

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

VOLUMEN GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA

JUNIO 2020

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

VOLUMEN GEOLOGIA Y GEOTECNIA



CANAL DE PANAMÁ

JUNIO 2020

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	10
2. MARCO GEOLÓGICO	11
2.1 CONTEXTO GEOLÓGICO	11
2.1.1. Aspectos tectono-estructurales en la península de Azuero	13
2.2 GEOLOGÍA LOCAL ZONA DE PRESA (PERALES)	15
3. AMENAZA SÍSMICA	19
4. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA	26
4.1 GENERALIDADES	26
4.2 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUPERFICIALES	26
4.3 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS	27
4.3.1 Perforaciones	27
4.3.2 Calicatas	28
4.3.3 Líneas de refracción sísmicas	29
4.3.4 Ensayos de mecánica de rocas	29
4.4 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	30
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)	36
4.4.5 Resumen parámetros geotécnicos	45
4.5 CRITERIOS DE DISEÑO GEOTÉCNICO	46
4.5.1 Nivel de fundación	46
4.5.2 Estabilidad de la Fundación	47
4.5.3 Compatibilidad de deformaciones	49
4.5.4 Estabilidad de taludes de corte	50
4.5.4.1 Análisis de estabilidad de taludes de corte	50
4.5.4.2 Análisis cinemático	54
4.5.4.3 Refuerzo, drenaje y protección de taludes	57
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	60
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	61

4.6.4.3 Cortina de drenaje desde las galerías	61
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	62
4.6.5.5 Pernos Tipo A1	62
4.6.5.6 Cunetas	62
4.6.6 Instrumentación geotécnica	62
5. DISEÑO GEOTÉCNICO OBRAS SUBTERRÁNEAS	62
5.1 GENERALIDADES	62
5.2 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS	63
5.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	63
5.3.1 Investigaciones geotécnicas	63
5.3.2 Propiedades de la roca intacta	64
5.3.3 Niveles de meteorización	64
5.3.4 Características de fracturamiento (RQD)	65
5.3.5 Clasificación del macizo rocoso	65
5.3.6 Permeabilidad	66
5.4 ANÁLISIS GEOTÉCNICOS OBRAS SUBTERRÁNEAS	66
5.4.1 Mecanismos de falla	66
5.4.2 Excavación y soporte de los túneles	68
5.4.2.1 Terreno Tipo I	68
5.4.2.2 Terreno Tipo II	69
5.4.2.3 Terreno Tipo IIIA	69
5.4.2.4 Terreno tipo IIIB	69
5.4.3 Estimativo de tipos de terreno	70
5.4.4 Revestimiento	70
5.4.4.1 Revestimiento de las obras subterráneas	71
5.4.5 Estimativo de infiltraciones en los túneles	71
5.4.6 Tapón de cierre del túnel de desviación	72
5.5 ESTIMATIVO DE RENDIMIENTOS Y TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN	73
5.5.1 Estimativo de rendimientos	73
5.5.2 Estimativo de tiempos de construcción	74
5.6 CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA	75
6. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL	76
7. CONCLUSIONES	79
7.1 GEOLOGÍA	79

7.2 DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS SUPERFICIALES	79
7.3 DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS SUBTERRÁNEAS	80
7.4 BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL	81
8. REFERENCIAS	82
9. ANEXOS	84

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 (Perales). 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 Perales.

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

Figura 5. Litología representativa del sitio de presa (Perales) y su correlación con la unidad geológica presente según el mapa geológico de Milton J. Solano, 1990.

Figura 6. Localización de las obras relacionadas al sitio de presa (Perales).

Figura 7. Mapa geológico local sitio de presa Perales.

Figura 8. Sección geológica sitio de presa Perales.

Figura 9. Depósito aluvial de poco espesor sobre roca fresca en la margen izquierda, B) Cauce del río Perales y margen derecha en el sitio de presa.

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 Perales

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 Perales.

Figura 16. Carta de Plasticidad - Qco.

Figura 17. Núcleos recuperados de la perforación AZ-PE-BH-02 y AZ-PE-BH-03. Sitio de presa Perales.

Figura 18. Formación Playa Venado K-VE recobro, RQD y GSI.

Figura 19. Formación Playa Venado K-VE Nomograma GSI. Zona de presa Perales.

Figura 20. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca altamente a moderadamente meteorizada. Presa Perales.

Figura 21. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca altamente a moderadamente meteorizada. Presa Perales.

Figura 22. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de Young de la roca altamente meteorizada. Presa Perales.

Figura 23. Formación Playa Venado (K-VE). Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma de cohesión (kPa). Zona de presa Perales. Ajuste a distribución gamma.

Figura 24. Formación Playa Venado (K-VE). Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma del ángulo de fricción ($^{\circ}$). Zona de presa Perales. Ajuste a distribución lognormal.

Figura 25. Formación Playa Venado (K-VE). Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma del Módulo de Young (MPa). Zona de presa Perales. Ajuste a distribución lognormal.

Figura 26. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca levemente meteorizada a sana. Presa Perales.

Figura 27. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca levemente meteorizada a sana. Presa Perales.

Figura 28. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de young de la roca levemente meteorizada a sana. Presa Perales.

Figura 29. Formación Playa Venado (K-VE). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de cohesión (kPa). Zona de presa Perales. Ajuste a distribución log-normal.

Figura 30. Formación Playa Venado (K-VE). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de ángulo de fricción ($^{\circ}$). Zona de presa Perales. Ajuste a distribución normal.

Figura 31. Formación Playa Venado (K-VE). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma del Módulo de Young (MPa). Zona de presa Perales. Ajuste a distribución gamma.

Figura 32. Perfil geológico por el eje de la presa.

Figura 33. Mecanismo de falla a través de discontinuidad

Figura 34. Estabilidad de la Fundación. Factor de Seguridad para falla por deslizamiento a lo largo de discontinuidad condición 1

Figura 35. Estabilidad de la Fundación. Factor de Seguridad para falla por deslizamiento a lo largo de discontinuidad condición 2

Figura 36. Ubicación en planta, secciones analizadas en Slide.

Figura 37. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección A-A.

Figura 38. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección B-B.

Figura 39. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición inusual (Lluvias extremas $R_u = 0.1$). Sección B-B.

Figura 40. Análisis de sensibilidad factores de seguridad, condición inusual (lluvias extremas). Excavación presa. Sección B-B.

Figura 41. Análisis de estabilidad, terreno natural, cohesión=5 kN/m², sección B-B.

Figura 42. Identificación de Taludes - Presa Perales

Figura 43. Planta de localización del proyecto Perales.

Figura 44. Clasificación de la roca intacta. Deere y Miller (1966).

Figura 45. Clasificación del macizo rocoso para obras subterráneas. Índice GSI.

Figura 46. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de desvío

Figura 47. 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 Perales.
- Tabla 5. Resumen de los espesores y profundidades a techo de los estratos identificados en el sitio de presa Perales.
- Tabla 6. Localización, elevación y profundidad de las calicatas del sitio de presa Perales.
- Tabla 7. Localización y longitud de las líneas de refracción sísmica en el sitio de presa Perales.
- Tabla 8. Niveles identificados en las líneas de refracción sísmica.
- Tabla 9. Resumen de resultados de resistencia en roca en el sitio de presa Perales.
- Tabla 10. Resumen de los espesores de los estratos encontrados en las exploraciones del sitio de presa Perales.
- 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 el depósito aluvial (Qal).
- Tabla 15. Granulometría depósito aluvial (Qal).
- 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 suelo residual (Sr).
- Tabla 22. Parámetros geotécnicos del suelo residual (Sr).
- Tabla 23. Parámetros geotécnicos estimados para el sitio de presa Perales.
- Tabla 24. Factores de seguridad mínimos para la estabilidad de la fundación de la presa por falla por deslizamiento a lo largo de la discontinuidad la formación de cuñas (INGETEC, 2015)
- Tabla 25. Factores de seguridad para el cálculo de la capacidad portante admisible

Tabla 26. Resumen de resultados obtenidos del análisis de capacidad portante.

Tabla 27. Factores de seguridad mínimos para el diseño de los taludes de excavación.

Tabla 28. Resumen factores de seguridad para los taludes de excavación.

Tabla 29. Parámetros Geología Estructural Perales

Tabla 30. Geología Estructural de los taludes de la excavación

Tabla 31. Resultados del Análisis cinemático

Tabla 32. Factores de seguridad mínimos para el diseño de los taludes de excavación

Tabla 33. Requisitos de refuerzo utilizando pernos tipo A1

Tabla 34. Niveles de meteorización.

Tabla 35. Resumen de RQD de los sondeos

Tabla 36. Mecanismos de falla en túneles.

Tabla 37. Mecanismos de falla probables para el Túnel.

Tabla 38. Tipos de terreno por mecanismo de falla en túneles.

Tabla 39. Tipos de soporte por mecanismos de falla en túneles.

Tabla 40. Porcentaje de terreno estimado.

Tabla 41. Caudal máximo de infiltración estimado para el túnel.

Tabla 42. Dimensionamiento de tapón

Tabla 43. Rendimientos de excavación

Tabla 44. 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 Perales. Este potencial reservorio se localiza en la sub-cuenca del río Perales, donde se identificó capacidad de aprovechamiento, como suministro de agua potable y riego.

El proyecto Perales, consiste en un reservorio que se constituye por una presa de gravedad tipo CCR (Concreto Compactado con Rodillo) cuya altura alcanza los 75 m, un túnel de desviación, el sistema de descarga de fondo y el sistema de descarga de usos.

El presente documento recopila los estudios geológicos, así como los diseños geotécnicos a nivel conceptual del proyecto Perales. 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. Diseño Geotécnico 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 la zona del potencial reservorio, y específicamente del sitio 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. Asimismo, son producto de las visitas de reconocimiento de campo al sitio del reservorio y presa, realizadas en octubre y noviembre del año 2018, y de las investigaciones geológicas-geotécnicas realizadas en el año 2019. Se utilizó el Mapa Geológico de Panamá [Ministerio de Comercio en Industria. (1991)] para la caracterización preliminar de las zonas de interés.

2.1 CONTEXTO GEOLÓGICO



La costa Pacífica de Centroamérica se caracteriza por tener penínsulas con una historia tectónica compleja y en algunos casos con eventos acrecentivos de basaltos provenientes de dorsales meso-oceánicas (MORB) e islas oceánicas (Hauff et al., 2000). Un ejemplo, es la península de Azuero, ubicada en suroeste de Panamá, donde se puede encontrar dos diferentes islas oceánicas acrecionadas en el Eoceno temprano-medio (Buchs et al., 2011).

La configuración geológica-estructural actual del Istmo de Panamá es el resultado de la interacción desde el Cretáceo de las placas tectónicas del Caribe y Nazca principalmente, la cual ha generado un bloque intermedio conocido como la microplaca de Panamá. En general este bloque presenta un registro de las diferentes fases tectónicas de acreción de rocas de afinidad oceánica, de magmatismo, vulcanismo, erosión y sedimentación, evidentes en las rocas ígneas volcánicas, rocas ígneas intrusivas, rocas sedimentarias y en la variedad de depósitos volcánicos, vulcano-sedimentarios y sedimentarios que se han formado desde el Cretácico hasta el Cuaternario reciente (Figura 1 y Figura 2).

En el caso de la Península de Azuero, en la zona centro sur de Panamá, se encuentran las rocas más antiguas de país, las cuales corresponden a complejos ígneos básicos y ultrabásicos formados en el Cretáceo Inferior - Superior y en el Cenozoico. Estas rocas se caracterizan por ser de afinidad oceánica acrecionadas a las márgenes del arco magmático-volcánico del Cretáceo Superior - Cenozoico panameño. Se distinguen brechas volcánicas, hialoclastitas, diabasas, basaltos, plagiogranitos, gabros, peridotitas, piroxenitas, espilitas, picritas y rocas sedimentarias de ambiente oceánico, que en su conjunto constituyen lo que se conoce como un Complejo Ofiolítico.

En la península de Azuero, al norte de la provincia morfotectónica 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, las cuales 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 ocurre 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

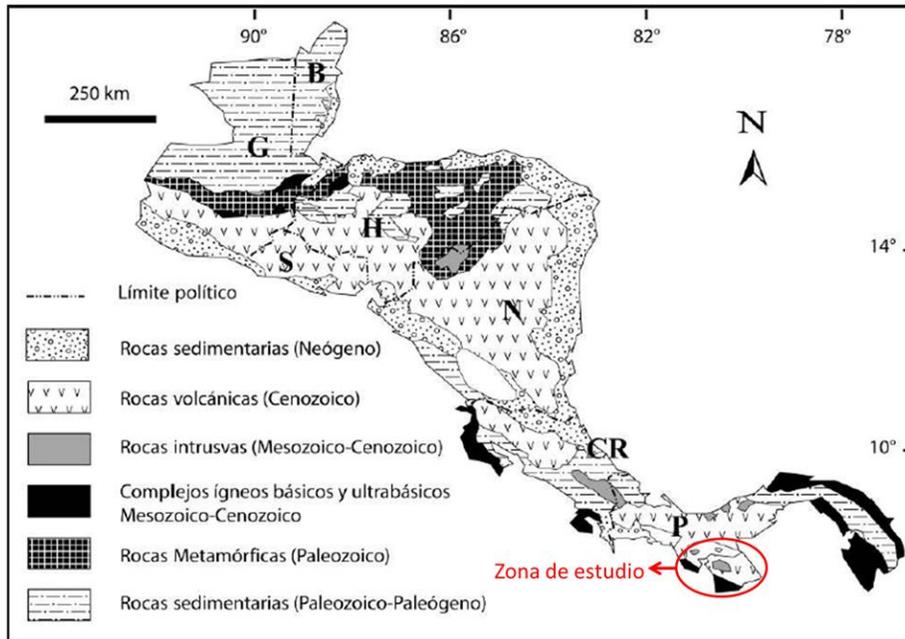


Figura 1. Mapa geológico generalizado basado en Weyl (1980) y Bundschuh y Alvarado (2007). B: Belice, G: Guatemala, S: El Salvador, H: Honduras, N: Nicaragua, CR: Costa Rica, P: Panamá.

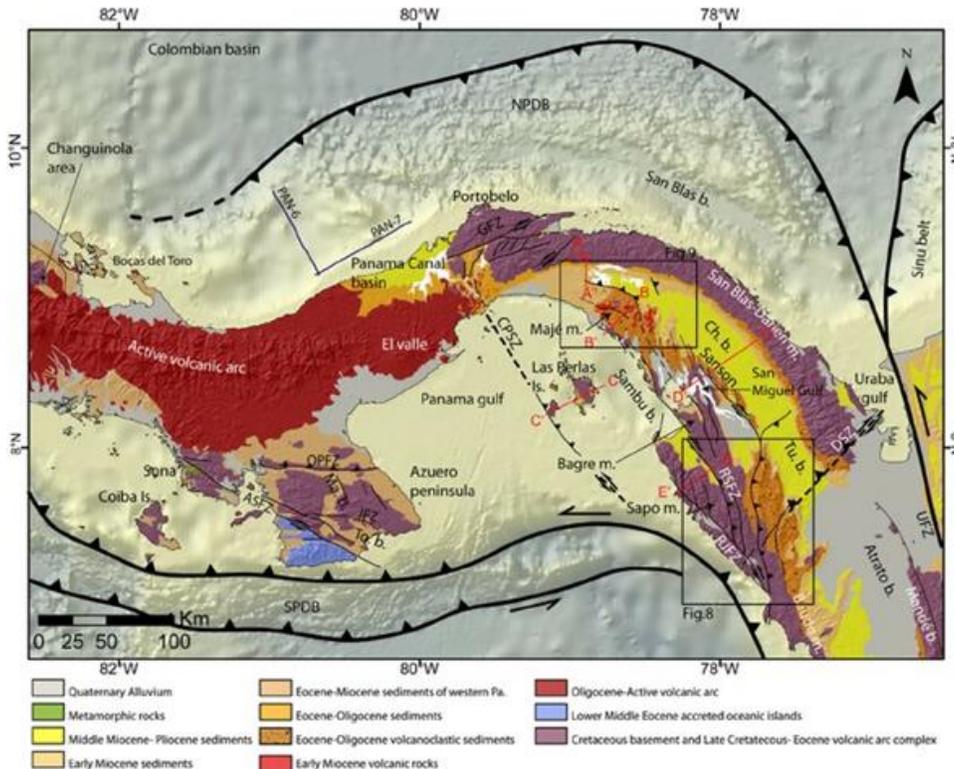


Figura 2. Mapa geológico simplificado del Istmo de Panamá (Barat et al., 2014).

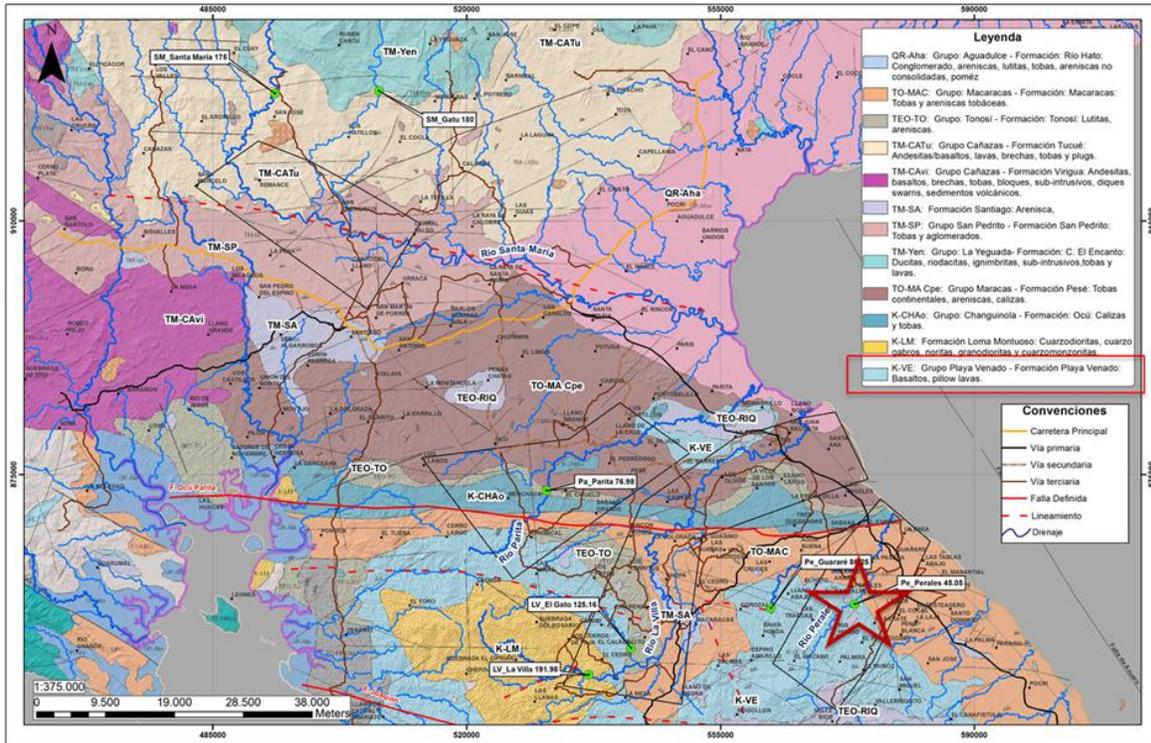


Figura 3. Planta geológica con la localización de la zona de presa (Perales). [Fuente: Ministerio de Comercio en Industria. (1991)].

Las rocas sedimentarias del Terciario cubren parcialmente las provincia de Herrera, Los Santos y Veraguas. Dichas rocas consisten en sedimentos clásticos derivados de la erosión de las rocas ígneas volcánicas preexistentes y re depositados en cuencas adyacentes, así como de sedimentos de 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 Perales está en la zona sur de la península de Azuero, conocida 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).

Dicha configuración tectónica permite definir tres (3) zonas de falla orientación WNW-ESE importantes para el área de estudio Perales, estas son de norte a sur Falla Ocu-Parita y Falla de Joaquín (Figura 4).

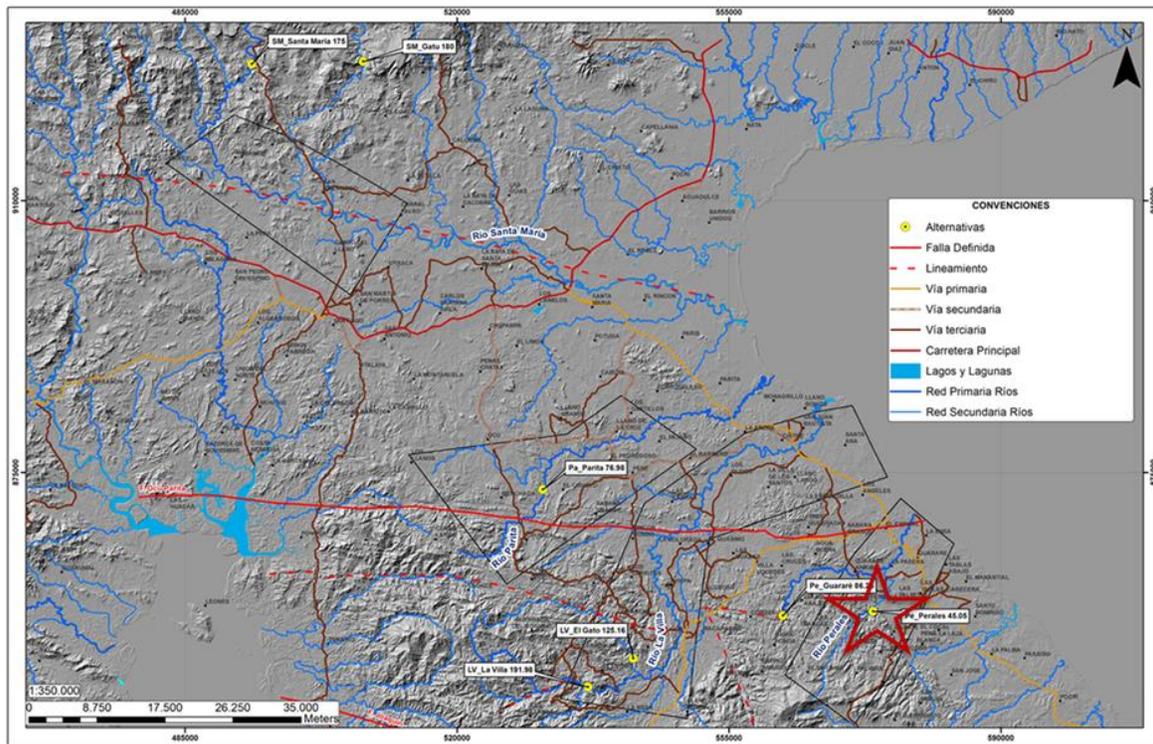


Figura 4. Interpretación preliminar de las fallas y lineamientos más importantes en el área de estudio, nótese en la estrella la localización del sitio de presa Perales.

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 (PERALES)

El río Perales, el cual fluye en dirección NE, corta litológicamente basaltos desde su nacimiento hasta el sitio de presa aguas debajo de la Formación Playa Venado en dirección Oeste – Este (Figura 5). Esta unidad geológica se caracteriza como se indica a continuación:

- Formación Playa Venado (K-VE): Basaltos y lavas almohadilladas de edad Cretácico indiferenciado.

La unidad geológica formación Playa Venado presenta un relieve sobresaliente de colinas, lomas y montañas bajas localizada hacia la cabecera de la cuenca del río Guarare. Las demás formaciones constituyen un paisaje suave con algunos lomeríos alargados en dirección Oeste-Este como las franjas de roca identificables en el mapa geológico de la Figura 3.

Geomorfológicamente, la zona de presa está caracterizada por la presencia en la margen izquierda de terrazas aluviales (pendientes 0° - 5°), y en la margen derecha morfologías de montaña (pendientes $>20^{\circ}$) correspondientes a la litología volcánica (basaltos) aflorante en esta margen (Figura 5).



