19 DE DICIEMBRE DE 2022

ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA DAR SOLUCIÓN TÉCNICA AL PUENTE VEHICULAR QUE COMUNICA LA VEREDA LA ESPERANZA Y CARRIZALES DEL CORREGIMIENTO 13 SALADO, DEL MUNICIPIO DE IBAGUÉ

JENNY LORENA NIÑO - JUAN CARLOS RODRIGUEZ MENDOZA
GEOTECHNICAL RISK MITIGATION
Bogotá

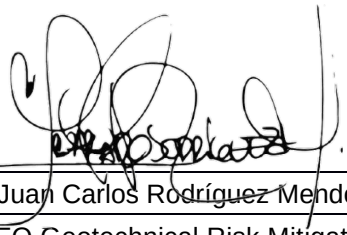
Consultoría en geotecnia y Mitigación del Riesgo

Calle 145 #46-13 Interior 5 Apt. 503 Bogotá (57)322 403 0900 3224030900 juanc.rodriguez.mendoza@hotmail.com

ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA DAR SOLUCIÓN TÉCNICA AL PUENTE VEHICULAR QUE COMUNICA LA VEREDA LA ESPERANZA Y CARRIZALES DEL CORREGIMIENTO 13 SALADO, DEL MUNICIPIO DE IBAGUÉ

Versión: 0.00

CONSULTOR:

ELABORÓ:	REVISÓ:
Firma: 	
Nombre: Juan Carlos Rodríguez Mendoza	Nombre: Jenny Lorena Niño
Cargo: CEO Geotechnical Risk Mitigation	Cargo: Geotecnista
Fecha: Diciembre del 2022	Fecha: Diciembre del 2022

Alcaldía de Ibagué.

APROBÓ:
Firma:
Nombre: Jorge Andrés Zambrano Rodríguez
Cargo: Alcaldía de Ibagué
Fecha: diciembre de 2022

CONTROL

ENTREGA DE INFORMES	ENTIDAD	UNIDADES
Original	Alcaldía de Ibagué	1
Copia No. 1	Juan Carlos Rodríguez Mendoza	1

CAMBIOS REALIZADOS

Versión	Cambios realizados respecto a la versión anterior	Fecha
0.0	NO APLICA	-

APROBACIÓN CAMBIOS

Versión	Realizó	Revisó	Observaciones	Fecha
0	Juan C. Rodriguez	Jorge Andrés Zambrano Rodríguez	No hay cambios	-

TABLA DE CONTENIDO

1 PROYECTO 10
1.1 Introducción 10
1.2 Objetivos Generales 10
1.2.1 Objetivos Específicos 10
1.3 Descripción General Del Proyecto 11
1.3.1 Hipótesis de falla 11
2 TOPOGRAFÍA 14
3 GEOLOGÍA 16
3.1 GEOLOGÍA REGIONAL 16
3.1.1 CUATERNARIO 16
3.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL 19
3.2.1 Falla de Ibagué 19
4 GEOAMENAZAS 21
4.1 Socavación Local 21
4.2 Socavación Lateral 21
4.3 Susceptibilidad de la Amenaza por Avenidas Torrenciales 23
4.3.1 Evaluación de las áreas potenciales 23
4.3.2 Evaluación de la Propagación 24
4.3.3 Algoritmos De Evaluación Del Esparcimiento 24
4.3.4 Algoritmos de dirección de flujo 24
4.3.5 Resultado de la Susceptibilidad ante formación de avenidas torrenciales 26
5 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO 28
5.1 Exploración Directa 28
5.1.1 Metodología 28
5.1.2 Registro de campo 29
5.1.3 Sondeos 30
5.2 Nivel Freático o nivel piezométrico 30
6 LABORATORIO 32
7 ASPECTOS SÍSMICOS 35
7.1 Coeficiente de Aceleración Sísmica 35
7.2 Coeficiente de Aceleración Pico del Terreno 36
7.3 Perfil del Suelo 39

7.4 Factores de Sitio ... 40
8 MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO ... 42
8.1 Relleno antrópico (Sarin) ... 42
8.1.1 Resistencia al Corte ... 42
8.2 Terraza aluvial (Qtal) ... 44
8.3 Parámetros Elásticos del suelo ... 45
8.4 Resumen de los parámetros ... 46
9 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PRELIMINARES ... 48
9.1 Modelo LRFD ... 48
9.1.1 Factores de Mayoración de Carga y Reducción ... 48
9.1.2 Consideraciones Cargas de Diseño ... 53
10 DISEÑO DE ESTRIBOS ... 58
10.1 Consideraciones de evaluación para los Pilotes ... 61
10.1.1 Capacidad Portante ... 61
10.1.2 Asentamientos ... 68
10.1.3 Asentamientos Inmediatos ... 68
10.1.4 Asentamientos por Consolidación ... 68
10.1.5 Asentamientos Totales ... 68
10.1.6 Coeficientes de reacción horizontal ... 69
10.2 Consideraciones de evaluación para los Gaviones ... 71
10.2.1 Capacidad portante ... 71
10.2.2 Volcamiento o perdida excesiva del contacto (Excentricidad) ... 73
10.2.3 Deslizamiento en la base de la zapata ... 73
10.3 Consideraciones de evaluación de la Estabilidad Global ... 76
10.3.1 Condición Estática ... 76
10.3.2 Condición Seudo – Estática ... 76
10.4 Resultados de la evaluación de los estado límites de las pilas ... 78
10.4.1 Estado límite de Servicio ... 78
10.4.2 Coeficiente de reacción vertical ... 79
10.4.3 Estado límite de Resistencia I ... 82
10.5 Resultados de la evaluación de la Estabilidad Global ... 83
10.5.1 Estado límite de evento Extremo ... 83
11 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA DISEÑO ... 88

