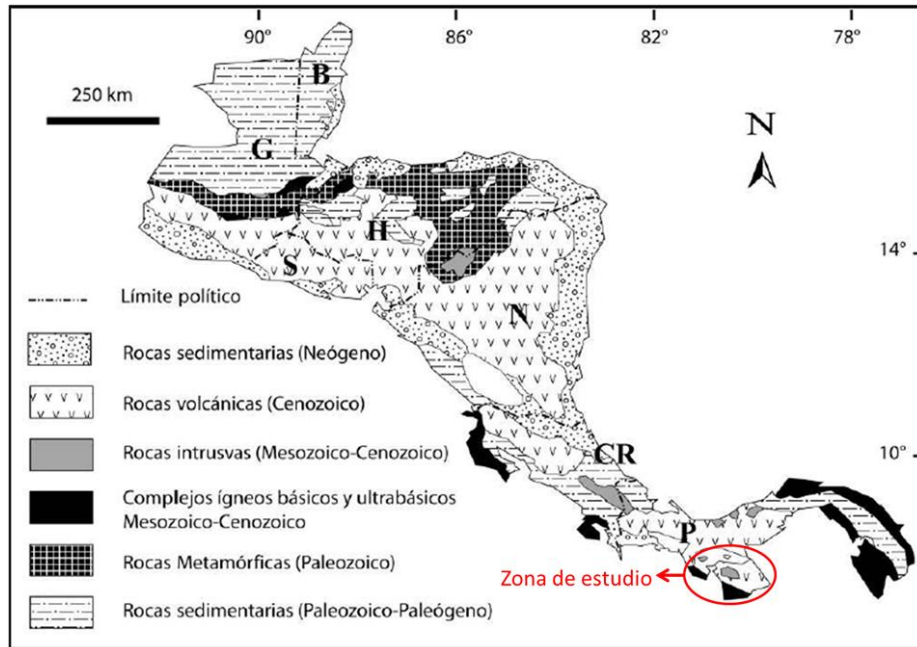


Figura 1. Mapa geológico generalizado basado en Weyl (1980) y Bundschuh y Alvarado (2007). B: Belice, G: Guatemala, S: El Salvador, H: Honduras, N: Nicaragua, CR: Costa Rica, P: Panamá.

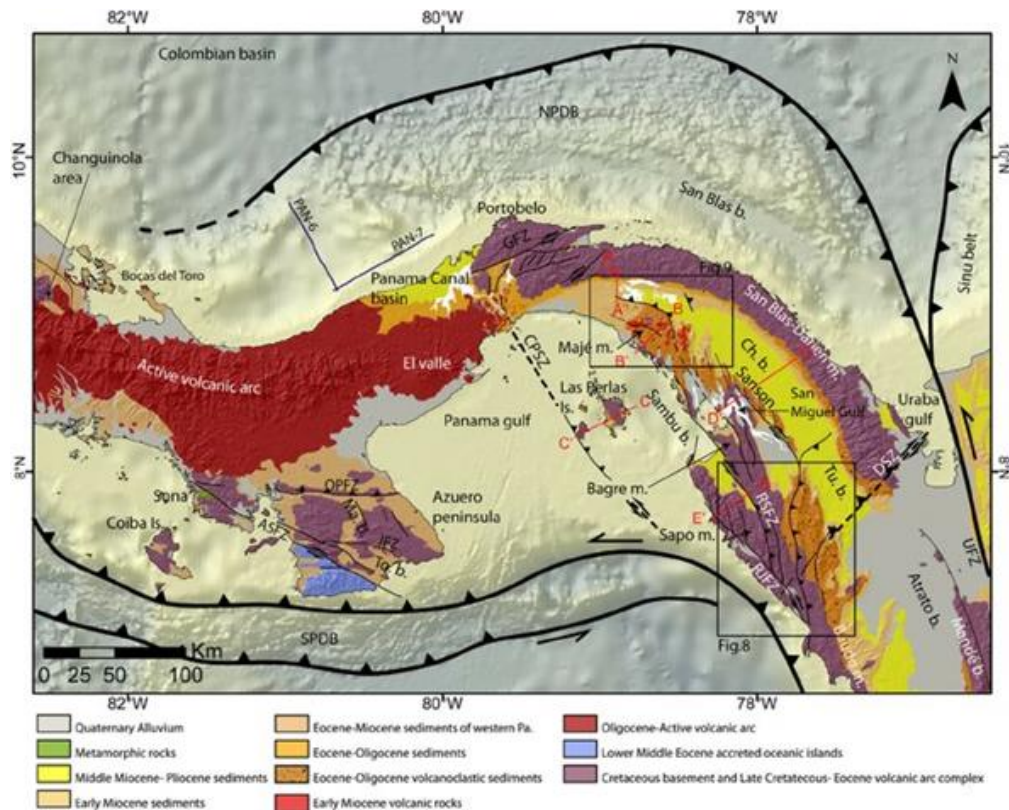


Figura 2. Mapa geológico simplificado del Istmo de Panamá (Barat et al., 2014).

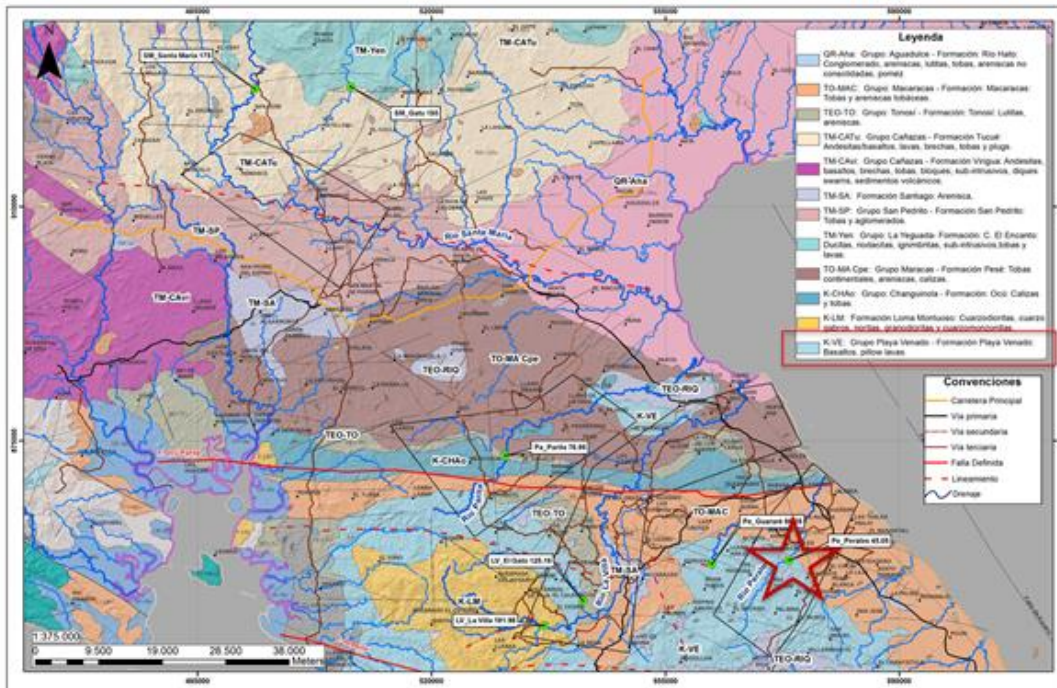


Figura 3. Planta geológica con la localización de la zona de presa (Guararé). [Fuente: Ministerio de Comercio en Industria. (1991)].

Las provincias de Herrera, Los Santos y Veraguas se encuentran parcialmente cubiertas por rocas sedimentarias del Terciario (Figura 1, Figura 2), 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.

2.1.1. Aspectos tectono-estructurales en la península de Azuero

El sitio de presa proyectado en la subcuenca Guararé se ubica en la zona sur de la península de Azuero, la cual se caracteriza por presentar un *plateau* oceánico autóctono, al cual se han 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 (Véase Figura 4).

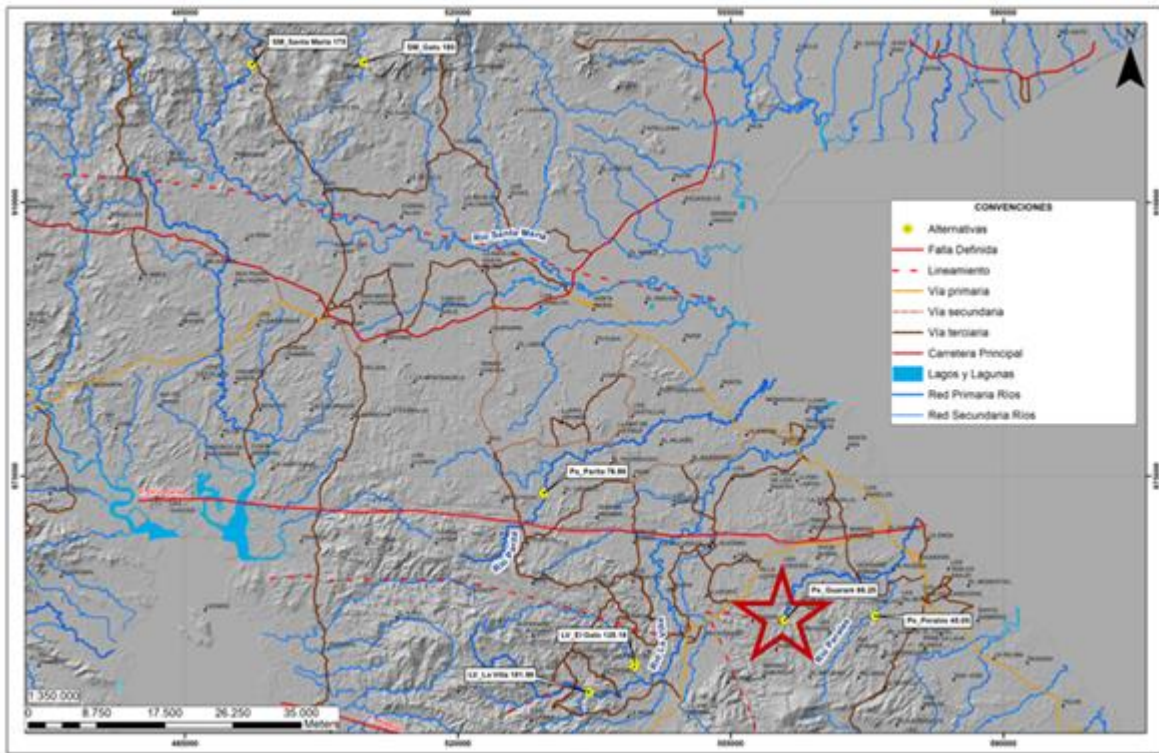


Figura 4. Interpretación preliminar de las fallas y lineamientos más importantes en el área de estudio, nótese en la estrella la localización del sitio de presa Guararé.

Los principales sistemas de falla que se encuentran a nivel regional se describen a continuación.

- 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 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 LOCAL ZONA DE PRESA (GUARARÉ)

Geomorfológicamente, la zona de presa está caracterizada por la presencia en la margen izquierda de terrazas aluviales (pendientes $0^\circ - 5^\circ$), y en la margen derecha morfologías de montaña (pendientes $>20^\circ$) correspondientes a secuencias vulcano-sedimentaria (basaltos, tobas, limolitas) aflorante en esta margen (Véase Figura 5).



Figura 5. Geomorfología del sitio de presa (Guararé), Google Earth. (s.f.).

En el reconocimiento geológico realizado al sitio de presa, se evidencia la presencia de una secuencia vulcano-sedimentarias compuesta por sucesiones de basaltos , tobas de composición basáltica con algunos niveles de limolita pertenecientes a la formación Playa Venado (K-VE) (véase Figura 6 y Figura 7), sobre las cuales se desarrolla el cauce del río Guararé, donde es posible diferenciar los eventos volcánicos y sedimentarios asociados al ambiente volcánico marino dado para estar rocas. En la Figura 7 se pueden apreciar que los contactos entre las diferentes litologías corresponden al plano principal de debilidad



Figura 6. Litología representativa del sitio de presa Guararé y su correlación con la unidad geológica presente según el mapa geológico de Ministerio de Comercio en Industria (1991)

Secuencia vulcano-sedimentaria



Figura 7. Afloramiento de la secuencia vulcano-sedimentaria en el cauce del río Guararé.

En la margen izquierda yacen discordantemente sobre las rocas volcánico-sedimentarias depósitos aluviales y coluviales con espesores de máximo de 10 m de profundidad, contrario a la margen derecha donde la secuencia volcánica se encuentra aflorante (ver Figura 8, Figura 9 y Figura 10).



Figura 8. Localización de las obras relacionadas al sitio de presa (Guararé).

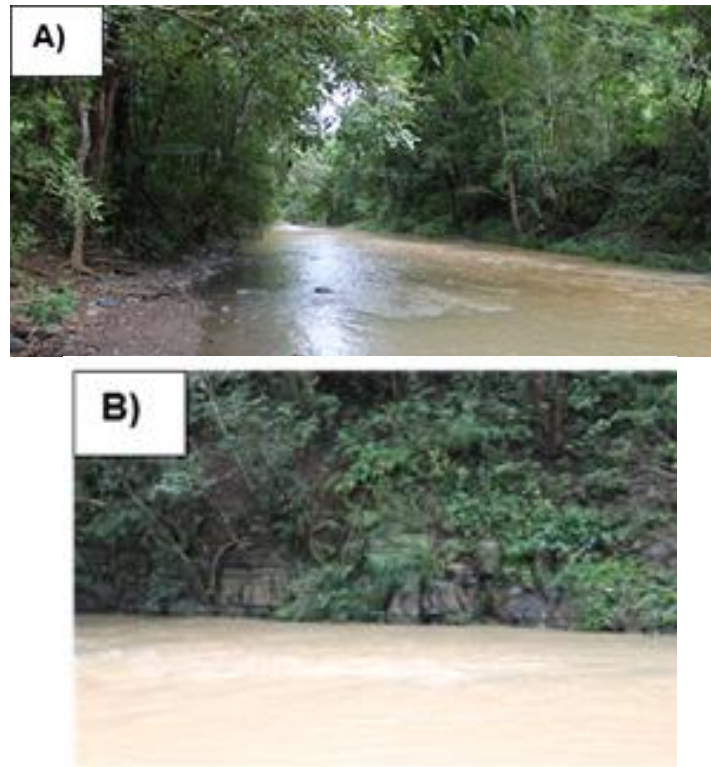
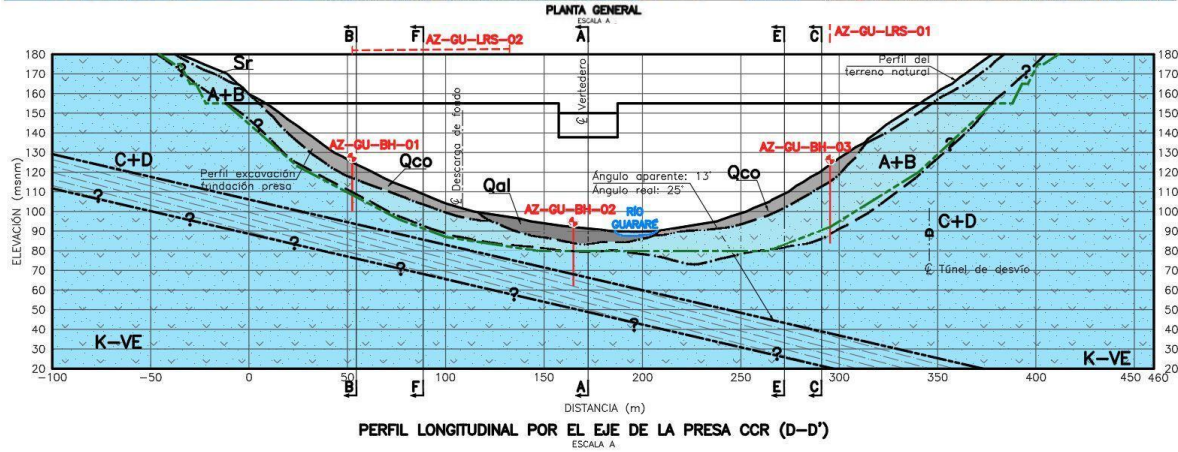
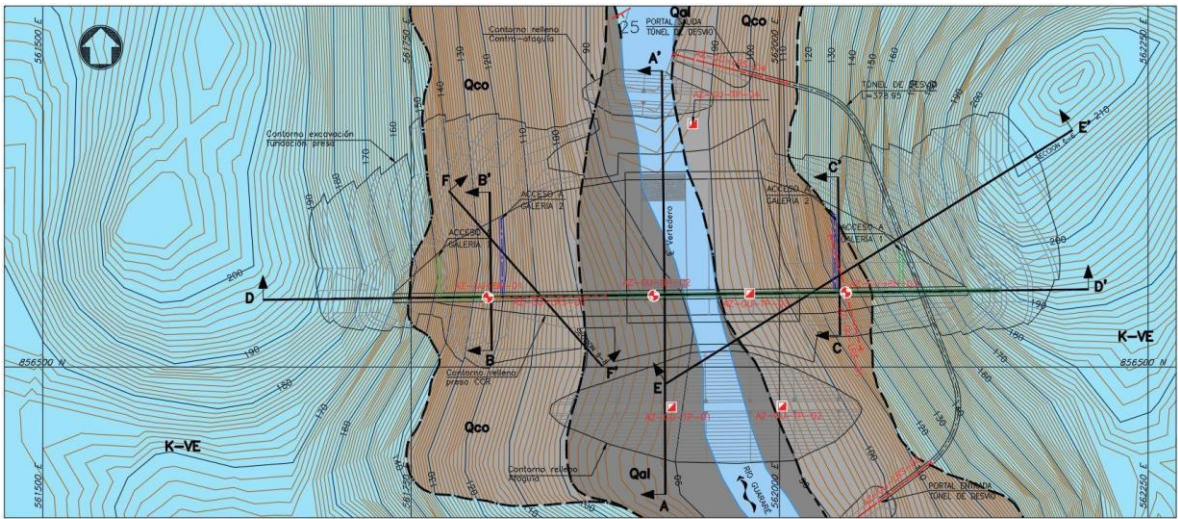


Figura 9. Cauce del río Guararé en el sitio de presa, A) depósito aluvial en la margen izquierda, B) Afloramiento de la secuencia vulcano-sedimentaria en la margen derecha.



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.



LEYENDA GEOLÓGICA		CONVENCIONES	
CUATERNARIO		- - - - - Contacto nivel de meteorización	
Qco	Depósito coluvial: Fragmentos líticos angulares a subangulares tamaño guijos a guijarros, embebidos en matriz limo-arcillosa.	- - - - -	Contacto litológico
Qal	Depósito aluvial: Cantos subangulares a subredondeados tamaño granulo a bloques.	- - - - -	Línea de refracción sísmica
CRETÁCICO		↑ ↑	Sección geológica eje de presa
K-VE	Grupo Playa Venado – Formación Playa Venado: Secuencia de tobas de composición andesítica, lavas tipo basalto-andesítico de textura afanítica, ocasionalmente porfiríticas y niveles de limolitas negras.	◆	Perforaciones
0 25 50 75 100 125 m		■	Apique
ESCALA A 1:2500		— —	Orientación contacto litológico
		▨	Limolitas
		▨	Tobas y lavas de composición andesítica, con alto contenido de fragmentos líticos tamaño lapilli

Figura 10. Cauce del río Guararé en el sitio de presa, A) depósito aluvial en la margen izquierda, B) Afloramiento de la secuencia vulcano-sedimentaria en la margen derecha.

3. AMENAZA SÍSMICA



El desarrollo de análisis de amenaza sísmica no hace parte del alcance del estudio de ingeniería conceptual del proyecto multipropósito Guararé, sin embargo, bajo la premisa que para zonas clasificadas como de amenaza sísmica alta la definición de las solicitaciones sísmicas tiene un impacto significativo en el planteamiento del esquema de ingeniería y el dimensionamiento de los elementos más importantes del proyecto. Teniendo en cuenta que el territorio nacional y en particular la península de Azuero es considerada como una zona de amenaza sísmica alta, INGETEC decidió adelantar análisis probabilísticos y determinísticos de amenaza sísmica con el fin de definir los niveles de aceleración de diseño y utilizar estos valores para los diseños geotécnicos y estructurales de las obras más importantes (en particular para el dimensionamiento y diseños conceptuales de la presa y el vertedero del proyecto). El desarrollo de análisis de amenaza sísmica necesariamente tiene que partir de la caracterización tectónica regional de la zona de estudio, teniendo en cuenta que fuentes sísmicas que se encuentran a distancias de hasta 300 km pueden tener participación en la amenaza sísmica del sitio de análisis. Bajo esta premisa se desarrolló un modelo nacional válido para el análisis sísmico de todos los proyectos analizados como parte del estudio de proyectos multipropósito en los ríos de la península de Azuero y las provincias de Herrera, Los Santos y Veraguas. Por lo anterior, en este capítulo se presentan elementos asociados con la construcción del modelo tectónico y el procedimiento de análisis que son comunes para la definición de las solicitaciones sísmicas de los proyectos analizados.



A continuación, se describen la metodología implementada para los análisis de amenaza sísmica y los resultados obtenidos para el sitio de presa proyectado del proyecto multipropósito Guararé.

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 es 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 sollicitaciones 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 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 1/6 en el árbol lógico. Se anota nuevamente que el modelo desarrollado es válido para el territorio nacional y en particular para la península de Azuero.

La Figura 11 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 Zona (Ver Figura 12) 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). Para el sitio proyectado de la presa Guararé se ha determinado un valor de PGA de 0.3 g para un periodo de retorno de 475 años, resultados que confirma la caracterización del sitio de estudio como una zona de sismicidad alta, sin embargo en comparación a los resultados de los otros sitios de presa proyectados en las otras cuencas de análisis, las aceleraciones espectrales determinadas para el sitio de estudio están en el rango medio de los proyectos analizados, lo cual es consecuente con la localización del proyecto de estudio en referencia al principal sistema tectónico regional que corresponde a las fallas de Azuero y Sona.

La Figura 13 presenta los espectros de peligro uniforme para diferentes periodos de retorno determinados para el sitio en donde se prevé construir la presa del proyecto Guararé. Se han determinado aceleraciones del terreno para el sitio de estudio 0.19 g, 0.30 g, 0.38 g, 0.51 g y 0.73 g para periodos de retorno de 145 años, 475 años, 1000 años, 2500 años y 10000 años respectivamente. Los resultados encontrados son coherentes con la localización del proyecto en una zona de amenaza sísmica alta controlada principalmente por el sistema Azuero-Sona el cual tiene capacidad de generar sismos de gran magnitud.

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 14. Estos escenarios tienen en cuenta los sistemas sísmogénicos 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 y las distancias epicentrales al sitio de estudio. En esta Tabla se puede observar que el escenario que presenta una distancia epicentral al sitio de la presa Guararé es el escenario E3 correspondiente a la ocurrencia de un sismo de magnitud 7.5 (Mw) en el sistema Azuero-Sona. Teniendo en cuenta las combinaciones magnitud, mecanismo y distancia focal el escenario E3 es el que controla (provee las mayores aceleraciones espectrales) la amenaza sísmica del sitio de estudio.

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. La Figura 15 presenta el espectro de diseño para el Grupo A y el escenario del sismo máximo creíble. Este espectro de diseño está caracterizado con una aceleración del terreno de 0.34 g, una aceleración en la plataforma del espectro (periodos estructurales entre 0.08 y 0.30 segundos) de 0.85 g y una aceleración espectral correspondiente a un periodo estructural de 1.0 segundo de 0.26 g. Este espectro ha sido utilizado en los diseños conceptuales geotécnicos y estructurales de la presa y el vertedero.



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. El espectro asociado con el escenario OBE es caracterizado con un valor de PGA de 0.19 g y un valor máximo de aceleración espectral de 0.42 g para un periodo estructural de 0.10 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.

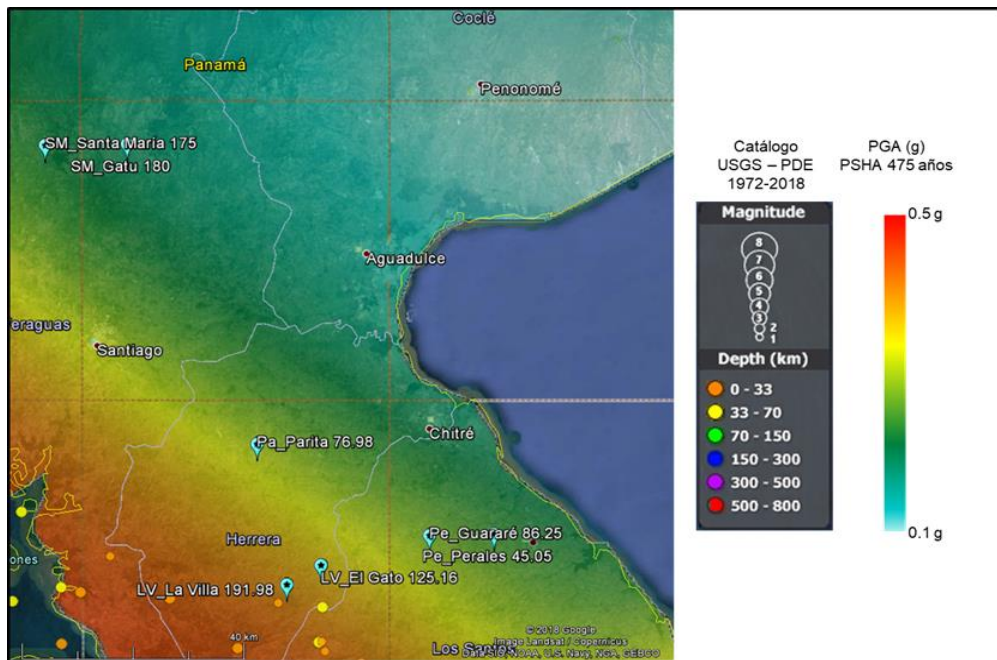


Figura 11. Mapa de aceleración del terreno (PGA) para un periodo de retorno de 475 años.