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

En el reconocimiento geológico realizado al sitio de presa, se evidencia la presencia de rocas volcánicas de composición basáltica pertenecientes a la formación Playa Venado (K-VE) (véase Figura 6), sobre las cuales se desarrolla el cauce del río Perales.



Figura 6. Litología representativa del sitio de presa (Perales) y su correlación con la unidad geológica presente según el mapa geológico de Milton J. Solano, 1990.

En la margen izquierda reposan discordantemente sobre las rocas volcánicas depósitos aluviales cuyo espesor no supera los 10 m de profundidad, siendo opuesto en la margen derecha donde la roca volcánica basáltica se encuentra aflorante (véanse Figura 7, Figura 8, Figura 9 y Figura 10).



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

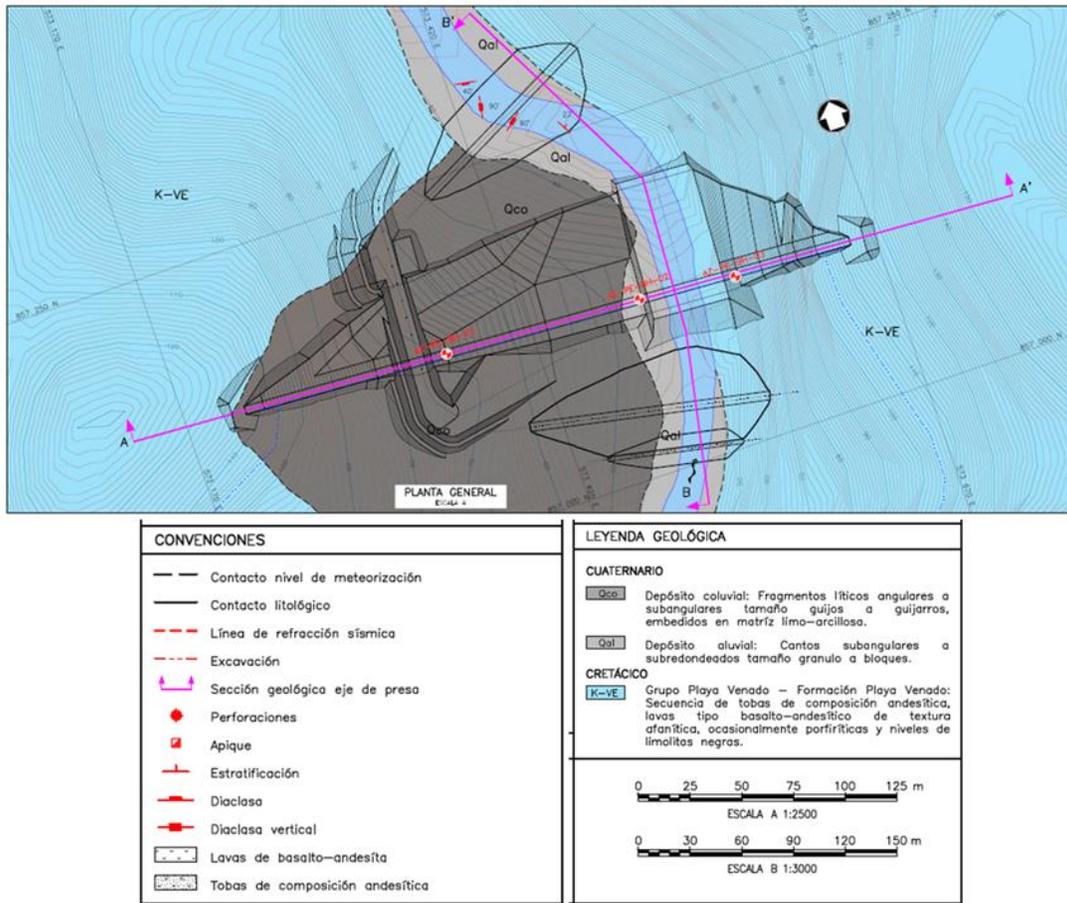


Figura 8. Mapa geológico local sitio de presa Peralas.

2

Dentro de las descripciones litológicas efectuadas en los núcleos de perforación, la diferenciación de los horizontes de meteorización (C) y (D) se realizó en función de lo estipulado en el manual de descripción suministrado por la Autoridad Canal de Panamá (*Core Logging Standard*). Por ello, 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. Por ello, 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 síntesis, tanto las características mecánicas como hidráulicas de los horizontes (C) y (D) exhiben 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). Como resultado, para efectos de representación gráfica, se agrupan en un solo nivel los dos horizontes (nivel de meteorización leve “C” y roca fresca “D”), para secciones y mapas geológicos base, dada la escala de trabajo.

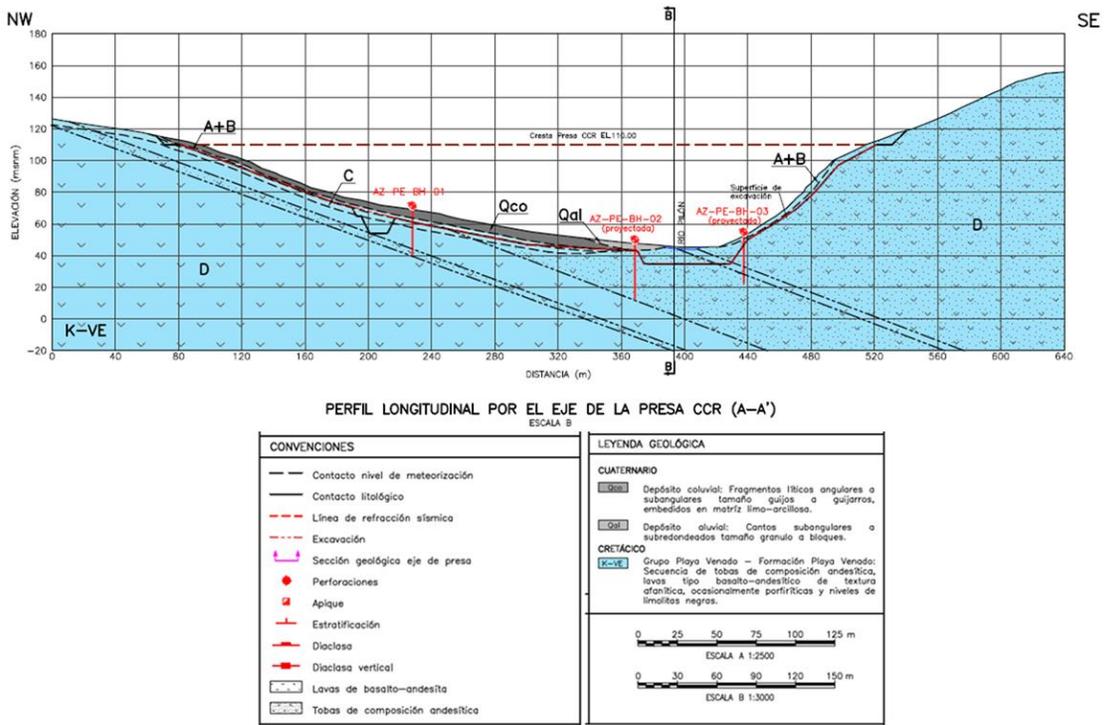


Figura 9. Sección geológica sitio de presa Peralas.

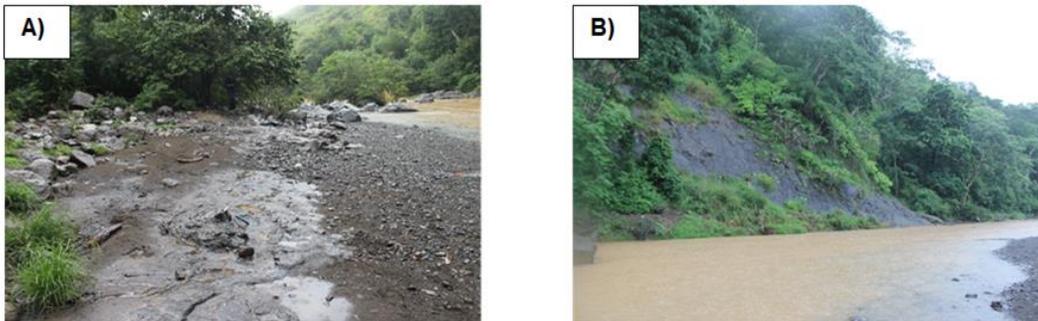


Figura 10. Depósito aluvial de poco espesor sobre roca fresca en la margen izquierda, B) Cauce del río Peralas y margen derecha en el sitio de presa.

3. AMENAZA SÍSMICA



Aunque no hace parte del alcance de los estudios conceptuales para la presa Perales, INGETEC desarrolló análisis de amenaza sísmica para la zona de estudio teniendo en cuenta la premisa que para infraestructura localizada en zonas de amenaza sísmica alta la definición de las solicitaciones sísmicas puede tener un impacto en el planteamiento del esquema de ingeniería y el dimensionamiento de los elementos esenciales del proyecto.



Un análisis de amenaza sísmica necesariamente debe tener un carácter regional teniendo en cuenta que fuentes sismogénicas localizadas a distancias de hasta 300 km pueden tener participación en la amenaza sísmica del sitio de estudio. El modelo desarrollado incluye las fuentes sísmicas nacionales y es válido para determinar la amenaza sísmica nacional y en particular para la península de Azuero. Este modelo sísmico de análisis fue utilizado para determinar la amenaza sísmica de los sitios de presa de localizados en las cuencas de Perales, La Villa, Parita y Santa María, por lo cual la descripción de la metodología de desarrollo del modelo y las premisas de análisis son comunes para todos los proyectos analizados en el presente estudio.

La definición de las solicitaciones sísmicas para los distintos componentes de los proyectos de análisis se basa esencialmente en los espectros de amenaza sísmica determinados a partir de los análisis probabilísticos (PSHA por sus siglas en inglés) y determinísticos (DSHA) de amenaza sísmica. Bajo la premisa que los elementos cuya falla puede generar consecuencias catastróficas (i.e. la presa y el vertedero), estos deben ser diseñados bajo criterios sísmicos más estrictos que las otras obras que constituyen el proyecto, se definen dos tipos de obras o elementos. Este documento presenta espectros de diseños que consideran 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, así como los requerimientos y lineamientos del Reglamento Estructural de Panamá [REP-14, JTIA, 2015] para el diseño de la infraestructura en el país (Panamá).

El Grupo A, que es el primero, corresponde a las obras principales de los proyectos cuya falla pudiera conllevar una liberación no controlada de grandes volúmenes de agua con potencial de afectar a la población y la infraestructura que se encuentra aguas abajo del sitio de presa Perales, entre estas obras se encuentran la presa y sus obras de control de excesos (vertedero). Estas 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 Grupo B fue desarrollada obedeciendo 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 los distritos de Aguadulce, Chitré, Las Tablas y Santiago se obtiene una comparación de las aceleraciones espectrales adecuada, con variaciones atribuibles al uso de leyes de atenuación diferentes en los modelos desarrollados para la REP-2014 y el modelo de INGETEC. Los análisis probabilísticos y determinísticos de amenaza sísmica se desarrollaron implementando el modelo tectónico propuesto por URS (2008) para el diseño de la ampliación del Canal de Panamá, modelo que se ha 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 que corresponden 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 utilizados para establecer los niveles de aceleración para el diseño sísmico en los escenarios Safety Evaluation Earthquake (SEE) y Operating Basis Earthquake (OBE), los cuales se definen en español como Sismo Máximo de Verificación de Seguridad (SMV) y Sismo de Operación Normal (SON), respectivamente. El escenario SEE se evalúa incorporando una metodología determinística para definir el Sismo Máximo Creíble. El escenario OBE se define basado en los resultados de los análisis probabilísticos para un periodo de retorno de 145 años, como se define en ICOLD (2010).

Para las obras que pertenecientes al Grupo B, el espectro sísmico de diseño es evaluado conforme a los requerimientos del REP-2014. Así, el espectro para el Grupo B 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).

Tanto los análisis probabilísticos como determinísticos de amenaza sísmica ejecutados para la evaluación de las solicitaciones sísmicas para las estructuras del Grupo A, se desarrollaron implementando el modelo tectónico de Panamá construido para el cálculo de la amenaza sísmica para la norma REP-2014. Para los análisis de amenaza sísmica se incorporaron 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 NGA West-2 y para fuentes de Subducción propuestas por Young et al. (1997) y Zhao et al. (2006). Se ejecutaron seis (6) análisis probabilísticos (de los cuales, tres (3) leyes de atenuación corticales x dos (2) leyes de atenuación para sismos de subducción). Dicho de otro modo, se le asignó un peso en un árbol lógico de $\frac{1}{3}$ para cada ley de atenuación para fuentes corticales y de $\frac{1}{2}$ para leyes de subducción, con lo cual cada combinación ley de atenuación cortical y ley de atenuación de subducción tiene un peso de $\frac{1}{6}$ en el árbol lógico. Como se mencionó anteriormente el modelo tectónico de análisis es válido para el territorio nacional y en particular para la península de Azuero, por lo cual los elementos y premisas descritos son comunes para los análisis de amenaza sísmica desarrollados para los proyectos de estudio.



En la Figura 11 se observa el mapa de aceleración del terreno (PGA por sus siglas en inglés), el cual corresponde a un periodo de retorno de 475 años para la zona de estudio. Allí se evidencia cómo los mayores valores de PGA se obtienen en la costa occidental de la península de Azuero resultante 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). Los resultados de los análisis probabilísticos constatan la premisa que el sitio de análisis se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta caracterizada con un valor de PGA de 0.26 g para un periodo de retorno de 475 años; no obstante, cuando se comparan los resultados del sitio de estudio con los obtenidos en los otros sitios de presa, las aceleraciones espectrales para el sitio de presa Perales están por debajo de aquellas determinadas en el caso del proyecto La Villa, lo cual es consecuente con el hecho de que el proyecto en cuestión se encuentra a una distancia superior en referencia al principal sistema tectónico regional que corresponde a las fallas de Azuero y Sona en comparación con el proyecto La Villa.



Los espectros de peligro uniforme para diferentes periodos de retorno determinados para el sitio en donde se prevé construir la presa del proyecto Perales se presentan en la Figura 13. Estos espectro determinados en los análisis probabilísticos han sido caracterizados con valores de PGA de 0.17 g, 0.26 g, 0.33 g, 0.44 g y 0.64 g para periodos de retorno de 145 años, 475 años, 1000 años, 2500 años y 10000 años, respectivamente. Los valores resultantes confirman la clasificación del sitio de estudio como de amenaza sísmica alta.



Como se indicó previamente, 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. Dichos escenarios consideran los sistemas sismogénicos más importantes a nivel regional en donde se destacan el Cinturón Deformado del Norte de Panamá, las Zonas de Falla de Azuero y Sona, la Zona de Falla del Sur de Panamá y el Cinturón Deformado del Sur de Panamá. En la Tabla 1 se presentan las características principales de los escenarios determinísticos de análisis. Para el caso del sitio de presa Perales el escenario que controla los resultados de los análisis determinísticos de amenaza sísmica es el escenario E3, el cual se encuentra a una distancia epicentral de 36 km con respecto al sitio de presa y se le ha asignado una magnitud de 7.5 (Mw). Esto demuestra que para el caso del sitio de presa Perales el sistema sismogénico que controla la amenaza sísmica es el sistema Azuero-Sona.



A partir de los resultados de los análisis probabilísticos y determinísticos de amenaza sísmica se establecen 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 deberían ser diseñadas teniendo en cuenta los periodos de retorno superiores a aquellos que se utilizan para estructuras convencionales (típicamente 475 años). Los valores de aceleración espectral de diseño para el escenario SEE están recopilados en la Tabla 2. La Figura 15 presenta el espectro de diseño para el Grupo A y el escenario del sismo máximo creíble. El espectro de diseño propuesto es caracterizado con un valor de PGA de 0.29 g, una aceleración espectral de 0.73 g para la plataforma del espectro (periodos estructurales en el rango entre 0.08 segundos y 0.30 segundos) y una aceleración espectral de 0.22 g para un periodo estructural de 1.0



segundo. Adicionalmente, este espectro se ha utilizado para adelantar los diseños conceptuales geotécnicos y estructurales de los elementos esenciales del proyecto Perales

Basado 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 mencionó previamente, están relacionados con un periodo de retorno de 145 años. La Tabla 3 presenta los valores de aceleración espectral para el escenario OBE definidos para el sitio de análisis. La aceleración del terreno para el espectro de diseño del escenario de operación es de 0.17 g.

Es preciso destacar 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.

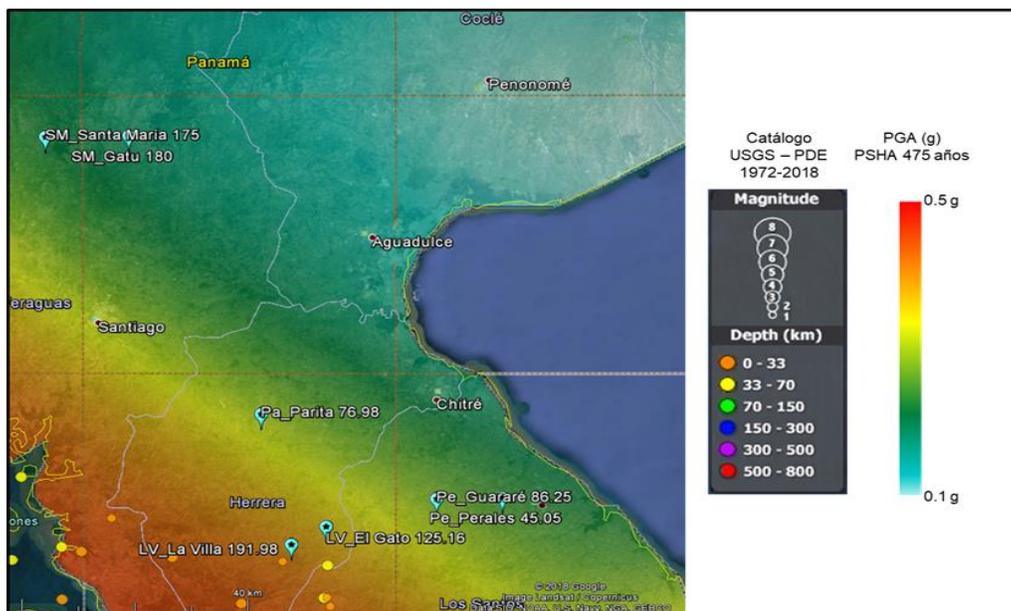


Figura 11. Mapa de aceleración del terreno (PGA) para un periodo de retorno de 475 años.

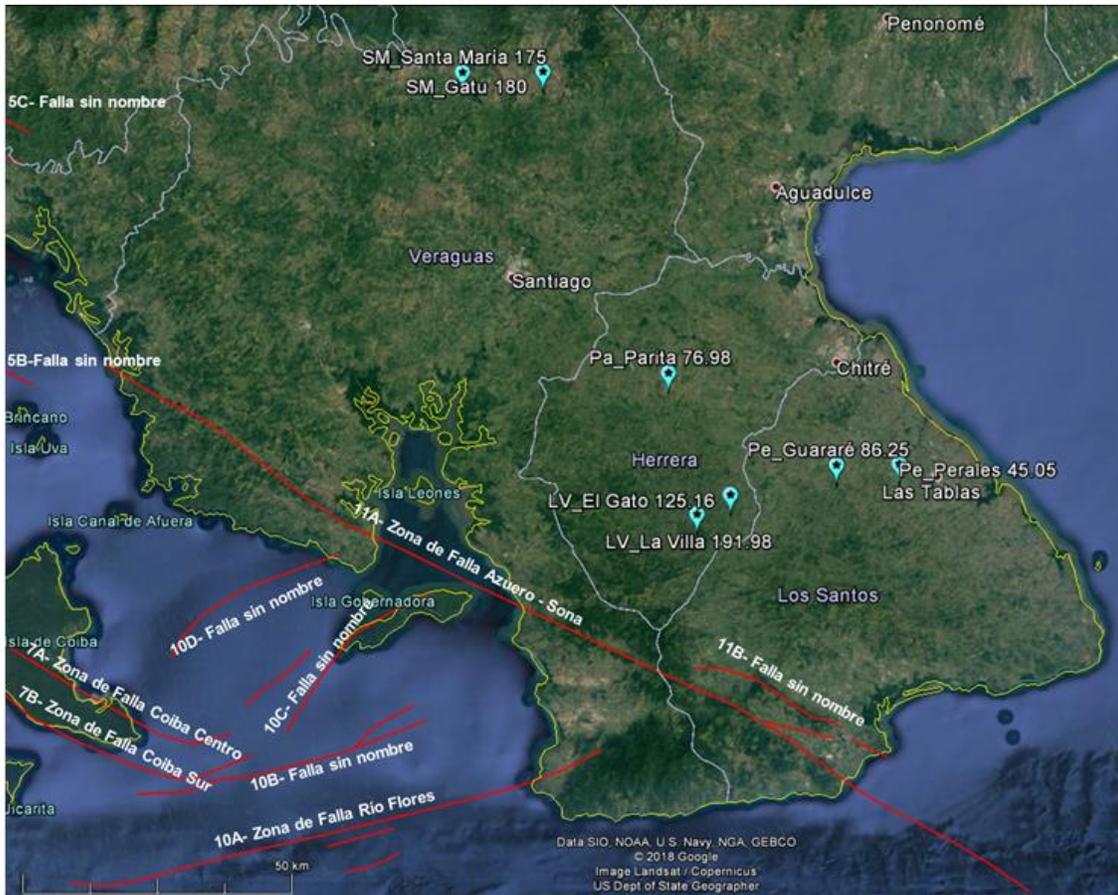


Figura 12. Fallas activas según Cowan et al., (1998).

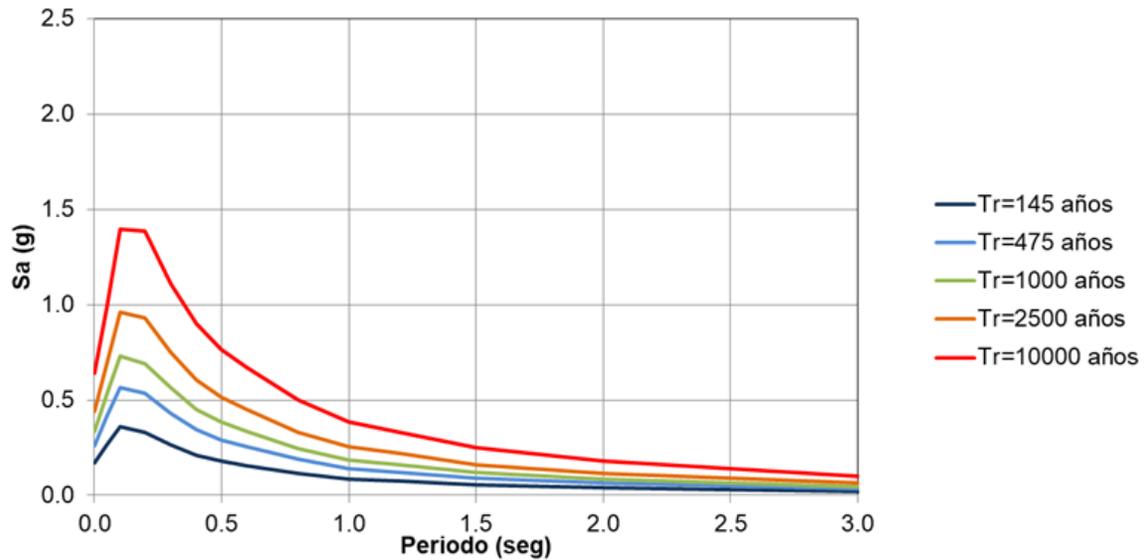


Figura 13. Espectros de peligro uniforme para el sitio Perales

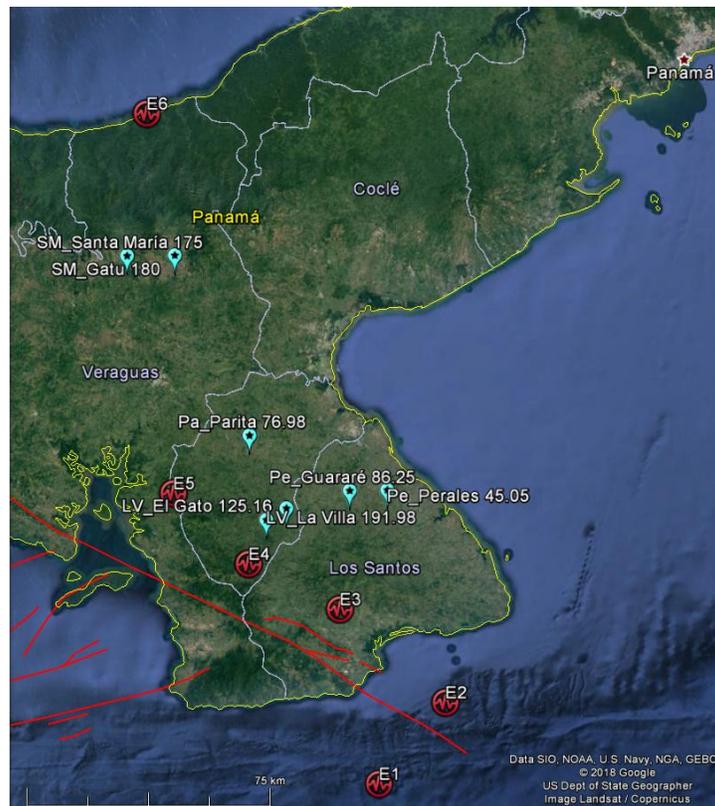


Figura 14. Escenario sísmicos considerados en los análisis determinísticos de amenaza sísmica.