12 RECOMENDACIONES PARA CONSTRUCCIÓN 90
12.1 Instrumentación 90
12.2 Movimiento de Tierras 90
12.3 Sobre los Caisson 90
12.3.1 Método de excavación 90
12.3.2 Alineamiento del Concreto 91
12.3.3 Bombeo del agua 91
12.3.4 Suspensión de las excavaciones 92
12.3.5 Emergencias 92
12.3.6 Disposición de sobrantes 92
12.4 Sobre los gaviones 92
12.4.1 Relleno del gavión 93
12.5 Manto Temporal 94
12.6 Obras Complementarias 94
13 LIMITACIONES 95
14 BIBLIOGRAFÍA 96

LISTA DE ANEXOS

ANEXO I. Registros de perforación y registros fotográficos

ANEXO II. Ensayos de laboratorio

ANEXO III. Memorias de cálculo

ANEXO IV. Planos de obras

ANEXO V. Memorial de responsabilidad

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Localización general de proyecto. 11
Ilustración 2 Afectaciones en el estribo izquierdo asociado a socavación local, inducida por la concentración del flujo en el descole de la escorrentía. Fuente: Geotechnical Risk Mitigation. 12
Ilustración 3 Afectaciones en el estribo derecho asociado a socavación local y socavación lateral por la invasión al cauce. Fuente: Geotechnical Risk Mitigation. 12
Ilustración 4 Concentración del flujo en el descole de la escorrentía de la vía y dilatación de la estructura del puente. Fuente: Geotechnical Risk Mitigation.3 13
Ilustración 5 Esquema del puente proyectado. 13
Ilustración 6 Topografía implementada. 14
Ilustración 7 Ortofoto del área de estudio. 15
Ilustración 8 Localización en el marco geológico regional del Sitio de estudio 18
Ilustración 9 Mapa de las principales estructuras geológicas de la plancha 245 Girardot. 20
Ilustración 10 Evidencia de socavación local del puente. 21
Ilustración 11 Panorámica del movimiento en masa tipo deslizamientos traslacional 22
Ilustración 12 Susceptibilidad frente a flujos en el área de estudio. 27
Ilustración 13 Localización de la campaña de exploración ejecutada. 28
Ilustración 14 Ejecución de la perforación para el sondeo 1 (SM – 01). 31
Ilustración 15 Ejecución de la perforación para el sondeo 2 (SM – 02). 31
Ilustración 16 Variación de las propiedades índice y la resistencia al corte del suelo en función de la profundidad. Fuente: Geotechnical Risk Mitigation 34
Ilustración 17 Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento. 35
Ilustración 18 Aceleración Pico Horizontal del Terreno (PGA) con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (g). Modificado de: CCP – 14 36
Ilustración 19 Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un período de vibración de 0.2 segundos (Ss) para 5% del amortiguamiento crítico y con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (g). Modificado de: CPP-14 37
Ilustración 20 Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un período de vibración de 1.0 segundos (S_1) para 5% del amortiguamiento crítico y con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (g). Modificado de: CCP – 14 38
Ilustración 21 Muestra obtenida de relleno antrópico (Sarin). 42
Ilustración 22 Variación de las propiedades índice de los rellenos antrópicos (Sarin). 43
Ilustración 23 Variación de las propiedades de resistencia de los rellenos antrópicos (Sarin). 43
Ilustración 24 Muestra obtenida de terraza aluvial (Qtal). 44
Ilustración 25 Variación de las propiedades índice de la terraza aluvial (Qtal) de la margen izquierda. 44
Ilustración 26 Variación de las propiedades de resistencia de la terraza aluvial (Qtal) de la margen izquierda. 45
Ilustración 27 E50 versus esfuerzos de confinamiento. 46
Ilustración 28 Modelo Geológico – Geotécnico propuesto. 47
Ilustración 29 Elementos para el análisis de la cuña activa de Coulomb. 54