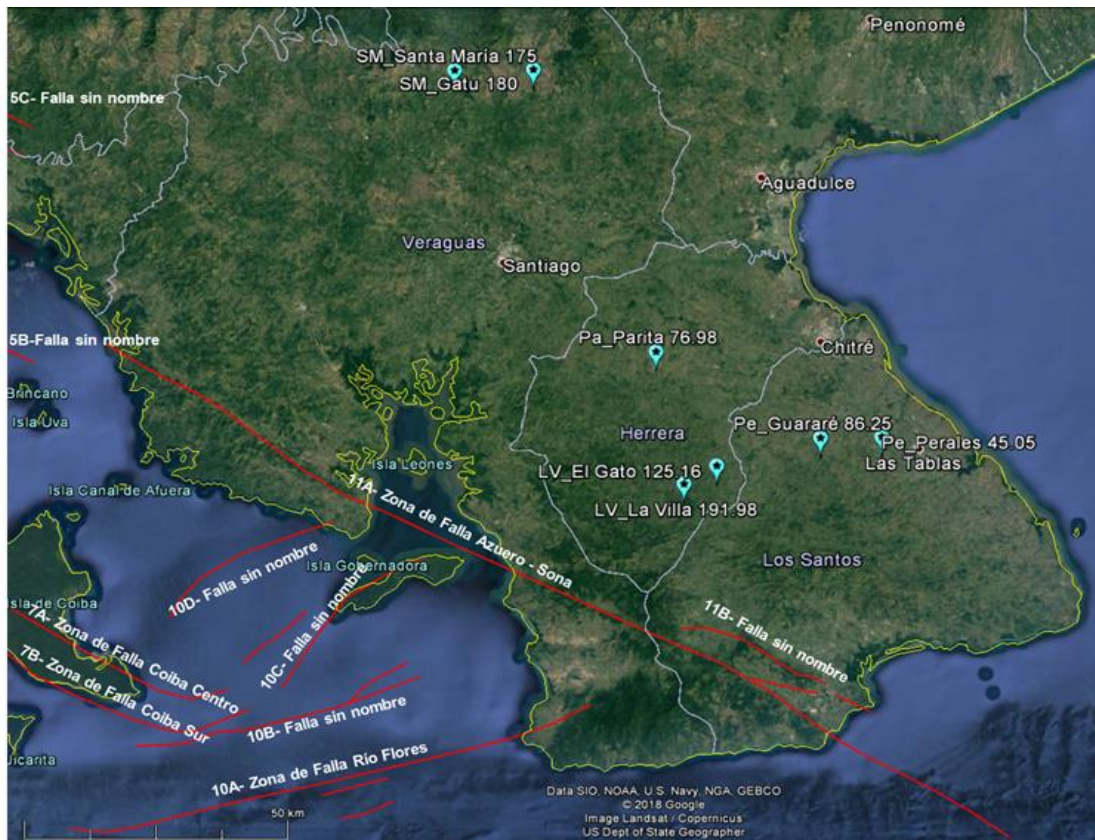


Figura 12. Fallas activas según Cowan et al., (1998).

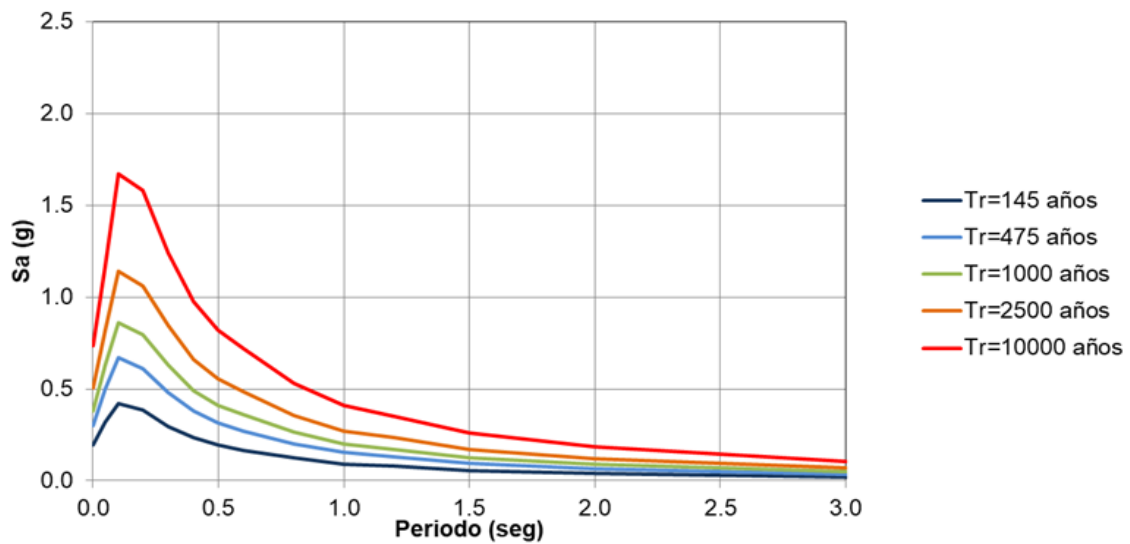


Figura 13. Espectros de peligro uniforme para el sitio Guararé

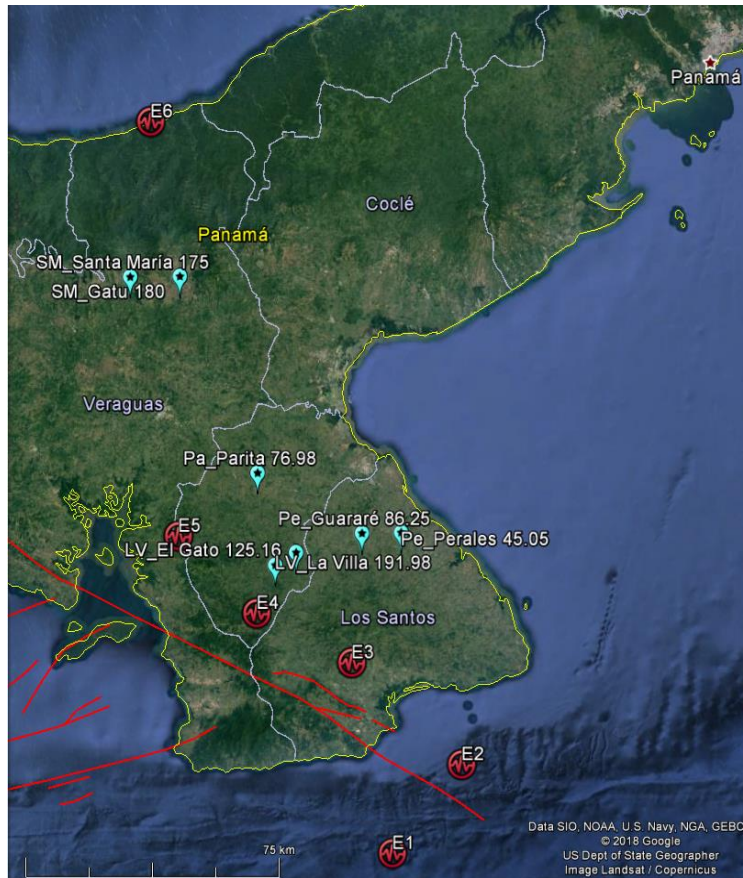


Figura 14. Escenarios sísmicos considerados en los análisis determinísticos de amenaza sísmica.



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)
								Guararé
E1	Cinturón Deformado del Sur de Panamá	Falla de Cabalgamiento	Subducción	8.0	30	-80.357	6.956	86
E2	Zona de Falla del Sur de Panamá	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	15	-80.173	7.181	68
E3	Zona de Falla Azuero-Sona	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	10	-80.465	7.435	33
E4	Zona de Falla Azuero-Sona	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	10	-80.717	7.559	36
E5	Zona de Falla Azuero-Sona	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	10	-80.927	7.751	54
E6	Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Tramo	Falla de Cabalgamiento	Subducción	7.5	30	-81.009	8.793	132

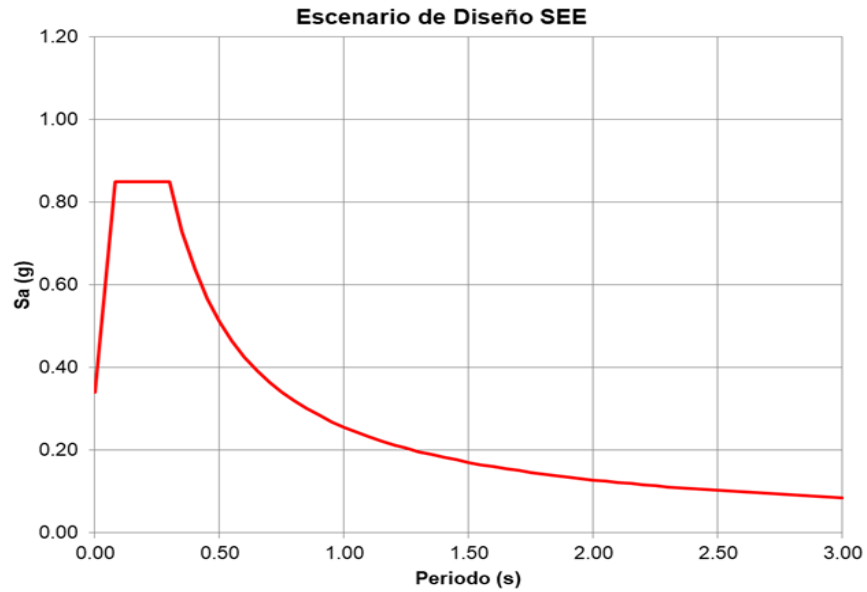


Figura 15. Espectro de diseño para estructuras del Grupo A, escenario SEE (Máximo Creíble).

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

Espectro Escenario SEE Proyecto Guararé					
Periodo (s)	Sa (g)	Periodo (s)	Sa (g)	Periodo (s)	Sa (g)
0.000	0.34	1.150	0.22	2.100	0.12
0.080	0.85	1.200	0.21	2.150	0.12
0.300	0.85	1.250	0.20	2.200	0.12
0.350	0.73	1.300	0.20	2.250	0.11
0.400	0.64	1.350	0.19	2.300	0.11
0.450	0.57	1.400	0.18	2.350	0.11
0.500	0.51	1.450	0.18	2.400	0.11
0.550	0.46	1.500	0.17	2.450	0.10
0.600	0.43	1.550	0.16	2.500	0.10
0.650	0.39	1.600	0.16	2.550	0.10
0.700	0.36	1.650	0.15	2.600	0.10
0.750	0.34	1.700	0.15	2.650	0.10
0.800	0.32	1.750	0.15	2.700	0.09
0.850	0.30	1.800	0.14	2.750	0.09
0.900	0.28	1.850	0.14	2.800	0.09
0.950	0.27	1.900	0.13	2.850	0.09
1.000	0.26	1.950	0.13	2.900	0.09
1.050	0.24	2.000	0.13	2.950	0.09
1.100	0.23	2.050	0.12	3.000	0.09

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

Periodo (s)	Sa (g)
0.001	0.19
0.05	0.32
0.10	0.42
0.20	0.38
0.30	0.30
0.40	0.23
0.50	0.19
0.60	0.17
0.80	0.12
1.00	0.09
1.20	0.08
1.50	0.06
2.00	0.04
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 gravedad tipo CCR (Concreto Compactado con Rodillo) la cual dará lugar al reservorio multipropósito identificado como Guararé.

A continuación, se presentan los estudios geotécnicos a nivel de diseños conceptuales en la cuenca Perales. 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 CCR de 75 m de altura con la cresta en la cota 155 msnm. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1V a vertical y talud aguas abajo 1H:1V, una cresta de 390 m de longitud y 6.0 m de ancho. La presa estará fundada 11 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 16 y 32 m por debajo de la superficie en los estribos.

Adicionalmente se consideró para el sistema de desvío, la construcción de una ataguía de 14 m de altura y una contra ataguía aguas abajo de 4 m de altura. La ataguía será de tipo térrea con cresta en la cota 103.60 msnm, talud aguas arriba y abajo de 2.5H:1.0V, cresta con longitud de 209.55 m y ancho de 6.0 m. Asimismo, la contra-ataguía de tipo térrea tendrá la cresta en la cota 90.80 msnm, talud aguas y abajo de 2.5H:1.0V, cresta con longitud de 83 m y ancho de 6.0 m.

En la Figura 16 se presenta la localización del sitio de presa, ataguía y contra-ataguía.

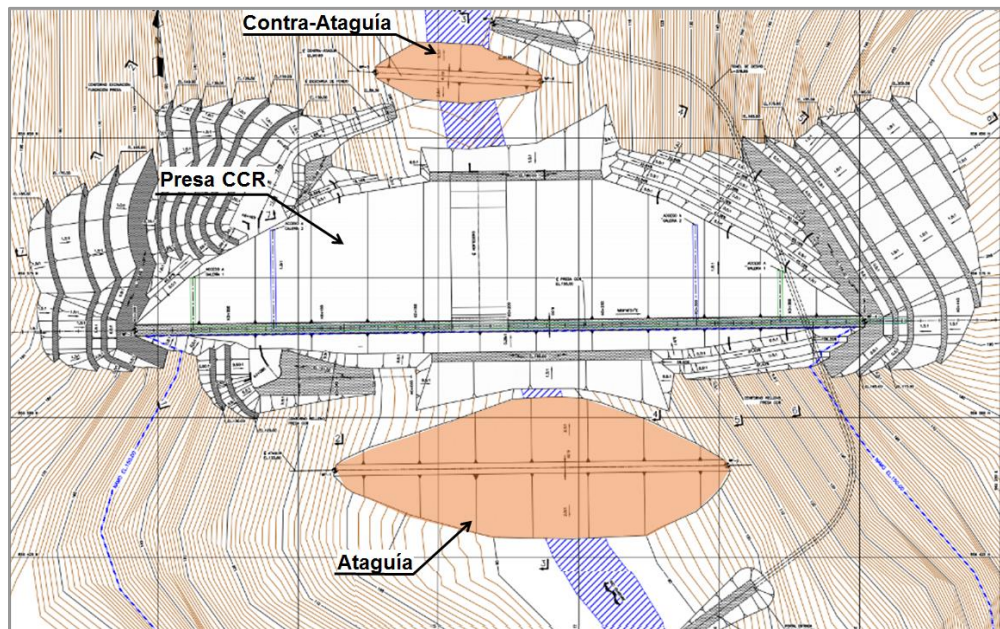


Figura 16. Sitio de Presa CCR Guararé.

4.3. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

A continuación se resumen las exploraciones geotécnicas realizadas en el sitio de presa Guararé, cuenca Perales.

4.3.1. Perforaciones

En el sitio de la presa Guararé se realizaron 3 perforaciones. La localización, coordenadas, elevación y profundidad se presenta en la Tabla 4.

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

N°	Perforación	Prof. (m)	Localización	Norte	Este	EL. (msnm)
1	AZ-GU-BH-01	25	Sobre el eje de la cresta de la presa en la margen derecha del río	856547.00	561802.00	125
2	AZ-GU-BH-02	30	Sobre el eje de la cresta de la presa en la margen derecha del río	856548.25	561914.51	92
3	AZ-GU-BH-03	40.2	Sobre el eje de la cresta de la presa en la margen izquierda de río	856550.49	562044.99	124

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 con: depósitos coluviales (Qco), depósitos aluviales (Qal), roca completamente a moderadamente meteorizada (K-VE niveles A+B) y roca sana a levemente meteorizada (K-VE niveles C+D) de la Formación Playa Venado.

En general, se observa que el estrato de depósito coluvial (Qco) se presenta en los estribos con espesor entre 6.9 y 7.6 m. En el lecho del río se encontró depósito aluvial (Qal) de espesor promedio de 8.3 m. Subyaciendo el depósito coluvial o depósito aluvial se encuentran las rocas de la Formación Playa Venado (K-VE). La roca completamente a moderadamente meteorizada (niveles A+B) presenta espesores alrededor de 8 m en el lado izquierdo del río y 33.2 m en el lado derecho, la roca sana a levemente meteorizada (niveles C+D) presenta el techo de roca a profundidad promedio de 12.5 m en el lado izquierdo del río, la perforación del lado derecho no se encontró el techo de roca de niveles C+D.

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

No	Perforación	Profundidad (m)	NF (m)	Espesor (m)			Profundidad (m)	
				Qal/Qco	A+B	C+D	Techo de roca niveles A+B	Techo de roca niveles C+D
1	AZ-GU-BH-01	25.0	5	7.6	6.4	11.0	7.6	14
2	AZ-GU-BH-02	30.0	18	8.3	2.7	19.0	8.3	11
3	AZ-GU-BH-03	40.2	-	6.9	33.4	1.5	6.9	38.7
Promedio			11.5	7.6	14.2	10.5	7.6	21.2
Desviación			9.2	0.7	16.7	8.8	0.7	15.2
Mínimo			5.0	6.9	2.7	1.5	6.9	11.0
Máximo			18.0	8.3	33.4	19.0	8.3	38.7

4.3.2. Líneas de refracción sísmicas

En el sitio de presa se realizaron 4 líneas sísmicas. La localización, coordenadas y longitud se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6. Localización y longitud de las líneas de refracción sísmica en el sitio de presa Guararé.

No	LÍNEA SÍSMICA	LONGITUD (m)	LOCALIZACIÓN	INICIO		FIN	
				NORTE	ESTE	NORTE	ESTE
1	AZ-GU-LRS-01	82.5	Margen derecha del río, cerca al acceso de la galería 2	856589	562035	856512	562055
2	AZ-GU-LRS-02	82.5	Margen izquierda del río, sobre el eje de la cresta de la presa.	856547	561802	856547	561882
3	AZ-GU-LRS-03	82.5	Margen derecha del río, cerca de la entrada del túnel de desvío	856387	562039	856435	562103
4	AZ-GU-LRS-04	80	Margen derecha del río, cerca de la salida del túnel de desvío.	856712	561927	856692	562005

Con base en los resultados de la exploración geofísica se identificaron los niveles mostrados en la Tabla 5. Los niveles fueron definidos con base a las velocidades de onda s (m/s) y la clasificación NEHRP - BSSC SITE CLASSIFICATION. A partir de los resultados se concluye que los depósitos aluviales tienen velocidades de onda s menores a 360 m/s, con espesores entre 11 y 20 m. El depósito de coluvión presenta velocidades de onda s menores a 760 m/s. Para la roca, las velocidades de onda s son mayores a 360 m/s y menores a 760 m/s, correspondiente a clasificación de roca blanda.

Tabla 7. Niveles identificados en las líneas de refracción sísmica.

Obra	Perfil	D* - Suelo denso (180 < Vs < 360 m/s)				C* - Suelo muy denso y roca blanda (360 < Vs < 760 m/s)			
		Elev. (msnm)		Espesor (m)		Elev. (msnm)		Espesor (m)	
Sitio de toma	AZ-GU-LRS-01					128.0	117.0	117 a 128	28.0
	AZ-GU-LRS-02	125.0	86.3	86.3 a 125	11.1	121.5	70.0	70 a 121.5	16.2
	AZ-GU-LRS-03	115.0	90.0	90 a 115	12.0	107.8	70.0	70 a 107.8	20.7
	AZ-GU-LRS-04	111.0	91.0	91 a 111	21.0	102.0	85.0	85 a 102	25.0

Nota: * Según la clasificación de sitio NEHRP - BSSC.

* Según la Clasificación NEHRP - BSSC SITE CLASSIFICATION

4.3.3. Ensayos de laboratorio

La investigación geotécnica del sitio de presa incluyó ensayos de laboratorio en las muestras inalteradas (tipo Shelby) y en los núcleos de perforaciones del sitio de presa. En el sitio de presa se ejecutaron ensayos de granulometría, gravedad específica, contenido de humedad y límites de Atterberg en los depósitos aluviales (Qal) y depósitos coluviales (Qco). En cuanto a las rocas de la Formación Playa Venado (K-VE) se ejecutaron ensayos de compresión simple.

4.3.3.1. Ensayos de penetración estándar

Los resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) ejecutados en 3 perforaciones del sitio de presa Guararé se presentan en la Tabla 8 discriminados por tipo de material. A partir de los ensayos se identifica que para los suelos residuales la resistencia a la penetración estándar entre 11 y 43 golpes/pie con algunos sectores que presentan valores de rechazo. De acuerdo con lo anterior, la resistencia a la penetración estándar de los depósitos aluviales (Qal) varía entre 11-39 golpes/pie, implicando consistencia rígida. En cuanto a los depósitos coluviales (Qco) se registra una resistencia a la penetración estándar entre 12 y 43 golpes/pie, así mismo la consistencia de los depósitos coluviales es rígida.

Tabla 8. Resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) en el sitio de la presa Guararé.

Sondeo	EL. (msnm)	Prof. (m) inicial	Prof. (m) final	Prof. Prom (m)	Golpes	N campo	Material
--------	------------	-------------------	-----------------	----------------	--------	---------	----------

AZ-GU-BH-01	123.28	1.50	1.95	1.73	18-25-18	43	Qco
AZ-GU-BH-01	121.78	3.00	3.45	3.23	18-20-22	42	Qco
AZ-GU-BH-01	120.28	4.50	4.95	4.73	11-35-40	75	Qco
AZ-GU-BH-01	118.78	6.00	6.45	6.23	22-40-50/R	50	Qco
AZ-GU-BH-02	90.58	1.20	1.65	1.43	8-14-15	29	Qal
AZ-GU-BH-02	89.78	2.00	2.45	2.23	6-6-9	15	Qal
AZ-GU-BH-02	88.78	3.00	3.45	3.23	3-5-6	11	Qal
AZ-GU-BH-02	87.78	4.00	4.45	4.23	24-21-22	43	Qal
AZ-GU-BH-02	86.35	5.50	5.80	5.65	20-30-50/R	50	Qal
AZ-GU-BH-03	123.28	0.50	0.95	0.73	5-5-7	12	Qco
AZ-GU-BH-03	122.28	1.50	1.95	1.73	5-15-20	35	Qco
AZ-GU-BH-03	121.33	2.45	2.90	2.68	15-17-15	32	Qco
AZ-GU-BH-03	119.88	3.90	4.35	4.13	15-8-20	28	Qco

4.3.3.2. 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 Guararé. En la Tabla 9 se muestran los resultados obtenidos en las tres (3) perforaciones donde se ejecutaron pruebas. En general se observa que las rocas de la Formación Playa Venado (K-VE), corresponden a rocas blandas de resistencia baja a media de acuerdo con la clasificación de Bieniawski (1973).

Tabla 9. Resumen de resultados de resistencia en roca en el sitio de presa Guararé.

Sondeo	Elevación (msnm)	Prof (m) inicial	Prof (m) final	Prof Prom (m)	σ_{ci} (MPa)	E (MPa)	Deformación axial (%)	Clasificación Bieniawski (1973)	Material
AZ-GU-BH-01	110.70	14.20	14.40	14.30	67.79	17193.3	0.36	Media	K-VE - Roca sana a levemente meteorizada
AZ-GU-BH-01	107.67	17.20	17.45	17.33	31.44	11569.3	0.29	Baja	K-VE - Roca sana a levemente meteorizada
AZ-GU-BH-02	82.75	9.00	9.50	9.25	71.24	22124.8	0.59	Media	K-VE - Roca moderadamente meteorizada
AZ-GU-BH-02	77.60	14.30	14.50	14.40	23.00	8710.3	0.39	Muy Baja	K-VE - Roca levemente meteorizada
AZ-GU-BH-03	118.75	5.15	5.35	5.25	25.75	4897.6	0.41	Baja	K-VE - Roca altamente meteorizada
AZ-GU-BH-03	115.50	8.35	8.65	8.50	50.73	8676.7	0.80	Media	K-VE - Roca altamente meteorizada
AZ-GU-BH-03	89.95	33.95	34.15	34.05	36.14	14967	0.30	Baja	K-VE - Roca moderadamente meteorizada
AZ-GU-BH-03	87.37	36.55	36.70	36.63	42.43	7680	0.43	Baja	K-VE - Roca moderadamente meteorizada

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 coluviales (Qco), depósitos aluviales (Qal), suelo residual (Sr), roca altamente a moderadamente meteorizada (K-VE niveles A+B) y roca levemente meteorizada a sana (K-VE niveles C+D). En la Tabla 10 se presenta un resumen de los espesores de los estratos.