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

ID	Sistema Sismogénico	Mecanismo	Tipo de atenuación	Mw	Prof. (km)	Long (°)	Lat (°)	Distancia Epicentral (km)
								Perales
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	64
E3	Zona de Falla Azuero-Sona	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	10	-80.465	7.435	36
E4	Zona de Falla Azuero-Sona	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	10	-80.717	7.559	46
E5	Zona de Falla Azuero-Sona	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	10	-80.927	7.751	65
E6	Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Tramo	Falla de Cabalgamiento	Subducción	7.5	30	-81.009	8.793	138

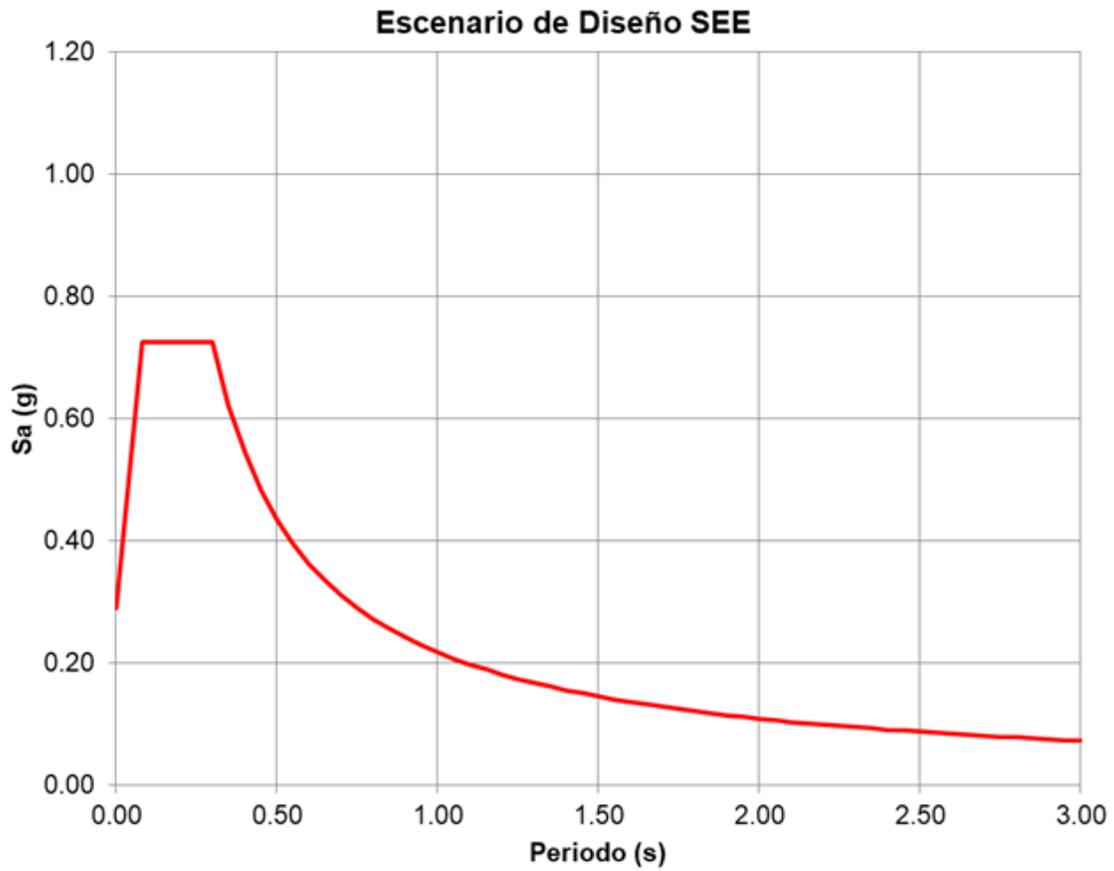


Figura 15. Espectro de diseño para estructuras del Grupo A, escenario SEE (Máximo Creíble).

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

Espectro Escenario SEE Proyecto Perales					
Periodo (s)	Sa (g)	Periodo (s)	Sa (g)	Periodo (s)	Sa (g)
0.000	0.29	1.150	0.19	2.100	0.10
0.080	0.73	1.200	0.18	2.150	0.10
0.300	0.73	1.250	0.17	2.200	0.10
0.350	0.62	1.300	0.17	2.250	0.10
0.400	0.54	1.350	0.16	2.300	0.09
0.450	0.48	1.400	0.16	2.350	0.09
0.500	0.44	1.450	0.15	2.400	0.09
0.550	0.40	1.500	0.15	2.450	0.09
0.600	0.36	1.550	0.14	2.500	0.09
0.650	0.33	1.600	0.14	2.550	0.09
0.700	0.31	1.650	0.13	2.600	0.08
0.750	0.29	1.700	0.13	2.650	0.08
0.800	0.27	1.750	0.12	2.700	0.08
0.850	0.26	1.800	0.12	2.750	0.08
0.900	0.24	1.850	0.12	2.800	0.08
0.950	0.23	1.900	0.11	2.850	0.08
1.000	0.22	1.950	0.11	2.900	0.08
1.050	0.21	2.000	0.11	2.950	0.07
1.100	0.20	2.050	0.11	3.000	0.07

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

Periodo (s)	Sa (g)
0.001	0.17
0.05	0.27
0.10	0.36
0.20	0.33
0.30	0.27
0.40	0.21
0.50	0.18
0.60	0.15
0.80	0.11
1.00	0.09
1.20	0.07
1.50	0.05
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 Perales.

A continuación, se presentan los estudios geotécnicos a nivel de diseño conceptual 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 110 msnm. La presa se proyectó con talud aguas arriba 0.25H:1V a vertical y talud aguas abajo 1H:1V, una cresta de 440 m de longitud y 6.0 m de ancho. La presa estará fundada aproximadamente 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 4 y 8 m por debajo de la superficie en ambos estribos.

Adicionalmente se consideró para el sistema de desvío, la construcción de una ataguía de 16.3 m de altura y una contra-ataguía aguas abajo de 13.2 m de altura. La ataguía será de tipo térrea con cresta en la cota 61 msnm, talud aguas arriba y abajo de 2.5H:1.0V, cresta con longitud de 169.5 m y ancho de 6.0 m. Asimismo, la contra-ataguía de tipo térrea tendrá la cresta en la cota 49.5 msnm, talud aguas y abajo de 2.5H:1.0V, cresta con longitud de 147.7 m y ancho de 6.0 m.

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

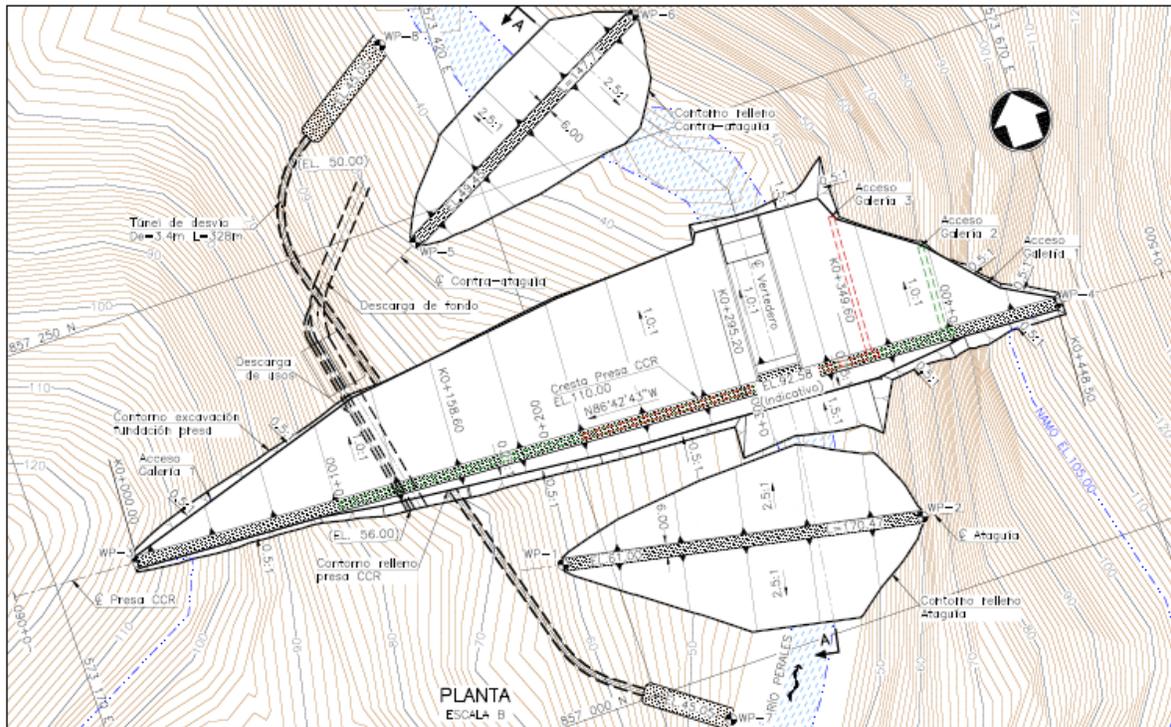


Figura 16. Sitio de Presa CCR Perales.

4.3 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

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

4.3.1 Perforaciones

En el sitio de la presa Perales se realizaron tres perforaciones. La localización, coordenadas, elevación y profundidad de cada una se presenta en la Tabla 4.

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

LOCALIZACIÓN PERFORACIONES				
PERFORACIÓN.	COORDENADAS		ELEVACIÓN (msnm)	PROFUNDIDAD (m)
	NORTE	ESTE		
AZ-PE-BH-01	857 130.24	573 358.91	69	30
AZ-PE-BH-02	857 122.54	573 499.42	48	35
AZ-PE-BH-03	857 115.73	573 613.15	89	30

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 aluviales (Qal), depósitos coluviales (Qco), suelo residual (Sr), 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 el estribo izquierdo con espesor de 5.3 m, hacia el lecho del río se cuenta con un estrato de depósito aluvial Qal con espesor de 4.2 m. En el estribo derecho se encontró suelo residual (Sr) de espesor de 0.5 m. Subyaciendo el depósito aluvial, coluvial o suelo residual se encuentran las rocas de la Formación Playa Venado (K-VE). La roca completamente a moderadamente meteorizada (niveles A+B) presenta espesores alrededor de 2.5 m en el lado izquierdo de la presa y 5.3 m en el lado derecho, la roca sana a levemente meteorizada (niveles C+D) presenta el techo de roca a profundidad promedio de 7.8 m en el lado izquierdo del río y de 2 m en el lado derecho, en el lecho del río es de 4.2 m.

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

No	Perforación	Profundidad (m)	NF (m)	Espesor (m)			Profundidad (m)	
				Qal/Qco/Sr	A+B	C+D	Techo de roca niveles A+B	Techo de roca niveles C+D
1	AZ-PE-BH-01	30.0	-	5.3	2.5	22.2	5.3	7.8
2	AZ-PE-BH-02	35.0	3.8	4.2	0.0	30.8	-	4.2
3	AZ-PE-BH-03	30.0	3.8	0.5	1.5	28.0	0.5	2.0
Promedio			3.8	3.3	1.3	27.0	2.9	4.67
Desviación			0	1.94	0.7	2.0	1.6	1.4
Mínimo			3.8	0.5	0	22.2	0.5	2.0
Máximo			3.8	5.3	2.5	30.8	5.3	7.8

4.3.2 Calicatas

Adicional a las cuatro perforaciones realizadas, se ejecutaron cuatro calicatas con profundidad entre 0.7 a 2.5 m. La localización, coordenadas, elevación y profundidad de estas exploraciones se indica en la Tabla 6.

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

N°	Calicata	Prof. (m)	Localización	Norte	Este	EL. (msnm)
1	AZ-PE-TP-01	2.5	Margen izquierda eje presa	857 136	573 268	95
2	AZ-PE-TP-02	2.5	Ataguía	857 055	573 487	-
3	AZ-PE-TP-03	0.70	Ataguía	857 041	573 551	-
4	AZ-PE-TP-04	1.55	Contra-Ataguía	857 265	573 436	40

4.3.3 Líneas de refracción sísmicas

En el sitio de presa se realizaron 4 líneas sísmicas. La localización, coordenadas y longitud se muestran en la Tabla 7.

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

No	LÍNEA SÍSMICA	LONGITUD (m)	LOCALIZACIÓN	INICIO		FIN	
				NORTE	ESTE	NORTE	ESTE
1	AZ-PE-LRS-01	80	Margen izquierda eje túnel de desvío	857 091	573 369	857 168	573 348
2	AZ-PE-LRS-02	80	Margen izquierda, eje de la presa	857 130	573 359	857 126	573 439
3	AZ-PE-LRS-03	80	Margen izquierda, entrada túnel desvío	856 978	573 449	857 025	573 385
4	AZ-PE-LRS-04	80	Margen izquierda, salida túnel desvío	857 331	573 396	857 287	573 330

Con base en los resultados de la exploración geofísica se identificaron los niveles mostrados en la Tabla 8. Los niveles fueron definidos con base a las velocidades de onda s (m/s) y la clasificación NEHRP - BSSC SITE CLASSIFICATION. A partir de los resultados se concluye que los depósitos coluviales tienen velocidades de onda cortante S menores a 360 m/s, con espesores entre 4 y 9 m; el suelo residual tiene velocidades de onda S menores a 360 m/s, con espesores de 7 m. Para la roca, las velocidades de onda S son mayores a 360 m/s y menores a 1200 m/s, correspondiente a clasificación de roca blanda a moderadamente meteorizada.

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

Perfil	D* - Suelo denso (180 < Vs < 360 m/s)				C* - Suelo muy denso y roca blanda (360 < Vs < 760 m/s)				B* - Roca moderadamente meteorizada (760 < Vs < 1500 m/s)			
	Elev. (msnm)		Espesor (m)		Elev. (msnm)		Espesor (m)		Elev. (mPLD)		Espesor (m)	
AZ-PE-LRS-01	71.0	53.0	53 a 71	9.0	64.0	38.0	38 a 64	17.5				
AZ-PE-LRS-02	69.0	50.0	50 a 69	4.0	65.0	35.0	35 a 65	16.0	47.0	28.0	28 a 47	6.0
AZ-PE-LRS-03	64.0	40.0	40 a 64	5.2	58.0	20.0	20 a 58	16.0	46.0	18.0	18 a 46	5.0
AZ-PE-LRS-04	47.0	33.0	33 a 47	7.0	63.0	24.0	24 a 63	10.0	53.0	13.0	13 a 53	13.0

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

* Según la Clasificación NEHRP - BSSC SITE CLASSIFICATION

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

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

Sondeo	Elevación (msnm)	Prof (m) inicial	Prof (m) final	Prof Prom (m)	σ_c (MPa)	E (MPa)	Deformación axial (%)	Clasificación Bieniawski	Material
--------	------------------	------------------	----------------	---------------	------------------	---------	-----------------------	--------------------------	----------

								(1973)	
AZ-PE-BH-01	56	13.15	13.45	13.30	112.60	22161	0.48	Alta	K-VE - Roca sana a levemente meteorizada
AZ-PE-BH-01	49	19.62	19.90	19.76	71.88	22709	0.54	Media	K-VE - Roca sana a levemente meteorizada
AZ-PE-BH-01	41	27.60	27.90	27.75	40.45	13266	0.34	Baja	K-VE - Roca sana a levemente meteorizada
AZ-PE-BH-02	36	11.50	11.80	11.65	37.30	12703	0.49	Baja	K-VE - Roca sana a levemente meteorizada
AZ-PE-BH-02	15	32.70	33.10	32.90	52.49	11810	0.39	Media	K-VE - Roca sana a levemente meteorizada
AZ-PE-BH-03	73	4.45	4.80	4.63	29.88	7317	0.60	Baja	K-VE - Roca sana a levemente meteorizada
AZ-PE-BH-03	56	21.80	22.20	22.00	40.83	7555	0.50	Baja	K-VE - Roca sana a levemente meteorizada
AZ-PE-BH-03	49	28.50	28.95	28.73	40.44	12534	0.40	Baja	K-VE - Roca sana a levemente meteorizada
				Max	112.60	22709	0.60		
				Min	29.88	7317	0.34		
				Prom	53.23	13757	0.47		

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 Perales.

Estrato	Espesor (m)			Profundidad Techo (m)		
	Promedio	Mínimo	Máximo	Promedio	Mínimo	Máximo
Qal/Qco/Sr	3.3	0.5	5.3			
Meteorizada	1.3	0.0	2.5	2.9	0.5	5.3
Sana				4.7	2.0	7.8

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.

4.4.1 Depósito aluvial (Qal)

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

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 alrededor de 33, la humedad natural alrededor de 12.80, el límite líquido alrededor de 59, límite plástico alrededor de 26 y el índice de liquidez de -0.42.

Tabla 14. Valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el depósito aluvial (Qal).

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
SG	2.52	-	2.52	2.52
w (%)	12.80	1.13	12.00	13.60
LL (%)	59.00	-	59.00	59.00
PL (%)	26.00	-	26.00	26.00
IP (%)	33.00	-	33.00	33.00
LI (%)	-0.42	-	-0.42	-0.42

En la Tabla 15 se presenta la granulometría para el depósito aluvial, a partir de los cuales se evidencia que el contenido de gravas es importante con valores entre 62 y 83%, seguido por las arenas, entre 7 y 30% y con menor participación de finos entre 8 y 10%.

Tabla 15. Granulometría depósito aluvial (Qal).

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
G (%)	72.50	14.85	62.00	83.00
S (%)	18.50	16.26	7.00	30.00
F (%)	9.00	1.41	8.00	10.00

Puesto que en las exploraciones geotécnicas realizadas en la zona de la presa se realizaron muy pocos ensayos SPT no fue posible hacer uso de correlaciones para estimar los parámetros de resistencia a partir de los resultados. Por lo tanto, dada la similitud del ambiente geológico del sitio de presa Perales con el sitio de presa Guararé, para los diseños contemplados en este informe se adoptaron los parámetros geotécnicos definidos para el sitio de presa de Guararé, dichos parámetros se resumen en la Tabla 16.

Para la siguiente etapa de diseño del proyecto, se recomienda ejecutar un plan de exploración con perforaciones y apiques, ensayos in situ y de laboratorio que permitan validar la estimación.

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

Descripción	Espesor (m)	γ_t (kN/m ³)	Resistencia			Es (MPa)	Vs (m/s)
			Su (kPa)	Efectiva			
				ϕ' (°)	c' (kPa)		
Depósito aluvial (Qal)	1 - 5	19	46-295	26-41	0 - 5	3-24	180-360

Nota: Los valores corresponden al promedio de los datos.

Convenciones:

ϕ' = Ángulo de fricción efectiva	γ_t = Peso unitario total
---------------------------------------	----------------------------------

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

4.4.2 Depósito coluvial (Qco)

Los depósitos coluviales (Qco), se encuentran localizados hacia el estribo izquierdo del sitio de presa Perales. Estos depósitos, corresponden a un suelo que varía entre un color semi marrón a amarillo oscuro, cuenta con gravas y con una matriz limo arcillosa, tienen resistencia en seco baja a moderada y contenido medio de agua (suelo húmedo). El suelo contiene fragmentos de roca erosionada, de forma angular a subangular con gravilla.

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 cuentan con una variación importante entre 8 y 64, por su parte la humedad natural está entre 13.5 y 36.2, el límite líquido está entre 46 y 95, el límite plástico entre 25 y 40 y el índice de liquidez alcanza un valor negativo de -0.37 que corresponde a muestras que se encuentran por encima del nivel freático y por lo tanto presentan humedades inferiores al límite plástico.

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

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
SG	2.31	0.10	2.23	2.44
w (%)	28.65	10.32	13.50	36.20
LL (%)	60.50	23.61	46.00	95.00
PL (%)	32.25	6.18	25.00	40.00
IP (%)	28.25	26.00	8.00	64.00
LI (%)	-0.19	0.26	-0.37	0.00

En la Tabla 18 se presenta la granulometría para el depósito coluvial, a partir de los cuales se evidencia que el contenido de finos es importante con valores entre 13 y 89%, las gravas cuentan con la menor participación contando con perforaciones que reportaron 0% de gravas y en promedio un 13 % de este material. Se destaca el resultado obtenido en el apique AZ-PE-TP-01 donde el porcentaje de gravas es del 46% lo cual difiere de los valores mostrados por las demás perforaciones, con valores entre 0% y 5%. Esto puede deberse a que el apique se encuentra en una zona superficial donde pudo haber ocurrido un lavado de la matriz limo arcillosa mostrada por las perforaciones.

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

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
G (%)	13.3	21.9	0	46
S (%)	29.8	14.5	9	41
F (%)	57.0	32.2	13	89

Como se muestra en la Figura 17 de acuerdo con el sistema de clasificación USCS los suelos mostrados por la perforación corresponden a ML o OL los cuales se asocian a la matriz limo - arcillosa descrita por la perforación. En el apique AZ-PE-TP-02 se encuentran materiales CH u OH. El apique AZ-PE-TP-01, que se describió anteriormente muestra un comportamiento granular.

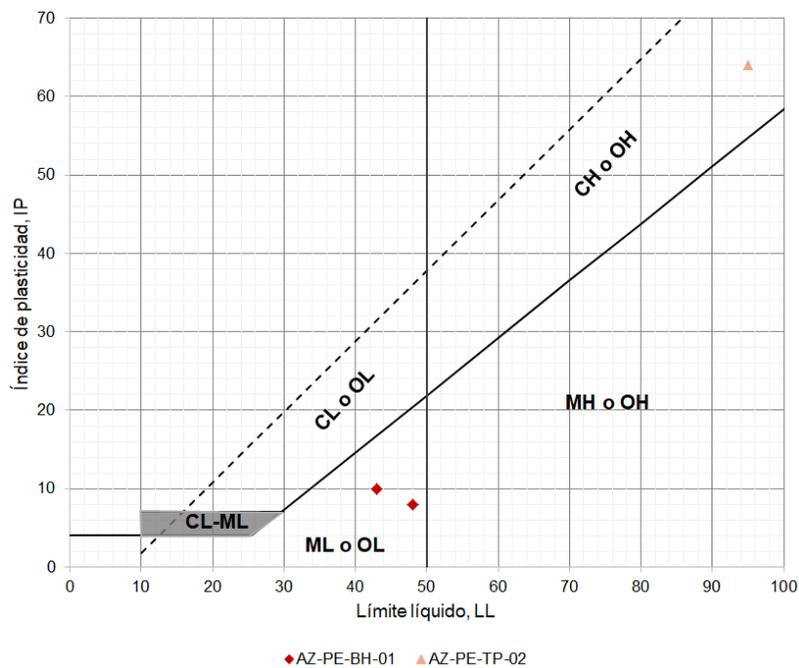


Figura 17. Carta de Plasticidad - Qco.