Ilustración 30 Presión lateral de la tierra causada por carga de franja. 55
Ilustración 31 Distribución de presión de Suelo simplificada no mayorada para elementos discretos del muro verticales empotrados en suelos granulares. Fuente: CCP – 14. 56
Ilustración 32 Aplicación típica de los factores de carga para determinar la capacidad de carga (izquierda) y Aplicación típica de los factores de carga para determinar la resistencia al deslizamiento y la excentricidad (Derecha). Tomado de: CCP – 14. 56
Ilustración 33 Aplicación típica de la sobrecarga por carga viva (Izquierda) y Aplicación típica de los factores de carga para la capacidad de carga y la resistencia al deslizamiento y para la excentricidad en el estado límite de Evento Extremo I. Fuente: CCP – 14. 57
Ilustración 34 Isométrico del puente proyectado. 58
Ilustración 35 Vista en planta de la estructura proyectada. 58
Ilustración 36 Implantación del estribo izquierdo en planta (Arriba) y perfil (Abajo). 59
Ilustración 37 Estimación de la socavación calculada en los estribos del puente. 60
Ilustración 38 Estimación de la socavación calculada en la abscisa k 0 + 160. 60
Ilustración 39 Interacción del suelo-pilote según Bowles. 61
Ilustración 40 Variación del coeficiente de sobrecarga para cimentaciones profundas según diferentes autores. 62
Ilustración 41 Valores de K versus la profundidad. 64
Ilustración 42 Esfuerzos circundante de un pilote a fricción y los efectos sumados de grupo. 66
Ilustración 43 Esquema de los parámetros para los análisis del grupo de pilotes según Converse-Labarre. 67
Ilustración 44 Semiespacio de Winkler. 70
Ilustración 45 Modelo de interacción estructura-terreno de Winkler 70
Ilustración 46 Capas de la zona plástica de equilibrio después de la falla de un suelo debajo una zapata continua. Tomado de: Prandtl 71
Ilustración 47 Mecanismo de falla general de capacidad portante (Vesic, 1975). 71
Ilustración 48 Zapata carga excéntricamente con distribución lineal de presiones para diseño estructural (izquierda) y modelo de distribución de presiones uniformes equivalentes reduciendo su sección (Derecha). Tomado de: FHWA (2002). 73
Ilustración 49 Procedimiento para la estimación de la resistencia nominal al deslizamiento para Paredes en arcilla. Fuente: CCP – 14 75
Ilustración 50 Diagrama de cuerpo libre del talud en condición seudo – estática. 77
Ilustración 51 Variación de la capacidad de carga de las pilas en función de la profundidad para el estado límite de servicio, así: 1. Pilote individual estribo izquierdo (izquierda); 2. Grupo de Pilotes estribo izquierdo (centro - izquierda); 3. Pilote individual estribo derecha (centroderecha); 4. Grupo de Pilotes estribo derecho (derecha). Fuente: Geotechnical Risk Mitigation. 79
Ilustración 52 Coeficientes de reacción horizontal del pilote del estribo izquierdo (izquierda) y del estribo derecho (derecho). Fuente: Geotechnical Risk Mitigation. 80
Ilustración 53 Asentamientos estimados de los estribos en estado límite de servicio. 81
Ilustración 54 Variación de la capacidad de carga de las pilas en función de la profundidad para el estado límite de resistencia I, así: 1. Pilote individual estribo izquierdo (izquierda); 2. Grupo de Pilotes estribo izquierdo (centro - izquierda); 3. Pilote individual estribo derecha (centroderecha); 4. Grupo de Pilotes estribo derecho (derecha). Fuente: Geotechnical Risk Mitigation. 83
Ilustración 55 Evaluación de la estabilidad global del estribo derecho en condición estática (F.S. = 1.716). 84

Ilustración 56 Evaluación de la estabilidad global del estribo izquierdo en condición estática (F.S. = 1.578). 85
Ilustración 57 Evaluación de la estabilidad global del estribo derecho en condición seudo – estática (F.S. = 1.471). 86
Ilustración 58 Evaluación de la estabilidad global del estribo izquierdo en condición seudo – estática (F.S. = 1.472). 87
Ilustración 59 Amarre del paramento frontal. 93

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Pesos ponderados de la función de persistencia en la evaluación del esparcimiento 25
Tabla 2 Descripción de consistencia para suelos cohesivos y compacidad para suelos granulares... 30
Tabla 3 Localización de la campaña de exploración ejecutada..... 30
Tabla 4 Registros de profundidad del nivel del agua durante la campaña de exploración directa 30
Tabla 5 Cantidad de ensayos ejecutados para el presente estudio 32
Tabla 6 Resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio 33
Tabla 7 Parámetros Sísmicos para la zona de diseño. 35
Tabla 8 Definición de los Tipos de Perfil de Suelo..... 39
Tabla 9Valores del factor de Sitio, Fpga, en el período de vibración cero del Espectro de Aceleraciones 40
Tabla 10Valores del factor de Sitio, Fa, en el intervalo de períodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones. 40
Tabla 11 Valores del factor de Sitio, Fv, en el intervalo de períodos de vibración largos del Espectro de Aceleraciones 41
Tabla 12 Resumen de los parámetros de diseño de los geomateriales identificados 46
Tabla 13 Factores de mayoración de Carga de Diseño según el CCP - 14 49
Tabla 14 Factores de reducción según el CCP - 14 50
Tabla 15 factores de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia 51
Tabla 16 factores de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia 51
Tabla 17 Factores de resistencia para muros de contención permanentes 51
Tabla 18 Factores de resistencia para muros de contención permanentes 52
Tabla 19 Factores de resistencia para muros de contención permanentes 52
Tabla 20 Factores de resistencia para muros de contención permanentes 52
Tabla 21 Resumen de las cargas vivas de diseño..... 55
Tabla 22 Coeficientes Nq para cada uno de los pilotes del estribo derecho 63
Tabla 23 Coeficientes Nq para cada uno de los pilotes del estribo derecho 63
Tabla 24 Coeficientes Nq para cada uno de los pilotes del estribo derecho 65
Tabla 25 Coeficientes Nq para cada uno de los pilotes del estribo derecho 65
Tabla 26 Factores de reducción para resistencia al aplastamiento del grupo de ejes en arena..... 67
Tabla 27 Evaluación del factor multiplicador de tamaño según Bowles. (1997) 70
Tabla 28 Factores de forma, profundidad e inclinación del suelo según (Hansen, 1970) 72
Tabla 29 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos 77
Tabla 30 Cargas de diseño para el estado límite de servicio 78
Tabla 31 Resumen de los coeficientes de reacción de cada uno de los pilotes 80
Tabla 32 Cargas de diseño para el estado límite de servicio 82

1 PROYECTO

1.1 Introducción

La Alcaldía de Ibagué, ha contratado al ingeniero Jesús Cervera, que a su vez a contratado a los ingenieros Jenny Lorena Niño y Juan Carlos Rodríguez Mendoza, para desarrollar los diseños geotécnicos en el marco del contrato de: "ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA DAR SOLUCIÓN TÉCNICA AL PUENTE VEHICULAR QUE COMUNICA LA VEREDA LA ESPERANZA Y CARRIZALES DEL CORREGIMIENTO 13 SALADO, DEL MUNICIPIO DE IBAGUÉ".