Tabla 10. Resumen de los espesores de los estratos encontrados en las exploraciones del sitio de presa Guararé.

Estrato	Espesor (m)			Profundidad Techo (m)		
	Promedio	Mínimo	Máximo	Promedio	Mínimo	Máximo
Qal/Qco	7.6	6.9	8.3			
Meteorizada	14.2	2.7	33.4	7.6	6.9	8.3
Sana				21.2	11	38.7

Como complemento, para la caracterización geotécnica, se utilizaron las correlaciones indicadas en la Tabla 11, Tabla 12 y Tabla 13 para estimar el ángulo de fricción (ϕ'), cohesión (c') y el módulo de Young (E_s) a partir de resultados de ensayos de SPT.

Tabla 11. 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)
$\phi = 15 + (20N_{72})^{0.5}$	Kishida, 1969 tomado de (González G, 1999)

Tabla 12. 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	$600(N+6)$ $N \leq 15$ $600(N+6)+2000$ $N > 15$	(Bowles, 1996)
Arenas saturadas	$250(N+15)$	(Bowles, 1996)
Arenas limosas	$1800+270N$ $N \leq 15$ $7740+135N$ $N > 15$	Ten et al, 1991
Arenas arcillosas	$320(N+15)$	(Bowles, 1996)

Limos	300(N+6)	(Bowles, 1996)
Arcillas	Arcilla de alta plasticidad E = 300*S _u Arcilla de baja plasticidad E = 1000*S _u (S _u es la resistencia al corte no drenado)	(Bowles, 1996)

 Tabla 13. 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 ≤ IP < 30)	6.7*N	(Terzaghi, & Peck, 1967)
	7.5*N	(Sowers, 1979)
Alta (IP ≥ 30)	29.0*N ^{0.72}	(Hara, Ohta, Niwa, Tanaka, & Banno, 1974)
	12.5*N	(Sowers, 1979)

4.4.1. Depósito aluvial (Qal)

El depósito aluvial (Qal), se encuentra localizado en el lecho del río Guararé. Corresponde a cantos subangulares a subredondeados de tamaños que abarcan desde gránulos a bloques, con una resistencia a la penetración estándar entre 11 y 43 golpes/pie con algunos sectores que presentan valores de rechazo.

En la Tabla 14 se muestran los valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el depósito aluvial, a partir de los cuales se evidencia que los valores de plasticidad IP se encuentran entre 35 y 43, la humedad natural entre 22.5 y 37.2, el límite líquido entre 65 y 78, límite plástico entre 30 y 35 y el índice de liquidez menor a 0.21. Se evidencia que la humedad natural se encuentra relativamente cerca al límite plástico, lo cual sugiere que el suelo se encuentra relativamente seco. En el Anexo 4 se muestran las gráficas con los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras de depósito aluvial.

Tabla 14. Valores de gravedad específica y límites de Atterberg para los depósitos aluviales (Qal).

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
SG	2.55	0.17	2.42	2.75
w (%)	32.27	8.46	22.50	37.20
LL (%)	69.73	7.18	65.00	78.00
PL (%)	31.70	2.86	30.00	35.00
IP (%)	38.03	4.34	35.00	43.00
LI (%)	0.01	0.21	-0.21	0.21

En la Tabla 15 se presenta la granulometría para el suelo residual, a partir de los cuales se evidencia que el contenido de finos es importante con valores entre 48 y 96%, seguido por las gravas, entre 0 y 41.3% y con menor participación la arena entre 4 y 16%.

Tabla 15. Granulometría para el suelo residual (Sr).

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
G (%)	17.8	21.2	0.0	41.3
S (%)	9.9	5.5	4.0	15.0
F (%)	72.3	24.0	48.0	96.0

Como se muestra en la Figura 17 de acuerdo con el sistema de clasificación USCS los suelos con mayor cantidad de finos corresponden a materiales tipo CH. También se encontraron materiales granulares tipo GC. Estos pueden ser relacionados con la dinámica del río que genera depositaciones finas y gruesas.

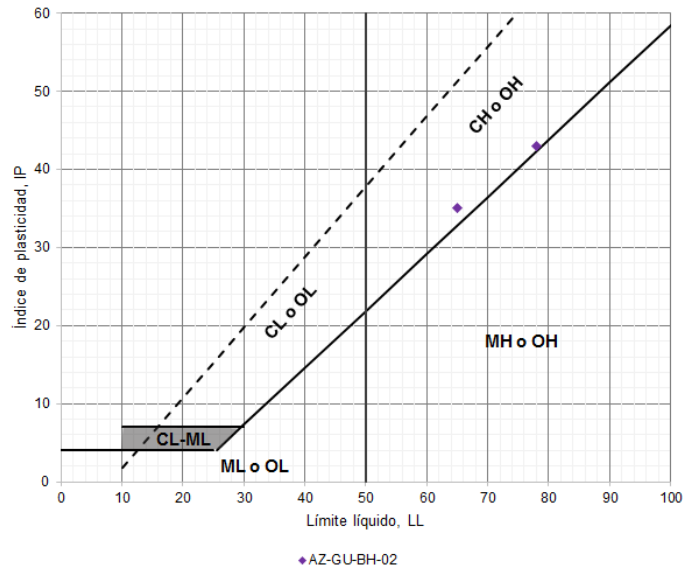


Figura 17. Carta de Plasticidad - Qal.

Los parámetros de resistencia calculados para el depósito aluvial se resumen en la Tabla 16. El peso unitario total del suelo se adoptó a partir de resultados de ensayos de humedad natural (w) y gravedad específica (G_s), suponiendo una saturación (S) de 80% para muestras recuperadas en perforaciones a profundidades por encima del nivel freático. La resistencia al corte no drenada (S_u) fue calculada a partir de las correlaciones mostrada en la Tabla 13, el ángulo de fricción usando las correlaciones mostradas en la Tabla 11, el módulo de Young usando las correlaciones de la Tabla 12 y la cohesión fue estimada por medio del método expuesto por González, A, 1999 que consiste en calcular la cohesión a partir de la regresión lineal τ vs σ' para cada tipo de material, de esta regresión se obtiene c' como el valor del corte en el eje y . En su mayoría, las correlaciones utilizadas se aplican a suelos granulares, por lo tanto, los parámetros estimados se aplican a este tipo de suelos.

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)	~8.0	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

c' = Cohesión efectiva

Es = Módulo de Young

Vs = Velocidad de onda cortante

γ_t = Peso unitario total

Su = Resistencia no drenada

N.A. = No aplica

4.4.2. Depósito coluvial (Qco)

Los depósitos coluviales (Qco), se encuentran localizados en los estribos del sitio de presa Guararé. Corresponden a suelos de color oliva-marrón, de matriz areno-arcillosa con bajo contenido de humedad, contiene roca meteorizada y

clastos de toba lítica.

En la Tabla 17 se muestran los valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el depósito coluvial, a partir de los cuales se evidencia que los valores de plasticidad IP se encuentran entre 11 y 37.30, la humedad natural entre 16.20 y 38.70, el límite líquido entre 28 y 67.10, límite plástico entre 16 y 32.4 y el índice de liquidez menor a 0.28. Se evidencia que la humedad natural se encuentra relativamente cerca al límite plástico, lo cual sugiere que el depósito se encuentra relativamente seco. En el Anexo 4 se muestran las gráficas con los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras de depósito coluvial.

Tabla 17. Valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el depósito coluvial (Qco).

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
SG	2.57	0.06	2.46	2.65
w (%)	23.1	8.3	16.2	38.7
LL (%)	45.4	16.8	28.0	67.1
PL (%)	24.7	6.7	16.0	32.4
IP (%)	20.7	11.2	11.0	37.3
LI (%)	-0.09	0.42	-0.88	0.28

En la Tabla 18 se presenta la granulometría para el depósito coluvial, a partir de los cuales se evidencia que el contenido de finos y arenas es importante con valores entre 13 y 94.4%, las arenas entre 5.6 y 77.6% y con menor participación las gravas entre 0 y 15%.

Tabla 18. Granulometría para el depósito de coluvial (Qco).

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
G (%)	7.2	7.0	0.0	15.0
S (%)	41.9	32.7	5.6	77.6
F (%)	50.9	36.7	13.0	94.4

Como se muestra en la Figura 18 de acuerdo con el sistema de clasificación USCS los suelos con mayor cantidad de finos corresponden a materiales tipo CH, MH o CL. También se encontraron materiales granulares tipo SM y SC.

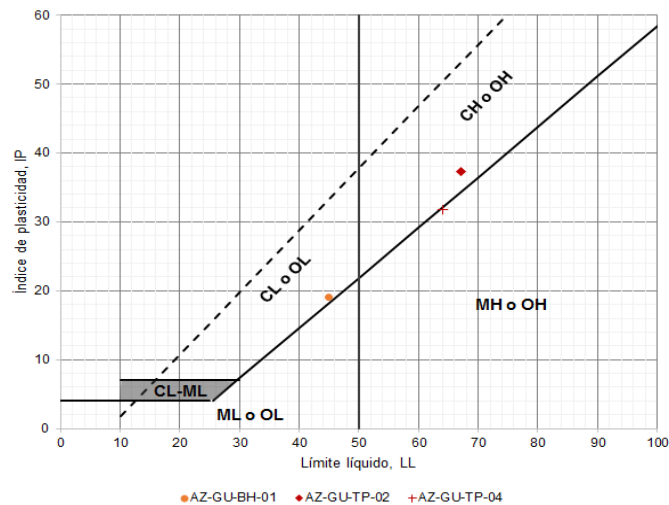


Figura 18. Carta de Plasticidad - Qco.

Los parámetros de resistencia 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 (G_s), suponiendo una saturación (S) de 80% para muestras recuperadas en perforaciones a profundidades por encima del nivel freático. La resistencia al corte no drenada (S_u) fue calculada a partir de las correlaciones mostrada en la Tabla 13, el ángulo de fricción usando las correlaciones mostradas en la Tabla 11, el módulo de Young usando las correlaciones de la Tabla 12 y la cohesión fue estimada por medio del método expuesto por González, A, 1999 que consiste en calcular la cohesión a partir de la regresión lineal τ vs σ' para cada tipo de material, de esta regresión se obtiene c' como el valor del corte en el eje y. En su mayoría, las correlaciones utilizadas se aplican a suelos granulares, por lo tanto, los parámetros estimados se aplican a este tipo de suelos.

Tabla 19. Parámetros de resistencia depósito de coluvial (Qco).

Descripción	Espesor (m)	γ_t (kN/m ³)	Resistencia			Es (MPa)	Vs (m/s)
			Su (kPa)	Efectiva			
				ϕ' (°)	c' (kPa)		
Depósito coluvial	7-8	19.0	51-283	33-43	0 - 15	4-27	180-760

Nota: Los valores corresponden al promedio de los datos.

Convenciones:

ϕ' = Ángulo de fricción efectiva	γ_t = Peso unitario total
c' = Cohesión efectiva	S_u = Resistencia no drenada
Es = Módulo de Young	N.A. = No aplica
Vs = Velocidad de onda cortante	

4.4.3. Suelo residual (Sr)

Se utilizó la misma caracterización del suelo residual del sitio de presa La Villa, considerando que en ambos casos este se encuentra sobre rocas de la Formación Playa Venado (K-VE) y que en el sitio de presa Guararé no se realizaron ensayos sobre suelo residual (Sr). Estos ensayos deberán ser ejecutados como parte de la siguiente etapa de diseño (diseño preliminar).

El material identificado como suelo residual saprolítico, corresponde a suelos de coloración rojiza generados a partir de una secuencia volcánica - volcanoclástica. En términos generales, se trata de un suelo limoso arcilloso de color marrón rojizo con presencia de arenas y algunas gravas embebidas en una matriz de finos, el estrato presenta una variabilidad importante, la cual se ve afectada de manera espacial y en profundidad.

En la Tabla 20 se presenta un resumen de los valores promedio de todos los ensayos realizados de gravedad específica, contenido de humedad y límites de Atterberg para el suelo residual, a partir de los cuales se identificó que los valores del Índice de Plasticidad se encuentran entre 5 y 36, la humedad natural entre 5 y 43, el límite líquido entre 31 y 68, límite plástico entre 15 y 37.

Se observa que el promedio de la humedad natural se encuentra relativamente por debajo del promedio del límite plástico. Esto indica que el suelo encontrado en el sitio de presa tiene un comportamiento poco plástico y puede presentarse como un material más frágil y poco moldeable, lo cual concuerda con las observaciones hechas en campo, en donde se encontró una capa o corteza superficial del suelo que se encuentra relativamente seco y duro lo que imposibilitó la recuperación de muestras inalteradas en tubos de pared delgada Tipo Shelby.

Tabla 20. Valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el suelo residual (Sr).

Parámetro	Promedio	Desviación Estándar	Mínimo	Máximo
Gs (-)	2.62	0.09	2.44	2.76
ω (%)	22.4	11.2	5.2	43.0
LL (%)	43.6	10.6	31.0	68.0
PL (%)	26.0	5.9	15.0	37.0
IP (%)	17.5	7.0	5.0	36.0
LI (%)	-0.17	0.39	-0.90	0.42

En la Tabla 21 se presenta un resumen de las granulometrías realizadas sobre muestras del suelo residual, a partir de las cuales se evidencia que el contenido de finos es importante con valores entre 24 y 99%, seguido por las arenas, entre 1 y 51% y con menor participación las gravas entre 0 y 47%. Todas las curvas granulométricas se muestran en la Figura 19, a partir de las cuales es importante resaltar que en campo se observó que a medida que se aumentaba la profundidad el contenido de gravas aumentaba, esto posiblemente se debe a la transición entre en el suelo residual, saprolito y la roca completamente meteorizada (K-VE niveles A+B).

Tabla 21. Granulometría para el suelo residual (Sr).

Contenido de	Promedio	Desviación Estándar	Mínimo	Máximo
Gravas (G) (%)	4.2	12.2	0.0	47.0
Arenas (S) (%)	23.9	13.1	1.0	51.0
Finos (F) (%)	71.9	19.0	24.0	99.0

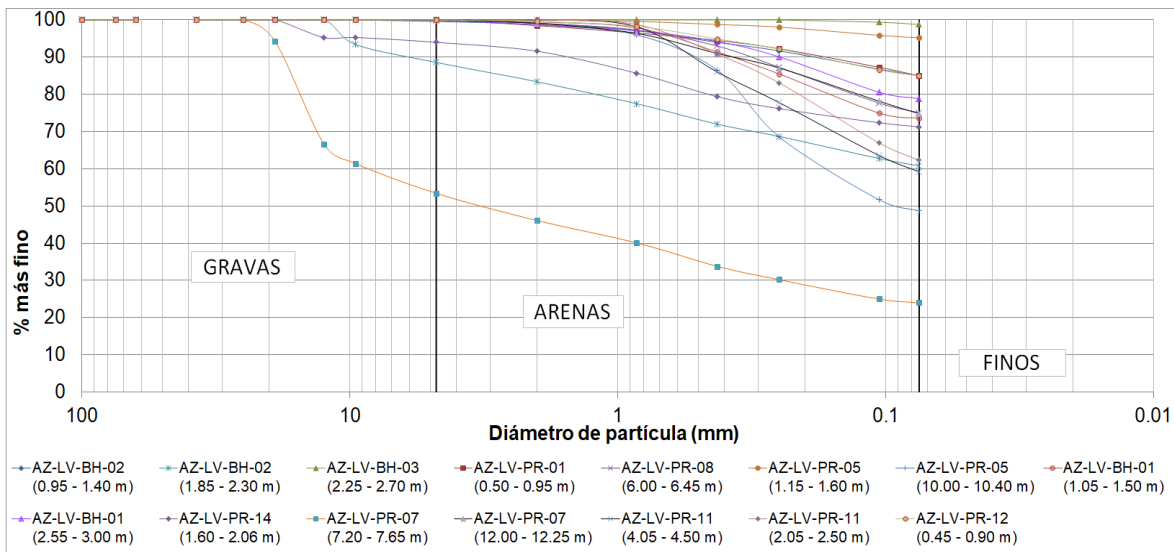


Figura 19. Curvas granulométricas de las muestras del suelo residual.

Como se muestra en la Figura 20 de acuerdo con el sistema de clasificación unificada (USCS) los suelos con mayor cantidad de finos corresponden en su mayoría a materiales tipo CL (arcillas de baja plasticidad), en menor cantidad a materiales tipo ML, MH o CH. También se encontraron materiales granulares tipo GC y SM. Debido a la variabilidad encontrada en las propiedades índice y por ende en el tipo de material que compone el suelo residual se optó por considerar un análisis probabilístico de las propiedades de resistencia al corte tomando todos los ensayos de laboratorio y los ensayos de SPT.

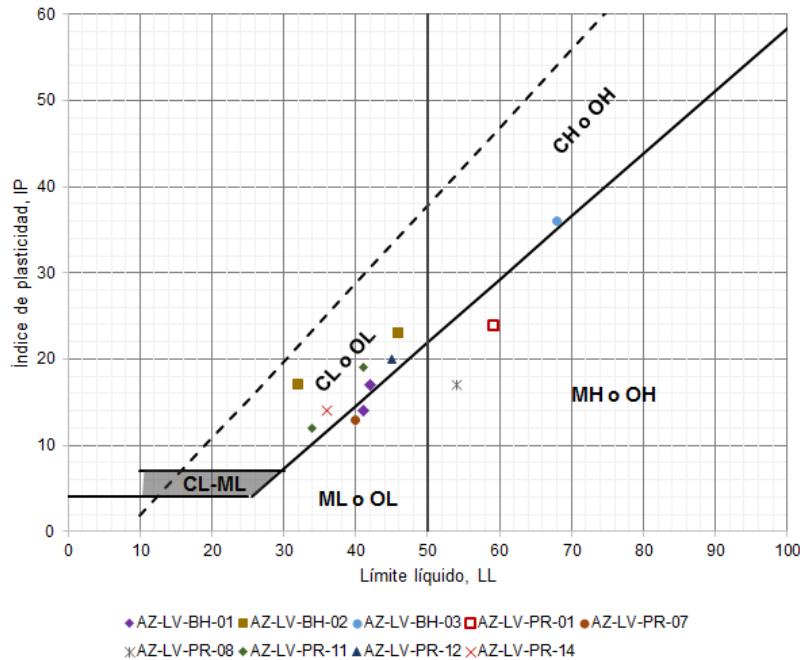


Figura 20. Carta de Plasticidad del suelo residual - Sr.

Los parámetros geotécnicos del suelo residual se resumen en la Tabla 22. El peso unitario del suelo se estimó a partir de los resultados de los ensayos de contenido de humedad natural gravimétrico, ω , gravedad específica, G_s y suponiendo una relación de vacíos de aproximadamente 0.7. El ángulo de fricción, ϕ , y la cohesión efectiva, C' , se estimaron por medio de los ensayos de laboratorio y utilizando los ensayos de SPT con las correlaciones indicadas en la Tabla 11, Tabla 12 y la Tabla 13.

Tabla 22. Parámetros geotécnicos del suelo residual (Sr).

Parámetros - Suelo Residual (Sr)							U.S.C.S.						
Parámetro	Promedio	Desviación estándar	Parámetros - Distribución Gamma		Mínimo	Máximo							
			Alfa (forma) α	Beta (escala) β									
γ (kN/m ³)	18.5	2.0*	N.A	N.A	16.0	22.0	ML-CL & MH-CH						
C' (kPa)	14	13	1.37	9.09	3	49							
ϕ' (°)	34	3	N.A	N.A	27	37							
Su (kPa) Profundidades menores a 4 m.	82	61	1.62	50.50	2	460							
Su/σ'_v (-) Profundidades mayores a 4 m.	1.0	0.83	1.67	0.68	0.1	3							
Convenciones: <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%;">ϕ' = Ángulo de fricción efectiva</td> <td style="width: 50%;">γ = Peso unitario</td> </tr> <tr> <td>C' = Cohesión efectiva</td> <td>Su = Resistencia al corte no drenada</td> </tr> <tr> <td>Su/σ'_v = Resistencia al corte no drenada normalizada por el esfuerzo vertical efectivo</td> <td>N.A. = No aplica</td> </tr> </table>							ϕ' = Ángulo de fricción efectiva	γ = Peso unitario	C' = Cohesión efectiva	Su = Resistencia al corte no drenada	Su/σ'_v = Resistencia al corte no drenada normalizada por el esfuerzo vertical efectivo	N.A. = No aplica	
ϕ' = Ángulo de fricción efectiva	γ = Peso unitario												
C' = Cohesión efectiva	Su = Resistencia al corte no drenada												
Su/σ'_v = Resistencia al corte no drenada normalizada por el esfuerzo vertical efectivo	N.A. = No aplica												

* El valor de la desviación estándar del peso unitario del suelo residual se tomó de valores sugerido en la literatura (Cami, Javankhosdel, Lam, Bathurst, & Yacoub, 2017)

El valor de la desviación estándar del peso unitario del suelo residual, en cursiva en la tabla anterior se tomó de la literatura (Cami, Javankhoshdel, Lam, Bathurst, & Yacoub, 2017), debido a que no se midió directamente este parámetro y de acuerdo a las condiciones de variabilidad e incertidumbre del material se decidió por utilizar una mayor desviación estándar a la que se obtendría de los datos asumiendo que la relación de vacíos oscila entre 0.6 y 0.7.

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

El macizo rocoso de la Formación Playa Venado, subyace a los suelos residuales (Sr), depósitos aluviales (Qal) y depósitos coluviales (Qco). La Formación se compone por rocas volcano-sedimentarias de composición basáltica con presencia de basaltos, limolitas y tobas. En la Figura 21 se muestra una fotografía del afloramiento de la secuencia vulcano-sedimentaria en el cauce del río Guararé, fue posible diferenciar los eventos volcánicos y sedimentarios asociados al ambiente volcánico marino, los planos de debilidad corresponden a los contactos entre las diferentes litologías.



Figura 21. Afloramiento secuencia vulcano-sedimentaria.



Muestra a 14.4 m
Resistencia muy baja
AZ-GU-BH-02



Muestra a 17.3 m
Resistencia baja
AZ-GU-BH-01



Muestra a 14.3 m
Resistencia media
AZ-GU-BH-01

Figura 22. Núcleos recuperados de la perforación AZ-GU-BH-01 y AZ-GU-BH-02. Sitio de presa Guararé.

Como se indicó anteriormente, el macizo rocoso de la Formación Playa Venado está constituida por tobas y limolitas de resistencia promedio a la compresión simple de 43.6 MPa, módulo de elasticidad promedio de 11 977 MPa y peso específico de 25.4 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).

El RMR se estimó con base al RQD reportado en los perfiles litológicos y a la descripción geológica de los mismos en cada perforación. El criterio de clasificación de Bieniawski requiere de valores de compresión confinada 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 Guararé se presentan en la Figura 23. En esta misma Figura se presentan los valores de GSI estimados a partir del RMR en profundidad. A partir de la información presentada en la Figura 23 y de los estratos identificados en la Tabla 10, 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= 32 y para roca sana o levemente meteorizada se presenta un valor estimado de GSI= 60. En la Figura 24 se presenta el nomograma de GSI para los macizos rocosos para el estrato de roca completamente a moderadamente meteorizada, en color naranja, y para el estrato de roca sana o levemente meteorizada, en color morado. Asimismo, se observa que la condición de los núcleos de perforación muestra concordancia con los niveles estimados.

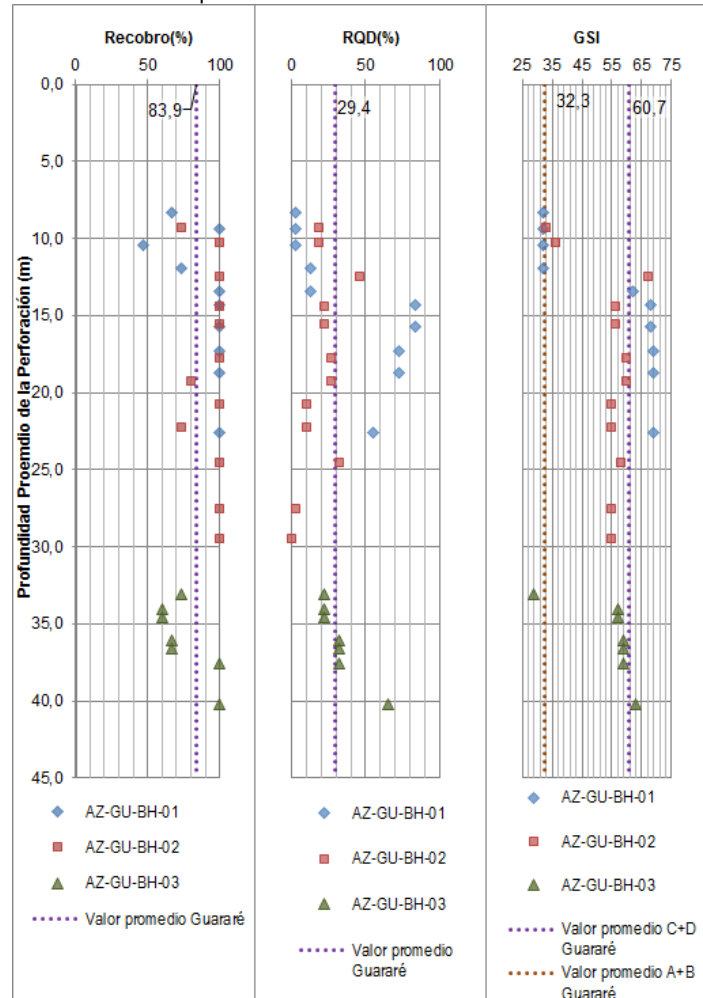


Figura 23. Formación Playa Venado K-VE - Recobro, RQD y GSI. Zona de presa Guararé.