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 .

Para este depósito solamente se contaba con un valor de SPT el cual marcaba un valor de N de 45, al contar con tan pocos datos y teniendo en cuenta las semejanzas geológicas y geotécnicas que tiene el sitio de presa de Perales con el sitio de presa de Guararé, se buscaron las perforaciones en depósito coluvial de Guararé que contarán con un N cercano a 45 y se tomaron estos valores para obtener los diferentes parámetros de resistencia del depósito coluvial del sitio de presa Perales.

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	~5.0	17.0	281-322	36-40	0-5	14-16	180-360

Nota: Los valores corresponden al promedio de los datos.

Convenciones:

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

4.4.3 Suelo residual (Sr)

Los suelos residuales se encuentran hacia los estribos de la presa y en la zona del vertedero con espesores entre los 2.0 y 5.0 metros.

En la Tabla 20 se muestran los valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el suelo residual, a partir de los cuales se evidencia que los valores de plasticidad IP se encuentran alrededor de 23, la humedad natural de 20.50, el límite líquido entre 49 y 61, límite plástico entre 31 y 33 y el índice de liquidez menor a -0.45.

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

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
SG	2.43	0.04	2.40	2.45
w (%)	20.50	-	20.50	20.50
LL (%)	55.00	8.49	49.00	61.00
PL (%)	32.00	1.41	31.00	33.00
IP (%)	23.00	7.07	18.00	28.00
LI (%)	-1.09	0.90	-1.72	-0.45

En la Tabla 21 se presenta la granulometría para el suelo residual, a partir de la cual se evidencia que el contenido de gravas es importante con valores entre 30 y 40%, seguido por finos, entre 36 y 44% y con menor participación de arenas entre 26 y 32%.

Tabla 21. Granulometría suelo residual (Sr).

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
G (%)	36.00	5.66	32.00	40.00
S (%)	29.00	4.24	26.00	32.00
F (%)	40.00	5.66	36.00	44.00

De acuerdo con los resultados de los ensayos de granulometría las dos muestras analizadas tienen un comportamiento granular y fueron clasificadas como gravas limosas en el sistema de clasificación SUCS.

Puesto que en las exploraciones geotécnicas realizadas en la zona de la presa se realizaron únicamente muy pocos ensayos SPT no fue posible hacer uso de correlaciones para estimar los parámetros de resistencia a partir de los resultados. Por lo tanto, dada la similitud del ambiente geológico del sitio de presa Perales con el sitio de presa Guararé, para los diseños contemplados en este informe se adoptaron los parámetros geotécnicos definidos para el sitio de presa de Guararé, dichos parámetros se resumen en la Tabla 22. Para la siguiente etapa de diseño del proyecto, se recomienda ejecutar un plan de exploración con perforaciones y apiques, ensayos in situ y de laboratorio que permitan validar la estimación.

Tabla 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)	18.94	2.0*	N.A	N.A	18.0	20.0	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)

4.4.4 Macizo rocoso Formación Playa Venado (K-VE)

El macizo rocoso de la formación Playa Venado (K-VE) subyace a los suelos residuales (Sr), depósitos aluviales (Qal) y depósitos coluviales (Qco). La Formación se compone de rocas volcánicas de composición basáltica con resistencia a la compresión promedio de 53.23 MPa, módulo de elasticidad promedio de 13 757 MPa y peso específico de 25.36 kN/m³. En la Figura 18 se muestran núcleos de roca de la Formación Playa Venado a diferente profundidades.



Muestra a 28.73 m
Resistencia baja
AZ-PE-BH-03



Muestra a 19.76 m
Resistencia media
AZ-PE-BH-01



Muestra a 13.30 m
Resistencia alta
AZ-PE-BH-01

Figura 18. Núcleos recuperados de la perforación AZ-PE-BH-02 y AZ-PE-BH-03. Sitio de presa Perales.

La caracterización del macizo rocoso se realizó a partir del modelo geológico, del sistema de clasificación GSI (*Geological Strength Index*) y del criterio de Hoek-Brown (1997, 2002, 2018). El criterio permite obtener los parámetros de resistencia del macizo rocoso a partir de las características de la roca intacta, considerando la existencia de las discontinuidades, su

grado de meteorización, el factor de alteración asociado al método de excavación de la roca y el estado de esfuerzos al que se encuentra sometido el material. En la Ecuación 1 se indica el criterio de Hoek y Brown.

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

Ecuación 1. Criterio de Hoek y Brown

Donde:

σ'_1 : Esfuerzo principal mayor

σ'_3 : Esfuerzo principal menor

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

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

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

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

Ecuación 2.

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

Ecuación 3.

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

Ecuación 4.

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

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

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

Ecuación 5. (Hoek & Brown, 1997).

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

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

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

El criterio de clasificación de Bieniawski requiere de valores compresión inconfiada el cual se asignó de acuerdo con los resultados de los ensayos ejecutados. El parámetro GSI fue estimado con base en el criterio sugerido por Hoek y Brown en 2018, la evaluación en campo de los afloramientos rocosos y las condiciones evidenciadas en los núcleos de perforación para los diferentes estratos que se presentan en el perfil de meteorización. Los resultados de los valores de RQD y recobro en profundidad para las perforaciones del sitio de presa Perales se presentan en la Figura 19. En esta misma Figura se presentan los valores de GSI en profundidad. A partir de la información presentada en la Figura 19 y de los estratos identificados es posible identificar un valor promedio de GSI para el estrato de roca completamente a moderadamente meteorizada y para el estrato de roca sana o levemente meteorizada.

Los valores medios estimados, para roca completamente a moderadamente meteorizada se encuentra un valor promedio de GSI= 25.8 y para roca roca sana o levemente meteorizada se presenta un valor estimado de GSI= 72.2. En la Figura 20 se presenta el nomograma de GSI para la formación Playa Venado indicado en color naranja la variación para el estrato de roca completamente a moderadamente meteorizada, y en color morado la variación para el estrato de roca sana o levemente meteorizada.

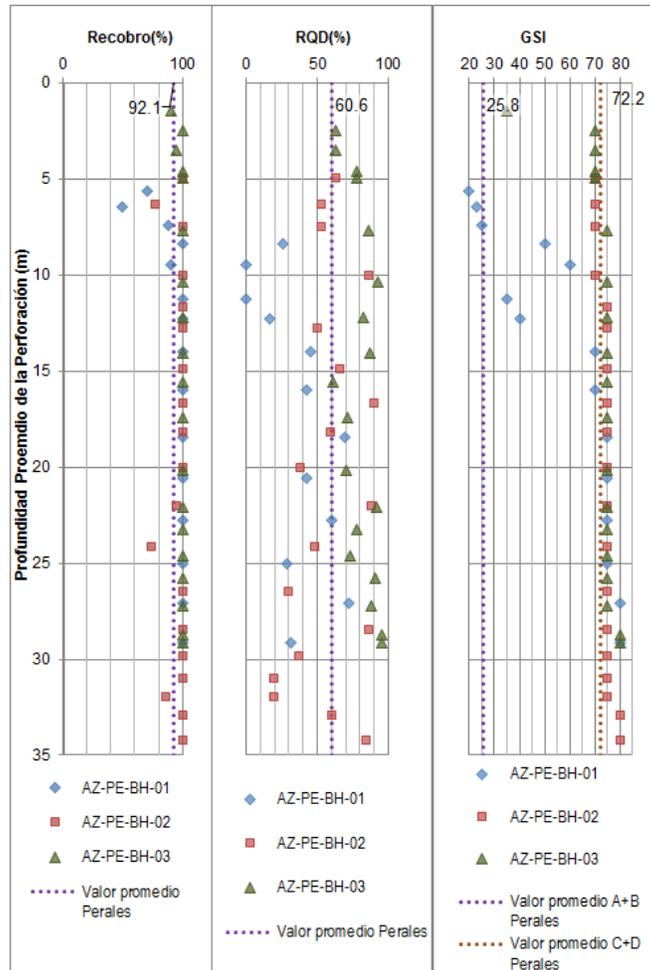


Figura 19. Formación Playa Venado K-VE recobro, RQD y GSI.

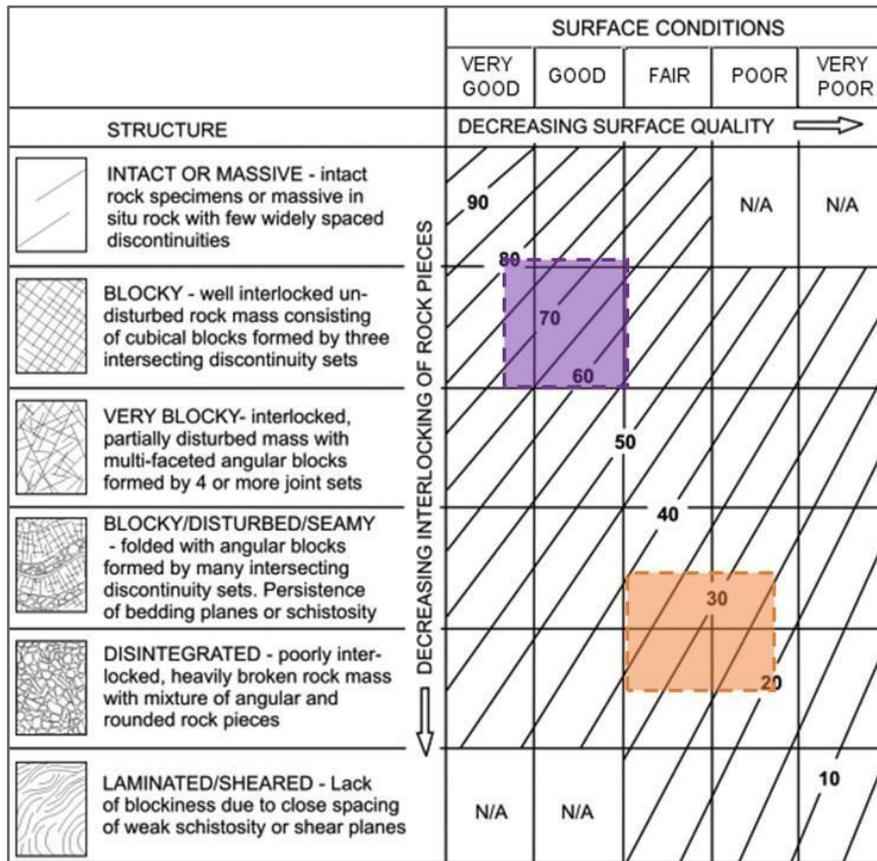


Figura 20. Formación Playa Venado K-VE Nomograma GSI. Zona de presa Perales.

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 20, 26 y 35 para roca altamente a moderadamente meteorizada y valores de GSI de 60, 70 y 80 para roca levemente meteorizada a sana, con los valores de “mi” mínimo, máximo y promedio típicos de tobas entre 7 y 13, y alturas H de 30, 50 y 75 m para la presa CCR. En cada caso se utilizó un factor de disturbancia D = 0.3, 0.5 y 0.7 y se tomó el módulo de Young estimado a partir de los ensayos de compresión simple.

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

En la Figura 21, Figura 22 y Figura 23 se presentan las gráficas tipo tornado que resultan del análisis de sensibilidad realizado para los parámetros de resistencia al corte y módulo de deformación del estrato de roca completamente a moderadamente meteorizada. En las tres figuras el eje central representa el promedio del parámetro y se indican los valores mínimos y máximos obtenidos al variar una sola variable mientras se mantienen las demás como constantes con su respectivo valor promedio. La barra superior corresponde a la variación total encontrada en todo el conjunto de combinaciones, la cual se presenta con el fin de comparar la influencia de cada variable en la variabilidad total.

En el caso de la roca alta a moderadamente meteorizada, no se evidencia una variable crítica que tenga mayor influencia en la variabilidad de los parámetros de resistencia, sin embargo para el módulo de deformación del macizo se aprecia que la variable crítica corresponde al módulo de la roca intacta.

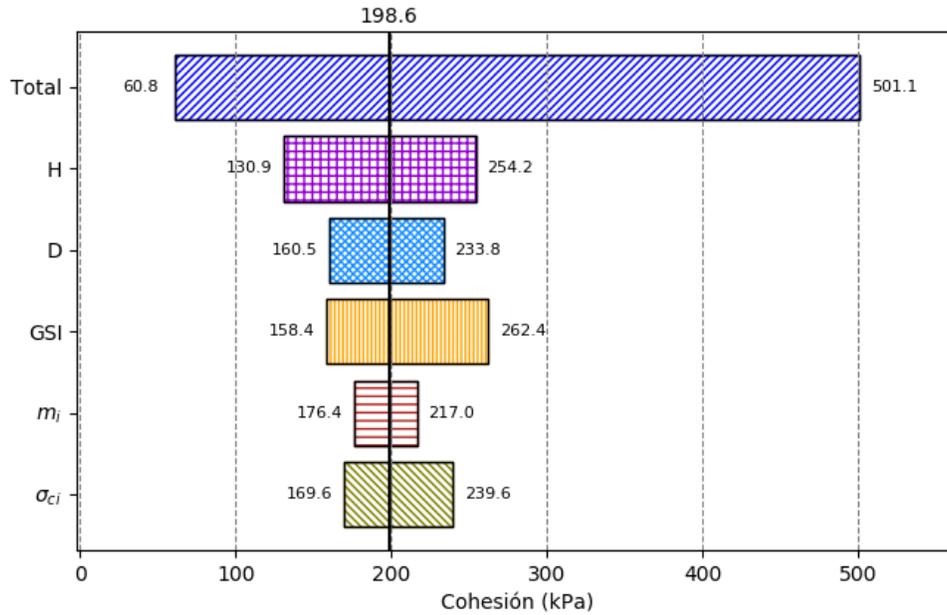


Figura 21. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca altamente a moderadamente meteorizada. Presa Perales.

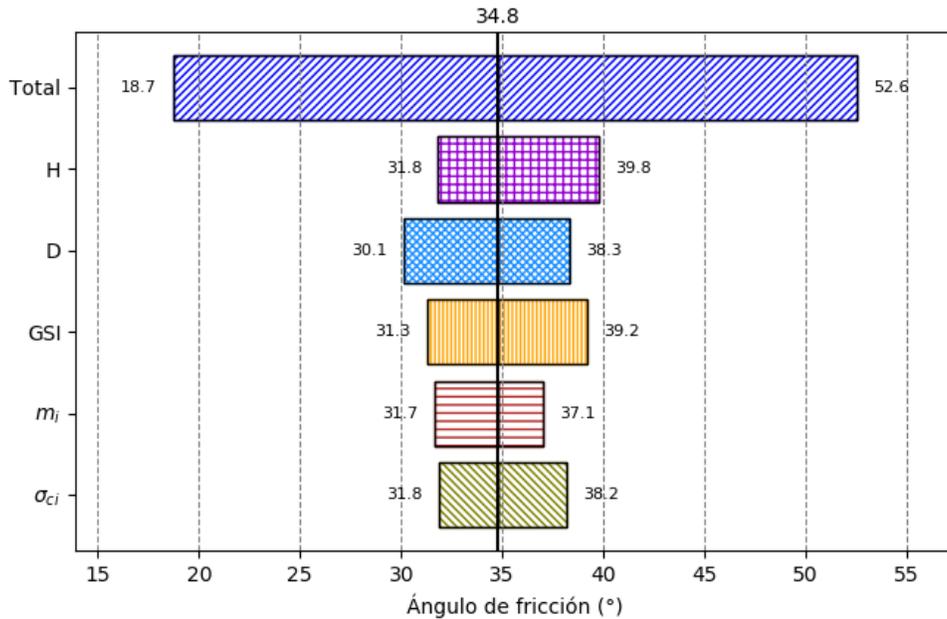


Figura 22. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca altamente a moderadamente meteorizada. Presa Perales.

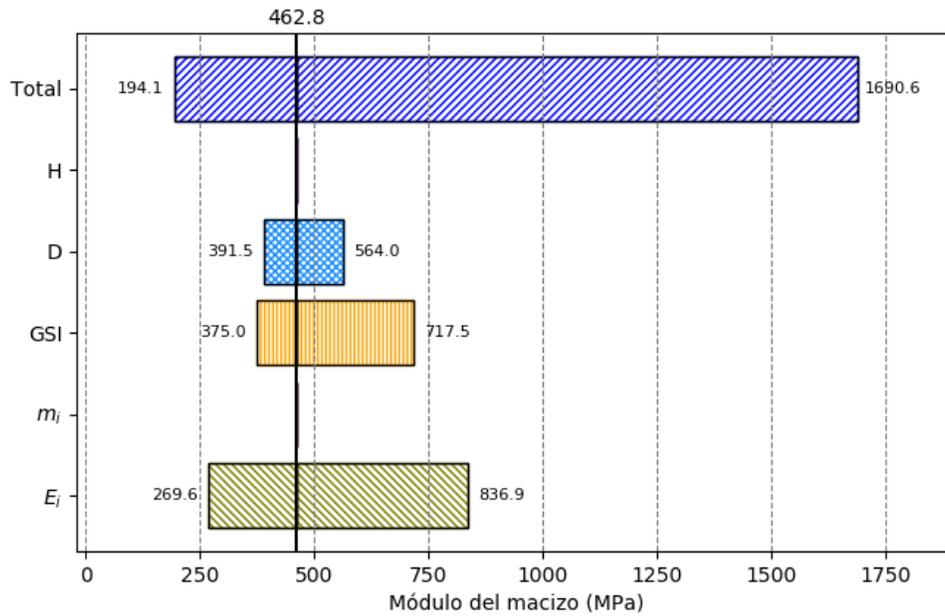


Figura 23. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de Young de la roca altamente meteorizada. Presa Perales.

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

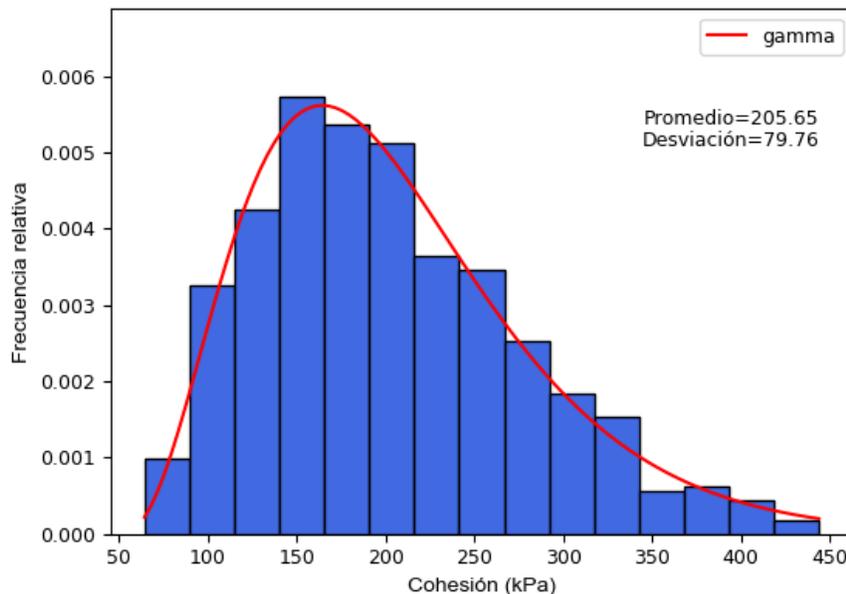


Figura 24. Formación Playa Venado (K-VE). Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma de cohesión (kPa). Zona de presa Perales. Ajuste a distribución gamma.

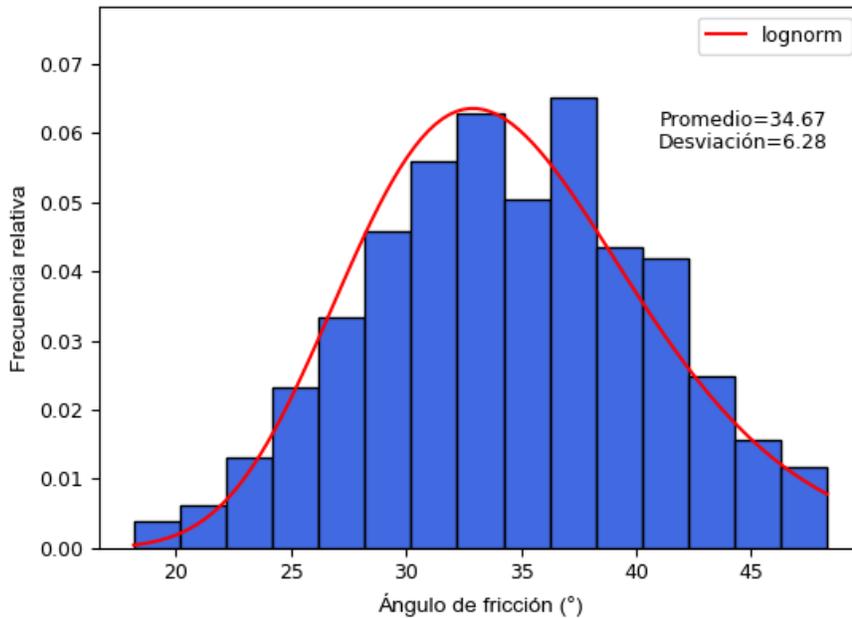


Figura 25. Formación Playa Venado (K-VE). Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma del ángulo de fricción (°). Zona de presa Perales. Ajuste a distribución lognormal.

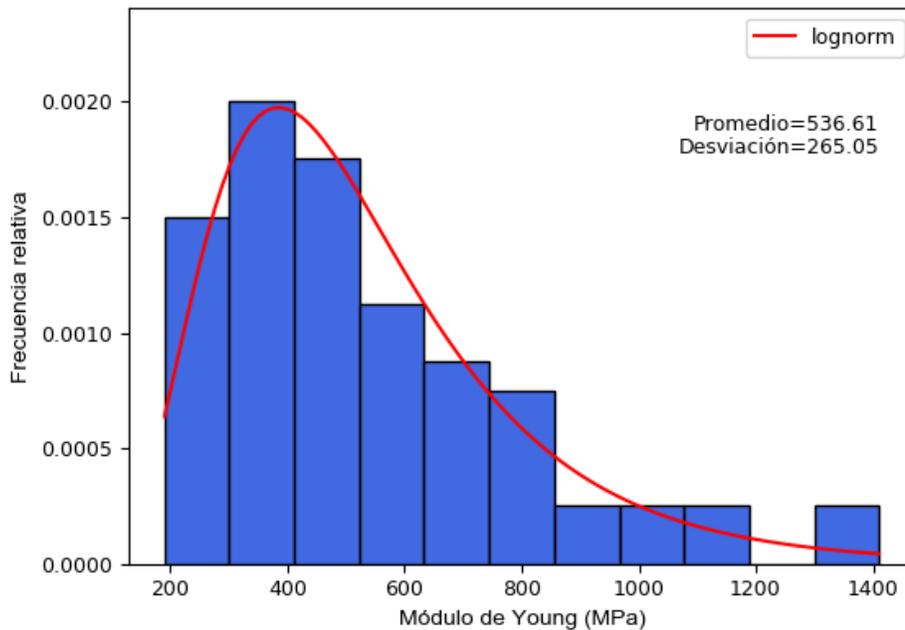


Figura 26. Formación Playa Venado (K-VE). Roca altamente a moderadamente meteorizada. Histograma del Módulo de Young (MPa). Zona de presa Perales. Ajuste a distribución lognormal.

Las gráficas tipo tornado que resultan del análisis de sensibilidad realizado para los parámetros de resistencia al corte y módulo de deformación, para el estrato de roca levemente meteorizada a roca sana de la formación Playa Venado (K-VE C+D), se muestran en la Figura 27, Figura 28 y Figura 29. Para este estrato las variables críticas tanto para los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción) como de deformación, corresponde al “Geological Strength index” - GSI y el m_i , el GSI como se indicó en la Figura 20 presenta una variación importante entre 60 y 80 para el estrato de roca levemente meteorizada a sana.