El presente informe contempla el desarrollo de las actividades relacionadas a la evaluación de información secundaria y posterior diseño geotécnico a nivel de fase III del puente proyectado.

1.2 Objetivos Generales

Realizar el levantamiento geológico detallado para elaborar los estudios y diseños requeridos para la construcción del puente vehicular que conecta las veredas de La Esperanza y Carrizales en el municipio de Ibagué en el departamento del Tolima, como insumo para la formulación y estructuración del proyecto a presentar ante la alcaldía de Ibagué.

1.2.1 Objetivos Específicos

- Realizar la recopilación de información secundaría asociada a la geología del área de estudio.
- Identificar las geoformas que conforman el área de estudio.
- Identificar las potenciales fallas geológicas del área de estudio.
- Mapear las unidades de geomorfología existentes en el área de estudio
- Proyectar las potenciales Unidades de Geotecnia para Ingeniería (UGI) en el área de estudio.
- Establecer las potenciales áreas con problemas de avenidas torrenciales y movimientos en masa.
- Desarrollar una campaña de exploración suficiente para determinar las características geotécnicas del suelo de fundación.
- Proponer una cimentación suficiente para la estructura del puente proyectado.
- Proponer obras hidráulicas de protección de orilla que resulten capaces de mitigar los efectos de socavación e impactos por avenidas torrenciales.

1.3 Descripción General Del Proyecto

El presente proyecto considera los aspectos técnicos para la construcción de una nueva estructura que permita el paso vehicular sobre la Quebrada Cocare para comunicar las veredas de La Esperanza y Carrizales ubicado en el municipio de Ibagué, departamento del Tolima. El Puente se proyecta aproximadamente a unos 3.50 km al Noroeste del casco urbano de Ibagué (ver Ilustración 1).





Ilustración 1 Localización general de proyecto.
Modificado de: Google Earth (2022)

1.3.1 Hipótesis de falla

Actualmente existe un puente de 15.00m de longitud con un sistema de vigas el cual se encuentra apoyado sobre un muro en concreto reforzado desplantado sobre cimentación superficial conformado por una viga corrida. El puente ha presentado la falla del estribo izquierdo, debido a la perdida de soporte en el suelo de fundación, asociado a dos factores, como son:

- Carencia de obras de descarga a la quebrada. Puesto que la vía no cuenta con cunetas acompañadas de disipadores que permitan manejar el agua de escorrentía de manera adecuada, lo cual índice a carcavamientos y lavado de finos que facilitan la generación de socavación de mamera local en el puente (ver Ilustración 2).
- Sección hidráulica insuficiente e invasión del cauce. Se ha encontrado que el puente actual se localizó en una curva de la quebrada con velocidades importantes que requieren de una sección hidráulica que es invadida actualmente por el puente, lo que ha derivado con la intrusión del nivel del agua por detrás de los estribos, lavando los aproches (ver Ilustración 3). Este proceso ha generado socavación lateral

- Finalmente, se ha encontrado que el desplazamiento los aproches y el estribo ha generado la de dilatación de algunos elementos estructurales, lo cual ha traído consigo la falla estructural del puente (ver Ilustración 4).



Ilustración 2 Afectaciones en el estribo izquierdo asociado a socavación local, inducida por la concentración del flujo en el descole de la escorrentía. Fuente: Geotechnical Risk Mitigation.



Ilustración 3 Afectaciones en el estribo derecho asociado a socavación local y socavación lateral por la invasión al cauce. Fuente: Geotechnical Risk Mitigation.



Ilustración 4 Concentración del flujo en el descole de la escorrentía de la vía y dilatación de la estructura del puente. Fuente: Geotechnical Risk Mitigation.3

Así las cosas, esta consultoría propone como media correctiva, la implementación de un puente apoyado sobre vigas con una longitud total será de 20m, con dos estribos cimentados sobre pilas construidas mediante caissons (ver Ilustración 5).