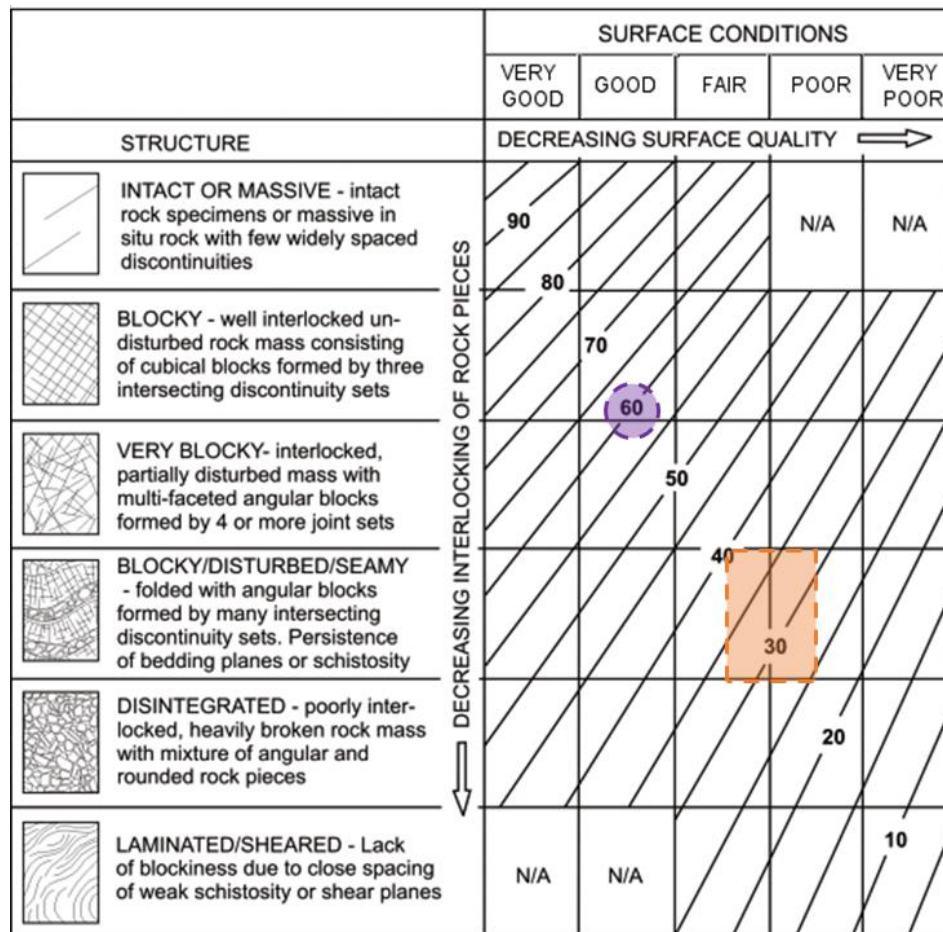


Figura 24. Formación Playa Venado K-VE Nomograma GSI. Zona de presa Guararé.

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 30, 35 y 40 para roca altamente a moderadamente meteorizada y valores de GSI de 50, 60 y 70 para roca levemente meteorizada a sana, con los valores de “*m*” mínimo, máximo y promedio típicos de tobas y limolitas, entre 7 y 13, y alturas H de 30, 50 y 80 m estimadas de corte para el sitio de presa Guararé. 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.

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 25, Figura 26 y Figura 27 se presentan las gráficas tipo tornado que resultan del análisis de sensibilidad realizado para los parámetros de resistencia al corte del estrato de roca altamente 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 parte superior de la gráfica muestra los resultados obtenidos con los valores máximos de cada una de las variables mientras que la parte inferior muestra los resultados obtenidos con los valores mínimos. Adicionalmente, se presenta la variación total encontrada en todo el conjunto de combinaciones con el fin de comparar la influencia de cada variable en la variabilidad total. En el caso de la roca alta a moderadamente meteorizada, se evidencia que la variable más crítica es la resistencia a

compresión uniaxial de la roca intacta, debido a que no solo genera la mayor variabilidad en la cohesión y en el ángulo de fricción, sino también los valores más bajos en los dos parámetros.

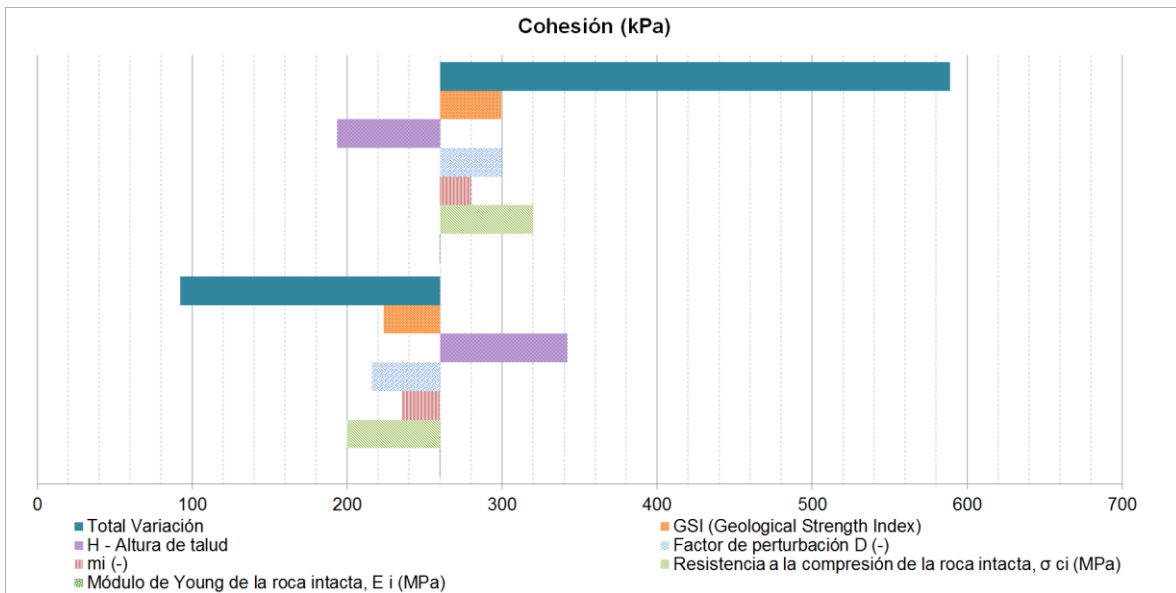


Figura 25. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca altamente meteorizada. Presa Guararé.

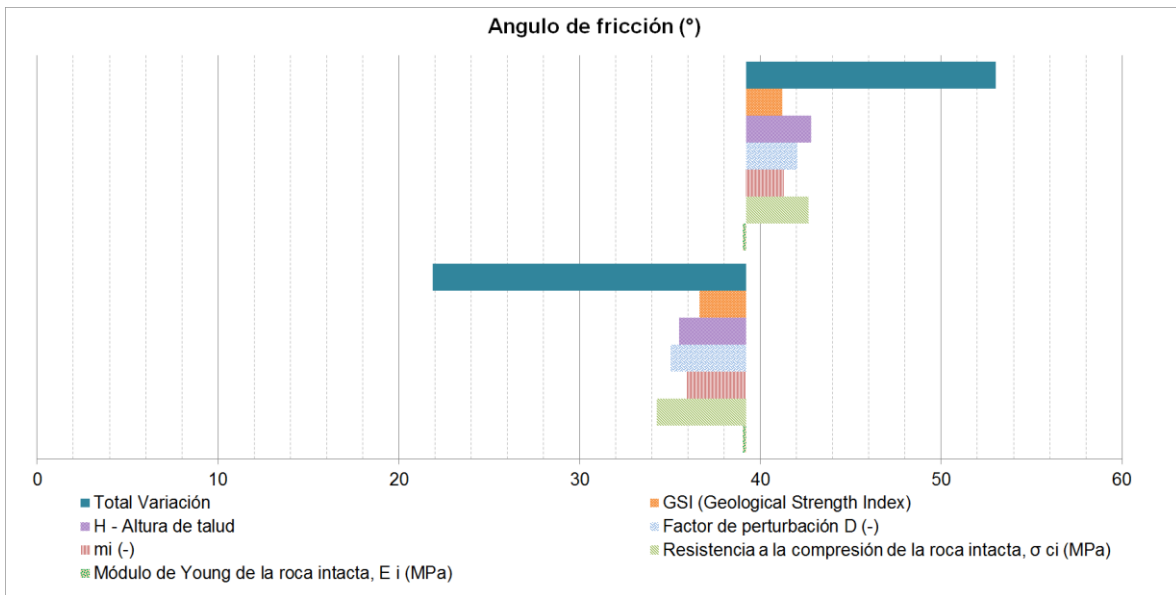


Figura 26. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca altamente meteorizada. Presa Guararé.

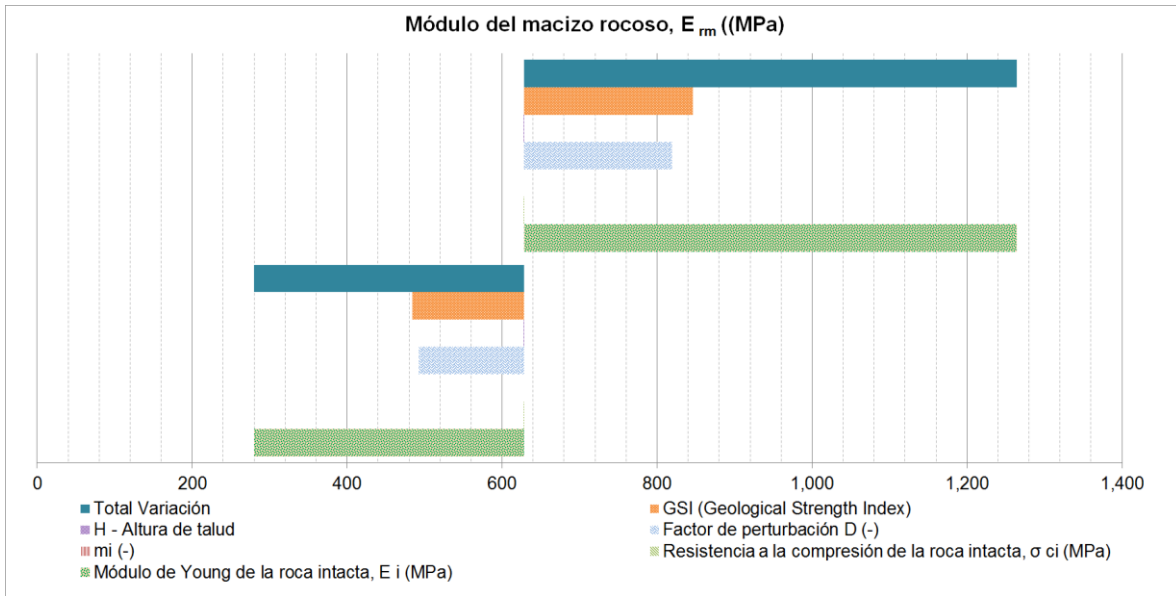


Figura 27. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de Young de la roca altamente meteorizada. Presa Guararé.

De forma similar para la roca sana a levemente meteorizada, en la Figura 28, Figura 29 y Figura 30 se presentan las gráficas tipo tornado que resultan del análisis de sensibilidad realizado para los parámetros de resistencia al corte del estrato de roca sana o poco 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 parte superior de la gráfica muestra los resultados obtenidos con los valores máximos de cada una de las variables mientras que la parte inferior muestra los resultados obtenidos con los valores mínimos. Adicionalmente, se presenta la variación total encontrada en todo el conjunto de combinaciones con el fin de comparar la influencia de cada variable en la variabilidad total.

En el caso de la roca sana a poco meteorizada se evidencia que las variables más críticas son la resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta y el GSI, debido a que genera los valores más bajos en los dos parámetros.

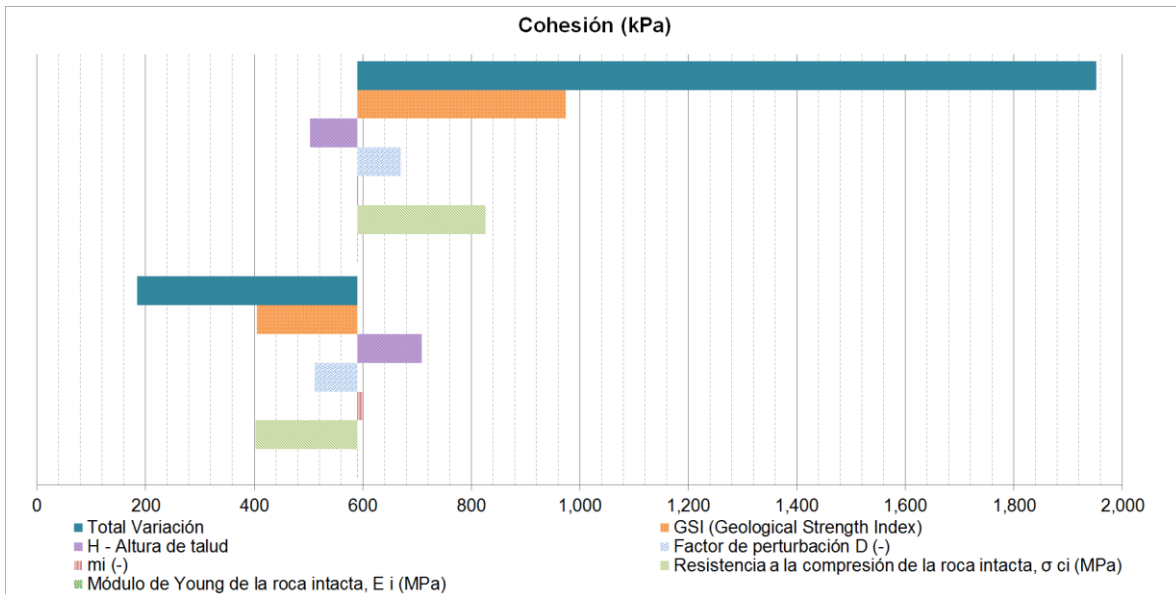


Figura 28. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca levemente meteorizada a sana. Presa Guararé.

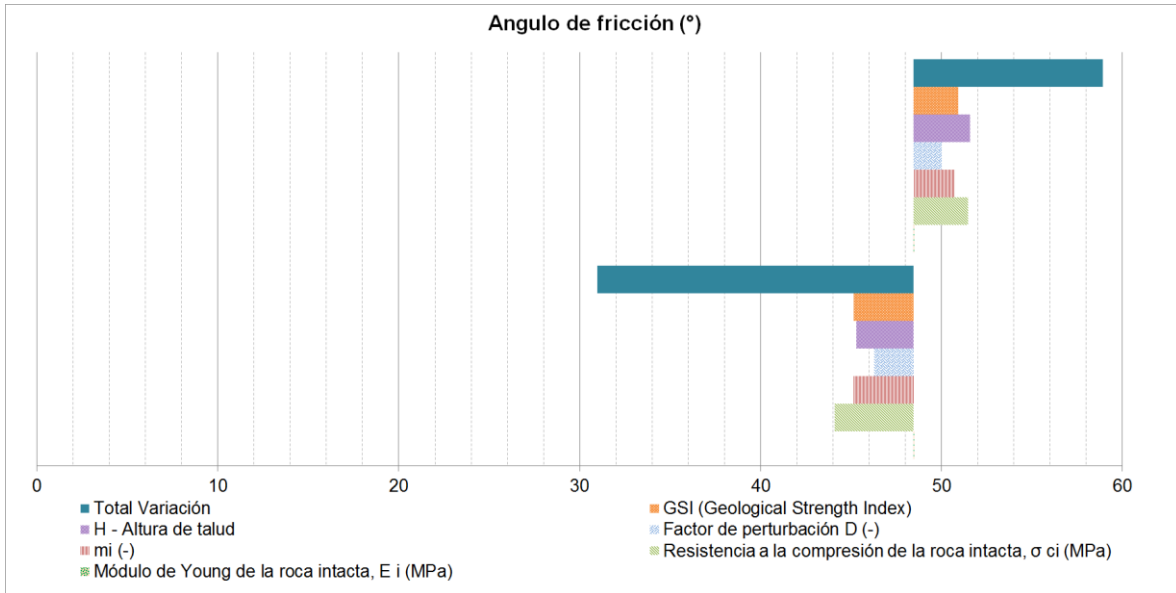


Figura 29. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca levemente meteorizada a sana. Presa Guararé.

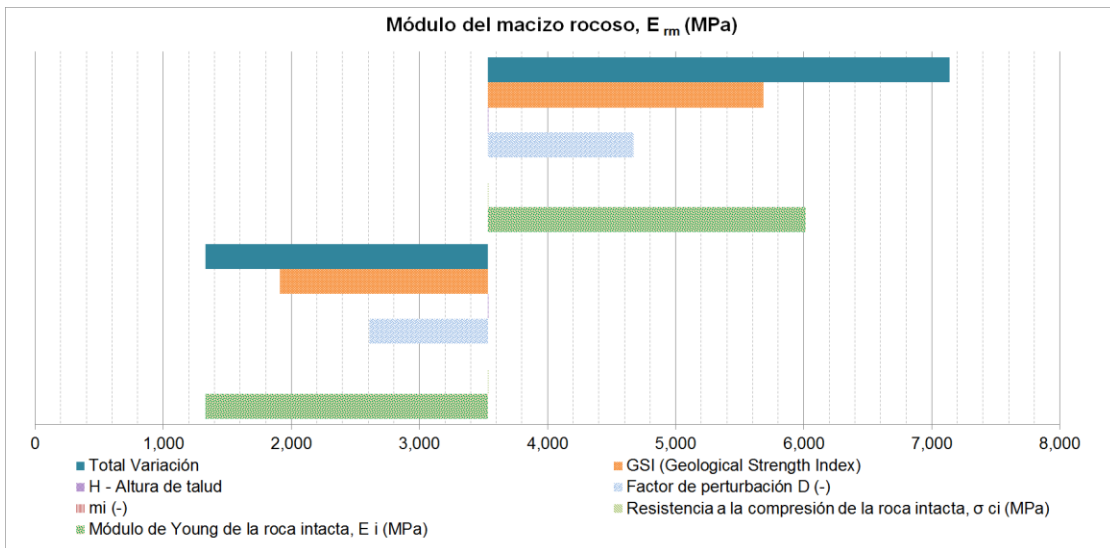


Figura 30. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de Young de la roca levemente meteorizada a sana. Presa Guararé.

La Figura 31, Figura 32 y Figura 33 muestran el histograma de frecuencias de la cohesión, del ángulo de fricción y del módulo de Young del macizo rocoso en el estrato de roca altamente a moderadamente meteorizada, en las tres figuras se muestra superpuesta con una línea de color rojo la distribución de probabilidad normal para el ángulo de fricción y distribución de probabilidad gamma para la cohesión y módulo de Young que son las que mejor se ajustan a los datos de cada parámetro.

La Figura 34, Figura 35 y Figura 36 muestran el histograma de frecuencias de la cohesión, del ángulo de fricción y del módulo de Young del macizo rocoso en el estrato de roca levemente meteorizada a sana, en las tres figuras se muestra superpuesta con una línea de color rojo la distribución de probabilidad normal para ángulo de fricción, distribución de probabilidad gamma para cohesión y distribución de probabilidad Weibull que mejor se ajusta a los datos de cada uno de los parámetros.

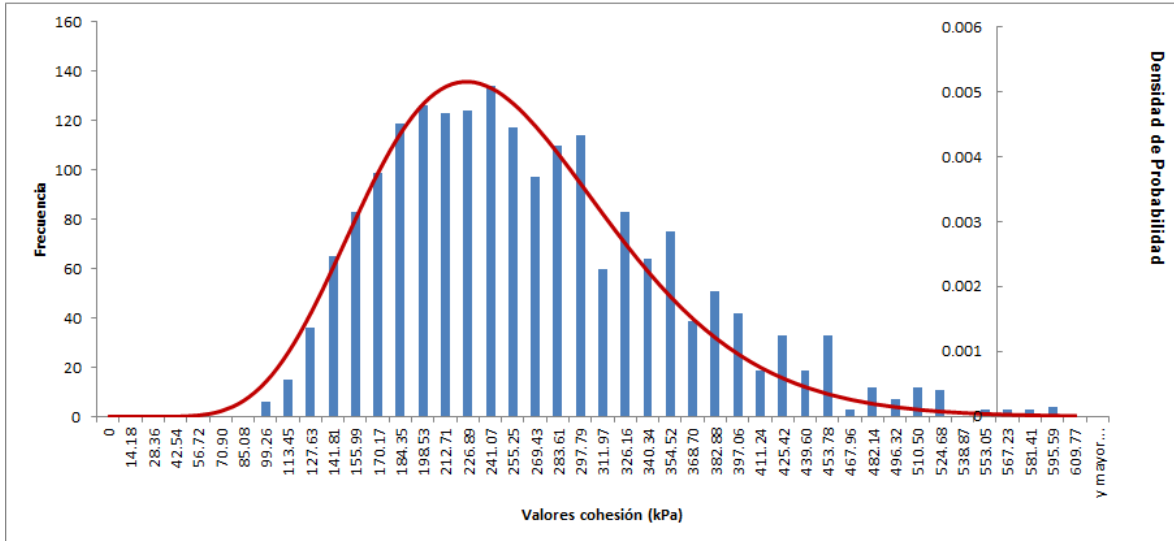


Figura 31. Formación Playa Venado K-VE. Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma de cohesión (kPa). Zona de presa Guararé. Ajuste a distribución normal.

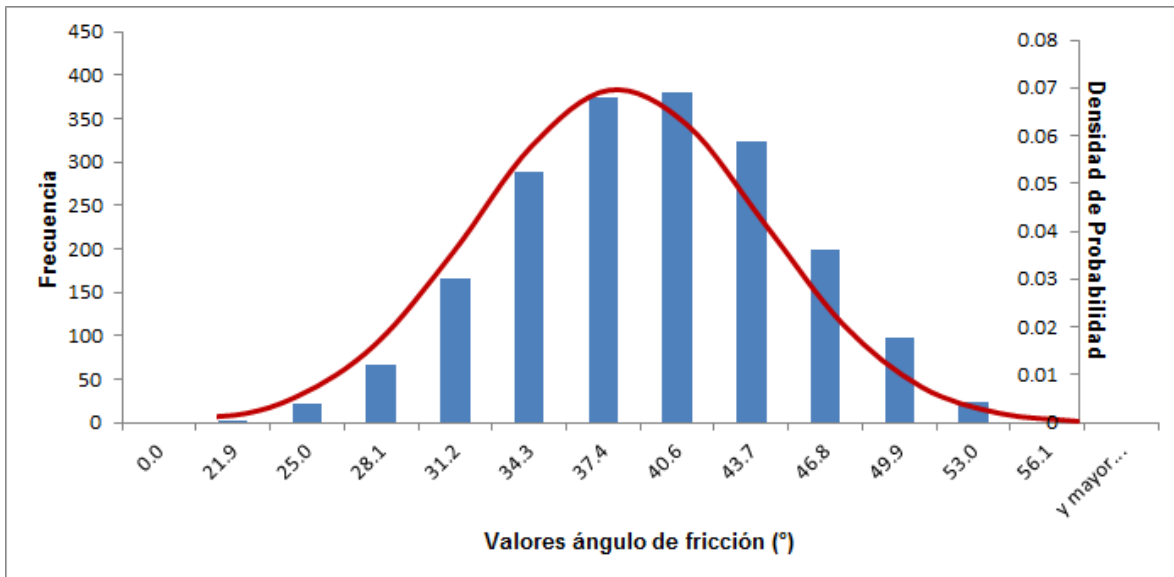


Figura 32. Formación Playa Venado K-VE. Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma de ángulo de fricción (°). Zona de presa Guararé. Ajuste a distribución gamma.