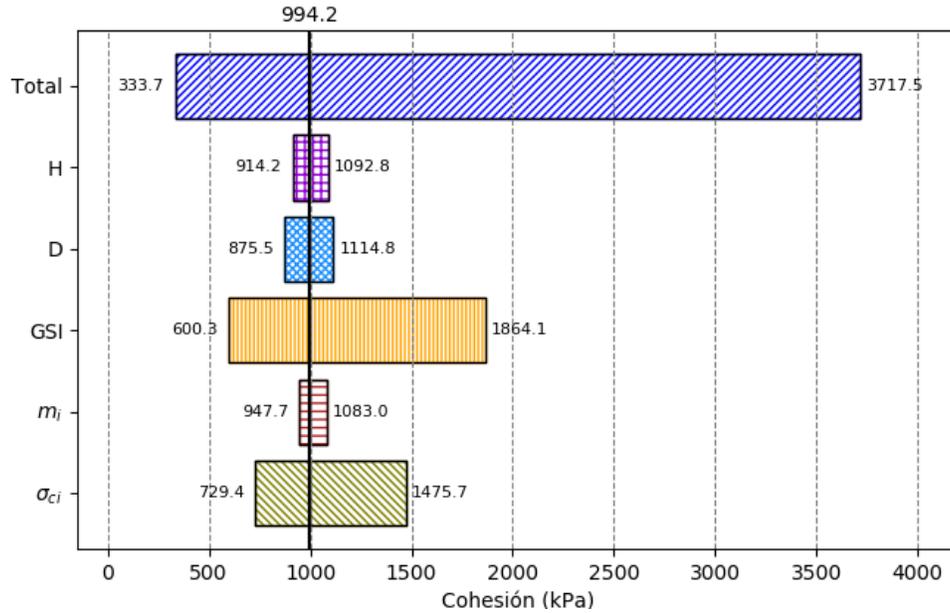


Figura 27. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión de la roca levemente meteorizada a sana. Presa Perales.

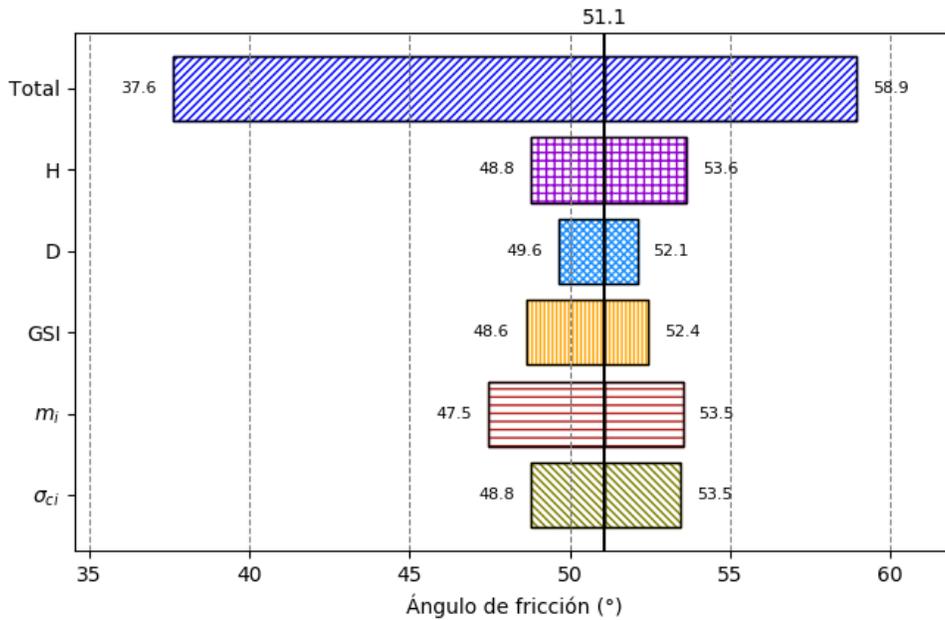


Figura 28. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción de la roca levemente meteorizada a sana. Presa Perales.

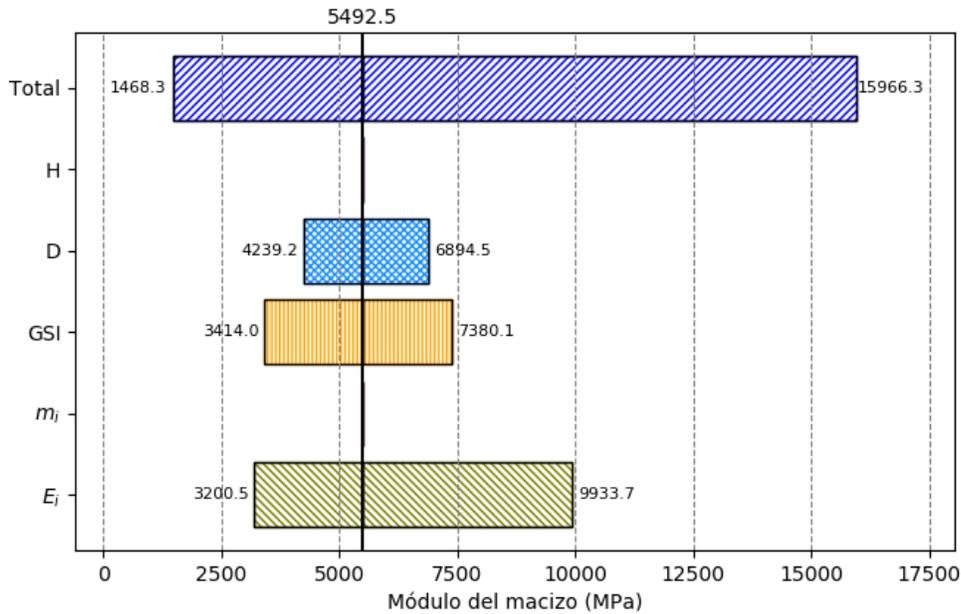


Figura 29. Formación Playa Venado (K-VE). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de Young de la roca levemente meteorizada a sana. Presa Perales.

La Figura 30, Figura 31 y Figura 32 muestran el histograma de frecuencias de la cohesión, del ángulo de fricción y del módulo de deformación del macizo en el estrato de roca levemente meteorizada a sana de la formación Playa Venado (K-VE C+D), en las tres figuras se muestra superpuesta con una línea de color rojo la distribución de probabilidad de mejor ajuste, la cual corresponde a la distribución log-normal para la cohesión, normal para el ángulo de fricción y gamma para el módulo del macizo.

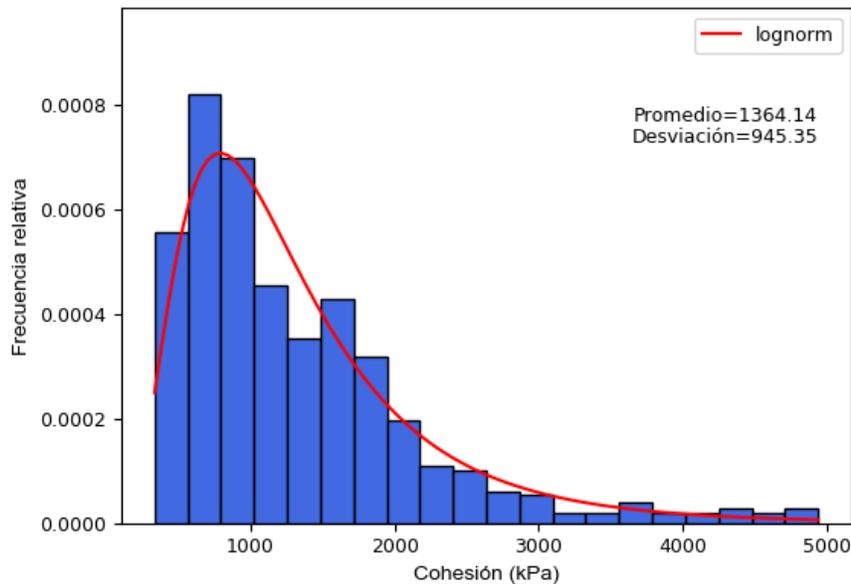


Figura 30. Formación Playa Venado (K-VE). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de cohesión (kPa). Zona de presa Perales. Ajuste a distribución log-normal.

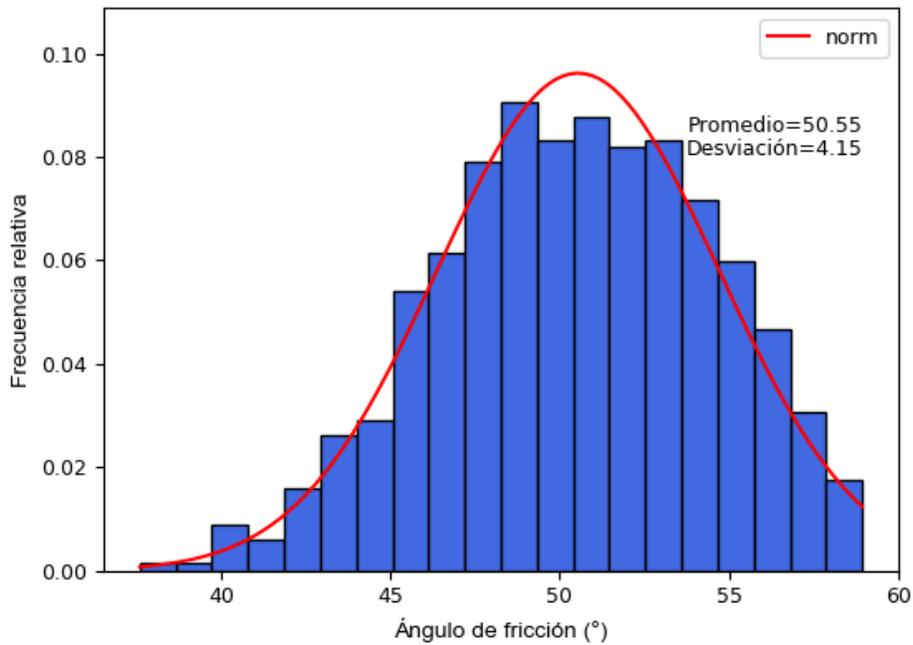


Figura 31. Formación Playa Venado (K-VE). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma de ángulo de fricción (°). Zona de presa Perales. Ajuste a distribución normal.

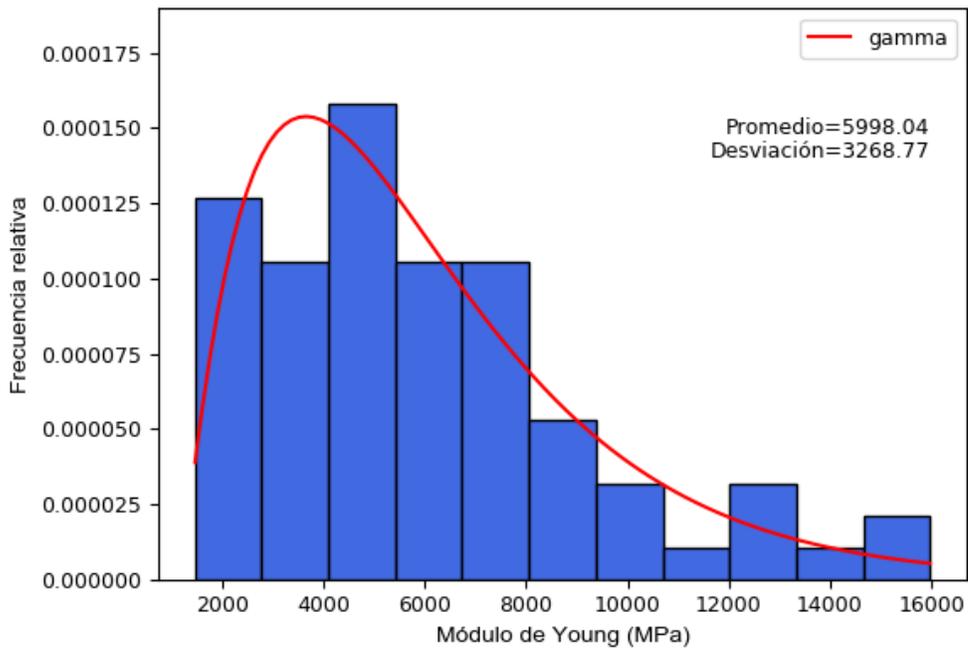


Figura 32. Formación Playa Venado (K-VE). Roca levemente meteorizada a sana. Histograma del módulo de Young (MPa). Zona de presa Perales. Ajuste a distribución gamma.

4.4.5 Resumen parámetros geotécnicos

A manera de resumen de la caracterización geotécnica presentada en las secciones anteriores, en la Figura 33 se presenta el perfil geológico por el eje de la presa indicando los diferentes materiales y en la Tabla 23 se presentan los parámetros geotécnicos adoptados para los diseños del sitio de presa Perales.

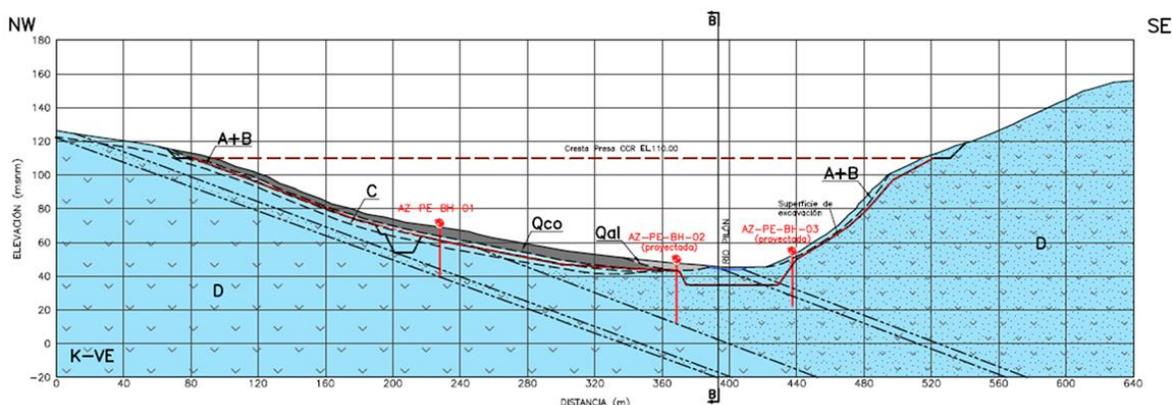


Figura 33. Perfil geológico por el eje de la presa.

Tabla 23. Parámetros geotécnicos estimados para el sitio de presa Perales.

MATERIAL	PARÁMETRO	DISTRIBUCIÓN	MEDIA	DESVIACIÓN	MIN	MAX
Qal	Peso unitario (kN/m ³)	--	19	2	17	20
	Cohesión (kPa)	--	3	2	0	5
	Ángulo de fricción (°)	--	33	7	26	41
Qco	Peso unitario (kN/m ³)	--	16.5	2	15.4	19.6
	Cohesión (kPa)	--	5	1	0	5
	Ángulo de fricción (°)	--	38	2	36	40
Sr	Peso unitario (kN/m ³)	--	18.94	2	18	20
	Cohesión (kPa)	--	25	20	3	49
	Ángulo de fricción (°)	--	32	5	27	37
K-VE A+B	Peso unitario (kN/m ³)	--	25.36	1.03	23.82	26.92
	Cohesión (kPa)	Gamma	205.65	79.76	64.40	555.84
	Ángulo de fricción (°)	Lognormal	34.67	6.28	18.16	53.18
	Módulo de deformación (MPa)	Lognormal	536.61	265.05	189.99	1410.09
K-VE C+D	Peso unitario (kN/m ³)	--	25.36	1.03	23.82	26.92
	Cohesión (kPa)	Lognormal	1364.14	945.35	333.71	5754.42
	Ángulo de fricción (°)	normal	50.55	4.15	37.60	60.43
	Módulo de deformación (MPa)	Gamma	5998.04	3268.77	1468.39	15966.22

4.5 CRITERIOS DE DISEÑO GEOTÉCNICO

4.5.1 Nivel de fundación

Para la definición del nivel de fundación, se tuvieron 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 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y alrededor entre 4 y 8 m en los estribos.

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 Perales. 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: 35.00 msnm.
- Cota de cresta: 110.00 msnm.
- Talud aguas abajo 1H: 1V
- Talud aguas arriba: 0.25H:1V desde la fundación y hasta la EL. 77 msnm y desde esa elevación 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 34.

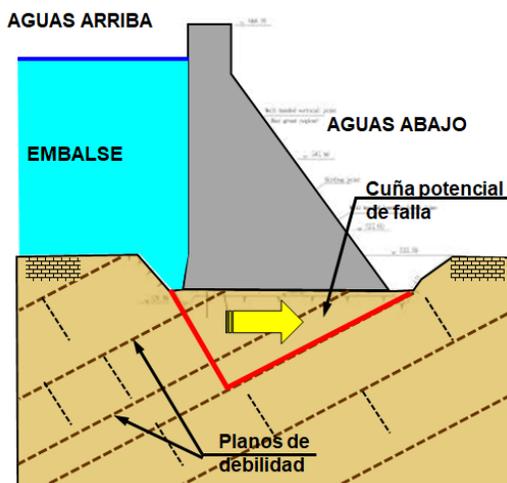


Figura 34. Mecanismo de falla a través de discontinuidad

El análisis de estabilidad se realizó para las siguientes condiciones:

- Condición 1 (Caso Extremo): Nivel usual del reservorio a la El. 105.00 msnm y nivel de descarga o aguas abajo de la presa 5 m debajo del nivel de fundación de la presa lo cual se considera como una condición conservadora. El análisis se realiza con aceleración horizontal de 0.15 g.
- Condición 2 (Caso Usual): Nivel usual del reservorio a la El. 105 msnm y nivel de descarga o aguas abajo de la presa 5 m debajo del nivel de fundación de la presa lo cual se considera como una condición conservadora.

Para la evaluación de falla a lo largo de discontinuidades, se efectuó el análisis empleando el software Slide de RocScience para el modelo que muestra en la Figura 35 y Figura 36. Para el 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 $\phi = 30^\circ$ el cual corresponde a un valor de referencia que deberá ser verificado en etapas posteriores del proyecto. 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 35 y Figura 36. De acuerdo con estos resultados se cumple con el factor mínimo requerido en los criterios de diseño según la Tabla 24.

Tabla 24. Factores de seguridad mínimos para la estabilidad de la fundación de la presa por falla por deslizamiento a lo largo de la discontinuidad la formación de cuñas (INGETEC, 2015)

Escenario	FS Criterio de Diseño	FS obtenido
Caso Estático	1.5	1.76
Caso con sismo (Sismo Máximo Creíble)	1.1	2.13

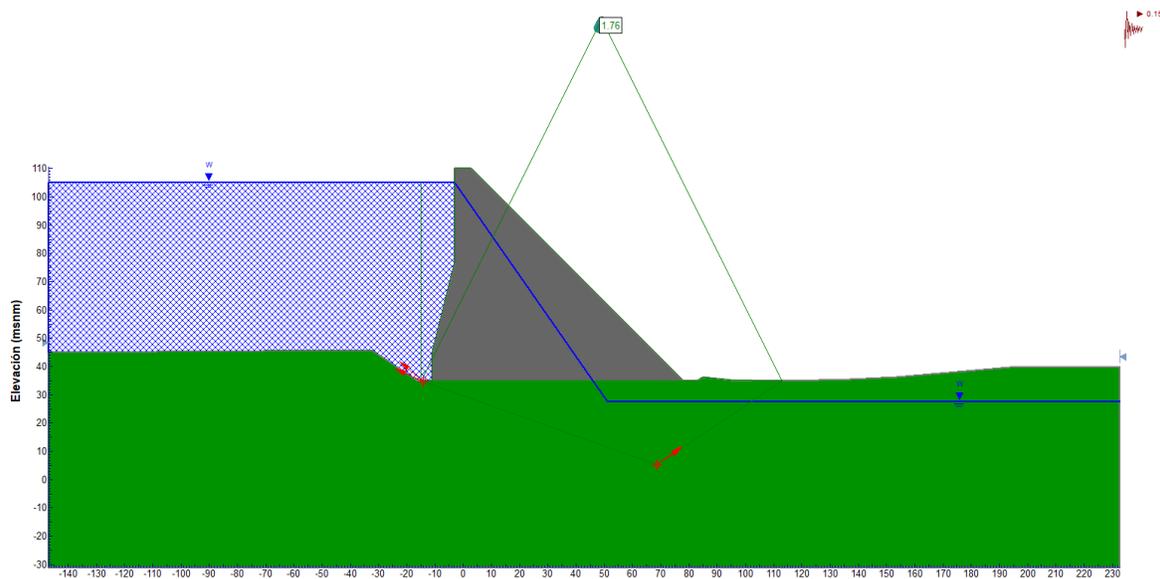


Figura 35. Estabilidad de la Fundación. Factor de Seguridad para falla por deslizamiento a lo largo de discontinuidad condición 1

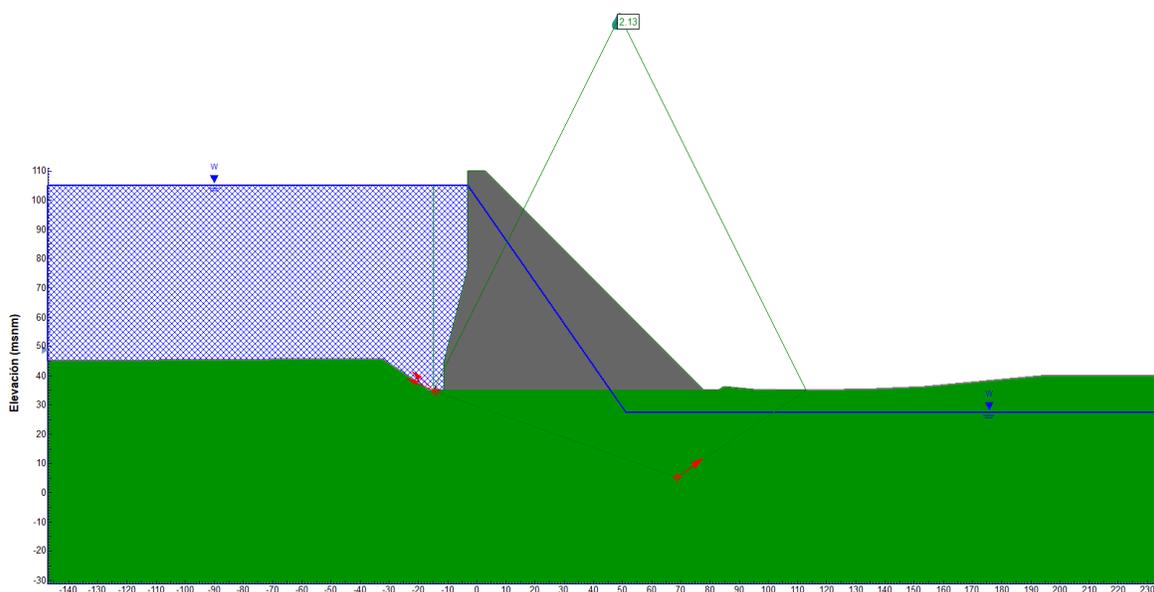


Figura 36. Estabilidad de la Fundación. Factor de Seguridad para falla por deslizamiento a lo largo de discontinuidad condición 2

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 Admisible q_{adm} , se estimó aplicando los factores de seguridad FS dados en la Tabla 25, como se indica a continuación. En la Tabla 26 se presenta un resumen de los resultados.

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

Tabla 25. 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 26. 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) $q = 4.8 \sigma_{cm}^{0.5}$	q_{adm} (MPa) Estático	q_{adm} (MPa) Dinámico
Macizo rocoso Fm Playa Venado (K-VE) Nivel (C+D)	12.1	6.1	4.0	12.8	6.3	4.2

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

- b. 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.
- c. 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 Perales 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 (Sr), depósitos coluviales (Qco), depósitos aluviales (Qal) 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 escenario de condición estática, condición con sismo y condición inusual de lluvia extrema como se presenta en la Tabla 27. En los análisis de estabilidad de taludes para las excavaciones se consideró un sismo con una aceleración asociada (PGA) de 0.17 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 27. 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 taludes de corte

Para los análisis de estabilidad se evaluaron dos secciones. En la Figura 37 se muestra la ubicación en planta de las secciones analizadas.