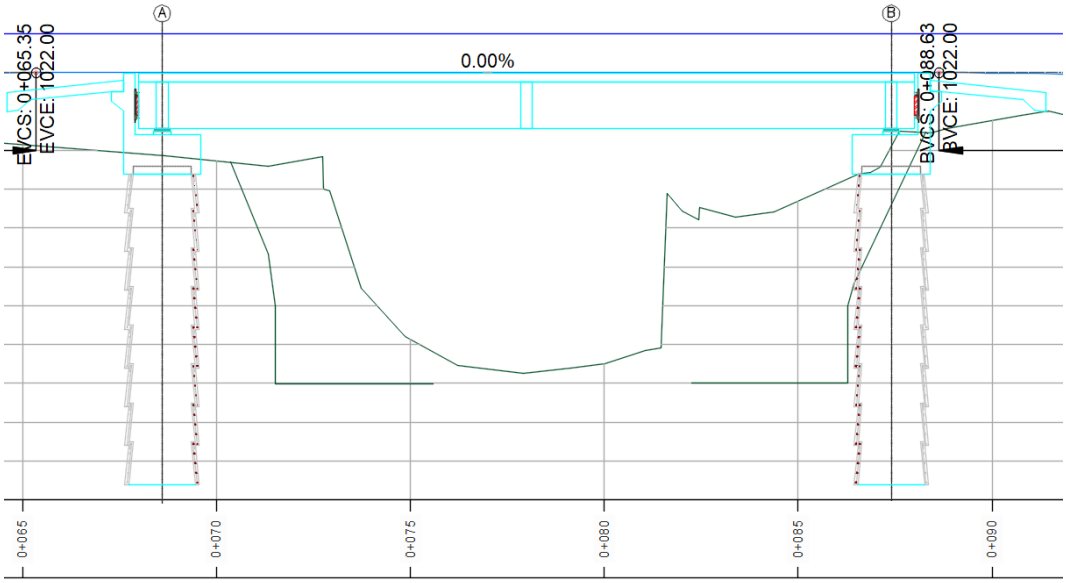


Ilustración 5 Esquema del puente proyectado. Fuente: SD4A

2 TOPOGRAFÍA

La topografía implementada ha sido suministrada por el ing Jesús Cervera (2022) y obedece a una batimetría de 258m realizados a la cuenca y un levantamiento detallado al trazado proyectado de la vía y el puente que existe actualmente (ver Ilustración 6).

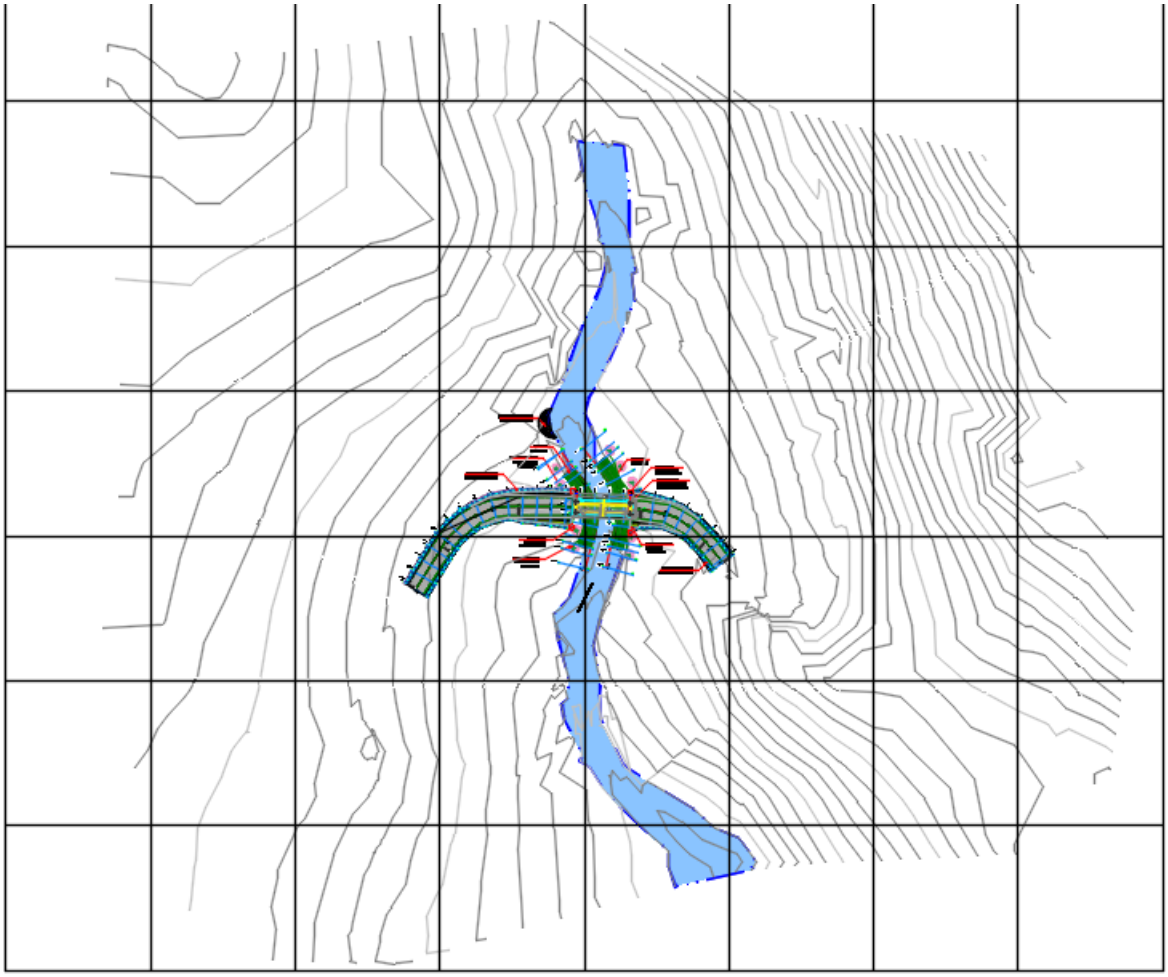


Ilustración 6 Topografía implementada.
Fuente: Jesús Cervera (2022)



Ilustración 7 Ortofoto del área de estudio.
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

3 GEOLOGÍA

3.1 GEOLOGÍA REGIONAL

El área de estudio se localiza en el área rural del municipio de Ibagué, el cual se dispone sobre cantos de rocas extrusivas e intrusivas en matriz arenácea y areno-tobácea, Depósito de lahares, aluviales, glaciares aluvio-torrenciales y flujos piroclásticos. A continuación, se hace una breve descripción de materiales aflorantes en la zona, con base en la cartografía geológica del SGC, es de anotar que esta es de carácter regional. Para la descripción de estas unidades se hace con base la Plancha geológica 245 Girardot (ver Ilustración 8).