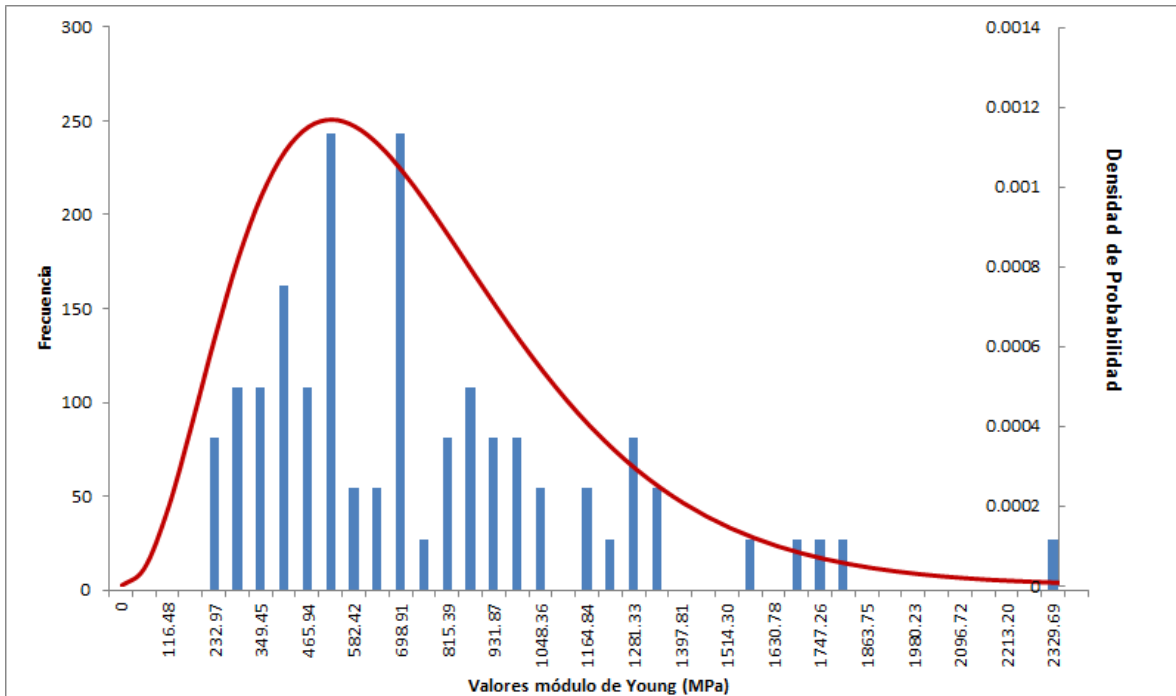


Figura 33. Formación Playa Venado K-VE. Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma de módulo de Young (MPa). Zona de presa Guararé. Ajuste a distribución gamma.

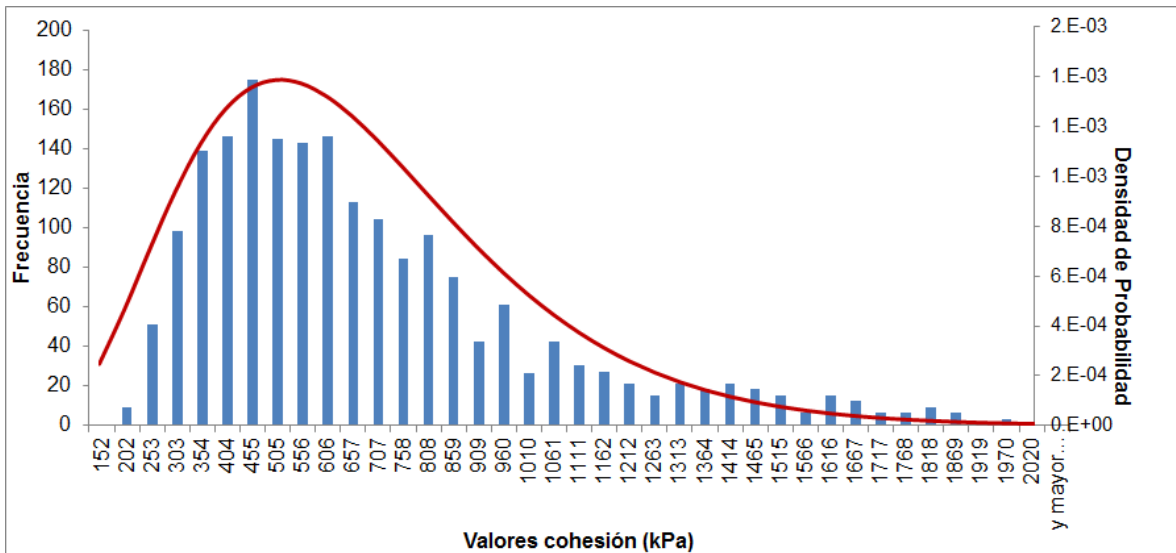


Figura 34. Formación Playa Venado K-VE. Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de cohesión (kPa). Zona de presa Guararé. Ajuste a distribución normal.

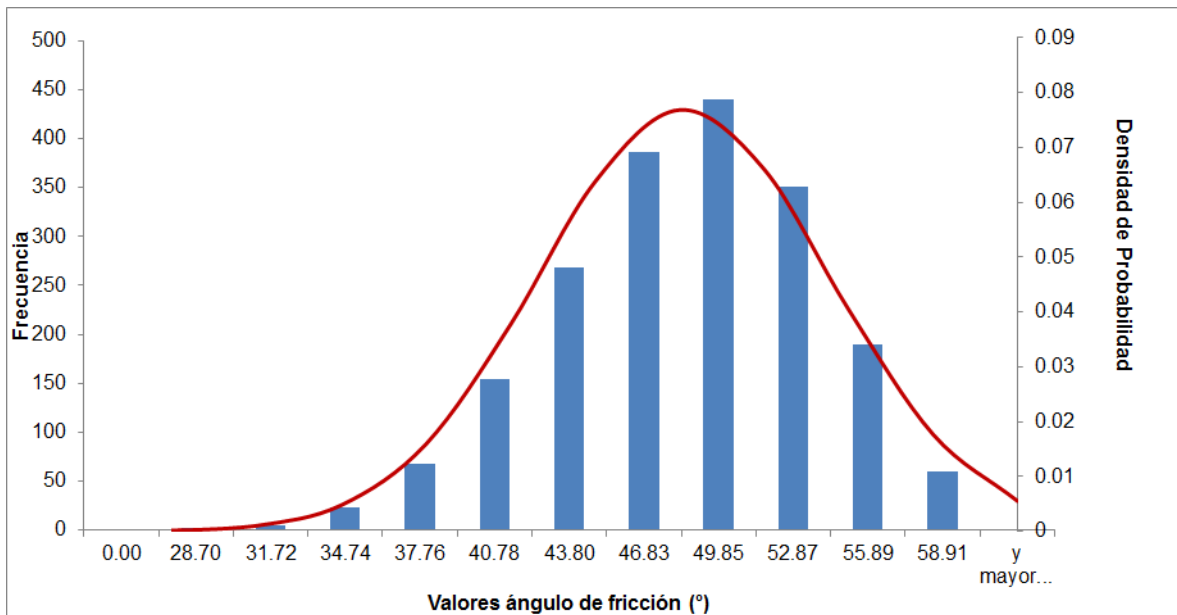


Figura 35. Formación Playa Venado K-VE. Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de ángulo de fricción (°). Zona de presa Guararé. Ajuste a distribución gamma.

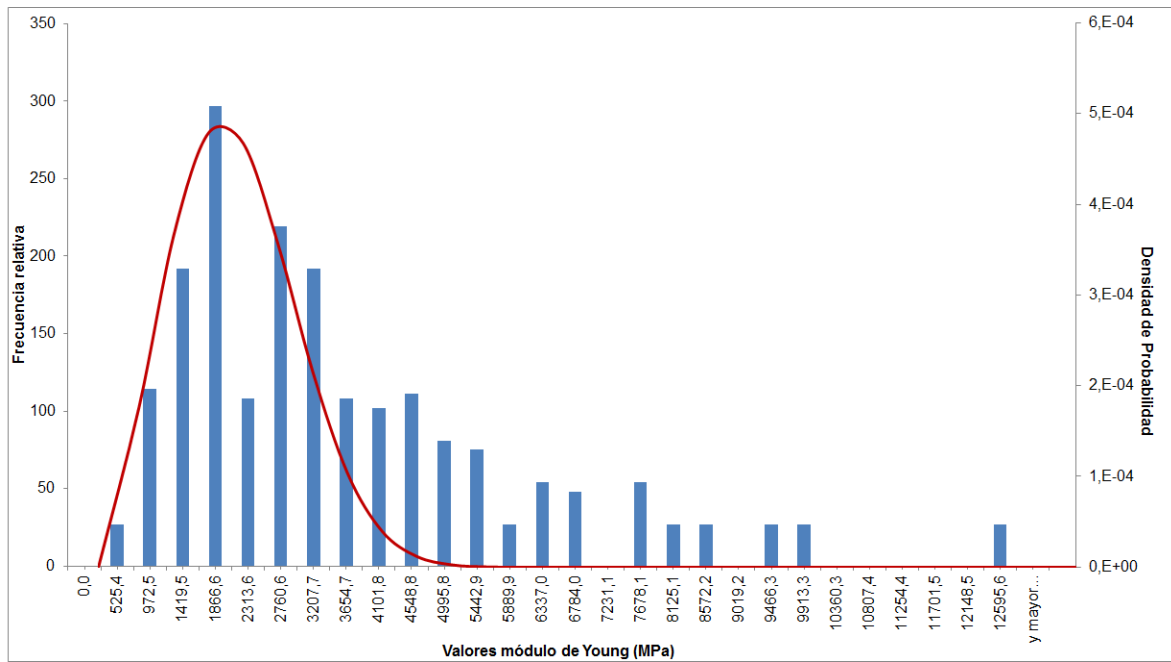


Figura 36. Formación Playa Venado K-VE. Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de módulo de Young (MPa). Zona de presa Guararé. Ajuste a distribución weibull.

En la Figura 37 se muestra la zonificación geotécnica por el eje de la presa Guararé, los parámetros geotécnicos estimados de cada litología se resumen en la Tabla 23 y Tabla 24.

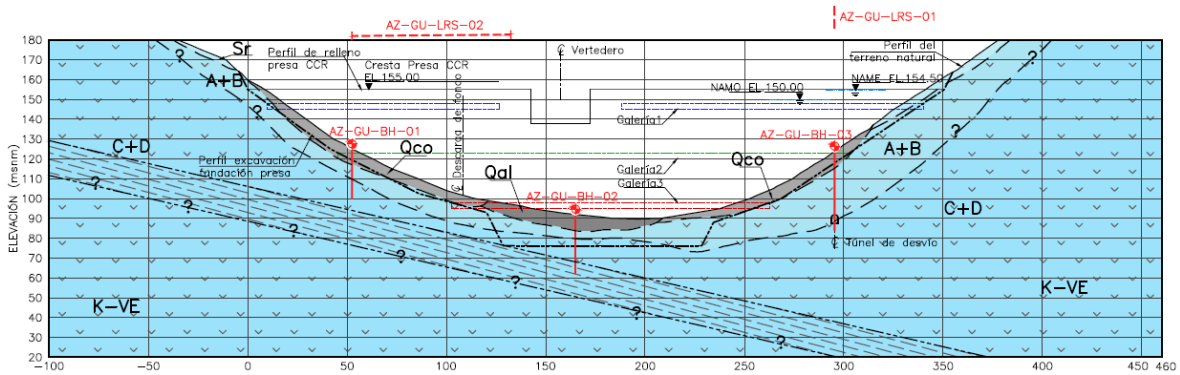


Figura 37. Zonificación geotécnica por el eje de la presa Guararé.

Tabla 23. Parámetros geotécnicos estimados para los depósitos y suelo residual.

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA GUARARÉ - SUELOS/DEPÓSITOS					
Zona	Descripción	Convención gráfica	Parámetros geotécnicos del suelo o depósito		
			Peso unitario (kN/m ³)	Cohesión c' (kPa)	Ángulo de fricción (°)
Qal	Depósito aluvial		17.0	0 - 5	26-41
Qco	Depósito coluvial		19.0	0 - 5	33-43
Sr	Suelo residual		18.5	3 - 49	27-37

Tabla 24. Parámetros geotécnicos estimados para el macizo rocoso.

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA - MACIZO ROCOSO												
Litología	Nivel	Descripción	Convención gráfica	GSI	σ_{ci} (MPa)	Peso unitario (kN/m ³)	Constantes modelo Hoek-Brown			Módulo elástico E_m (GPa)	Resistencia al corte	
							mb	a	s		Cohesión c' (kPa)	Fricción ϕ (°)
Tobas	A+B	Tobas de composición andesítica completamente a moderadamente meteorizadas		30 40	44	25.4	0.15	0.511	3.93E-05	0.18 2.28	181 297	37 40
							1.04	0.522	6.07E-04			
Tobas	C+D	Tobas de composición andesítica levemente meteorizada a sana		60	44	25.4	0.26 3.69	0.501 0.511	1.67E-04 2.46E-02	7.95	354 606	47 53

4.5. CRITERIOS DE DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA

Con base en el modelo geológico geotécnico a continuación se presentan los aspectos geotécnicos que determinan la configuración de la presa CCR.

4.5.1. Nivel de fundación

Para la definición del nivel de fundación, se tuvo en cuenta criterios asociados al módulo de deformación requerido en la fundación de presas de CCR, entre ellos:

- El valor del módulo del macizo rocoso debe ser igual o mayor a una cuarta parte del módulo del concreto, con lo cual un valor aceptable para el módulo de deformación de la roca de fundación estaría alrededor de 5.0 GPa;
- La presa deberá cimentarse en un material con velocidades de ondas compresivas (ondas P) mayores a 3 000 m/s;
- La fundación de la presa debe ser en roca que no pueda ser escarificada por un tractor D9;
- El nivel de fundación debe estar dentro del Nivel IIB del perfil de meteorización de Deere & Patton (1971).

De acuerdo con lo anterior, la presa CCR estará fundada 11 m por debajo de la cota del lecho del cauce y alrededor entre 16 y 32 m en los estribos. Se estima que a este nivel se alcanzará las tobas y lavas de composición andesítica de la Formación Playa Venado, de forma que la totalidad de la presa quede fundada removiendo por completo los depósitos aluviales y coluviales y satisfaga los criterios anteriormente enunciados.

4.5.2. Estabilidad de la Fundación

Basado en las consideraciones anteriores del nivel de fundación y parámetros de resistencia al corte estimados del macizo rocoso, se llevó a cabo un análisis de la estabilidad de la presa Guararé. El análisis realizado se basó en la geometría de la presa planteada en el actual diseño conceptual y que se resume a continuación:

- Altura total de la presa (H) = 75 m
- Cota de fundación: 80 msnm.
- Cota de cresta: 155.00 msnm.
- Talud aguas abajo 1H: 1V
- Talud aguas arriba: 0.25H:1.00V desde la fundación y hasta la EL. 130.00 msnm y luego vertical hasta la cresta.

Para efectos de evaluar la estabilidad de la cimentación al nivel propuesto, se realizó un análisis de capacidad portante, así como un análisis de falla por deslizamiento a lo largo de algún plano de discontinuidad que, en este caso, corresponde a la estratificación considerando el esquema de falla que se muestra en la Figura 38.

El análisis de estabilidad se realizó para las siguientes condiciones:

- Condición 1 (Caso Extremo): Nivel usual del reservorio a la EL. 150.00 msnm y nivel de descarga o aguas abajo de la presa 5 m debajo del nivel de fundación lo cual se considera como una condición conservadora. El análisis se realizó con aceleración horizontal de 0.17 g.
- Condición 2 (Caso Usual): Nivel usual del reservorio a la EL. 150.00 msnm y nivel de descarga o aguas abajo de la presa 5 m debajo del nivel de fundación lo cual se considera como una condición conservadora.

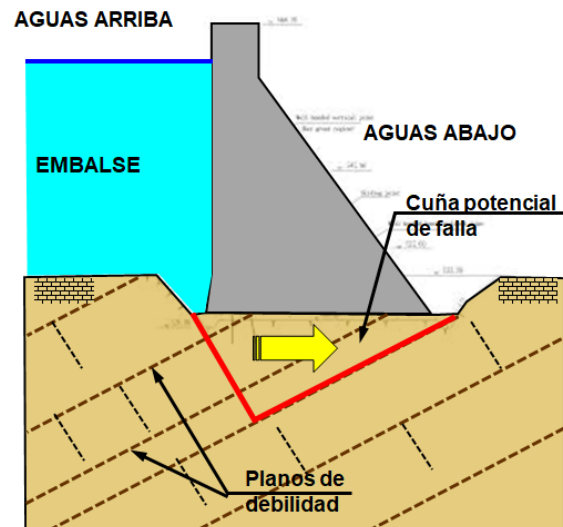


Figura 38. Mecanismo de falla a través de discontinuidad

Para la evaluación de falla a lo largo de discontinuidades, se efectuó el análisis empleando el software Slide de Rocscience para el modelo que se muestra en la Figura 39 y Figura 40. Para los análisis se consideraron los parámetros de resistencia de planos de debilidad, teniendo en cuenta valores típicos de ángulo de fricción y tomando como escenario conservador $\varphi = 34^\circ$. Con base en este valor se calculó el FS para las distintas combinaciones de carga hidráulica en condición estática y con sismo, el resultado se muestra en la Figura 39 y Figura 40. De acuerdo con estos resultados se cumple con el factor mínimo requerido en los criterios de diseño según la Tabla 25.

Tabla 25. Factores de seguridad mínimos para la estabilidad de la fundación de la presa Guararé por falla por deslizamiento a lo largo de la discontinuidad la formación de cuñas

Condición	FS Criterio de Diseño	FS obtenido
1 - Caso con sismo (Sismo Máximo Creíble)	1.1	3.65
2 - Caso Estático	1.5	5.64

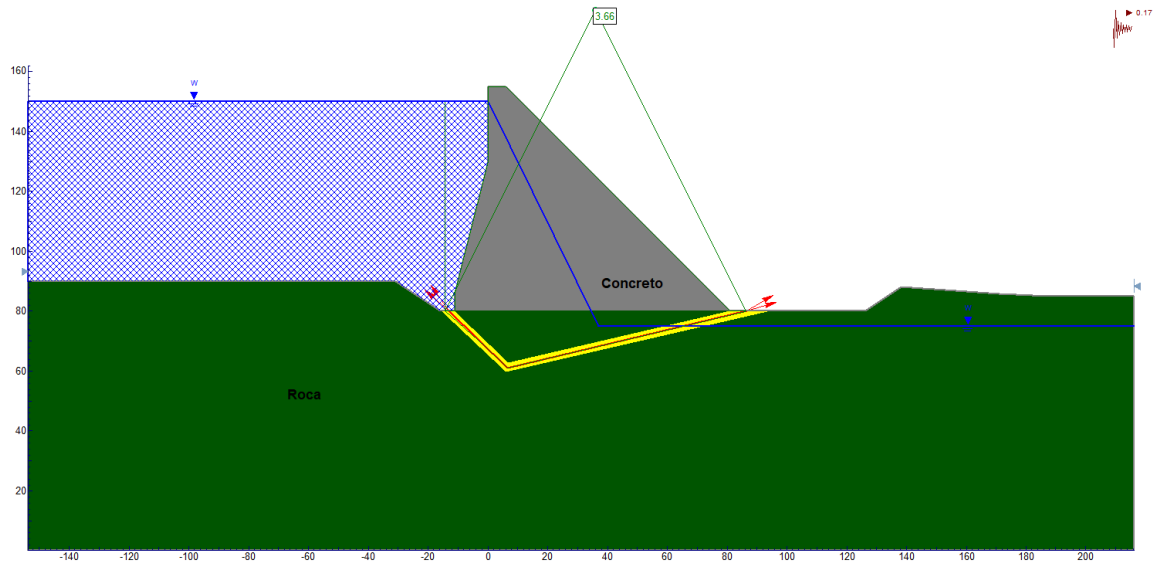


Figura 39. Estabilidad de la Fundación. Factor de Seguridad para falla por deslizamiento a lo largo de discontinuidad condición 1 - Sismo

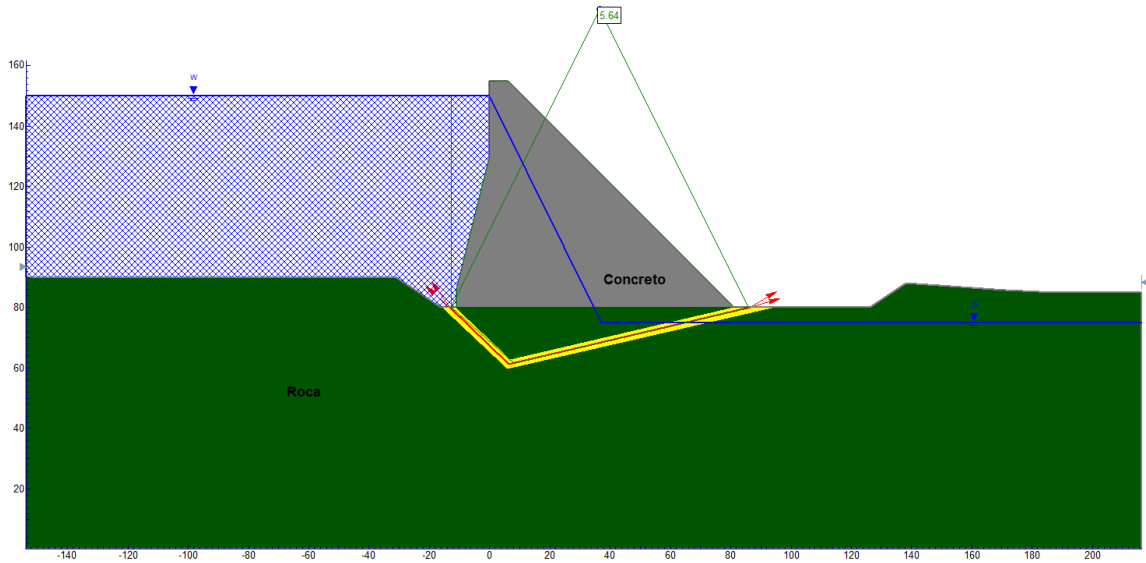


Figura 40. Estabilidad de la Fundación. Factor de Seguridad para falla por deslizamiento a lo largo de discontinuidad condición 2 - Estático

El análisis de la capacidad portante en roca se realizó considerando la metodología de Hoek y Brown (1997) y la de Zhang & Einstein (1998). La Capacidad Portante Admisibile q_{adm} , se estimó aplicando los factores de seguridad FS dados en la Tabla 26, como se indica a continuación. En la Tabla 27 se presenta un resumen de los resultados.

$$q_{adm} = q_{ult}/FS$$

Tabla 26. Factores de seguridad para el cálculo de la capacidad portante admisible

Condición	Factor de Seguridad Mínimo para Capacidad Portante
Estática	3.0
Sismo	2.0

Tabla 27. Resumen de resultados obtenidos del análisis de capacidad portante.

Material	Hoek - Brown (2002)			Zhang & Einstein (1998)		
	q_{ult} (MPa)	q_{adm} (MPa) Estático	q_{adm} (MPa) Dinámico	q_{ult} (MPa) $q = 4.8 \sigma_c^{0.5}$	q_{adm} (MPa) Estático	q_{adm} (MPa) Dinámico
Macizo rocoso Fm Playa Venado (K-VE) Nivel (C+D)	6.3	2.1	3.2	7.4	3.7	2.5

4.5.3. Compatibilidad de deformaciones

La compatibilidad de deformaciones que se puede admitir para prevenir la ocurrencia de esfuerzos de corte o tensión dentro de la estructura de concreto, según con Deere et al (1967), en USACE (1994) se establece de acuerdo con los siguientes criterios basados en la relación entre el módulo de deformación de la roca (E_{dr}) y el del concreto (E_c):

- Si $E_{dr}/E_c > 0.25$, el módulo de la roca de cimentación tiene poco efecto sobre los esfuerzos generados dentro de la masa de concreto
- Si $0.06 < E_{dr}/E_c < 0.25$, el módulo de la roca de cimentación se vuelve más significativo con respecto a los esfuerzos generados en la estructura de concreto.
- Si $E_{dr}/E_c < 0.06$, el módulo de la roca de cimentación domina casi completamente los esfuerzos generados dentro del concreto.

Calculando la relación de módulos para el caso de la presa de CCR de Guararé se estima que el nivel de fundación corresponde con el caso (a), es decir el módulo de la roca de cimentación tiene poco efecto sobre los esfuerzos generados dentro de la masa de concreto. Por lo tanto, no se esperarían problemas o afectaciones importantes en el cuerpo de la presa debido a asentamientos.

4.5.4. Estabilidad de Taludes de corte

Las excavaciones requeridas para la fundación de la presa en los estribos izquierdo y derecho se ejecutarán principalmente en suelos residuales (S_r), depósitos coluviales (Q_{co}), depósitos aluviales (Q_{al}) y en roca altamente a moderadamente meteorizada de la Formación Playa Venado (K-VE). 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.