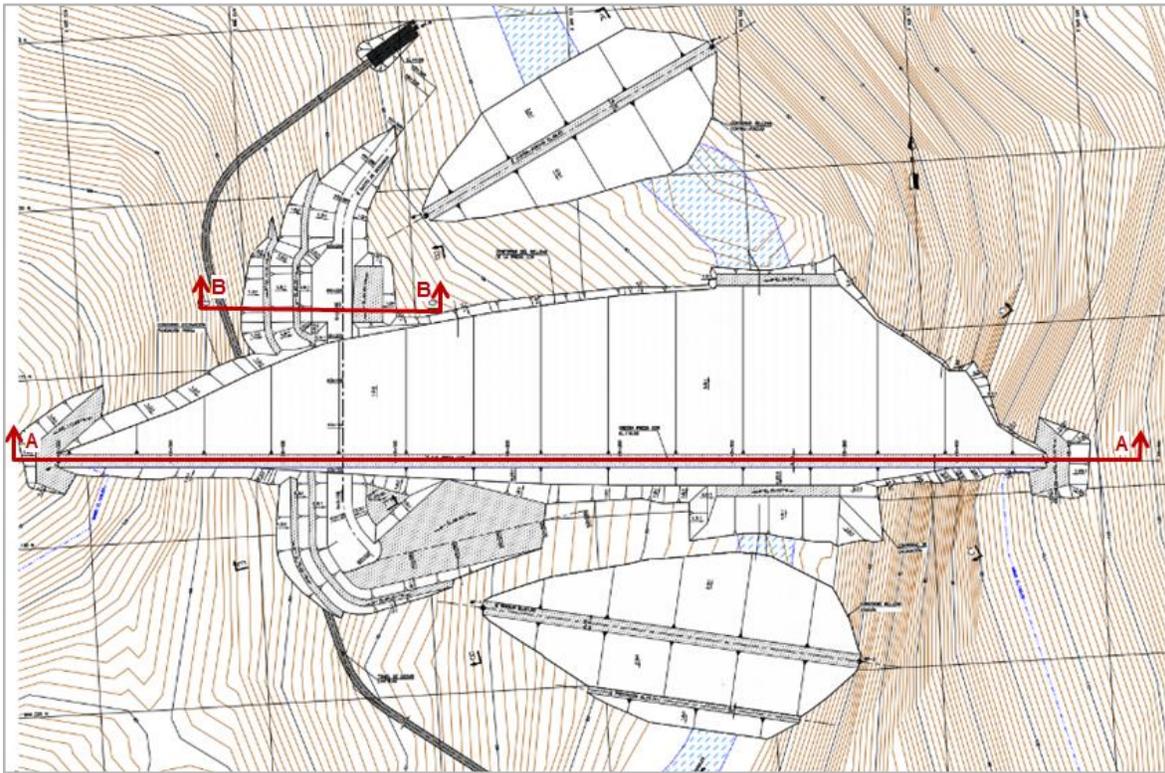


Figura 37. Ubicación en planta, secciones analizadas en Slide.

Se realizó el análisis de estabilidad de taludes, utilizando el programa Slide® de Rocscience, conforme a los criterios de diseño presentados en la Tabla 27, 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 estipulado en los registros litológicos. Para la condición de lluvia extrema se utilizó el coeficiente de presión de poros r_u de 0.3 a 0.5.

En la Tabla 28 se presenta el resumen de los factores de seguridad para las dos secciones analizadas, y los tres escenarios evaluados discriminando los materiales intervenidos; en el Anexo 3 se pueden consultar todos los resultados. A partir de los análisis se recomienda que los taludes de corte en el depósito aluvial (Qal), depósito coluvial (Qco) y roca meteorizada K-VE tengan pendiente igual o menor a 1H:1V, mientras que en roca sana K-VE pendientes de 0.5H:1V o menores son apropiadas. Estos análisis fueron complementados con los análisis cinemáticos presentados en la siguiente sección.

Para garantizar el correcto subdrenaje de los taludes de corte del plinto excavados en coluvión, deberán perforarse huecos de drenaje profundos desde la superficie del talud. Lo anterior con el propósito de evitar la saturación del coluvión ante eventos de lluvias extremas y la disminución del factor de seguridad. Este tema será particularmente importante en el estribo izquierdo dado que el factor de seguridad en la Sección B-B (ver Figura 40), cumple los criterios de diseño con $r_u = 0.10$ o menor, como se puede evidenciar en el análisis de sensibilidad mostrado en la Figura 41. Esto significa que es necesario mantener el nivel freático abatido en los taludes que cortan en depósito coluvial para alcanzar un factor de seguridad mayor o igual a 1.2. En este último caso, dado que la superficie de falla se encuentra aproximadamente a 7 m de la superficie del talud se considera que la longitud mínima de los drenes horizontales deberá ser de 15 m con una separación horizontal de 3 m y una hilera de tres como mínimo.

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.

Tabla 28. Resumen factores de seguridad para los taludes de excavación.

Comportamiento Drenado del Suelo Residual								
Sección	Escenario	Talud	Criterios de aceptación FS	FS determin.	FS promedio (Monte Carlo)	Probabilidad de Falla %	Desv. Std.	Variable crítica
A	Caso Estático	Talud MI	1.4	9.19	9.18	0.00	4.13	Cohesión roca sana (K-VE)
		Talud MD	1.4	5.97	4.60	0.00	1.09	Cohesión roca sana (K-VE)
	Caso pseudoestático	Talud MI	1.0	7.43	7.43	0.00	3.37	Cohesión roca sana (K-VE)
		Talud MD	1.0	5.24	4.44	0.00	1.32	Cohesión roca sana (K-VE)
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud MI	1.2	8.43	8.43	0.00	3.91	Cohesión roca sana (K-VE)
		Talud MD	1.2	5.15	3.93	0.00	1.14	Cohesión roca sana (K-VE)
B	Caso Estático	Talud izquierdo	1.4	1.41	1.40	0.00	0.07	Cohesión depósito coluvial
		Talud derecho	1.4	1.91	1.88	0.00	0.11	Cohesión depósito coluvial
	Caso pseudoestático	Talud izquierdo	1.0	1.23	1.22	0.00	0.06	Cohesión depósito coluvial
		Talud derecho	1.0	1.67	1.64	0.00	0.10	Cohesión depósito coluvial
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud izquierdo*	1.2	1.24**	1.23**	0.00	0.07	Cohesión depósito coluvial
		Talud derecho	1.2	1.41	1.38	0.00	0.11	Cohesión depósito coluvial

* El nivel freático abatido permite generar un factor de seguridad requerido, ver análisis de sensibilidad en la Figura 41.

** Factores de seguridad obtenidos con $R_u = 0.1$

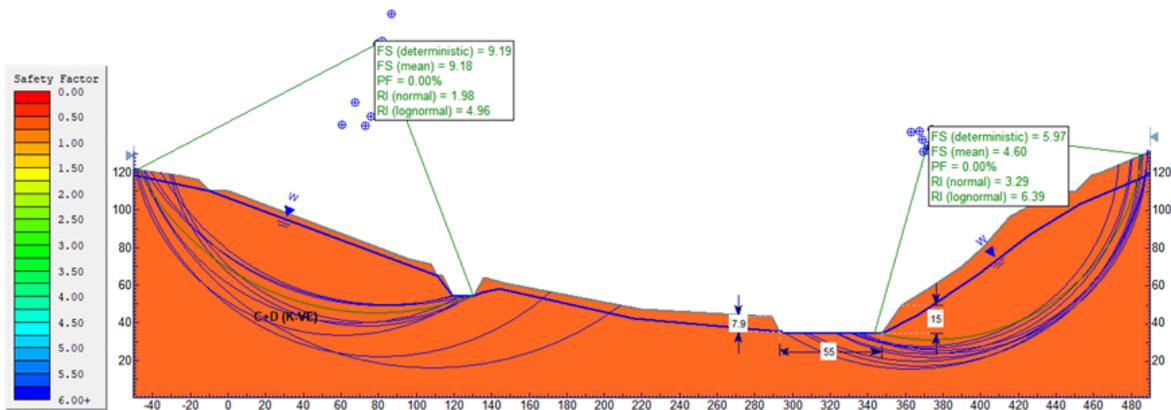


Figura 38. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección A-A.

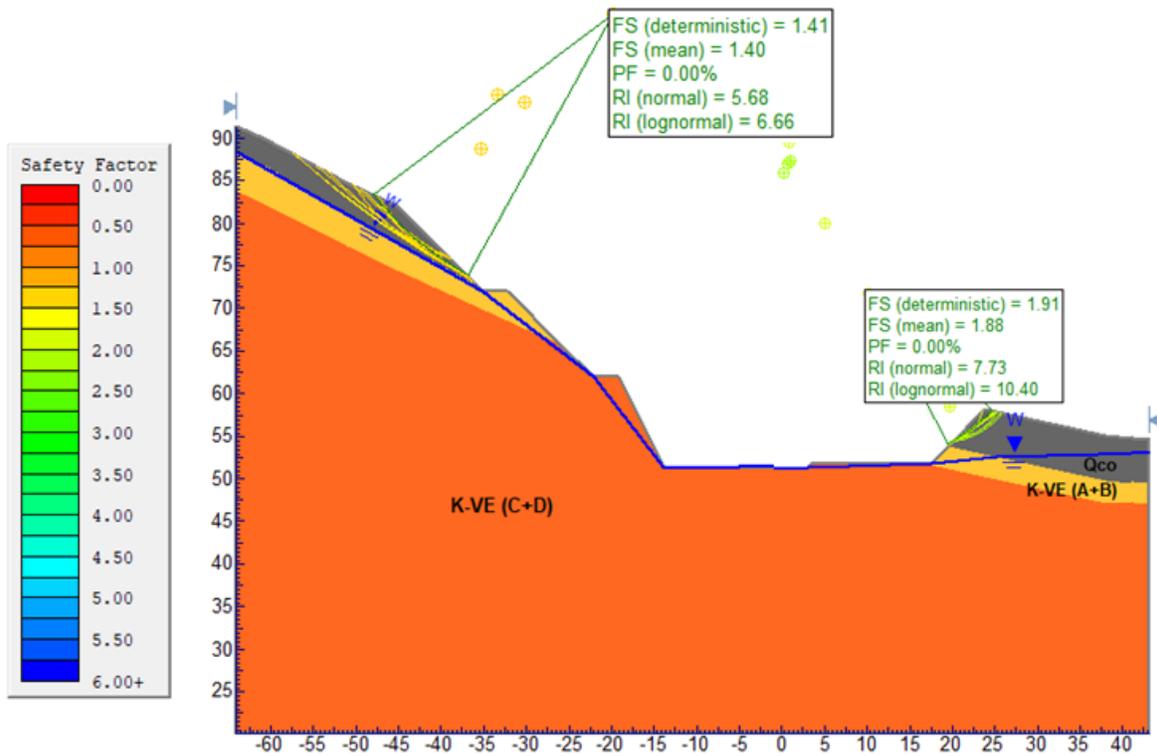


Figura 39. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección B-B.

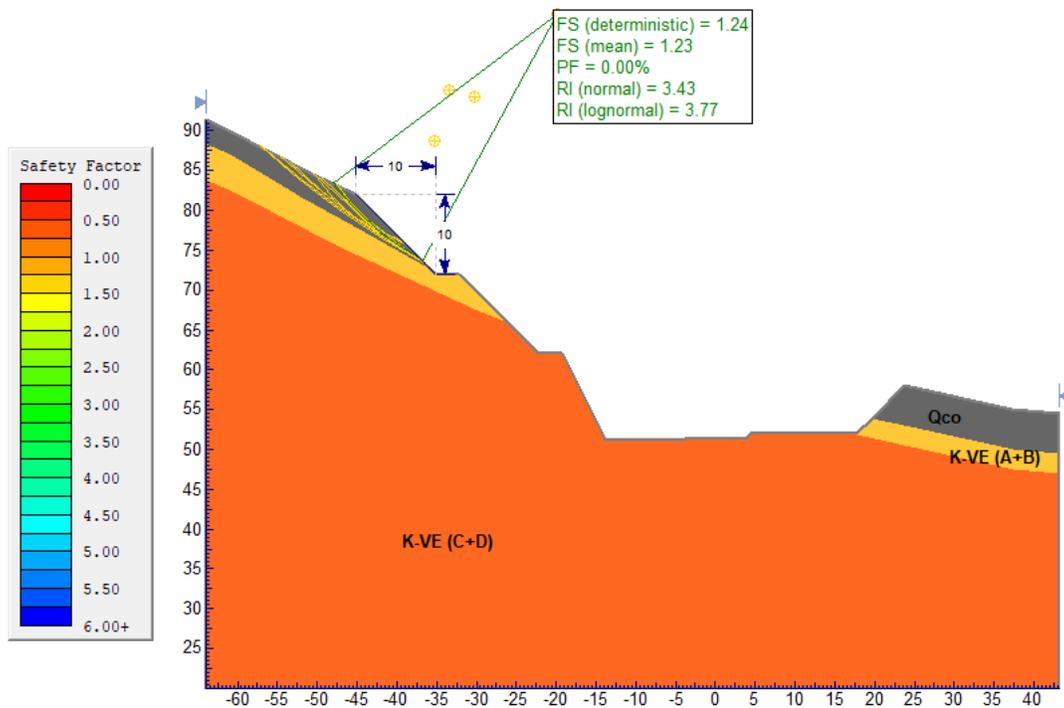


Figura 40. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición inusual (Lluvias extremas $R_u = 0.1$). Sección B-B.

Análisis de sensibilidad factor de seguridad - Lluvias extremas

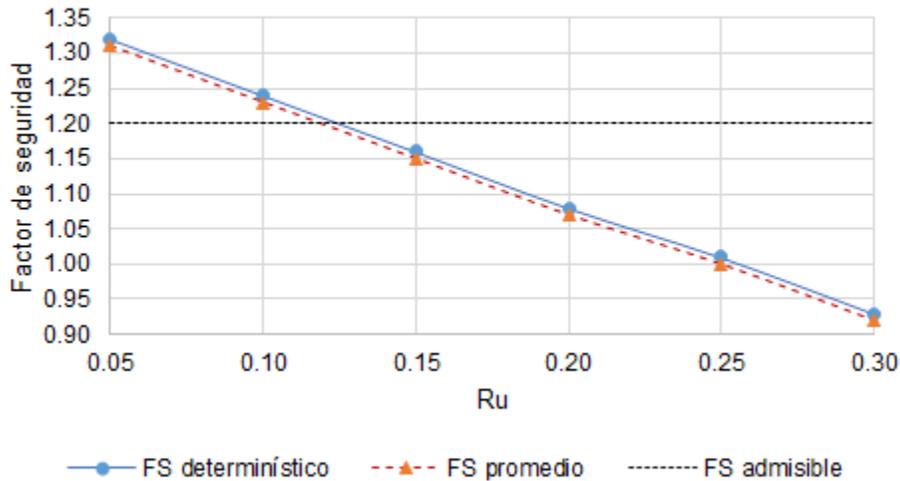


Figura 41. Análisis de sensibilidad factores de seguridad, condición inusual (lluvias extremas). Excavación presa. Sección B-B.

El valor de la cohesión del depósito coluvial fue tomado como el máximo estimado (5 kPa) y se verificó el comportamiento del estrato en la Sección B-B por medio de un análisis de estabilidad en el terreno natural en escenario estático. El resultado se muestra en la Figura 42 y factor de seguridad obtenido cumple con los criterios de diseño mostrados en la Tabla 27.

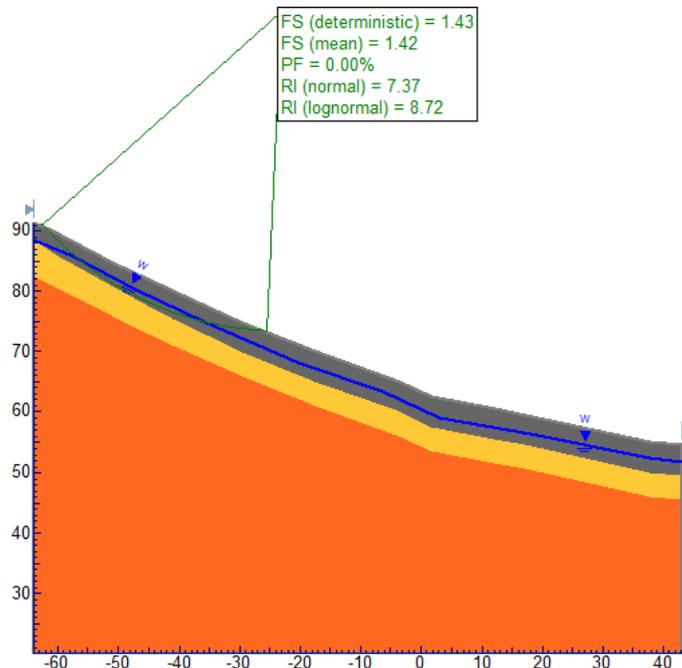


Figura 42. Análisis de estabilidad, terreno natural, cohesión=5 kN/m², sección B-B.

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 29 y se consideró un ángulo de fricción de 34° teniendo en cuenta valores típicos para este tipo de material:

Tabla 29. Parámetros Geología Estructural Perales

DATOS ESTRUCTURALES ESTRATIFICACIÓN Y DIACLASAS - PERALES				
ID	RUMBO	BUZAMIENTO	DIP DIRECTION	TIPO
J1	N50°W	90°	220°	Diaclasa 1
J2	N10°E	90°	100°	Diaclasa 2
J3	N80°W	40°SW	190°	Diaclasa 3
ES	N30°W	23°NE	60°	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 43.

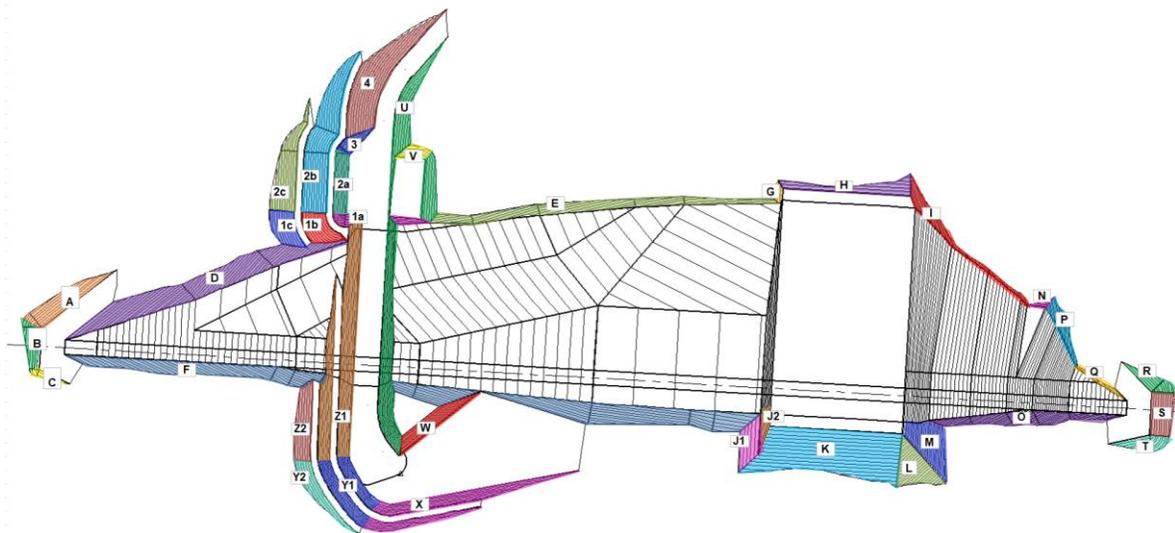


Figura 43. Identificación de Taludes - Presa Perales

La Tabla 30 cuenta con los datos de la geología estructural de los taludes señalados en la Figura 43 que se encontraban en roca y contarían con algún tipo de protección activa o pasiva según el tipo de análisis .

Tabla 30. Geología Estructural de los taludes de la excavación

TALUD	DIRECCIÓN BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	RUMBO
A	142°	45°	52°NE
B	93°	45°	3°NE
C	25°	45°	65°NW
D	132°	45°	42°NE
E	167°	45°	77°NE
F	25°	45°	65°NW
G	93°	45°	3°NW
H	183°	34°	87°NW
I	246°	63°	34°NW
J1	87°	34°	3°NW

J2	87°	63°	3°NW
K	3°	34°	87°NW
L	318°	45°	48°NE
M	93°	55°	3°NE
N	183°	63°	87°NW
O	328°	63°	58°NE
P	261°	63°	9°NW
Q	233°	63°	37°NW
R	225°	45°	45°NW
S	273°	45°	3°NE
T	348°	45°	78°NE
U	273°	45°	3°NE
V	183°	45°	87°NW
W	321°	63°	51°NE
X	350°	63°	80°NE
Y1	53°	63°	37°NW
Y2	53°	45°	37°NW
Z1	92°	63°	2°NE
Z2	92°	45°	2°NE
1a	3°	63°	87°NW
1b	48°	45°	42°NW
1c	48°	45°	42°NW
2a	93°	63°	3°NE
2b	93°	45°	3°NE
2c	93°	45°	3°NE
3	133°	63°	43°NE
4	127°	45°	37°NE

En la Tabla 31 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 se identificaron bloques inestables con posibilidades de falla por cuña y por falla planar, correspondientes a los taludes E, I, J2, N, Q, Y1, Z1, 1b y 3 (Ver Figura 43 y Tabla 31).

Tabla 31. Resultados del Análisis cinemático

Identificación del Talud	Buzamiento (°)	Dirección de Talud (°)	Modo de falla			F.S.
			J1	J3	ES	
D	45	132	J1	/	ES	5.85
			J3	/	ES	2.75
			J1	/	J3	2.58
E	45	163	J3			0.69
			J1	/	J3	2.58
F	45	17	J2	/	ES	2.88
G	45	93	J1	/	ES	5.85
			J3	/	ES	2.75
			J1	/	J3	2.58
H	34	183	J1	/	ES	5.85
			J3	/	ES	2.75
I	63	246	J3			0.69
J1	34	87	J1	/	ES	5.85
			J3	/	ES	2.75
			J1	/	J3	2.58
J2	63	87	J3	/	ES	2.75
			ES			1.36
K	34	3	J1	/	J3	2.58
L	45	318	J2	/	ES	2.88
M	55	93	J1	/	ES	5.85

			J3	/	ES	2.75
			J1	/	J3	2.58
N	63	183	J1	/	ES	5.85
			J3			0.69
			J1	/	J3	2.58
			J2	/	ES	2.88
O	63	328	ESTABLE			ESTABLE
P	63	261	ESTABLE			ESTABLE
Q	63	233	J3			0.69
R	45	225	ESTABLE			ESTABLE
S	45	273	ESTABLE			ESTABLE
T	45	348	J2	/	ES	2.88
U	45	273	ESTABLE			ESTABLE
V	45	183	J1	/	ES	5.85
			J3	/	ES	2.75
			J1	/	J3	2.58
W	63	321	J2	/	ES	2.88
X	63	350	J2	/	ES	2.88
Y1	63	53	J3	/	ES	2.75
			J1	/	J3	2.58
			ES			1.36
Z1	63	92	J3	/	ES	2.75
			J1	/	J3	2.58
			ES			1.36
1a	63	3	J2	/	ES	2.88
1b	45	48	ES			1.36
			J2	/	ES	2.88
2a	63	93	J1	/	ES	5.85
			J3	/	ES	2.75
			J1	/	J3	2.58
2b	45	93	J1	/	ES	5.85
			J3	/	ES	2.75
			J1	/	J3	2.58
3	63	133	J1	/	ES	5.85
			J3			0.69
			J1	/	J3	2.58
4	45	127	J1	/	ES	5.85
			J3	/	ES	2.75
			J1	/	J3	2.58

4.5.4.3 Refuerzo, drenaje y protección de taludes

Debido a que se pueden generar bloques inestables identificados en la Tabla 31, se diseñó un sistema de refuerzo y protección de taludes compuesto por pernos de acero grado 60 tipo A1 con una pulgada de diámetro, concreto lanzado y malla electrosoldada.