3.1.1 CUATERNARIO

Los depósitos sedimentarios y volcanosedimentarios del cuaternario se cartografiaron y son descritos como unidades geomorfológicas, tales como abanicos, terrazas, aluviales y coluviones; afloran en un porcentaje muy importante del área de la Plancha 245. Para la descripción de los abanicos de Ibagué, de Guamo y de Espinal se retoman las descripciones detalladas de los trabajos de INGEOMINAS (1995, 1997), escritas por uno de los autores de esta memoria (J. Cárdenas).

3.1.1.1 Abanico de Ibagué (Qai)

Con este nombre se denomina a una serie de depósitos volcano clásticos en su mayoría generados en diversos eventos de actividad del volcán Nevado del Tolima, los cuales, rellenaron una paleotopografía deprimida en un proceso de "pulsos" sedi- mentarios. Los productos resultantes se desplazaron por el cauce del río Combeima y, por las características topográficas, fueron depositados como conos de deyección.

El volcán Nevado del Tolima (Plancha 244 Ibagué) cuya altura es de 5.200 metros sobre el nivel del mar (msnm), es un estrato volcán activo, perteneciente al denominado Complejo Volcánico Ruiz - Tolima. Sus productos han sido flujos de lava y de piroclastos, depósitos de caída de piroclastos y lahares. Las lavas pertenecen a la serie calco alcalina y son andesitas, algunas veces clasificadas como dacitas. Varios autores consideran que la actividad de este volcán corresponde a explosiones pequeñas (Cepeda & Murcia, 1988).

En el ápice del abanico está localizada la ciudad de Ibagué (Plancha 244) y los límites son los siguientes: al norte con el Batolito de Ibagué; sin embargo, al norte donde el intrusivo presenta sus partes más bajas, el depósito logra pasar, y se extiende hasta las localidades de Piedras y Alvarado (A5, B5, B6). Al oriente está en contacto con rocas sedimentarias del Cenozoico y del Cretácico, que actuaron como barrera (la barrera Piedras - Gualanday, E5, F4); al sur limita con el río Coello (parte sur de la plancha G2, G3), con rocas ígneas intrusivas y sedimentarias de edad cenozoica y triásico jurásica. Y al occidente limita con el Batolito de Ibagué y pequeños cuerpos de rocas subvolcánicas.

Presenta una morfología suavemente ondulada en su ápice, en la franja estrecha limitada por el Batolito de Ibagué, donde se encuentra la mayor parte del área urbana.

Aproximadamente desde el sitio denominado Fibratolima (Plancha 244), conforma una región plana, con una inclinación muy suave (alrededor de 3°) hacia el oriente y suroriente. Tiene forma típica de abanico y patrón de drenaje radial a subparalelo.

Se observaron buenos afloramientos en la Plancha 245 en la desembocadura del río Combeima al Coello (F1) y, en general, en los taludes a lo largo de los ríos Coello (G1, G2, G3), Alvarado (A5, B5), y Chipalo (B5, A6); también, por las carreteras Ibagué - Espinal en el sitio conocido como el Alto de Gualanday (G3) y en los taludes formados por la Quebrada La Borbona, que pasa por detrás del peaje de la Inspección de Policía de Buenos Aires (F2).

Espesor y edad. Los espesores son variables y dependen de la topografía preexistente que fue rellenada por estos depósitos. Se observaron espesores bien gruesos, tal como se presenta en la desembocadura del río Combeima al río Coello (F1), de aproximadamente 100 m y en la quebrada La Borbona (G3), de 90 m, por lo cual se prevén espesores mayores. De acuerdo con la interpretación geoeléctrica, los espesores del abanico son alrededor de 240 m en inmediaciones de Picaleña (E1) y a lo largo de la carretera Buenos Aires - Doima (G3) (INGEOMINAS, 1997).

No se conocen dataciones del Abanico de Ibagué, sin embargo, por estar suprayacidos, en algunos sitios, por los depósitos del volcán Cerro Machín, datados con 14C, para 5.100 años antes del presente, varios autores lo consideran de edad pleistocena.