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 28. En los análisis de estabilidad de taludes para la excavaciones se consideró un sismo con una aceleración asociada (PGA) de 0.19 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 28. 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

4.5.4.1. Análisis de estabilidad de los taludes de corte

Para los análisis de estabilidad se evaluaron cuatro secciones. En la Figura 41 se muestra la ubicación en planta de las secciones analizadas.

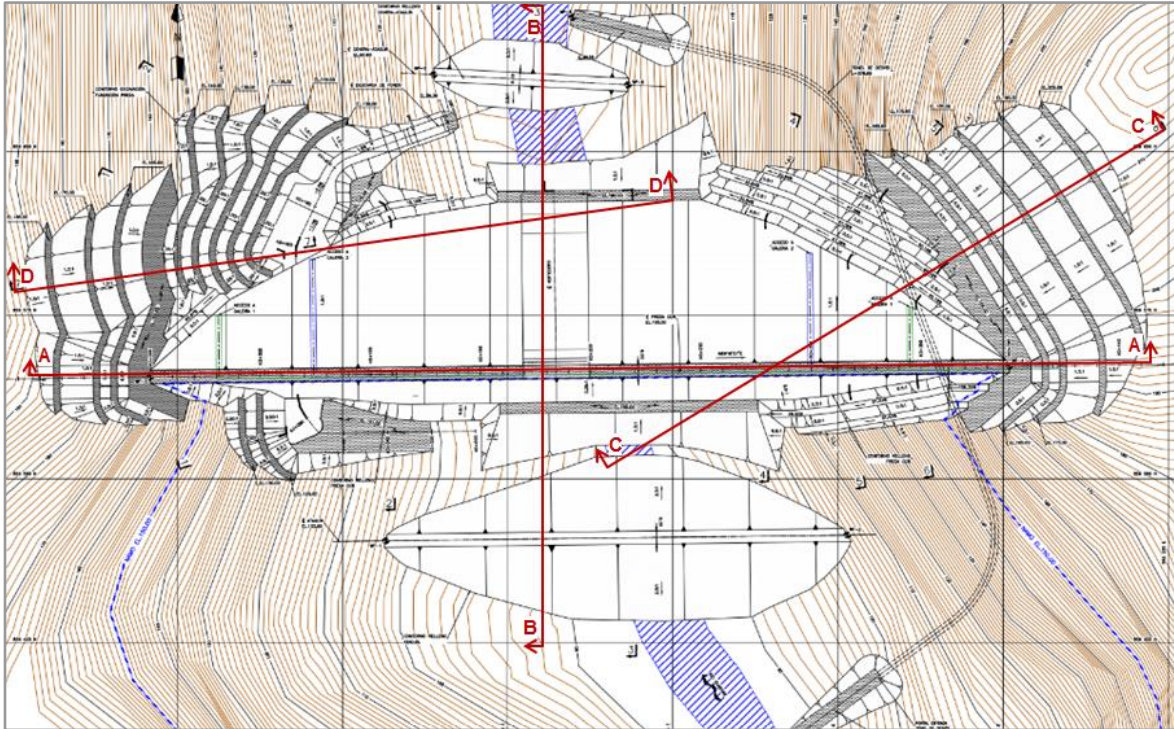


Figura 41. Ubicación en planta, secciones analizadas en Slide.

Se realizó el análisis de estabilidad de taludes, utilizando el programa Slide® de Rocscience, conforme a los criterios de diseño presentados en la Tabla 28, 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 29 se presenta el resumen de factores de seguridad (determinístico por ser el menor reportado en el análisis) para las cuatro (4) 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 depósito aluvial (Qal), los depósitos coluviales (Qco) y roca meteorizada K-VE tengan pendiente entre 0.75H:1V y 1.5H:1.0V, mientras que en roca sana K-VE una pendiente de 0.5H:1V es adecuada. Estos análisis fueron complementados con los análisis cinemáticos presentados en la siguiente sección, si bien los factores de seguridad presentados en la Tabla 29 superan los criterios de diseño, los análisis cinemáticos muestran factores de seguridad ajustados a los mínimos requeridos lo cual sugiere que la geología estructural controla las pendientes de corte seleccionadas.

La protección con concreto lanzado debe tener un espesor mínimo 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 42, Figura 43, Figura 44 y Figura 45 se presenta el análisis de estabilidad en condición estática para la sección A-A o longitudinal, sección B-B, sección C-C y sección D-D respectivamente. 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), depósitos coluviales (Qco) y los depósitos aluviales (Qal), eventualmente involucran la zona más superficial de la roca altamente a moderadamente meteorizada (K-VE).

Tabla 29. 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 %	Dev. Std.	Variable crítica
A	Caso Estático	Talud MI	1.4	4.10	4.08	0.00	1.14	Cohesión roca sana (K-VE)
		Talud MD	1.4	3.75	3.70	0.00	1.05	Cohesión roca sana (K-VE)
	Caso pseudoestático	Talud MI	1.0	2.64	2.64	0.00	0.73	Cohesión roca sana (K-VE)
		Talud MD	1.0	2.44	2.28	0.00	0.72	Cohesión roca sana (K-VE)
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud MI	1.2	2.68	2.73	0.02	0.96	Cohesión roca sana (K-VE)
		Talud MD	1.2	2.41	2.31	0.05	0.80	Cohesión roca sana (K-VE)
B	Caso Estático	Talud Aguas arriba	1.4	1.87	1.89	0.00	0.25	Ángulo de fricción depósito aluvial
		Talud Aguas abajo	1.4	1.70	1.74	0.00	0.23	Ángulo de fricción depósito aluvial
	Caso pseudoestático	Talud Aguas arriba	1.0	1.49	1.50	0.16	0.20	Ángulo de fricción depósito aluvial
		Talud Aguas abajo	1.0	1.40	1.42	0.63	0.19	Ángulo de fricción depósito aluvial
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud Aguas arriba	1.2	1.23	1.24	7.82	0.17	Cohesión depósito aluvial
		Talud Aguas abajo	1.2	1.23	1.25	7.57	0.18	Cohesión depósito aluvial
C	Caso Estático	Talud MD	1.4	2.45	2.41	0.00	0.74	Cohesión roca sana (K-VE)
	Caso pseudoestático	Talud MD	1.0	2.11	1.85	0.31	0.48	Cohesión roca sana (K-VE)
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud MD	1.2	2.07	2.06	0.39	0.64	Cohesión roca sana (K-VE)
D	Caso Estático	Talud MI	1.4	3.40	3.42	0.00	0.83	Ángulo de fricción suelo residual
	Caso pseudoestático	Talud MI	1.0	2.94	2.81	0.00	0.74	Cohesión suelo residual
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud MI	1.2	2.27	2.30	0.32	0.87	Cohesión roca sana (K-VE)

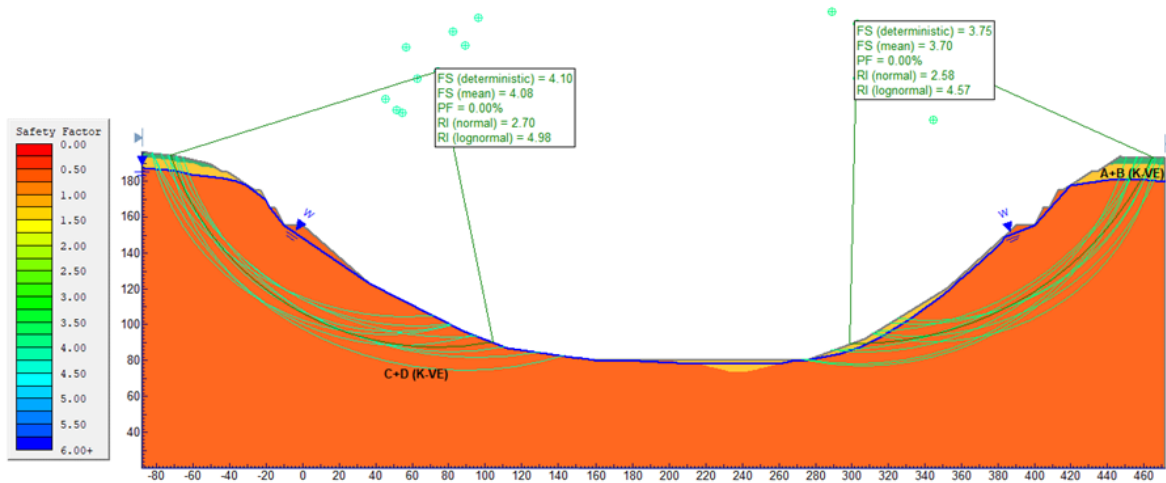


Figura 42. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección A-A.

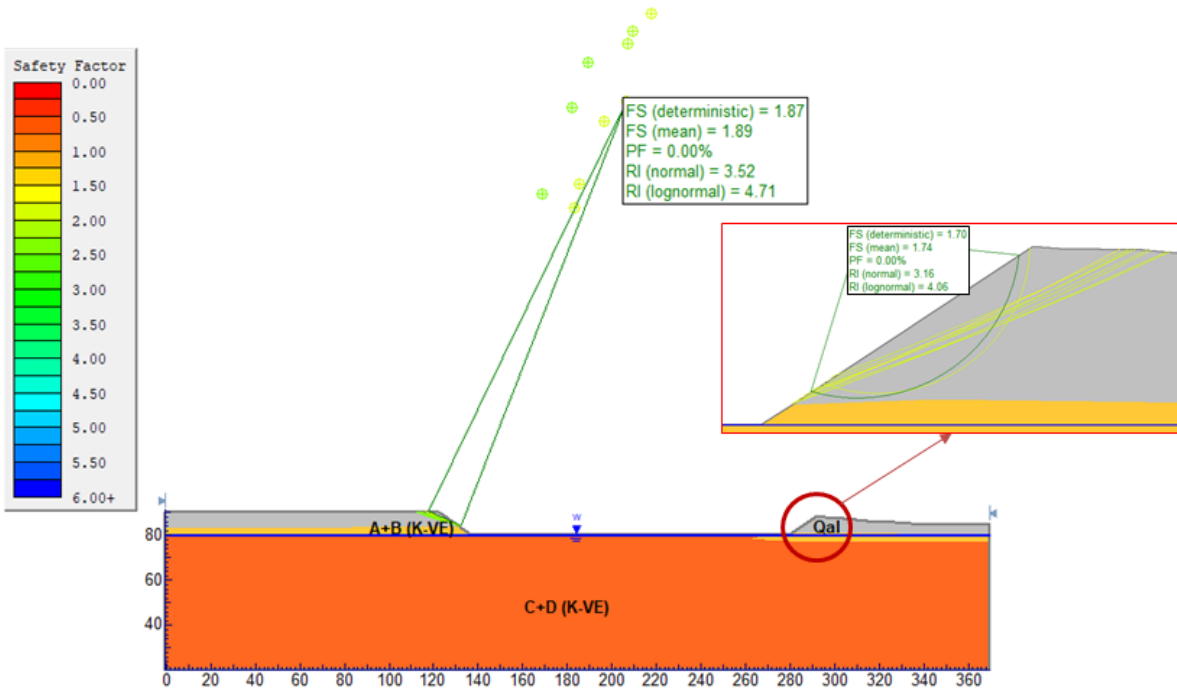


Figura 43. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección B-B.

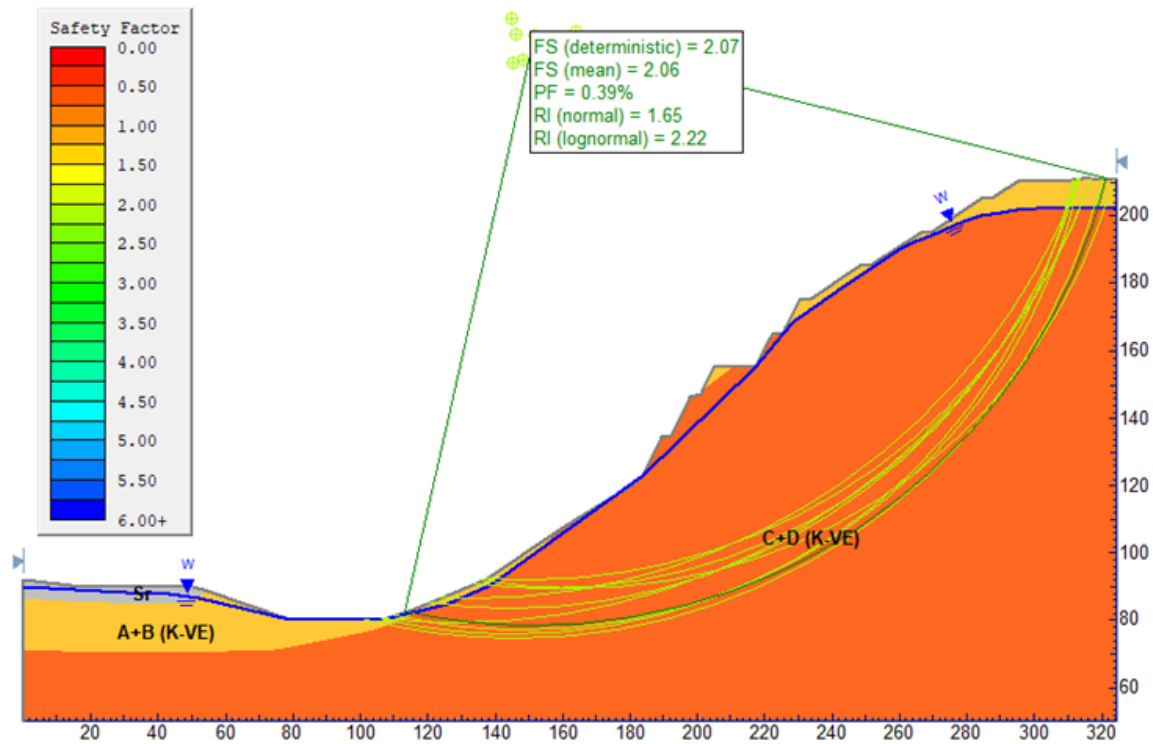


Figura 44. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección C-C.

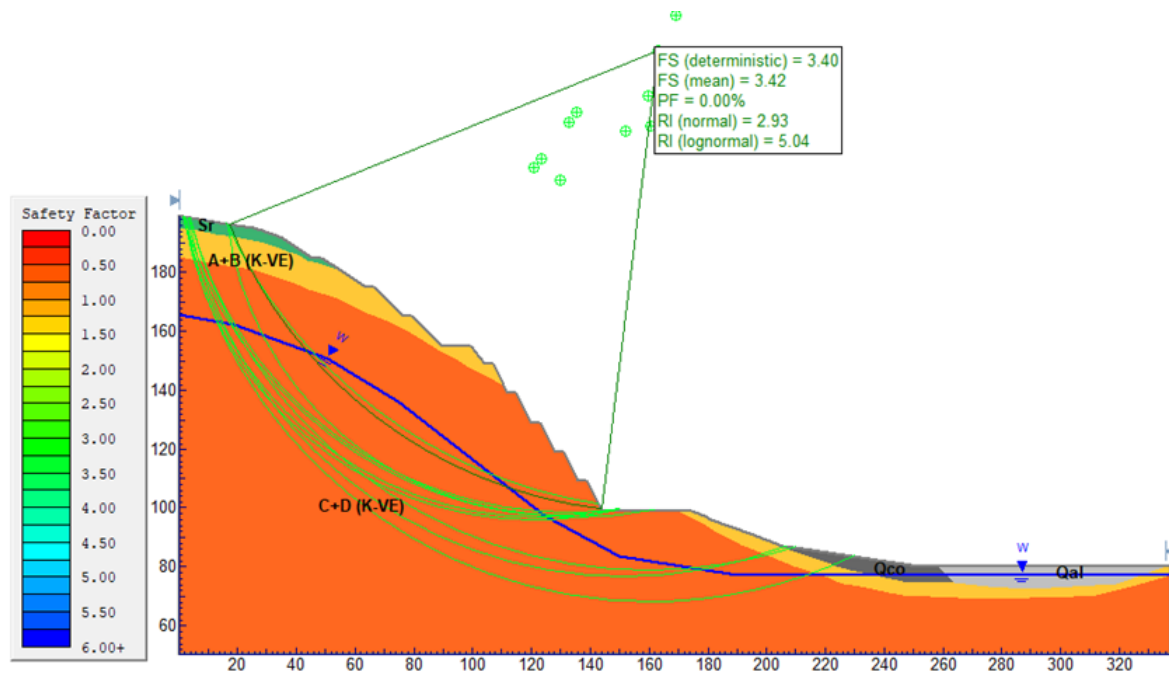


Figura 45. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección D-D.

4.5.4.2. Análisis Cinemático

La posibilidad de fallas controladas por discontinuidades se consideró particularmente factible en los cortes requeridos para la excavación de la fundación de la presa, dado el sistema de diaclasamiento observado en los afloramientos rocosos y los núcleos de perforación.

Para el análisis cinemático se contemplaron las familias de discontinuidad determinadas por la evaluación de la geología estructural que se muestran en la Tabla 30 y se consideró un ángulo de fricción de 34° teniendo en cuenta valores típicos para este tipo de material:

Tabla 30. Parámetros Geología Estructural Guararé

DATOS ESTRUCTURALES ESTRATIFICACIÓN Y DIACLASAS - GUARARÉ				
ID	RUMBO	BUZAMIENTO	DIP DIRECTION / DIP ANGLE	TIPO
D1	N30°W	85°SW	240° / 85°	Diaclasa 1
D2	N60°E	87°SE	150° / 87°	Diaclasa 2
ES	N60°E	25°SE	150° / 26°	Estratificación

Adicionalmente, se obtuvo la geometría de la orientación de los taludes de corte proyectados para la excavación de la presa, para lo cual se nombraron los distintos taludes como lo muestra la Figura 46.

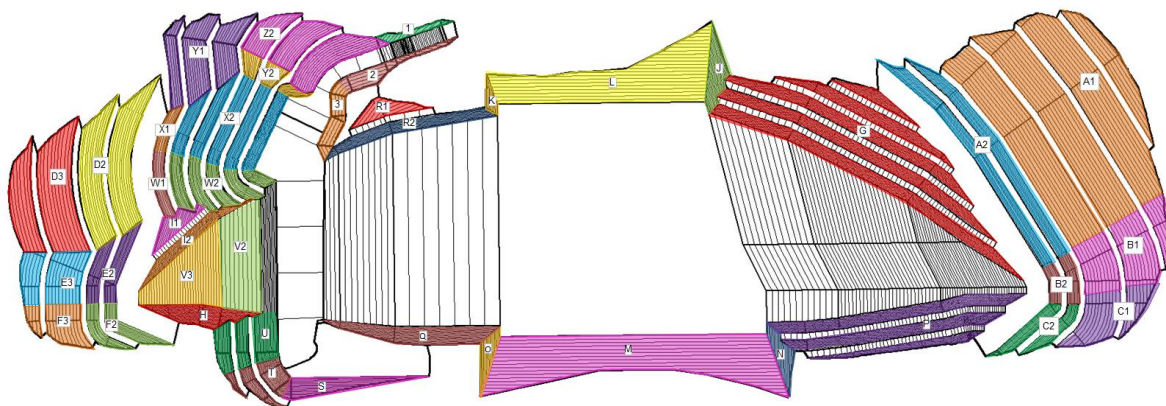


Figura 46. Identificación de Taludes - Presa Guararé

La Tabla 31 cuenta con los datos de la geología estructural de los taludes señalados en la Figura 46 que se encontraban en roca y contarían con algún tipo de protección activa o pasiva según el tipo de análisis .

Tabla 31. Geología Estructural de los taludes de la excavación

TALUD	DIRECCIÓN BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	RUMBO
A2	238°	63°	32°
B2	269°	63°	1°NW
C2	319°	63°	49°NE
E2	111°	63°	21°NE
F2	23°	63°	67°NW
G	221°	63°	49°NW
H	23°	63°	67°NW
I1	108°	53°	18°NE
I2	120°	63°	30°NE
J	255°	63°	15°NW
K	89°	63°	1°NW
N	269°	63°	1°NW

O	89°	63°	1°NW
P	333	63°	63°NE
Q	04°	63°	86°NW
R2	166°	63°	76°NE
S	359°	63°	89°NE
T	149°	63°	39°NW
U	89°	63°	1°NW
W1	76°	53°	14°NW
W2	69°	63°	21°NW
X1	115°	53°	25°NE
X2	115°	63°	25°NE
Y2	117°	63°	27°NE

En la Tabla 32 se presentan los resultados de un análisis realizado por medio del software Pan Technica y del círculo estereográfico con el objetivo de identificar potenciales fallas. De acuerdo con el análisis cinemático todos los taludes cumplen con los factores de seguridad establecidos en el diseño, sin embargo, algunos taludes como el talud E2, G, I1, I2, K, O, R2, X1, X2 y Y2 si bien mostraban factores de seguridad por encima de 1.4 en condición estática, fueron analizados por medio del programa RocPlane y SWEDGE para verificar que en condición de sismo o de lluvias extremas cumplieran con los valores requeridos. Este análisis concluyó que todos los taludes cumplen con los criterios establecidos como se puede verificar en el Anexo 1, donde se presentan los análisis tanto en RocPlane como en SWEDGE. Dado que se cumplen con los factores de seguridad, los refuerzos que se implementarán son pernos ocasionales de 25.4 mm (1") de diámetro y longitud 3 m, espaciados 3 m en ambas direcciones. En vista de la buena condición de la roca observada en las perforaciones se adoptó un factor del 50% para las protecciones en el cálculo de cantidades de obra.

Tabla 32. Resultados del Análisis cinemático

ID	Buzamiento (°)	Dirección de Talud (°)	Modo de falla			F.S.
A2	63	238	ESTABLE			ESTABLE
B2	63	269	ESTABLE			ESTABLE
C2	63	319	ESTABLE			ESTABLE
E2	63	111	ES			1.45
F2	63	23	ESTABLE CON FRICCIÓN			ESTABLE
G	63	221	D1	/	ES	1.47
H	63	23	ESTABLE CON FRICCIÓN			ESTABLE
I1	53	108	ES			1.45
I2	63	120	ES			1.45
J	63	255	ESTABLE			ESTABLE
K	63	89	ES			1.45
N	63	269	ESTABLE			ESTABLE
O	63	89	ES			1.45
P	63	333	ESTABLE CON FRICCIÓN			ESTABLE
Q	63	4	ESTABLE CON FRICCIÓN			ESTABLE
R2	63	166	D1	/	ES	1.47
S	63	359	ESTABLE CON FRICCIÓN			ESTABLE
T	63	149	ES			1.45
U	63	89	ES			1.45
W1	53	76	ESTABLE CON FRICCIÓN			ESTABLE
W2	63	69	ESTABLE CON FRICCIÓN			ESTABLE
X1	53	115	ES			1.45
X2	63	115	ES			1.45
Y2	63	117	ES			1.45

Los taludes A1, B1, C1, D2, D3, E3, F3, L, M, R1, Y1, Z2, 1, 2 y 3 serán empradizados, los taludes V2 y V3 no se le colocará ningún tipo de protección ya que contarán con el tratamiento que se le realizará a la fundación de la presa.

Se destaca que los taludes ubicados aguas arriba hacia el estribo izquierdo cuentan con pendientes 0.5H:1.0V ya que la geomorfología de la zona sugiere que los espesores de suelos y materiales meteorizados disminuyen por tener pendientes más altas, contrario a lo que se observa en este estribo aguas abajo, donde se presentan pendientes más tendidas.

4.5.4.3. Protección taludes de excavación

En general, los taludes conformados en roca deben protegerse con concreto lanzado y malla metálica para evitar la erosión superficial y el deterioro de su superficie debido al medio ambiente y las lluvias. La protección con concreto lanzado deberá tener un espesor mínimo de 0.10 m. Pueden requerirse pernos ocasionales en este tipo de soporte para el sostenimiento de la malla metálica. El concreto lanzado debe ir acompañado de lagrimales de 50 cm de profundidad espaciados cada 2 m en ambas direcciones con el fin de evitar sobre presiones en el concreto.

Con el propósito de mitigar caídas de bloques y desprendimientos de rocas se considera la implementación de pernos o varillas corrugadas de acero colocadas dentro de una perforación inyectada de mortero de cemento con longitud de 3 m espaciadas cada 3 m. Adicionalmente con el propósito de disminuir presiones de agua se considera la implementación de drenajes profundos, este tipo de drenaje permitirá que la superficie de nivel freática abatida por la acción de los subdrenes no intercepte la cuña o superficie de falla potencial. Las perforaciones de los huecos de subdrenaje tendrán una longitud de 10 m separados cada 5 m deben realizarse con inclinaciones de 10 grados hacia arriba para que a medida que avanza la perforación se compense el efecto del peso de la tubería.

En los taludes 1.5H:1.0V o 1.0H:1.0V de la presa se considera la implementación de empradización de la superficie de los taludes excavados en suelo con el fin de mitigar la infiltración del agua o la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión.

4.5.5. Tratamiento de la fundación

El tratamiento de la fundación comprende la adecuación de la superficie de fundación de la presa y el tratamiento profundo del macizo rocoso con inyecciones y drenajes. La cortina de inyecciones genera un plano continuo en profundidad que intercepta los sistemas de diaclasas principales, las zonas de alta permeabilidad y las zonas de mayor concentración de esfuerzos, para controlar las filtraciones de agua del reservorio a través de la fundación y estribos de las obras principales del proyecto.