Una vez identificados los bloques críticos se procedió con los análisis detallados de estabilidad y refuerzos necesarios para cada bloque. Estos análisis se realizaron con la metodología del Bloque Crítico, teniendo en cuenta los factores de seguridad indicados en la Tabla 32.

Tabla 32. Factores de seguridad mínimos para el diseño de los taludes de excavación

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

Los taludes identificados solo tienen mecanismo de falla planar por lo que se utilizó el programa RocPlane® de Rocscience para identificar la capacidad y longitud de los pernos requeridos luego se calculó el espaciamiento entre ellos, el procedimiento puede ser consultado en el Anexo 2.

Por facilidad constructiva se tomaron pernos de acero grado 60 tipo A1 de una pulgada de diámetro. La Tabla 33 muestra el resumen de los requerimientos en cuanto a espaciamiento y longitud total de pernos tipo A1 grado 60 con diámetro de una pulgada. Se resalta que con el propósito de mitigar eventuales caídas de bloques se estimó una protección de pernos ocasionales de 3 m de longitud, espaciados cada 3 m en ambas direcciones.

Tabla 33. Requisitos de refuerzo utilizando pernos tipo A1

Identificación de Talud	Fuerza de trabajo - Perno A1 grado 60 (kN)	Espaciamiento Requerido (m)	Longitud Total de Pernos (m)
D	142	3.0	3
E	142	3.5	6
F	142	3.0	3
I	142	2.5	9
J2	142	3.0	12
L	142	3.0	3
M	142	3.0	3
N	142	9.0	2
O	142	3.0	3
P	142	3.0	3
Q	142	3.0	6
R	142	3.0	3
S	142	3.0	3
T	142	3.0	3
U	142	3.0	3
V	142	4.0	6
W	142	3.0	3
X	142	3.0	3
Y1	142	3.0	6
Z1	142	3.0	6
1a	142	3.0	3
1b	142	3.0	6
2a	142	3.0	3
2b	142	3.0	3
3	142	4.5	6
4	142	3.0	3

Los taludes: A, B, C, Y2, Z2, 1c y 2c contarán con una protección de empedradización, adicionalmente, para el sistema de drenaje se colocarán huecos de drenaje de 10 m de longitud espaciados cada 5 m en ambas direcciones. Para los taludes excavados en coluvión, se deberán instalar tres baterías de huecos de drenaje profundo de 15 m de longitud espaciados cada 3 m en sentido horizontal.

Los taludes G, H, J1 y K se localizan sobre un depósito aluvial y se proyectaron con una pendiente tendida. En el caso puntual del talud J2, Y1, Z1 y 1B se cuenta con fallas planares las cuales sus fuerzas requeridas para su sostenimiento son muy pequeñas dado que el factor de seguridad obtenido es muy cercano a 1.4, por lo cual se colocarán pernos ocasionales como refuerzo con las longitudes indicadas en los análisis cinemáticos con un espaciamiento de 3 m dado que las dimensiones de espaciamiento obtenidas son superiores a las admitidas por las dimensiones del talud. Las áreas de los taludes U y Z1 que se encuentran en la fundación de la presa, contarán con sistema de protección de concreto lanzado y malla electrosoldada.

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 trespelillo distribuidas en el área de fundación. Cuando las tomas primarias indiquen que es necesario inyecciones de consolidación secundarias, éstas se realizarán en trespelillo entre las primarias y las terciarias en trespelillo 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 entre 49 a 54 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 4.

- Volumen excavación de fundación - Reporte Autodesk Civil 3D 280 511 m³
- Volumen excavación de fundación - Método de las tajadas 279 386 m³

A partir de estos cálculos se encuentra que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual de 0.40%, 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 4.

- Área de chaflán de excavación de fundación - Reporte Autodesk Civil 3D 43 233 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 4.

- Volumen relleno ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 66 603 m³
- Volumen relleno ataguía - Método de las tajadas 66 955 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.

- Volumen relleno contra-ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 36 110 m³
- Volumen relleno contra-ataguía - Método de las tajadas 36 273 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 4.

- Área de chaflán de relleno ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 9 525 m²
- Área de chaflán de relleno contra-ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 6 867 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 15 % 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 4.

- Área de huella de la presa - Reporte Autodesk Civil 3D 26 040 m²
- Mortero de sello de fundación 1 302 m³
- Concreto dental 3 906 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 trespelillo entre las primarias y las terciarias en trespelillo con las secundarias y así sucesivamente. Los cálculos se muestran en el Anexo 4.

- Área de huella de la presa - Reporte Autodesk Civil 3D 26 040 m²
- Longitud de inyecciones de consolidación 28 934 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 con profundidades entre 49 a 54 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 4.

- Cortina de inyecciones profundas 13 095 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 12 y 79 m separadas cada 6 m. Los cálculos se muestran en el Anexo 4.

- Cortina de drenaje desde galerías (huecos descendentes) 5 569 m
- Cortina de drenaje desde galerías (huecos ascendentes) 2 161 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 coluvión. Se estima que los taludes superiores del izquierdo, en donde se realizaron corte con pendiente 1.0H:1V, tendrán esta condición, además de taludes superiores para los ductos de descarga y de usos que también cuentan con estas pendientes. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 4.

- Área de taludes de excavación a empradizar 1 602 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 chafán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 4.

- Área de taludes malla electrosoldada 6 503 m²
- Volumen concreto lanzado 650 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 4.

- Longitud drenes cortos- lagrimales 813 m

4.6.5.4 Drenajes profundos

En todos los taludes protegidos con concreto lanzado y con empedradización 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, para los taludes Z2, Y2, 1c y 2c, se dejó un espaciamiento de 3 m y una longitud de 15 m, además, se contará con tres hileras de drenaje en estos taludes con el fin de garantizar que el nivel freático sea abatido (Ver Figura 43). 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 4.

- Longitud drenes profundos 5 410 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 según los resultados del análisis cinemático. La longitud total de pernos corresponde al número de pernos recomendado, multiplicado por la longitud de cada perno, estimada en el análisis cinemático. 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 4.

- Pernos de anclaje diámetro 25 mm (1") 20 913 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 1692 m.

4.6.6 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 760 000 m³

5. DISEÑO GEOTÉCNICO OBRAS SUBTERRÁNEAS

5.1 GENERALIDADES

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

- Se presenta una descripción de las obras subterráneas; diámetros, longitudes, coberturas entre otros aspectos.
- A partir de los aspectos geológicos relacionados con el proyecto como estratigrafía, geomorfología, estructuras geológicas, información de campo e información de referencia se realizó la caracterización geotécnica de la roca y del macizo rocoso para las obras subterráneas.
- Se analizaron varios aspectos geotécnicos de las obras subterráneas, como son; mecanismos de falla, secuencias de excavación y tipos de soporte y distribución de los tipos de terreno. También, se analizó el uso del revestimiento en los túneles. Se realizó además un estimativo preliminar de caudal de infiltraciones de agua durante excavación. Finalmente se realizó un pre-dimensionamiento del tapón de concreto para cierre del túnel de desvío para operación.
- Se presenta un estimativo de rendimientos y tiempos de construcción, considerando el método de perforación y voladura convencional.
- Se preparó el cálculo de cantidades de obra de la obra subterránea.

5.2 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS

El desarrollo multipropósito Perales, 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 izquierda del río Perales de 419,44 m de longitud, previsto con una sección en herradura con paredes rectas (HPR) con sección de excavación de 3.1 m de diámetro, comprendido entre las cotas de solera 45.25 msnm y 44.46 msnm.

En la Figura 44, se aprecia una planta de localización del proyecto multipropósito Perales, incluyendo el túnel de desvío, ubicado sobre la margen izquierda.

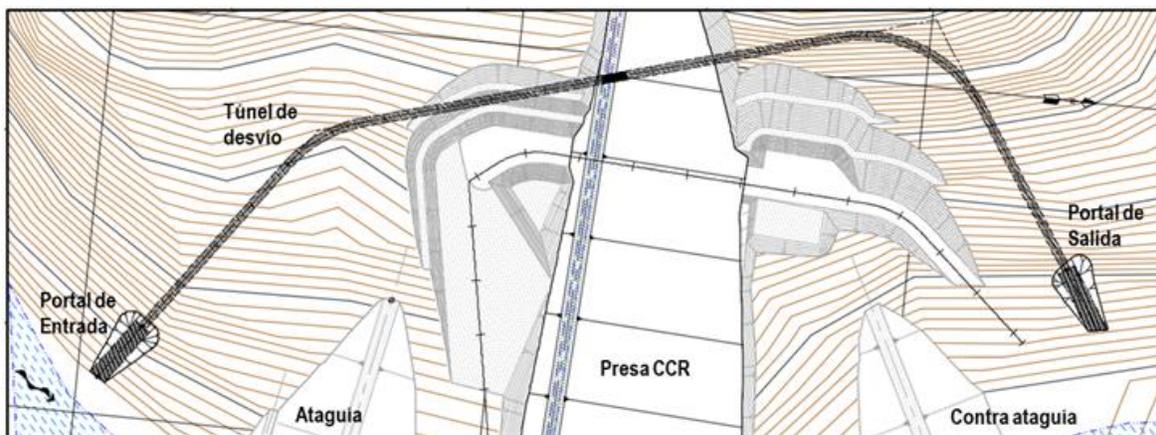


Figura 44. Planta de localización del proyecto Perales.

5.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

5.3.1 Investigaciones geotécnicas

La información geotécnica para el diseño de las obras subterráneas se tomó con base en los resultados de la campaña de investigaciones desarrollada en la zona de estudio (Ver Capítulo 4), complementada con la caracterización geotécnica de ambientes geológicos equivalentes a los encontrados en la zona de estudio.

5.3.2 Propiedades de la roca intacta

Con base en la información geológica de campo e información de referencia, se estimaron las propiedades geomecánicas de las rocas ígneas volcánicas compuestas principalmente por basaltos.

Según la información de referencia analizada y considerando la composición basáltica de las ígneas volcánicas de la formación Playa Venado, se estimó que la resistencia de diseño a la compresión de la masa de roca está entre 30 MPa y 60 MPa, el módulo de Young entre 7 y 17,0 GPa y el peso unitario entre 24 kN/m³ y 26 kN/m³ respectivamente.

Según los rangos de valores de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad estimados, 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. El rango de valores de MR es del orden de 230 a 340.

De acuerdo con los valores de resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y módulo relativo, se puede concluir que las rocas ígneas de la Formación Playa Venado compuestas por basaltos, pueden corresponder con rocas de resistencia baja y módulo relativo medio. (Véase Figura 45).

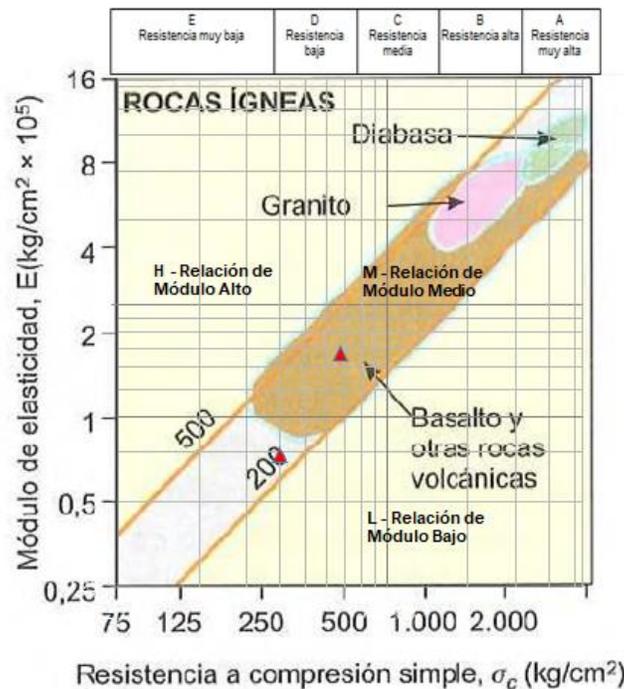


Figura 45. Clasificación de la roca intacta. Deere y Miller (1966).

5.3.3 Niveles de meteorización

De acuerdo con las inspecciones de campo en el sector de Perales, los espesores de los niveles de meteorización del macizo rocoso asumidos según los criterios del ISRM (1981) se resumen en la Tabla 34. En términos generales se estimó que la roca puede presentar una mejor calidad a partir de los 30 m de profundidad según observaciones de campo.

Tabla 34. Niveles de meteorización.

Nivel de Meteorización (*)	Profundidad (m)
VI - V	0-10
IV	10-30
III	>30

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

5.3.4 Características de fracturamiento (RQD)

Con respecto al fracturamiento del macizo rocoso, considerando los recorridos de campo en el sector de Perales, en la Tabla 35, se presenta un estimativo de la variación posible de los valores de RQD.

Tabla 35. Resumen de RQD de los sondeos

Profundidad	RQD
0 - 10	0
10 - 30	0 - 25
>30	50 - 75

5.3.5 Clasificación del macizo rocoso

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 46).



Figura 46. Clasificación del macizo rocoso para obras subterráneas. Índice GSI.

En la Figura 13 se presentan los valores estimados. Para roca moderadamente meteorizada se estimó un valor de GSI= 25 y para roca altamente meteorizada se estimó un valor de GSI= 15.

5.3.6 Permeabilidad

Por otra parte, se estimó la permeabilidad del macizo rocoso en la zona de la obra subterránea, a partir de las características del terreno establecidas según la geología de la zona con base en reconocimiento de campo.

De acuerdo con lo anterior, se estimó que la permeabilidad promedio del macizo rocoso para los basaltos, 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.

5.4 ANÁLISIS GEOTÉCNICOS OBRAS SUBTERRÁNEAS

5.4.1 Mecanismos de falla

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

Como mecanismos de falla existen varios dependiendo de la litología, la cobertura de roca, el grado de fracturamiento, el grado de alteración o meteorización, la presencia o no de agua subterránea, la mineralogía, la presencia de fallas entre otros, los cuales son enumerados en la Tabla 36.

Tabla 36. Mecanismos de falla en túneles.

Mecanismo de falla	Grado de fracturamiento o	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 37:

Tabla 37. Mecanismos de falla probables para el Túnel.

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 38:

Tabla 38. 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 39, a continuación se establece en forma resumida el tipo de sostenimiento más utilizado para contrarrestar los mecanismos de falla identificados para el túnel:

Tabla 39. 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= pemos de anclaje, AM= Arcos metálicos, EN= enfilajes, SP= Sección parcializada, SC= solera curva, D= huecos de drenaje, I= inyecciones, NC = núcleo natural central de sostenimiento. 1. Solera curva. No aplica en este caso por ser de baja cobertura.

5.4.2 Excavación y soporte de los túneles

La secuencia de los trabajos de excavación y colocación de soporte en el túnel, 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 del túnel:

5.4.2.1 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.

5.4.2.2 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 a afectar la estabilidad de las obras, limitándose a producir pequeños desprendimientos locales en la clave y en las paredes. La excavación podrá ser realizada en una o dos etapas con limitación de avance máximo a 3 m por ciclo.

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

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

5.4.2.3 Terreno Tipo IIIA

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

En este terreno es posible que se requiera de pernos hacia delante (spiling), 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 (spiling) donde se requieran, aplicación de 15 cm de concreto lanzado reforzado con fibra en capas de 5 cm, colocación de arcos de acero tipo HEB o similares separados cada 1.5 m y colocación de anillos de pernos radiales de 25 mm de diámetro en toda la sección del túnel separados cada 1.5 m. Los pernos tendrán una longitud de aproximadamente un radio de la excavación, separados radialmente 1.5 m.

5.4.2.4 Terreno tipo IIIB

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

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

En el terreno Tipo IIIB se deberán colocar enfilajes antes de cada avance, para sostener el techo previamente al avance en materiales de baja cohesión, deleznales y/o de roca muy fracturada y/o alterada. Los enfilajes consisten en tubos de 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 separados cada 1.0 m.

5.4.3 Estimativo de tipos de terreno

Para establecer los porcentajes de terreno de la obra, 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 reconocimientos superficiales e información de referencia.
- 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 40, la cual muestra los porcentajes de terreno estimados, para la obra subterránea.

Tabla 40. Porcentaje de terreno estimado.

Obra	Longitud (m)	Tipos de Terreno %			
		I	II	IIIA	IIIB
Túnel de desviación	419.44	10	37	43	10

En la Figura 47, se presenta el perfil geológico-geotécnico con la estimación de tipos de terreno que se encontrarán durante la excavación.

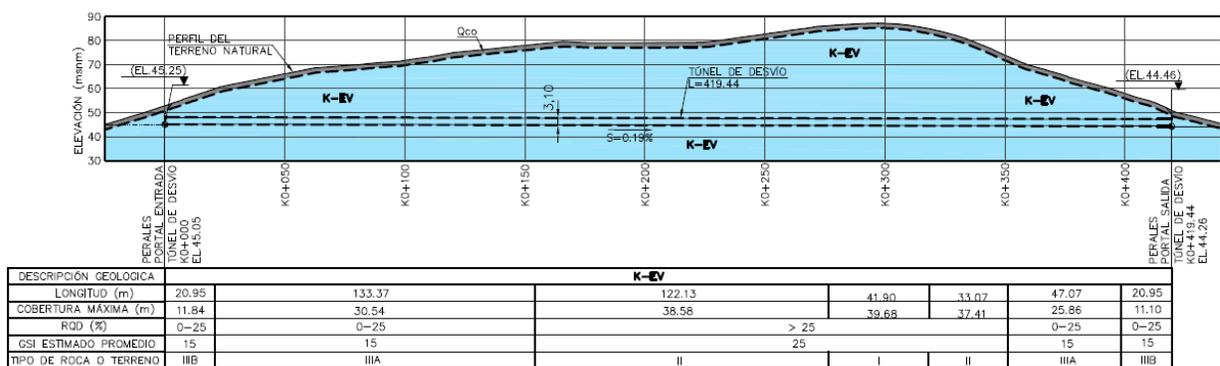


Figura 47. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de desvío

5.4.4 Revestimiento

El revestimiento del túnel, se adoptó para asegurar estabilidad a largo plazo, dadas las condiciones regulares del macizo rocoso estimados en los reconocimientos de campo 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 ha mencionado, la excavación del túnel tendrá lugar a través de la formación geológica Playa Venado, compuesta por Basaltos, en general con un grado de fracturamiento medio, con la posibilidad de encontrar zonas puntuales con 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. Por lo anterior, para garantizar estabilidad a largo plazo, se consideró que el túnel debe ir completamente revestido en concreto convencional.

5.4.4.1 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 3.1 m, se asumió un espesor total del revestimiento (soporte + revestimiento con espesor de 0.20m 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.

5.4.5 Estimativo de infiltraciones en los túneles

Las infiltraciones fueron estimadas según la formulación propuesta por Goodman et al. (1985) para flujo transitorio. El túnel fue discretizado en sectores en donde se estimó una permeabilidad equivalente en función de la descripción geológica y el estimativo del grado de fracturamiento del macizo visualizado en reconocimientos de campo 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) cerca de la superficie, con base en la cobertura promedio (nivel topográfico). Los parámetros que son requeridos por la formulación utilizada se indican en la siguiente expresión:

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

Donde:

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

C = Factor de penetración (adimensional).

K = Permeabilidad (m/día).

H = Altura piezométrica (m).

S = Producción específica (adimensional).

t = Tiempo (días).

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

Con los parámetros anteriores, se procedió a realizar el cálculo del caudal de infiltración por metro, para cada sector según la expresión de 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 de los túneles de acuerdo con la metodología indicada anteriormente. En la Tabla 41, se resume el caudal de infiltración estimado.

Tabla 41. 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.	419.44	0.90	2.2×10^{-3}

5.4.6 Tapón de cierre del túnel de desviación

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

El tapón debe estar 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 7.0.
- 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 42, se presentan los análisis ejecutados para establecer las dimensiones del tapón. De acuerdo con esos análisis el tapón para el túnel de desviación debe tener una longitud total de 9 m. De esos 9 m, se adopta una cabeza maciza de 3.0 m, longitud usual para un tapón de estas dimensiones.

Tabla 42. Dimensionamiento de tapón

CRITERIO DE DISEÑO	Tapón Desvío
Presión en el piso del túnel - (m)	60,54
A- Diseño por adherencia-concreto -roca	
Radio-m	1,55
Altura paredes-m	1,55
Area-m ²	8,58
Perimetro-m=	11,07
Esf. Adherencia -psi	30,00
Esf. Adherencia-Kg/cm ² =	2,11
Longitud-m	2,22
Longitud construcción	3,0
B - Diseño por gradiente hidráulico	
Gradiente adoptado-H/L=	7,00
Longitud-m=	8,65
Longitud construcción	9,00
Longitud tapón - m	9,0

5.5 ESTIMATIVO DE RENDIMIENTOS Y TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN

5.5.1 Estimativo de rendimientos

Para la obra subterránea del proyecto, se consideró que el método que más aplica, corresponde con el sistema de perforación y voladura convencional y eventualmente con 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 43, se resume el rendimiento promedio obtenido para las obras subterráneas. En el Anexo 7, se presentan en más detalle el cálculo de los rendimientos estimados para cada tipo de terreno y el ponderado para el túnel.

Tabla 43. Rendimientos de excavación

Obra	Longitud (m)	Diámetro (m)	Rendimiento medio estimado (m/día)
Túnel de desvío.	419.44	3.10	3.63

5.5.2 Estimativo de tiempos de construcción

Teniendo en cuenta los métodos de excavación y rendimientos establecidos para la obra subterránea, se efectuó un estimativo de tiempos de construcción.

El tiempo total estimado, comprende a las siguientes actividades:

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

De acuerdo con los análisis realizados, se estima que la excavación y revestimiento del túnel de desviación tendrá una duración de 9.1 meses con un frente de excavación desde el portal salida.

En la Figura 48 se presenta el diagrama Distancia vs. Tiempo para el túnel de desvío, el cual permite calcular el tiempo necesario para construir las obras subterráneas.

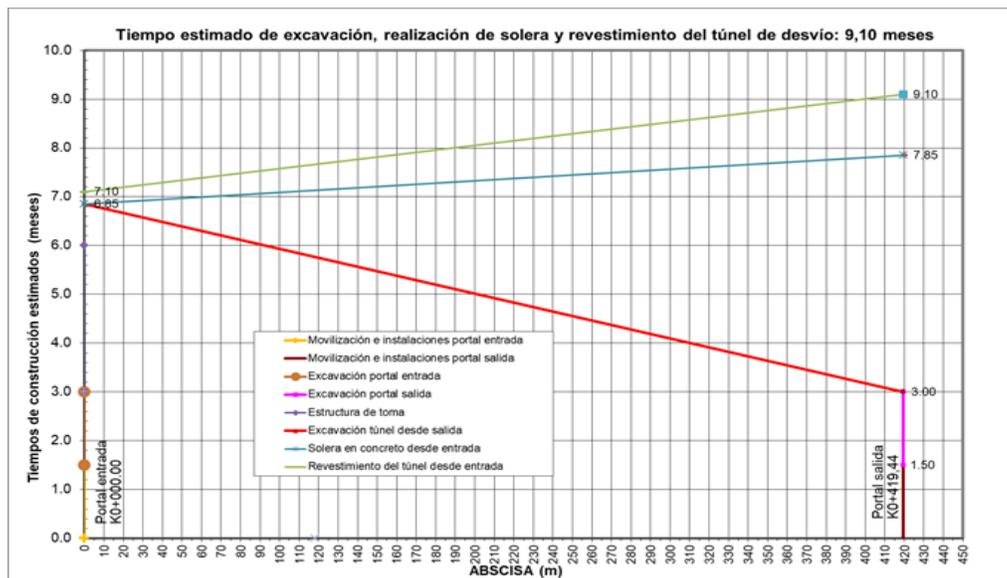


Figura 48. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes al túnel de desvío.