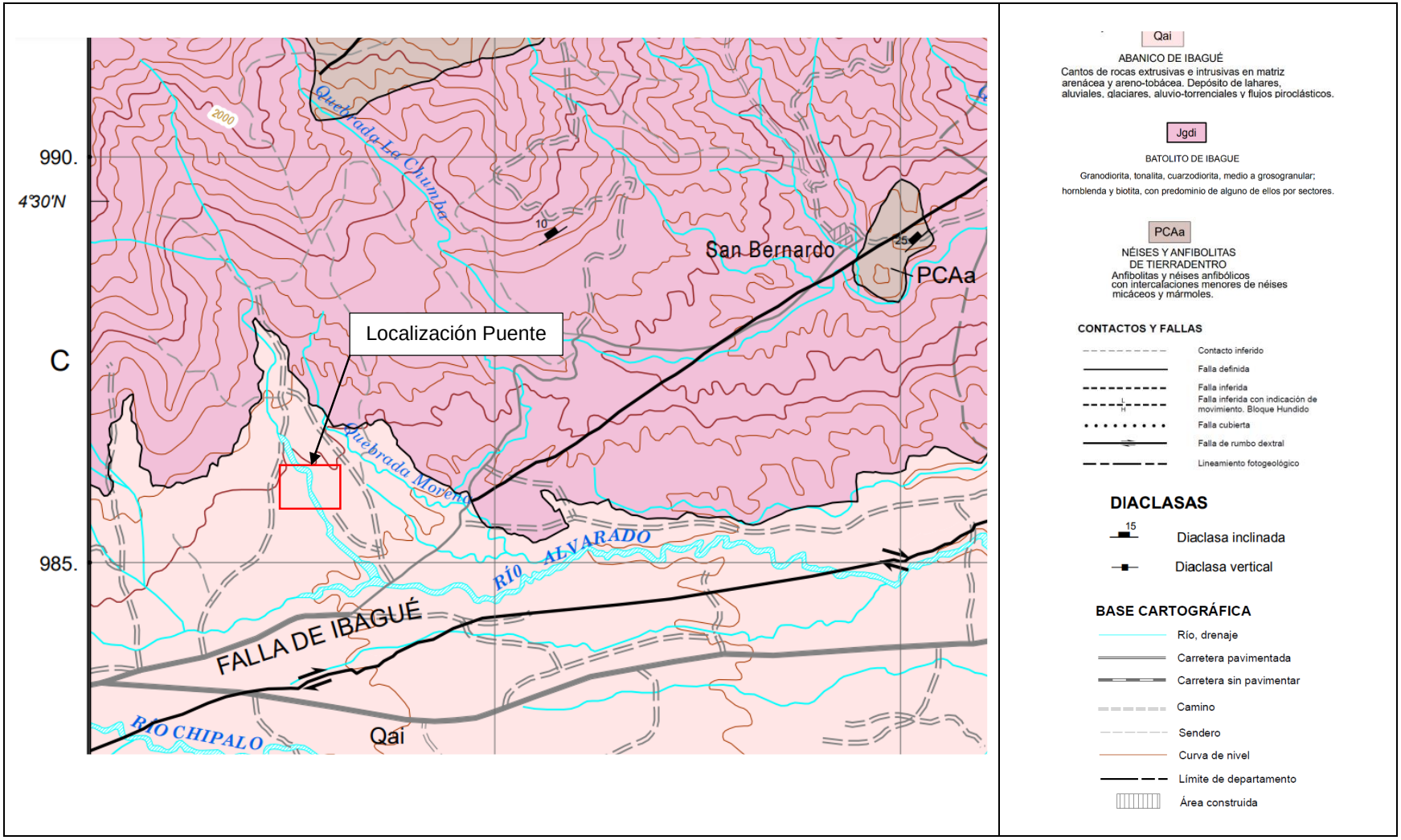


Ilustración 8 Localización en el marco geológico regional del Sitio de estudio
Fuente Plancha 301 – Planadas (SGC, 2002).

3.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

La cartografía de la Plancha 245 muestra que la región está altamente afectada por fallas de cabalgamiento y los pocos pliegues presentes son amplios sinclinales formados por rocas paleógenas y neógenas y afectados en sus flancos por fallas de cabalgamiento.

A continuación, se hará una descripción de las estructuras geológicas observadas en el área y, posteriormente, se presentará un modelo de desarrollo para las mismas. Para la descripción de las estructuras de la región enmarcada por la Plancha 245, la zona fue dividida en tres sectores (ver Ilustración 9).

3.2.1 Falla de Ibagué

Hacia el norte de esta región se observa el Batolito de Ibagué y el Abanico de Ibagué afectados por la Falla de Ibagué, la cual es una falla de rumbo dextral, con actividad neotectónica que se puede seguir por una longitud de 190 km, con una dirección promedio N75°E, desde el Municipio de Tuluá (Valle del Cauca), y atraviesa la ciudad de Ibagué, hasta el río Magdalena, donde parece que cambia su dirección hacia el norte (Vergara, 1989).

Las evidencias neotectónicas tanto geomorfológicas como estructurales, se observan en el Abanico de Ibagué, y corroboran movimientos de tipo transcurrente, en sentido dextral.

Entre los rasgos morfológicos se presentan lomos de presión, escarpes de falla bien definidos, corrientes alineadas y desplazadas, además de facetas triangulares en las rocas ígneas intrusivas. Las evidencias estructurales son: estratos desplazados, estrías de fricción, polvo de falla (gouge) y superficies de deslizamiento. El grado de actividad parece ser alto, de acuerdo con los rasgos morfológicos y geológicos de neotectónica asociados a la falla, con períodos de retorno de cientos a miles de años. Vergara (1989) expone un modelo para explicar la formación de la cuenca de acumulación del Abanico de Ibagué, y toma como referencia el borde del Batolito de Ibagué y las fallas de Ibagué, Buenos Aires y Cucuana.

La terminación oriental de la falla no es clara, como se mencionó anteriormente; Vergara (1989) considera que continúa hacia el norte por el río Magdalena, para unirse a la Falla de Cambao. Sin embargo, se piensa que esta falla podría continuar hacia el norte como un frente de cabalgamiento del bloque del Batolito de Ibagué, que se desplazó con sentido lateral derecho, y monta rocas ígneas sobre los sedimentos neógenos del Grupo Honda (Cuadrángulo B6).

Hacia el sur del bloque formado por rocas del Batolito de Ibagué, se observan amplios pliegues que afectan al Grupo Gualanday; estos anticlinales y sinclinales tienen sus ejes con dirección preferencial N20°E, y sus flancos son

simétricos. Hacia el norte del río Coello se observa cómo los pliegues se traslapan uno sobre otro a través de fallas de cabalgamiento, que buzan hacia el occidente; estas fallas, en su extremo más oriental, montan al Grupo Gualanday sobre rocas de edad cretácica.

En el extremo suroccidental de la plancha afloran rocas triásicojurásicas, que infrayacen discordantemente rocas de la Formación Caballos. Las primeras están afectadas por intrusivos del

Stock de Payandé. La mayoría de las rocas en esta región están afectadas por fallas de cabalgamiento, las cuales en su mayoría buzan hacia el oriente.