Como tratamiento de la fundación se consideró la ejecución de inyecciones de consolidación de 10 m de longitud espaciadas cada 6 m en tresbolillo distribuidas en el área de fundación. Cuando las tomas primarias indiquen que es necesario inyecciones de consolidación secundarias, éstas se realizarán en tresbolillo entre las primarias y las terciarias en tresbolillo con las secundarias y así sucesivamente.

Además se deberá realizar un tratamiento profundo de la fundación, el cual consistirá en la construcción de una cortina de inyecciones de lechada, compuesta en la zona de la fundación del cuerpo de la presa por una fila central de inyecciones, con una longitud de 52 m de profundidad. Estas inyecciones se podrán realizar desde la superficie o galerías orientadas de forma tal que se intercepte el mayor número de discontinuidades. Se estima que se ejecuten perpendiculares a la superficie.

Las perforaciones para las inyecciones se realizarán en tres secuencias (primarias, secundarias y terciarias), que dependerán de los resultados de los ensayos Lugeon que se realizarán durante la construcción de la cortina y de la cantidad de sacos (toma) de cemento que se consuman durante el avance de los trabajos. Las perforaciones primarias estarán espaciadas 6.0 m entre sí, las perforaciones secundarias se colocarán en medio de las anteriores y tendrán un espaciamiento de 6.0 m, las perforaciones terciarias se colocarán en medio de una primaria y una secundaria y finalmente las cuaternarias se colocarán entre una secundaria y una terciaria. El anterior procedimiento de inyección se denomina inyección de espaciamiento dividido, en el cual se inicia la perforación obligada de los huecos primarios, inyectando

inicialmente las filas laterales de consolidación en tramos predeterminados y luego la cortina central. Los 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.

Posterior a la excavación y antes de la colocación del CCR, el tratamiento de la fundación podrá complementarse con tratamiento de mejoramiento con concreto dental en función las condiciones de la superficie de roca y/o características desfavorables a la estabilidad, tales como grietas abiertas, rellenos en arcilla blanda, zonas de roca cizallada o muy fracturada, y cualquier otra que pueda afectar la resistencia y deformación del macizo.

4.6. CÁLCULO DE CANTIDADES

4.6.1. Excavaciones en corte abierto

Para el cálculo del volumen de excavación de la fundación 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 3 .

- Volumen excavación de fundación - Reporte Autodesk Civil 3D 923 658 m³
- Volumen excavación de fundación - Método de las tajadas 932 912 m³

A partir de estos cálculos se encuentra que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual de 1.00%, 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 Anexo 3

- Área de chaflán de excavación de fundación - Reporte Autodesk Civil 3D 65 615 m²

4.6.2. Relleno ataguía y contra-ataguía

Para el cálculo del volumen de relleno 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 3.

- Volumen relleno ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 67 441 m³
- Volumen relleno ataguía - Método de las tajadas 67 508 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual de 0.1%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

- Volumen relleno contra-ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 5 579 m³
- Volumen relleno contra-ataguía - Método de las tajadas 5 552 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual de 0.5%, 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 3 .

- Área de chaflán de relleno ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 11 261 m²
- Área de chaflán de relleno contra-ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 2 117 m²

4.6.3. Tratamiento para la fundación

El tratamiento de la fundación consiste en regularizar la zona de huella de la presa después de terminar la excavación mediante la colocación de concreto dental con un espesor estimado de 1 m en el 50 % de la huella o la excavación de protuberancias de roca o salientes. El tratamiento involucra la limpieza y el tratamiento minucioso de las discontinuidades y fracturas de la roca de fundación incluyendo su limpieza y relleno con mortero, se estima un espesor de sello de 5 cm. 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 3 .

- Área de huella de la presa - Reporte Autodesk Civil 3D 25 792 m²
- Mortero de sello de fundación 1 289 m³
- Concreto dental 12 896 m³

4.6.4. Inyecciones y drenajes

4.6.4.1. Inyecciones de consolidación

Las inyecciones de consolidación - *blanket* - se proyectan en la zona de la huella de la presa, en esta zona se realizarán inyecciones primarias de 10 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 y cuaternarias en el 25% 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 3 .

- Área de huella de la presa - Reporte Autodesk Civil 3D 25 792 m²
- Longitud de inyecciones de consolidación 28 658 m

4.6.4.2. Inyecciones profundas

Las inyecciones profundas se proyectan en el borde aguas arriba de la presa. En esta zona se realizará una línea de inyecciones primarias de 52 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 3.

- Cortina de inyecciones profundas 12 953 m

4.6.4.3. Cortina de drenaje desde las galerías

La cortina de drenaje desde galerías se proyecta desde la totalidad de las galerías localizadas el cuerpo de la presa como huecos ascendentes o descendentes con longitudes entre 20 y 83 m separadas cada 6 m. Los cálculos se muestran en el Anexo 3.

- Cortina de drenaje desde galerías (huecos descendentes) 5 220 m

- Cortina de drenaje desde galerías (huecos ascendentes) 2 825 m

4.6.5. Soporte y protección de taludes de excavación

4.6.5.1. Empradización

La protección vegetación se colocará en los taludes de corte cuya superficie expuesta corresponde a suelo residual. Se estima que los taludes superiores del estribo derecho y los taludes superiores del estribo izquierdo, en donde se realizaron corte con pendiente 1.5H:1V y 1.0H:1V, tendrán esta condición, además de taludes localizados en cercanía al lecho del río que también cuentan con estas pendientes. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 3.

- Área de taludes de excavación a empradizar 18 982 m²

4.6.5.2. Concreto lanzado (concreto neumático) y malla electrosoldada

Los taludes de corte en roca 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 3.

- Área de taludes malla electrosoldada 11 993 m²
- Volumen concreto lanzado 1 199 m³

4.6.5.3. 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 3.

- Longitud drenes cortos- lagrimales 1 499 m

4.6.5.4. Drenajes profundos

En todos los taludes protegidos con concreto lanzado y con empradización 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 3.

- Longitud drenes profundos 26 820 m

4.6.5.5. 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, se estimó un espaciamiento de 3 m. La longitud total de pernos corresponde al número de pernos recomendado, multiplicado por la longitud de cada perno, estimada en 3 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 3.

- Pernos de anclaje diámetro 25 mm (1") 3 565 m

4.6.5.6. 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. De esta forma se obtuvo la longitud de las cunetas con un valor de 3 779 m.

4.6.5.7. Instrumentación geotécnica

El suministro, instalación y mantenimiento de la instrumentación geotécnica para la presa en CCR se consideró mediante un valor global por metro cúbico de volumen de relleno en CCR. 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 de referencia de la presa para la estimación del suministro, instalación y mantenimiento de la instrumentación geotécnica 871 152 m³

5. OBRAS SUBTERRÁNEAS

5.1. INTRODUCCIÓN

5.1.1. Generalidades

En el presente capítulo se presenta el diseño a nivel conceptual de las obras subterráneas, el cual está conformado por las siguientes secciones:

- Se presenta una descripción de las obras subterráneas; diámetros, longitudes, coberturas entre otros aspectos.
- A partir de la información de campo y de investigaciones geotécnicas se realizó 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 predimensionamiento 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.

5.1.2. Descripción

El desarrollo multipropósito Guararé, está conformado por una presa de gravedad en CCR (concreto compactado con rodillo) de 75 m de Altura, un túnel de desviación, localizado en la margen derecha del río Guararé, de 390 m de longitud, previsto con una sección en herradura con paredes rectas (HPR) con sección de excavación de 3.3 m de diámetro, comprendido entre las cotas de solera 86.25 msnm y 85.50 msnm.

Por la margen derecha de la ladera se ha previsto ubicar el sistema de descarga de fondo del proyecto, el cual estará conformado por una tubería que trabajará inicialmente a presión, una caseta de válvulas y un canal que trabajará a flujo libre, el cual entregará el caudal al río Guararé. La tubería a presión tendrá un diámetro de 3.70 m de diámetro y el canal a flujo libre con una sección de 4.85 m de alto y 5.00 m de ancho. La descarga de fondo estará localizada entre las elevaciones 101.0 msnm y 92.0 msnm.

También, por la margen derecha de la ladera se localizará el sistema de descarga de usos que discurrirá paralelo al túnel de descarga de fondo. La descarga de usos inicia con un tramo a presión con sección de 1.8 m de diámetro y continúa con un canal a flujo libre con una sección de 1.85 m de alto y 2.70 m de ancho. La descarga de usos, estará localizada entre la elevación 101.0 msnm y la intersección con el canal de descarga de fondo.

En la Figura 47, se aprecia una planta de localización con el túnel de desvío sobre la margen derecha del sitio de presa Guararé.

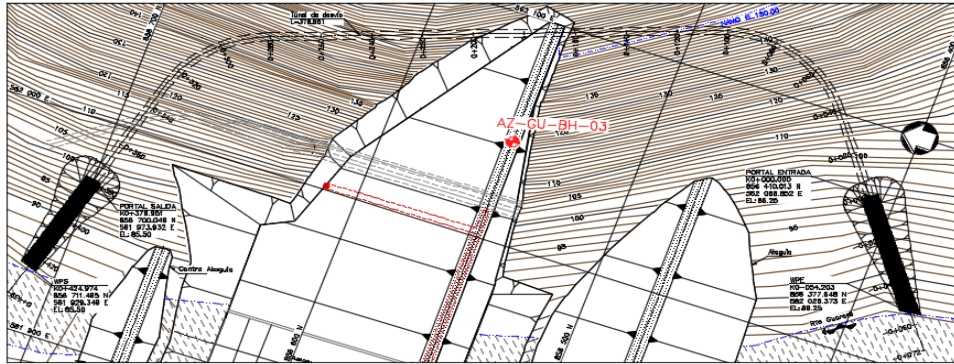


Figura 47. Planta de localización del proyecto Guararé.

5.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

5.2.1. 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 las obras subterráneas se relacionan en la Tabla 33. En la Figura 48, se presenta en planta la ubicación de las perforaciones ejecutadas.

Tabla 33. Localización de las perforaciones en la zona de las obras subterráneas

Perforación	Este	Norte	Elevación	Profundidad (m)
AZ-GU-BH-01	561 802.00	856 547.00	125	25.0
AZ-GU-BH-02	561 914.51	856 548.25	92	30.0
AZ-GU-BH-03	562 044.99	856 550.49	124	40.2

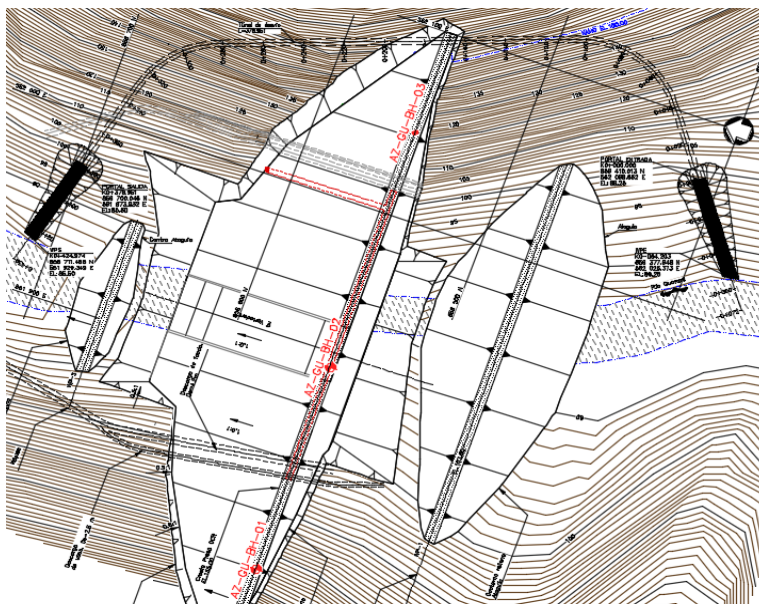


Figura 48. Localización de perforaciones

De las perforaciones realizadas en el proyecto, se obtuvieron muestras de material intacto a los que se les ejecutaron ensayos de laboratorio, los cuales se resumen en la Tabla 34.

Tabla 34. Resumen de ensayos de laboratorio

Perforación	Profundidad		W (%)	γ (KN/m ³)	γ_d (KN/m ³)	qu (MPa)	E (MPa)
AZ-GU-BH-03	5.15	5.35	2.1	25.3	24.7	25.8	6906
	8.35	8.65	1.7	25.4	25.0	50.7	8917
	33.95	34.15	3.6	25.0	24.2	36.1	14967
	36.55	36.70	2.6	24.9	24.3	42.4	8739

Las líneas de refracción sísmica realizadas en el área del proyecto y consideradas para la evaluación geotécnica de las obras subterráneas se relacionan en la Tabla 35. En la Figura 49, se presenta en planta la ubicación de las LRS ejecutadas.

Tabla 35. Localización de las líneas de refracción sísmica en la zona de las obras subterráneas

Línea	Inicio		Final		Longitud (m)
	Este	Norte	Este	Norte	
AZ-GU-LRS-01	562 034.62	856 589.12	562 055.36	856 511.86	82.5
AZ-GU-LRS-03	562 038.99	856 387.65	562 102.98	856 435.58	82.5
AZ-GU-LRS-04	561 927.40	856 711.85	562 004.91	856 692.05	82.5

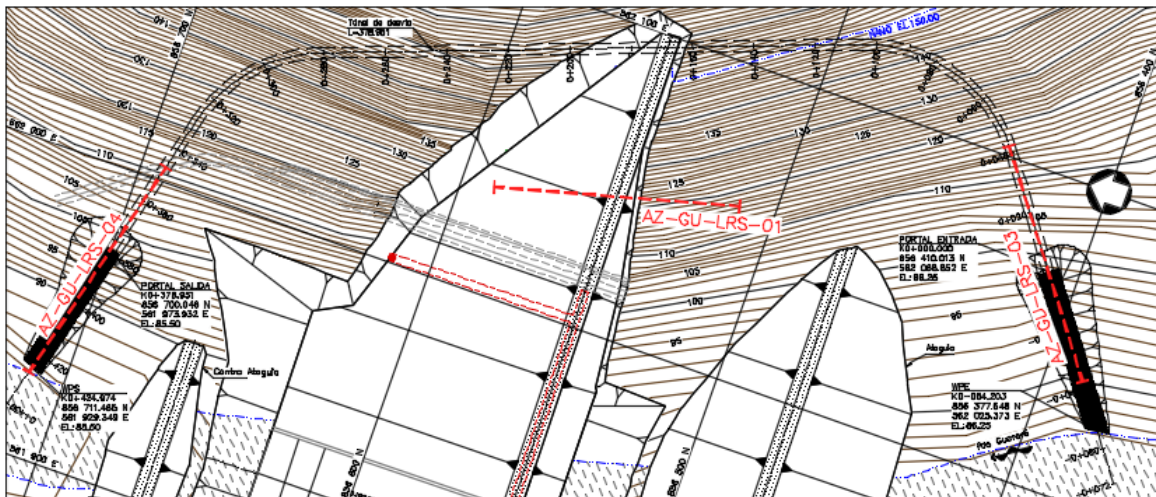


Figura 49. Localización de LRS

De las líneas realizadas en el proyecto, se obtuvieron los resultados que se presentan en las siguientes Figuras y Tabla.

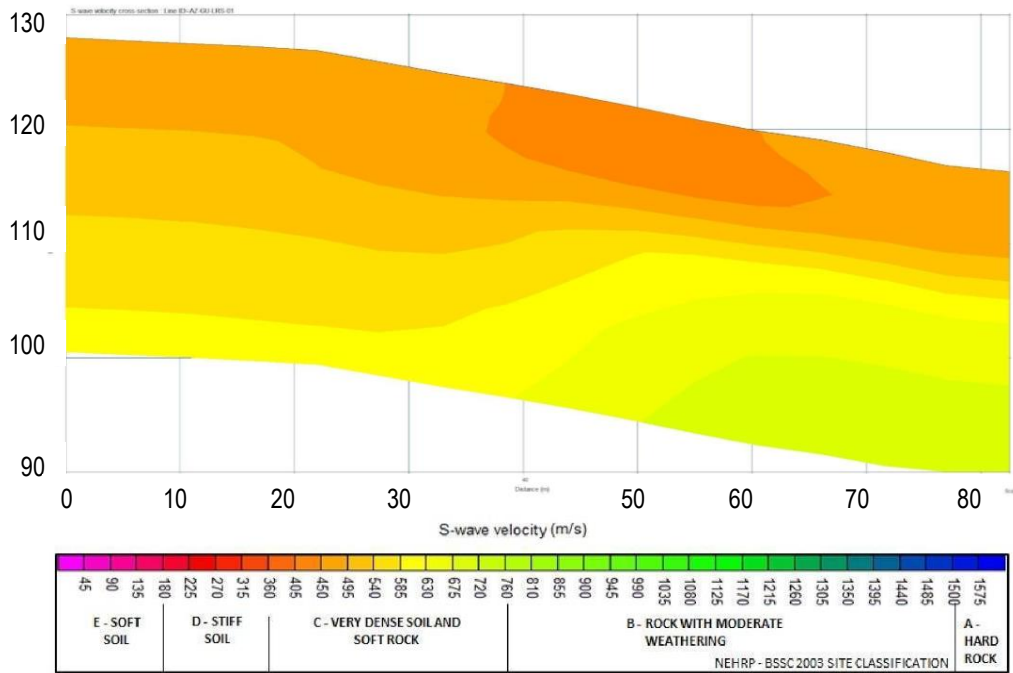


Figura 50. Línea sísmica AZ-GU-LRS-01

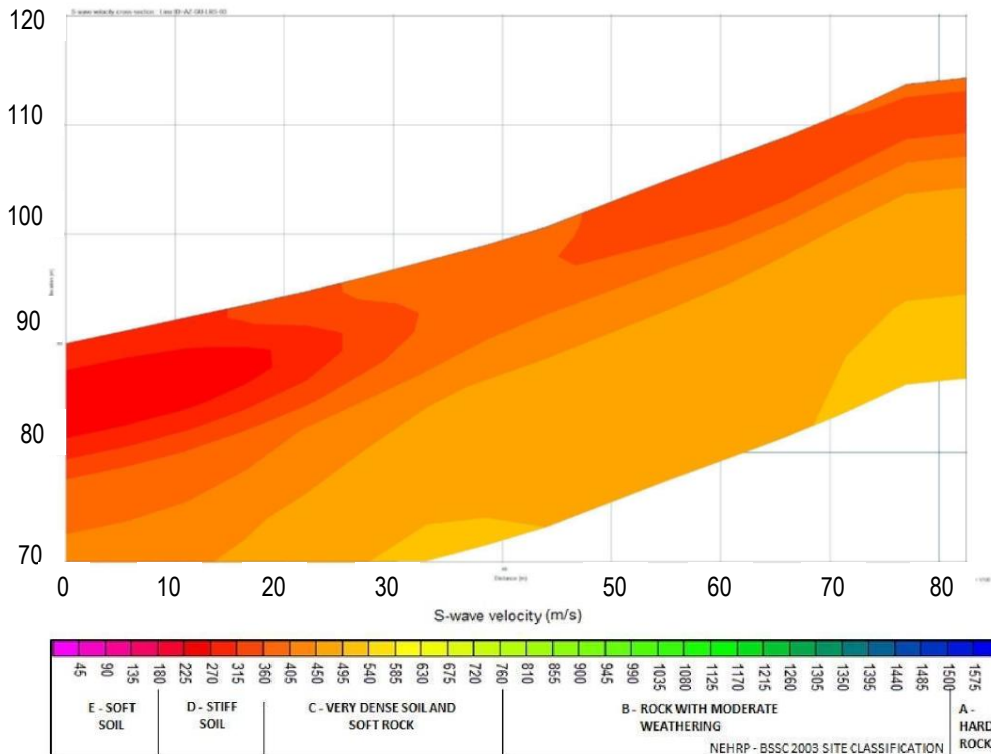


Figura 51. Línea sísmica AZ-GU-LRS-03

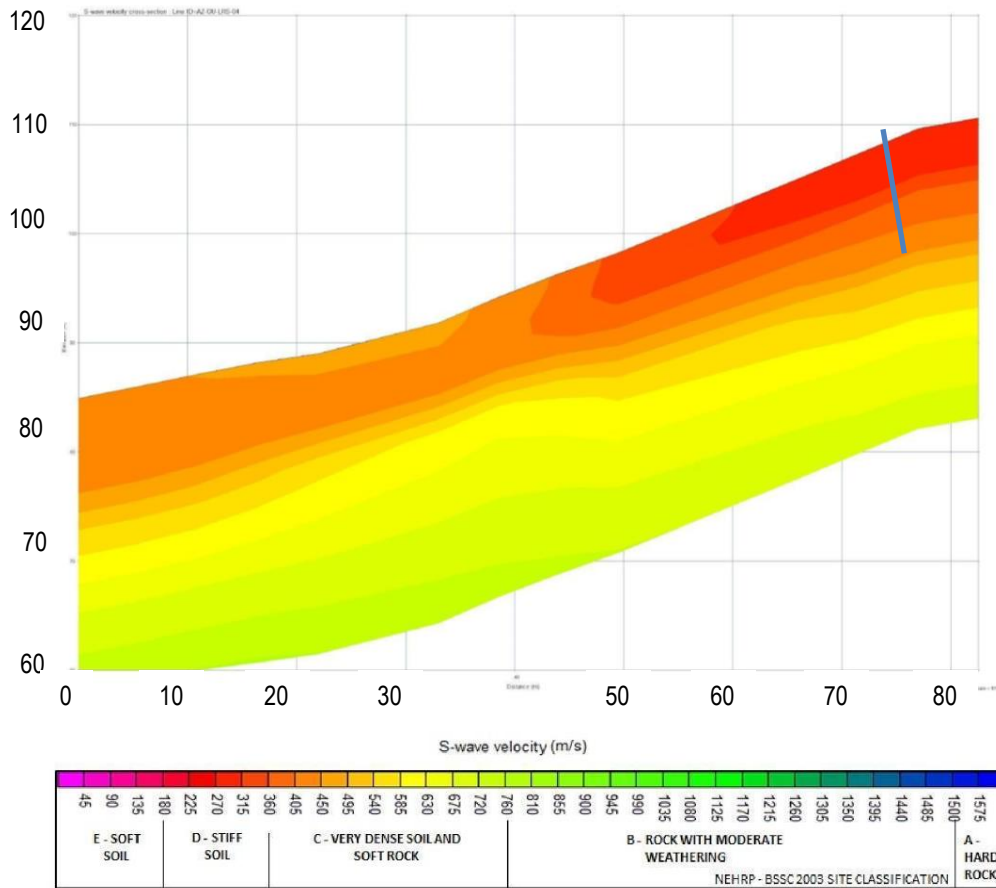


Figura 52. Línea sísmica AZ-GU-LRS-04

Tabla 36. Velocidad de onda

Profundidad (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Descripción
0 - 7.0	270-495	467-857	Suelo
7.0 - 25.0	495-760	808-1241	Roca blanda

5.2.2. Propiedades de la roca intacta

Con base en la información geológica de campo y los ensayos de laboratorio se estableció que las rocas compuestas por tobas tienen una resistencia promedio a la compresión simple de 39 MPa, un módulo de elasticidad promedio de 9882 MPa y un peso específico de 25.0 KN/m³.

Según los 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 obtenidos a partir de ensayos de laboratorio. El valor medio de MR fue de 253.

De acuerdo con los valores de resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y módulo relativo, se puede concluir que las Tobas del grupo Playa Venado corresponde a una roca blanda y módulo relativo medio. (Véase Figura 53).

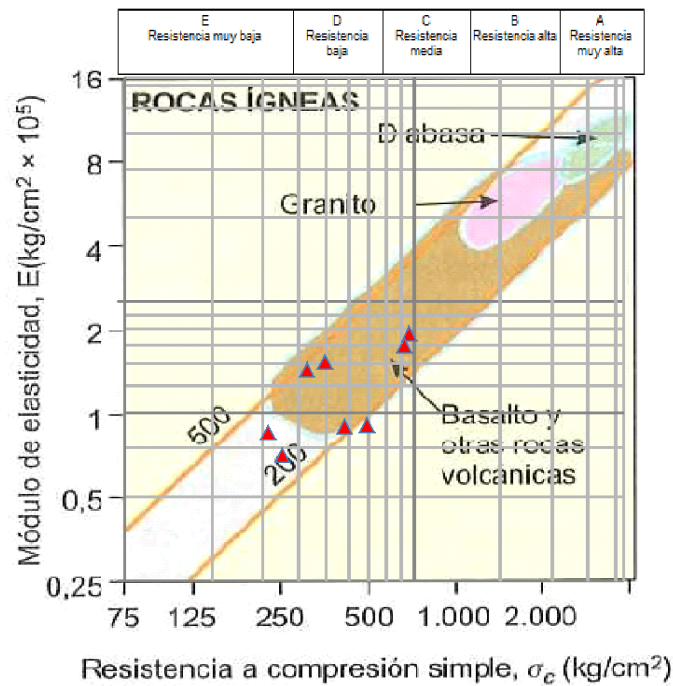


Figura 53. Clasificación de la roca intacta. Deere y Miller (1971).