En la Tabla 44, se resume el estimativo de tiempos de construcción para el túnel.

Tabla 44. Estimativo de tiempo de construcción.

Obra	Tiempo de construcción (meses)
Túnel de desvío	9.1

5.6 CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA

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

- Unas hojas base de cantidades unitarias que resumen cada uno de los ítems como son excavación subterránea, pernos de anclaje, concreto lanzado de soporte, fibra, malla metálica, arcos metálicos, concreto convencional de revestimiento, solera en concreto convencional, perforaciones e inyecciones, instrumentación geotécnica y acero de refuerzo. Todos estos ítems se encuentran discriminados por tipos de terreno, con lo cual se facilita posteriormente el cálculo total de cantidades. Estas hojas base de cantidades unitarias permiten en forma ágil hacer cualquier modificación posterior de los aspectos geométricos de la excavación o de los ítems de las obras, de acuerdo con las necesidades del proyecto si así se requiere, y con lo cual se obtiene automáticamente las cantidades unitarias.
- Definidas las cantidades unitarias que se obtienen con las hojas mencionadas, éstas son introducidas y aplicadas a otra hoja electrónica que totaliza las cantidades de cada uno de los ítems, de acuerdo con el estimativo de tipos de terreno y la longitud de la obra subterránea. Estas matrices de cálculo fueron preparadas para la obra subterránea, en donde se especifica la longitud de la obra y los porcentajes de terreno que fueron deducidos.
- Tanto en las hojas base de cantidades unitarias como en la hoja principal de cantidades totales, se tuvo en cuenta los criterios mencionados en el presente documento, los cuales fueron formulados internamente con ecuaciones incluidas en cada una de las celdas de dichas hojas electrónicas.
- Las hojas para el cálculo de cantidades de obra para las obras subterráneas se presentan en el Anexo 8, de este informe.

En el Anexo 9, se presentan los planos asociados con las obras subterráneas, los cuales se tomaron como base para el cálculo de cantidades de obra y tiempos de construcción.

6. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL

Como parte de los análisis a nivel conceptual del proyecto Perales 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 49 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.

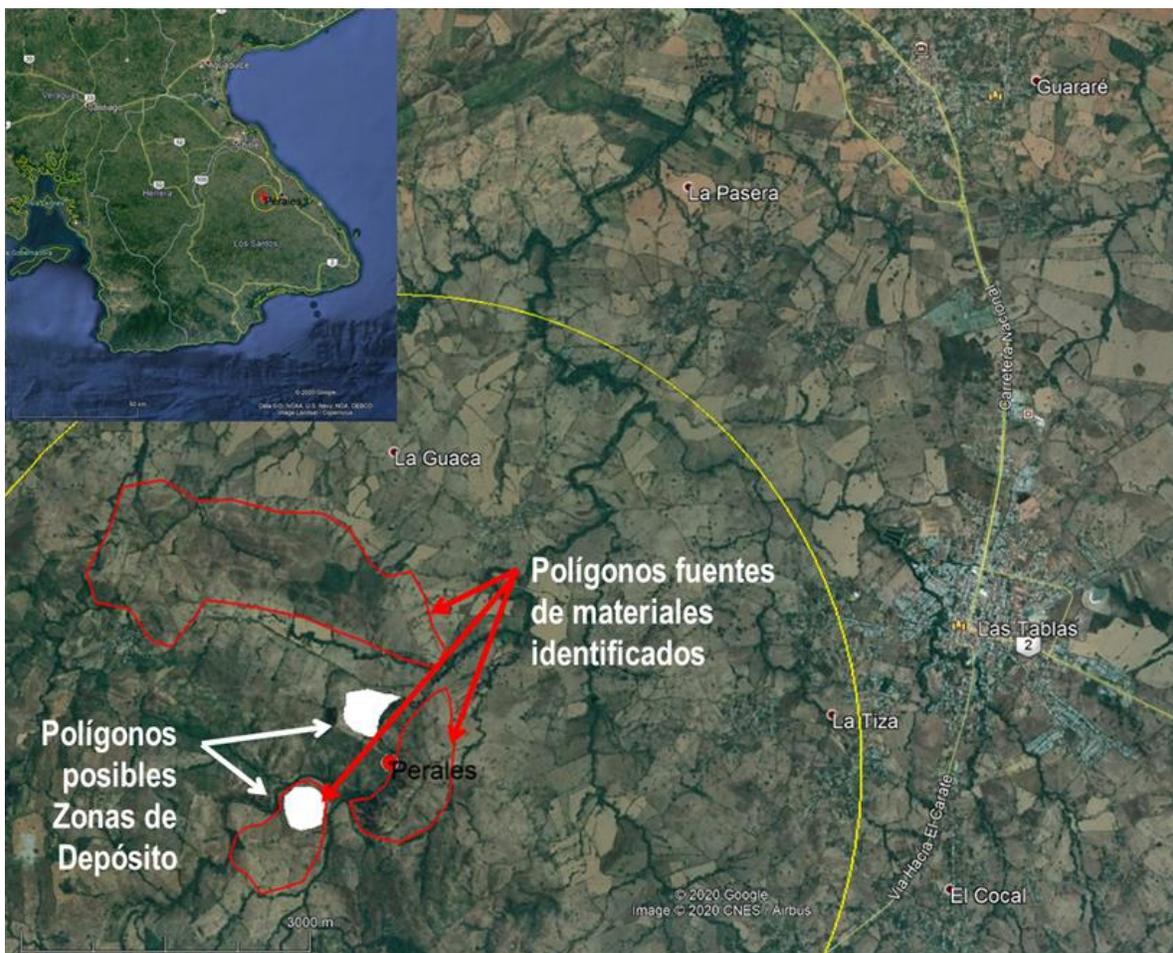


Figura 49. Localización polígonos de posibles fuentes de material

La Figura 50 presenta una vista más cercana de los sitios identificados donde se puede apreciar de mejor manera la geomorfología de la zona de análisis.

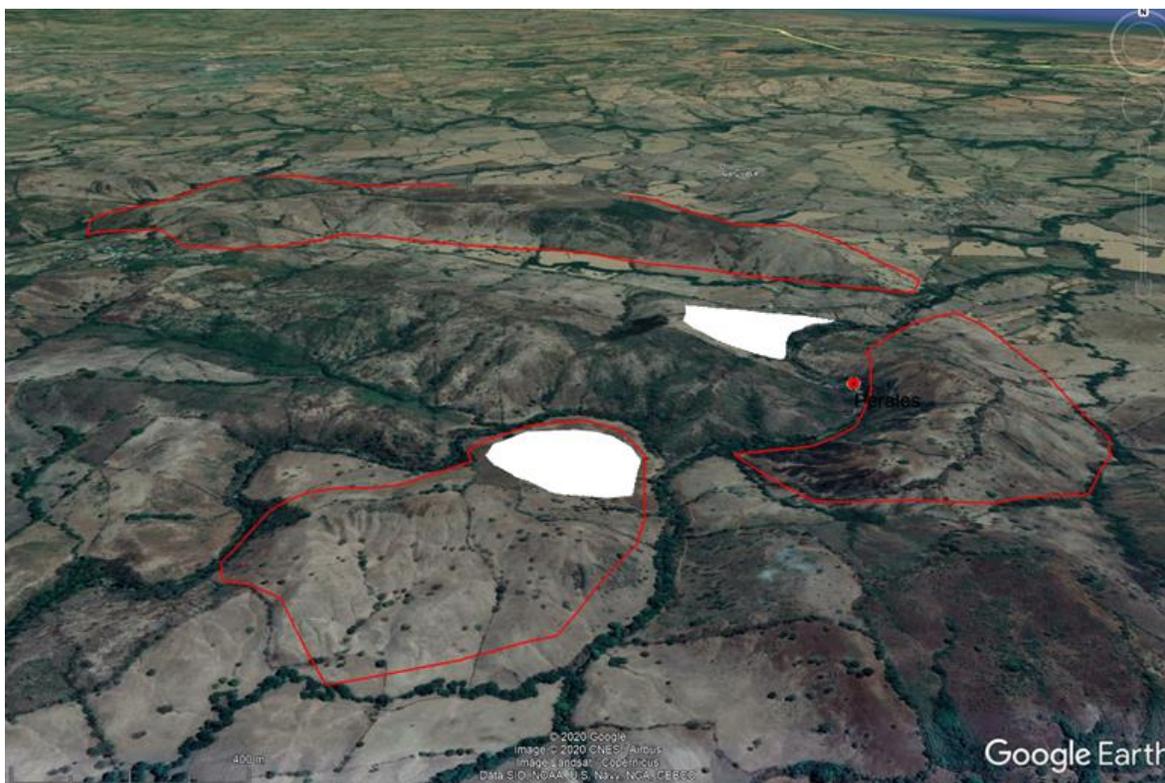


Figura 50. Geomorfología posibles zonas de fuentes de materiales y zonas de depósito

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 45 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 45. Análisis balance de materiales

Elemento matriz origen-destino (Nivel Conceptual)	Volumen (m ³)
(a). Volumen total de agregados pétreos para la fabricación de concretos	1.400.000
(b). Volumen total de relleno para la presa, ataguías y terraplenes	131.000
(c) VOLUMEN TOTAL DE AGREGADOS PÉTREOS REQUERIDOS (a) + (b) =	1.531.000

(d). Volumen total de material aprovechable proveniente de las excavaciones	61.000
(c) - (d) VOLUMEN TOTAL REQUERIDO EN ZONAS DE CANTERA =	1.470.000
(e). VOLUMEN TOTAL DE DESECHOS DE EXCAVACIÓN A DISPONER EN ZODMES =	463.000

En el caso del proyecto Perales se identifica un requerimiento de materiales provenientes de las fuentes de materiales cercanas cercano a 1.5 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 500 mil 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

7.1 GEOLOGÍA

- Los sitios de presa y sus respectivas zonas de reservorios probables 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 contiene material acrecionado correspondiente a rocas de fondo oceánico, estas rocas adosadas se localizan en zonas de falla (Falla Ocú-Parita y Falla Azuero-Soná) las cuales son suturas de dichas acreciones.
- Sobre el plateau se desarrollan arcos magmáticos-volcánicos durante el Cretácico medio a superior, generando cuerpos intrusivos de diferente composición y rocas de origen volcánico y piroclástico (tobas, pumitas).
- Durante el Paleógeno se generan depósitos de sedimentos trasarco, dando origen a formaciones sedimentarias conformadas en su mayoría por areniscas y calizas.
- En general la península de Azuero es cortada por tres grandes zonas de falla (Falla Ocú-Parita, Falla Joaquín y Falla Azuero-Soná).
- El sitio de presa y reservorio denominado Perales está constituido por rocas volcánicas de composición basáltica pertenecientes a la formación Playa Venado (K-VE).

7.2 DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS SUPERFICIALES

- 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 440 m de longitud y 6.0 m de ancho.
- La presa estará fundada 10 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 4 y 8 m por debajo de la superficie en los estribos.
- Para el sistema de desvío, se consideró la construcción de una ataguía de 16.3 m de altura y una contra ataguía aguas abajo de 13 m de altura.
- A partir de los resultados de los ensayos de laboratorio se estimó un peso unitario para el depósito aluvial (Qal) de 19 kN/m³, 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 16.5 kN/m³, ángulo de fricción entre 36 a 40° y cohesión muy baja, entre 0 y 5 kPa. Para el suelo residual (Sr) se estimó un peso unitario de 18.94 kN/m³, ángulo de fricción entre 27 a 37° y cohesión entre 3 y 49 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 promedio se estimó en 205.65 kPa y el ángulo de fricción 34.67°, mientras que para los niveles C+D la cohesión promedio se estimó en 1364 kPa y el ángulo de fricción en 50.5°.
- 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 de 1H:1V, mientras que en roca sana K-VE una pendiente de 0.5H:1V o menor es apropiada. Para garantizar el correcto subdrenaje de los taludes de corte del plinto excavados en coluvión, deberán perforarse huecos de drenaje profundos desde la superficie del talud. Lo anterior con el propósito de evitar la saturación del coluvión ante eventos de lluvias extremas y la disminución del factor de seguridad. Este tema será particularmente importante en el estribo izquierdo dado que el factor de seguridad en la Sección B-B (ver Figura 40), cumple los criterios de diseño con $r_u = 0.1$ o menor, como se puede evidenciar en el análisis de sensibilidad mostrado en la Figura 41. Esto significa que es necesario mantener el nivel freático abatido en los taludes que cortan en depósito coluvial para alcanzar un factor de seguridad mayor o igual a 1.2. En este último caso, dado que la superficie de falla se encuentra aproximadamente a 7 m de la superficie del talud se considera que la longitud mínima de los drenes horizontales deberá ser de 15 m con una separación horizontal de 3 m y una hilera de tres como mínimo.

- En los análisis cinemáticos se identificaron bloques inestables con posibilidades de falla planar, correspondientes a los taludes E, I, J2, N, Q, V, Y1, Z1, 1B y 3 por lo cual se diseñó un sistema de refuerzo y protección de taludes compuesto por pernos de acero grado 60 tipo A1 con una pulgada de diámetro, concreto lanzado y malla electrosoldada, el espaciamiento y longitud de los pernos se determinó por medio del programa RocPlane® de Rockscience. Los taludes que no presentan inestabilidades, pero se encuentran sobre roca tendrán una protección de pernos ocasionales de 3 m de longitud, espaciados cada 3 m en ambas direcciones con el propósito de mitigar eventuales caídas de bloques.

7.3 DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS SUBTERRÁNEAS

- De acuerdo con los valores de resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y módulo relativo, estimados a partir de información de referencia de proyectos cercanos en el área, como de información de literatura, para los basaltos de la formación Playa Venado, la roca se estima que puede calificar como de resistencia baja a media y módulo relativo medio.
- De acuerdo con la cobertura de la obra subterránea, en general menor a 40 m, la calidad de la roca y el nivel de fracturamiento estimado del macizo rocoso, se considera que los mecanismos de falla predominantes durante construcción para las obras subterráneas del Proyecto Multipropósito Perales, consisten en la formación de cuñas de roca y cargas de desprendimiento.
- La secuencia de los trabajos de excavación y colocación de soporte en el túnel, se estableció a partir de una clasificación del terreno, la cual se estructuró y formuló con base en la descripción del terreno en términos de su litología y grado de fracturación estimado, descripción del comportamiento del terreno para las condiciones prescritas de sistema de excavación y soporte, mecanismos de falla predominantes, influencia del agua de infiltración en el comportamiento del terreno y descripción de la secuencia de excavación y soporte requerida.
- De acuerdo con lo anterior, se estimaron cuatro tipos de soporte denominados I, II, IIIA y IIIB que combinan la aplicación de concreto lanzado, pernos de anclaje y arcos de acero en diferentes proporciones. El soporte más ligero corresponde al tipo I y el más pesado al tipo IIIB principalmente para las zonas de empotramiento.
- En la siguiente etapa de diseño se recomienda realizar 2 sondeos en los portales de 15 m de profundidad y 1 en el cuerpo del túnel de 40 m de profundidad.
- Con la información que se tiene se establece que el túnel será excavado en rocas de la formación Playa Venado en rocas ígneas volcánicas compuestas principalmente por basaltos fracturados, por lo que se requerirá darle énfasis a un soporte capaz de resistir cargas de desprendimientos 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 ha estimado en forma aproximada que podría presentarse un caudal de agua de infiltración del orden de 1 l/s.

- El túnel debe ir completamente revestido en concreto convencional para asegurar estabilidad a largo plazo.
- La longitud del tapón de cierre para operación y llenado del reservorio puede ser del orden de 9 m.

7.4 BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL

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

8. REFERENCIAS

- Abrahamson, N. A., Silva, W. J. Y Kamai, R. (2014). Summary of the ASK14 Ground-Motion Relation for Active Crustal Regions. *Earthquake Spectra* Vol 30, Issue 3.
- ASEP. (2010). Normas para la seguridad de presas. Septiembre de 2010.
- Barat, F., de Lépinay, B. M., Sosson, M., Müller, C., Baumgartner, P. O., & Baumgartner-Mora, C. (2014). Transition from the Farallon Plate subduction to the collision between South and Central America: Geological evolution of the Panama Isthmus. *Tectonophysics*, 622, 145-167.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. New York: Wiley: Wiley.
- Bozorgnia, Y., Abrahamson, N. A., Al Atik, L., Ancheta, T., Atkinson, G., Baker, J., Baltay, A., Boore, D., Campbell, K., Chiou, B., Darragh, R., Day, S., Donahue, J., Graves, R., Gregor, N., Hanks, T., Idriss, I. M., Kamai, R., Kishida, T., Kottke, A., Mahin, S., Rezaeian, S., Rowshandel, B., Seyhan, E., Shahi, S., Shantz, T., Silva, W., Spudich, P., Stewart, J., Watson-Lamprey, J., Wooddell K., and Youngs. R. (2014). NGA-West2 Research Project. *Earthquake Spectra* 30:3, 973-987.
- Bowles, J. (1996). *Foundation Analysis and Design. 5th Edition. McGraw-Hill International Editions*.
- Bundschuh, J., & Alvarado, G. E. (2007). *Central America geology resources hazards: vol. 1*. Taylor &.
- Camacho, E. (2013). Historical Seismicity of Central Panama. American Geophysical Union, Spring Meeting 2013.
- Campbell, K y Bozorgnia Y. (2014). NGA-West2 Ground Motion Model for the Average Horizontal Components of PGA, PGV, and 5% Damped Linear Acceleration Response Spectra. *Earthquake Spectra* Vol 30, Issue 3.
- Chiou B S-J, and. Youngs R. (2014). Updated of the Chiou and Youngs NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra. *Earthquake Spectra-2014*.
- Cornell, CA (1968). *Engineering Seismic Risk Analysis*. Bull. Seism. Soc. Am. 58, 1583-1606.
- Corrigan, J., Mann, P. e Ingle, J. (1990), Forearc response to subduction of the Cocos Ridge, Panamá Costo Rica- Geol. Soc. Am. Bull., 102; 628-652.
- Cowan, H. P., 2001, "Design earthquakes for the southeast area of the Canal Basin, Panamá," Consulting report to the Autoridad del Canal de Panamá, 23 March 2001, 28
- Cowan, H., Machette, M., Haller, K. & Dart, R. (1998). *Map and database of Quaternary Faults and Folds in Panama and its offshore regions*. USGS. Open-file report 98-779.
- Deere, D. (1966). *Engineering Classifications and index properties for intact rock*. Tech. Rept. No. Afwl-tr-65-116. Air Force weapons lab. New Mexico.
- Deere, D. (1971). *Slope stability in residual soils*. Proceeding of the 4th Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, pp 87-170. San Juan, Puerto Rico.
- Earth Consultants International (ECI) (2008). *Quantitative characterization of the Pedro Miguel fault, determination of recency of activity on the Miraflores fault, and detailed mapping of the active faults through the proposed Borinquén Dam location*, consulting report prepared for the Autoridad del Canal de Panamá, Project No. 2708.05, 31 January 2008, 91 p.

- Earth Consultants International (ECI) (2007). Paleoseismic trenching of the Pedro Miguel fault in Cocolí, located immediately southwest of the Panamá Canal, Panamá, consulting report prepared for the Autoridad del Canal de Panamá, Project No. 2614.02, February 2007, 31 p.
- Goodman, R. (1985). Groundwater inflows during túnel driving. Bull. Assoc. Engineering geologist. Vol 2.No.1. Publicado también por Ingeniería Geológica. 2002. Luis I. González V. Prentice Hall. Madrid.
- Gutenberg, B., Richter, C. F., 1956. Magnitude and Energy of Earthquakes. *Annali di Geofisica*, 9: 1–15
- Hanks, T. y Cornell, C. (1994) Probabilistic Seismic Hazard Analysis: A Beginner's Guide. In Proceedings of the Fifth Symposium on Current Issues Related to Nuclear Power Plant Structures, Equipment and Piping, North Carolina State University, Raleigh. (1994): I/1-1 to I/1-17.
- Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., & Banno, T. (1974). Shear modulus and shear strength of cohesive soils. *Soils and Foundation*, 12.
- Hatanaka, M. (1996). *Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. Soils and foundations*.
- Hoek, E. (1996). Decisiones Prácticas y Riesgos Aceptables en Ingeniería de Rocas, Curso Teórico-Práctico. UPTC: Colombia.
- Hoek, & B. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol 34, No 8, pp 1165-1186.
- ICOLD (2001). Design features of dams to effectively resist seismic ground motion, Bulletin 120, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (2002). Earthquake design and evaluation of structures appurtenant to dams, Bulletin 123, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (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.

- Ortiz, J, Gesta J., Mazo, C. (1982). *Curso aplicado de cimentaciones*. Colegio oficial de arquitectos de Madrid (COAM).
- Ovsicori-UNA (2016). Límite de Placas. <http://www.ovsicori.una.ac.cr/sistemas>
- Peck, R., Hanson, W., & Thornburn, T. (1974). *Foundation Engineering*. New Jersey: John Wiley & Sons.
- Reasenberg, P. (1985), Second-order moment of central California seismicity, 1969-82, J. Geophys. Res., 90, 5479–5495
- Schmertmann, J., & N. Raleigh, U. (1975). *Measurement of in situ shear strength State-of-the-Art*. En: ed. *In Situ Measurements of Soil Properties: ASCE*.
- Silver, E., Galewsky, A. J. y McIntosh, K. D. (1991) Tectonic setting of the April 22, 1991 Costa Rica Earthquake. EOS, Trans. Am. Geophys. Union, 72: 300.
- Sowers, G. (1979). *Introductory Soils Mechanics and Foundations*. Nueva York: Geotechnical Engineering. MacMillan Publishing Co.
- Stroud, M. A. (1974). The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Soft Rocks. *1st European Conference on Penetration Testing*, 372.
- Struckmeier W.F. & Margat J (1995). Hydrogeological Maps. A Guide and Standard Legend . IAH. Vol 17, p. 177, Heise, Hannover.
- Takada, T. (2005) “Seismic Macro Zonation”. International Institute of Seismology and Earthquake Engineering. Lectures Notes. 2005.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. USA: John Wiley & Sons.
- USGS (2017) Available URL: http://neic.usgs.gov/neis/epic/epic_rect.html
- Uhrhammer, R. (1986), Characteristics of Northern and Central California Seismicity, Earthquake Notes, 57(1), 21.
- URS (2008). Contract N° CMC-172538. Task A: Development of Design Earthquake Ground Motions, Final Report. February, 2008.
- URS (2006), Development of Design Earthquake Ground Motions ACP Geotechnical Services Contract, Task Order No. 5: Seismic Design Criteria for ACP Critical Structures, Contract N° CMC-172538. Draft Report.
- Wells, D. L., and K. J. Coppersmith, 1994, New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement, Bulletin of the Seismological Society of America, 84: 974-1002.
- Weyl, R. (1980). Geology of central America.
- Youngs, R.R., Chiou, S.-J., Silva, W.J. y Humphrey J.R. (1997). Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes. Seismological Research Letters. VOLUME 68, Number 1. January/February 1997.
- Zhao, J., X. Zhang, A. Asano, Y. Ohno, T. Oouchi, T. Takahashi, H. Ogawa, K. Irikura, H. K. Thio y P. G. Somerville (2006). Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period, Bull. Seism. Soc. Am. 96, 898-913.

9. ANEXOS

Anexo 1. Caracterización

Anexo 2. Análisis cinemáticos

Anexo 3. Análisis de estabilidad

Anexo 4. Cantidades de obra Obras Superficiales

Anexo 5. Planos Obras Superficiales

Anexo 6. Infiltraciones en Obras Subterráneas

Anexo 7. Rendimientos de excavación Obras Subterráneas

Anexo 8. Cantidades de obra Obras Subterráneas

Anexo 9. Planos Obras Subterráneas