5.2.3. Niveles de meteorización

De acuerdo con los resultados de los registros de los sondeos ejecutados en el área del proyecto multipropósito, se estimaron los espesores de los niveles de meteorización del macizo rocoso según los criterios del ISRM (1981), los cuales se resumen en la Tabla 37. En términos generales la roca se encuentra de mejor calidad a partir de los 33 m de profundidad.

Tabla 37. Niveles de meteorización.

Nivel de Meteorización (*)	Profundidad (m)
VI - V	0 - 7.0
IV	7.0 - 33
III	> 33

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

5.2.4. Características de fracturamiento (RQD)

En la Tabla 38, se presenta un resumen de los valores de RQD de los registros de perforación cercanos a las obras subterráneas. De acuerdo con lo anterior, se estima que a profundidades de 0 a 33 m la roca se encuentra muy fracturada, mientras que a partir de los 33 m de profundidad el macizo se encuentra fracturado.

Tabla 38. Resumen de RQD de los sondeos

Profundidad	AZ-GU-BH-03
0 - 5	0
5 - 10	0
10 - 15	0 - 25
15 - 20	0 - 25
20 - 25	0 - 25

25 - 30	0 - 25
30 - 35	0 - 25
35 - 40	50 - 75
40 - 45	50 - 75

En las siguientes fotografías se puede observar el estado de la roca.



Figura 54. Perforación AZ-GU-BH-03.

5.2.5. Clasificación del macizo rocoso

La clasificación geotécnica se realizó para evaluar la calidad del macizo rocoso y estimar 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 55).

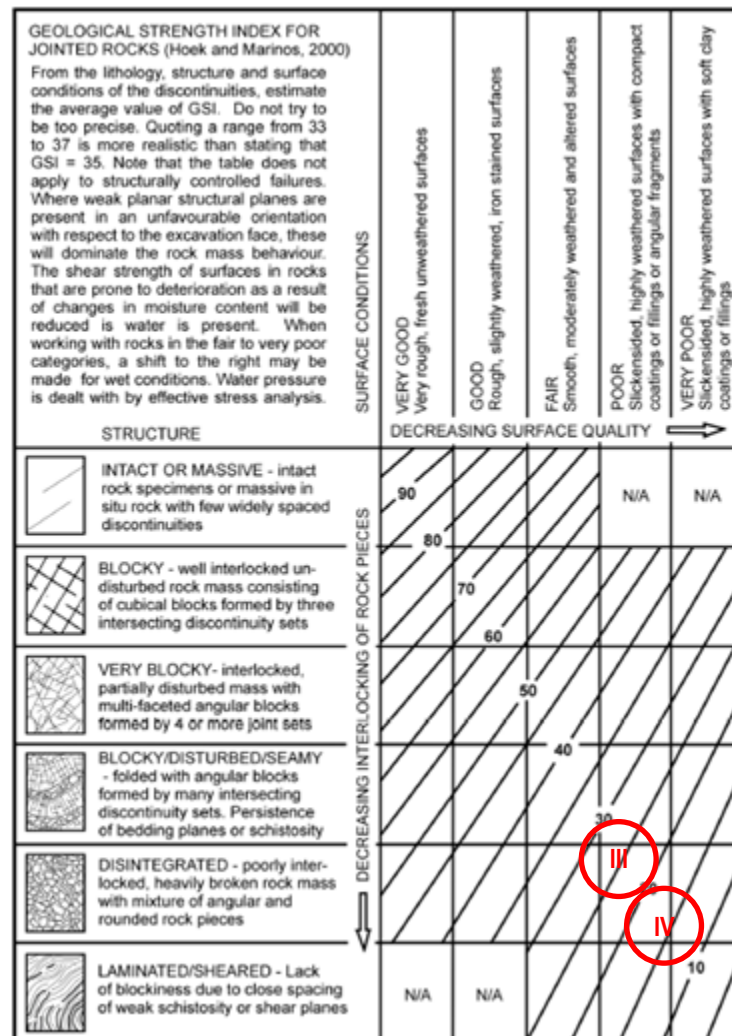


Figura 55. Clasificación del macizo rocoso. Índice GSI.

5.2.6. 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, puede ser del orden de $5 \cdot 10^{-7}$ m/s. Para los sectores del túnel en los cuales el macizo de roca se encuentra fracturado, se estimó un valor de permeabilidad del orden de $5 \cdot 10^{-6}$ m/s.

5.3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS

5.3.1. 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 39.

Tabla 39. 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 40:

Tabla 40. 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	E
-----------------------------------	---

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 41:

Tabla 41. 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 42, a continuación se establece en forma resumida el tipo de sostenimiento más utilizado para contrarrestar los mecanismos de falla identificados para los túneles:

Tabla 42. 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.

5.3.2. 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:

5.3.2.1. Terreno tipo I

Corresponde esta clasificación a roca de resistencia media, poco fracturada y estable, 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.

5.3.2.2. Terreno tipo II

Corresponde esta clasificación a rocas de resistencia media a baja, moderadamente fracturada. 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 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.

5.3.2.3. 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 requiera, aplicación de 15 cm de concreto lanzado reforzado con fibra en capas de 5 cm, colocación de arcos de acero tipo HEB 100 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.

5.3.2.4. Terreno tipo IIIB

El terreno Tipo IIIB corresponde a materiales de roca muy alterada, friables o deleznales, a zonas de falla o esfuerzo con materiales muy fracturados y blandos. 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 76 a 105 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 100 separados cada 1.0 m.

5.3.3. 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 43, la cual muestra los porcentajes de terreno estimados, para las obras subterráneas.

Tabla 43. Porcentaje de terreno estimado.

Obra	Longitud (m)	Tipos de Terreno (m)			
		I	II	IIIA	IIIB
Túnel de desviación	378.95	26.53	98.52	212.22	41.68

En la Figura 13, se presenta el perfil geológico-geotécnico con las estimaciones de tipos de terreno que se encontrarán durante la excavación.

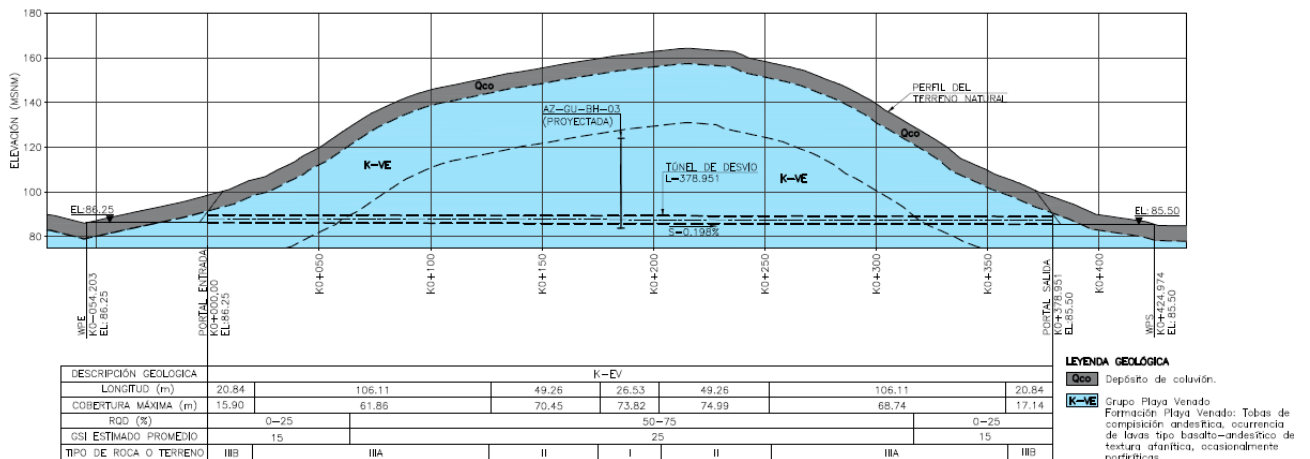


Figura 56. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de desvío

5.3.4. Revestimiento

El revestimiento de los túneles, se adoptó para asegurar estabilidad a largo plazo dadas las condiciones regulares del macizo rocoso y teniendo en cuenta la importancia de la obra en el largo plazo y sus condiciones de operación.

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

Aspectos de operación relacionados con estabilidad a largo plazo.

Como ya se mencionó, la excavación del túnel tendrá lugar a través de la formación geológica Playa Venado, compuesta por rocas volcano-sedimentarias, en general con un grado de fracturamiento alto

Se consideró que se requerirá revestimiento en concreto convencional, debido a la presencia de materiales de roca fracturada a 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 del agua en operación. Por lo anterior, para garantizar estabilidad a largo plazo, se consideró que el túnel debe ir completamente revestidos en concreto convencional.

5.3.4.1. Revestimiento de las obras subterráneas

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

El espesor del revestimiento para el túnel, se asume según experiencias precedentes que puede 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 3.3 m, se asumió un espesor total del revestimiento (Soporte + Revestimiento con espesor de 0.20 m mínimo constructivo) 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.

5.3.5. 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 cuyo valor fue establecido del orden de $5 \cdot 10^{-7}$ 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 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.

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 6, se presenta el cálculo del caudal de infiltración del túnel de acuerdo con la metodología indicada anteriormente. En la Tabla 44, se resumen el caudal de infiltración estimado.

Tabla 44. Caudal máximo de infiltración estimado para el túnel.

Obra	Longitud (m)	Caudal total (l/s)	Tasa de infiltración media (l/s/m)
Túnel de desvío	378.95	2.07	5.46x10 ⁻³

5.3.6. 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 6.0.
- 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 45, se presentan los análisis ejecutados para establecer las dimensiones del tapón. De acuerdo con esos análisis el tapón debe tener una longitud total de 11 m (3 m de cabezal y 8 m de galería).

Tabla 45. Dimensionamiento de tapón

CRITERIO DE DISEÑO	Tapón Desvío
Presión en el piso del túnel - (m)	64,50
A- Diseño por adherencia-concreto -roca	
Radio-m	1,65
Altura paredes-m	1,65
Area-m ²	9,72
Perímetro-m=	11,78
Esf. Adherencia -psi	30,00
Esf. Adherencia-Kg/cm ² =	2,11
Longitud-m	2,52
Longitud construcción	3,0
B - Diseño por gradiente hidráulico	
Gradiente adoptado-H/L=	6,00
Longitud-m=	10,75
Longitud construcción	11,00
Longitud tapón - m	11,0

5.4. ESTIMATIVO DE RENDIMIENTOS Y TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN

5.4.1. 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 46, se resume el rendimiento promedio obtenidos para las obras subterráneas. En el Anexo 7, se presenta en más detalle el cálculo de los rendimientos estimados para cada tipo de terreno y el ponderado para el respectivo túnel.

Tabla 46. Rendimientos de excavación

Obra	Longitud (m)	Diámetro (m)	Rendimiento medio (m/día)
Túnel de desvío	378.95	3.30	3.63

5.4.2. 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.

En la Figura 57, se presenta el diagrama Distancia vs. Tiempo para el túnel, el cual permite calcular el tiempo necesario para construir las obras subterráneas.

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.

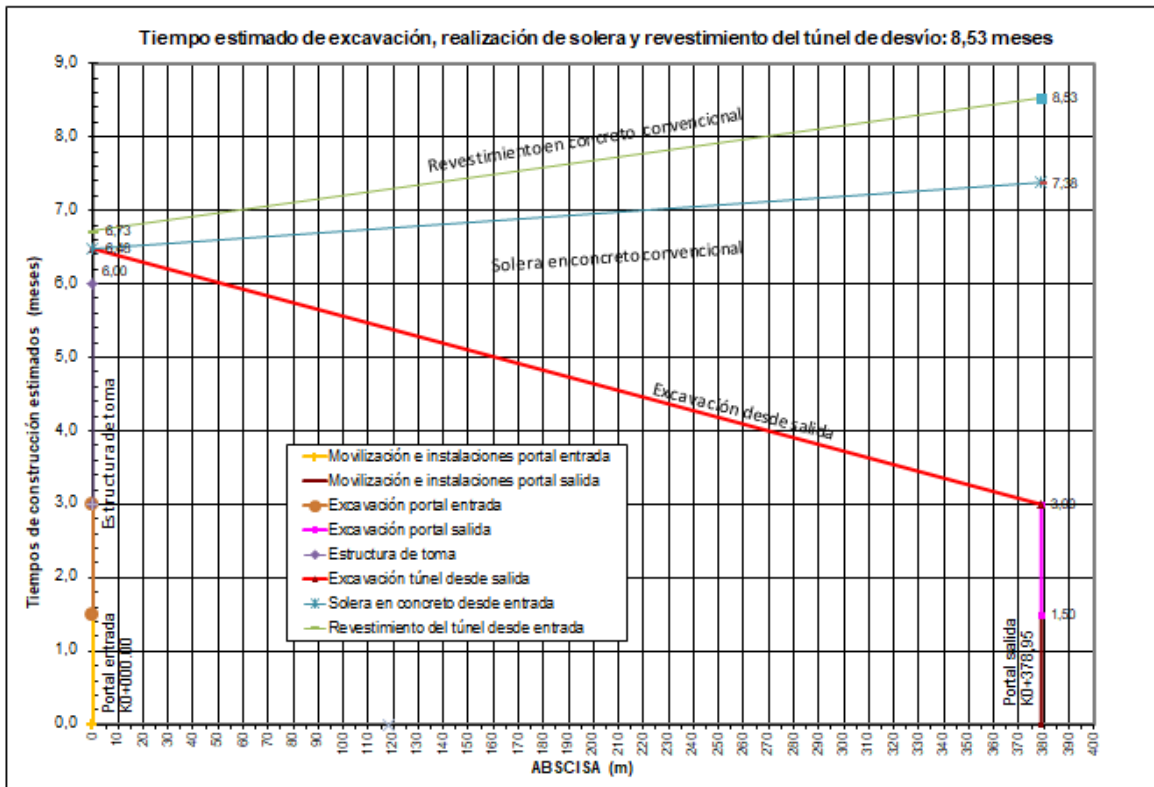


Figura 57. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes al túnel de desvío.

En la Tabla 47, se resume el estimativo de tiempos de construcción para el túnel.

Tabla 47. Estimativo de tiempo de construcción.

Obra	Tiempo de construcción (meses)
Túnel de desvío	8,5

5.5. 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 el túnel se presentan en el Anexo 8, de este informe.

6. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIALES

Como parte de los análisis a nivel conceptual del proyecto Guararé 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 se ha presentado anteriormente corresponde a la Formación Playa Venado, esta Formación es considerada apta 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 58 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.

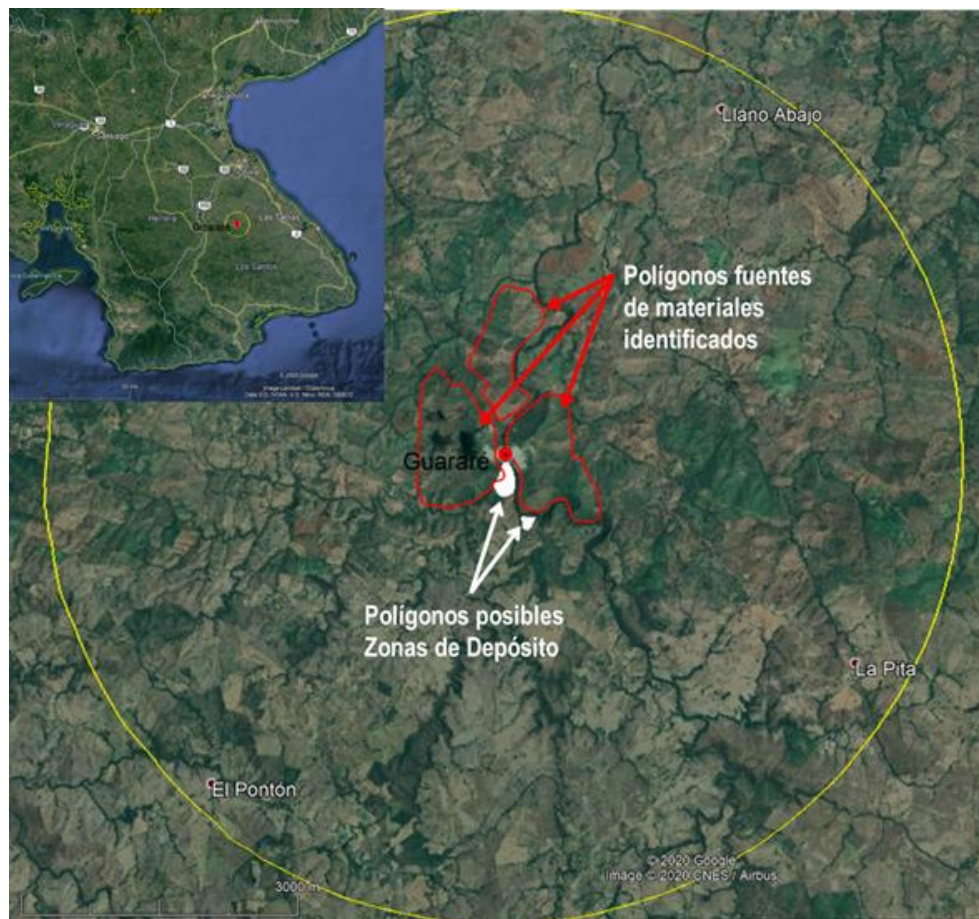


Figura 58. Localización posibles fuentes de materiales.

La Figura 59 presenta una vista más cercana de los sitios identificados donde se puede apreciar de mejor manera la geomorfología de la zona de análisis.



Figura 59. Geomorfología sitios identificados de 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.

La Tabla 48 presenta el balance de materiales del proyecto en donde se puede observar que el mayor requerimiento de materiales del proyecto corresponde a la consecución de agregados pétreos para concretos, en particular para la fabricación de concretos compactados con rodillo (CCR) que se proyecta conformen el cuerpo de la presa. 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 agregados pétreos asociados con el CCR del 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 48. Análisis de balance de materiales

Elemento matriz origen-destino (Nivel Conceptual)	Volumen (m ³)
(a). Volumen total de agregados pétreos para la fabricación de concretos	1.537.000
(b). Volumen total de relleno para la presa, ataguías y terraplenes	116.000
(c) VOLUMEN TOTAL DE AGREGADOS PÉTREOS REQUERIDOS (a) + (b) =	1.653.000
(d). Volumen total de material aprovechable proveniente de las excavaciones	281.000

(c) - (d) VOLUMEN TOTAL REQUERIDO EN ZONAS DE CANTERA =	1.372.000
(e). VOLUMEN TOTAL DE DESECHOS DE EXCAVACIÓN A DISPONER EN ZODMES =	1.170.000

En el caso del proyecto Guararé se identifica un requerimiento de materiales provenientes de las fuentes de materiales cercanas cercano a 1.7 millones de metros cúbicos, los cuales basado en las condiciones geológicas identificadas en la zona de estudio podrán ser provistos de fuentes de materiales próximas a la zona de obras principales que podrían estar localizadas en los polígonos identificados en un radio de 5 km del sitio de presa. En relación a las zonas de botaderos se estima un requerimiento ligeramente menor a 1.2 millones metros cúbicos de material a disponer que se considera podrá ser colocado en los polígonos preliminarmente identificados o en sitios cercanos identificados en las etapas de diseño subsecuentes. Se anota 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 Y RECOMENDACIONES

7.1. GEOLOGÍA

- A nivel regional el sitio de presa y su probable zona de reservorio se encuentran en la zona nor-central 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.
- El Plateau Azuero donde se enmarca el contexto geológico del sitio de presa Guararé 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 Azuero 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). En el sitio de presa se evidenciaron secuencias vulcano - sedimentarias asociadas a intercalaciones de basaltos, tobas y esporádicos niveles de limolitas pertenecientes a la Formación Playa venado (K-VE).
- La península de Azuero es cortada por tres grandes zonas de falla (Falla Ocú-Parita, Falla Joaquín y Falla Azuero-Soná). De dichas estructuras solo la Falla Azuero-Soná presenta rasgos morfotectónicos que la asocian con tectónica activa (Cowan et al., 1998). De estas fallas, la más cercana al sitio de presa Guararé corresponde a la falla Ocú-Parita, localizada a 10 km aproximadamente.
- Como coberturas cuaternarias fueron evidenciadas depósitos Coluviales (Qco) en las zonas de taludes y aluviales (Qal) asociados al río Guararé. En la zona de presa se encontraron terrazas aluviales hacia la margen izquierda del río Guararé y depósitos Coluviales con espesores de máximo 10 m.
- Las condiciones del relieve en el sitio de presa muestran la presencia de afloramientos de roca hacia la margen derecha del río Guararé con pendientes $>20^\circ$, mientras que presencia de depósitos aluviales hacia la margen izquierda con pendientes entre $0^\circ - 5^\circ$.

7.2. PRESAS

- Se planteó una presa de CCR de 75 m de altura con talud aguas arriba 0.25H:1V a vertical y talud aguas abajo 1H:1V, una cresta de 390 m de longitud y 6.0 m de ancho.
- La presa estará fundada 11 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 16 y 32 m por debajo de la superficie en los estribos.
- Para el sistema de desvío, se consideró la construcción de una ataguía de 14 m de altura y una contra ataguía aguas abajo de 4 m de altura.
- A partir de los resultados de los ensayos de laboratorio se estimó un peso unitario para el depósito aluvial (Qal) de 17 kN/m^3 , ángulo de fricción entre 26 a 41° y cohesión muy baja, entre 0 y 5 kPa. Para el depósito coluvial (Qco) se estimó un peso unitario de 19 kN/m^3 , ángulo de fricción entre 33 a 43° y cohesión muy baja, entre 0 y 15 kPa.
- La caracterización del macizo rocoso se realizó para el estrato A+B que corresponde roca altamente a moderadamente meteorizada y C+D que corresponde a roca levemente meteorizada a sana. Para los niveles

A+B la cohesión se estimó entre 181 a 297 kPa y el ángulo de fricción entre 37 y 40°, mientras que para los niveles C+D la cohesión se estimó entre 354 a 606 kPa y el ángulo de fricción entre 47 y 53°.

- 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 el depósito aluvial (Qal), los depósitos coluviales (Qco) y roca meteorizada K-VE tengan pendiente entre 0.75H:1V y 1.5H:1.0V, mientras que en roca sana K-VE una pendiente de 0.5H:1V. Además, para garantizar el drenaje en la superficie de los taludes de excavación, deberán perforarse huecos de drenaje desde la superficie del talud. Estos análisis son complementados con los análisis cinemáticos presentados, si bien los factores de seguridad estimados superan los criterios de diseño, los análisis cinemáticos muestran factores de seguridad ajustados a los criterios lo cual sugiere que la geología estructural controla las pendientes de corte seleccionadas.
- Los análisis cinemáticos muestran que los taludes cumplen con el factor de seguridad estático establecido en el diseño, no obstante, estos taludes también fueron analizados para verificar que en condición de sismo o de lluvias extremas cumplieran con los valores requeridos. Se concluyó que todos los taludes cumplen con los criterios. Sin embargo, para mitigar eventuales caídas de bloque se estimó la colocación de pernos ocasionales tipo A1 de 1" de diámetro de longitud de 3 m espaciados 3 m en ambas direcciones. Esta condición se deberá validar con perforaciones adicionales a ejecutar en la siguiente etapa de diseño

7.3. OBRAS SUBTERRÁNEAS

- Se recomienda realizar dos sondeos en los portales y uno en el cuerpo del túnel.
- Con la información que se tiene se establece que el túnel será excavado en rocas de la formación Playa Venado en rocas volcánico sedimentarias compuestas principalmente por tobas altamente erosionadas y fracturadas, por lo que se requerirá darle énfasis a un soporte capaz de resistir cargas de desprendimientos y empujes para terrenos tipo IIIA y IIIB. Hacia el cuerpo central del túnel se espera una mejoría en el macizo, por lo que se ha previsto terrenos Tipo I y II.
- Se espera cerca de 2 a 3 l/s de infiltración.
- El túnel debe ir completamente revestido en concreto convencional para asegurar estabilidad a largo plazo.
- La longitud estimada para el tapón de cierre es de 11 m.

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., Angheta, 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 &.

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 de Canal de Panamá, Project No. 2708.05, 31 January

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.

González G, Á. J. (1999). Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT.. X JORNADAS GEOTÉCNICAS DE LA INGENIERÍA COLOMBIANA, 1999.

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 (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.

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

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.

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.

Reasenber, 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. Análisis Cinemáticos Guararé. Presas

Anexo 2. Análisis de estabilidad Guararé. Presa

Anexo 3. Cantidades de obra Guararé. Presa

Anexo 4. Gráficas de Caracterización

Anexo 5. Planos Geotécnicos

Anexo 6. Estimativo de caudales de infiltración. Túneles

Anexo 7. Estimativo de rendimientos. Túneles

Anexo 8. Estimativo de cantidades. Túneles