Otra estructura importante observada en esta área es la Falla de Buenos Aires, estructura inferida y muy poco reconocida. Se infiere por un ligero escarpe de dirección aproximada N45°W, que sigue paralelo al rumbo de la carretera Ibagué - Bogotá, y por pequeños lomos alineados (Vergara, 1989); esta estructura pasa cerca de las poblaciones de Picaleña (E-1) y Buenos Aires (F-2). En este trabajo se asume que se trata de una falla de desgarre, cuyo frente de cabalgamiento son las fallas que repiten secuencias del Grupo Gualanday y que todo este sistema se generó como acomodación, luego del corrimiento del bloque norte que generó la Falla de Ibagué.

En conclusión, en el sector llamado aquí estribaciones de la Cordillera Central, existen tres dominios tectónicos diferentes y se plantea la posibilidad que los dos bloque más septentrionales del sector evidencian el posible cabalgamiento de la Cordillera Central sobre las rocas sedimentarias de la región de Piedras - Doima.

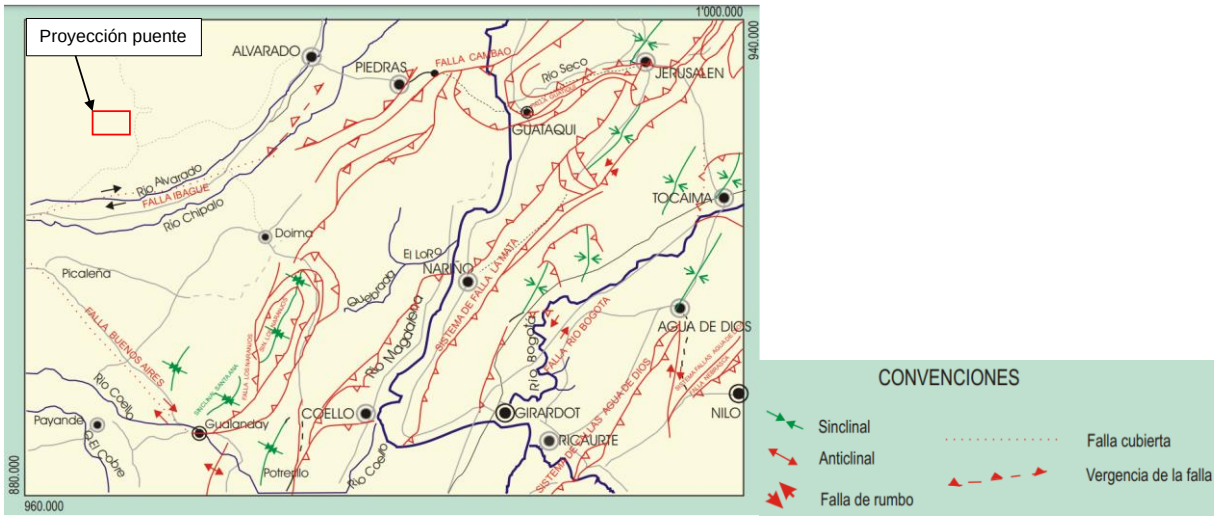


Ilustración 9 Mapa de las principales estructuras geológicas de la plancha 245 Girardot. Fuente: SGC (1998).

4 GEOAMENAZAS

Con el objetivo de identificar las potenciales geoamenazas que pueden representar una condición de riesgo frente a la futura intervención del puente y su operación, esta consultoría ha realizado la verificación de las potenciales zonas con amenazas por movimientos en masa y avenida torrencial en el área de estudio. La descripción de lo identificado se presenta de manera resumida a continuación:

4.1 Socavación Local

La socavación local se define como el proceso de remoción de material alrededor de los aproches, el cual es causado por una aceleración del flujo en el cual resultan vértices inducidos por obstrucciones al flujo del cauce (FHWA, 2012). Durante la auscultación del puente se ha encontrado que existen procesos de socavación local en el puente, que alcanzan a tener profundidades de hasta 1.00m (ver Ilustración 10).



Ilustración 10 Evidencia de socavación local del puente.
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

4.2 Socavación Lateral

La socavación lateral se puede definir como el proceso erosivo que genera la remoción de material de manera horizontal en contraste con los procesos de degradación vertical, tales como la socavación (FHW, 2012). Este tipo de procesos son normales en la dinámica fluvial de los ríos, por lo tanto, resulta una tarea importante en los estudios para puentes, la delimitación de la zona de inundación. Actualmente se han identificado dos puntos afectados por socavación lateral de manera inmediata al puente (ver Ilustración 11), los cuales presentan las siguientes características:

- El primer punto se localiza a unos 30m aguas arriba del puente y representa una condición de riesgo, puesto que puede tornarse un punto preferencial para el cambio del sentido del cauce migrando por detrás del puente y así generar nuevas fallas en los aproches. Como medida de mitigación, en los planos se ha proyectado la protección de esta curva mediante la instalación

de enrocados con diámetro medio de 1.00m (debidamente validado en el componente de hidráulica).

- El segundo punto se halla a unos 50m aguas abajo del puente y no presenta una condición de riesgo para el puente actualmente, sin embargo, este proceso es un indicativo del avance de la deforestación en las márgenes de la cuenca. Estos procesos deben ser abordados por parte de la corporación autónoma y la alcaldía con planes de reforestación y delimitación de la ronda hídrica mediante estudios de detalle que protejan la cuenca.

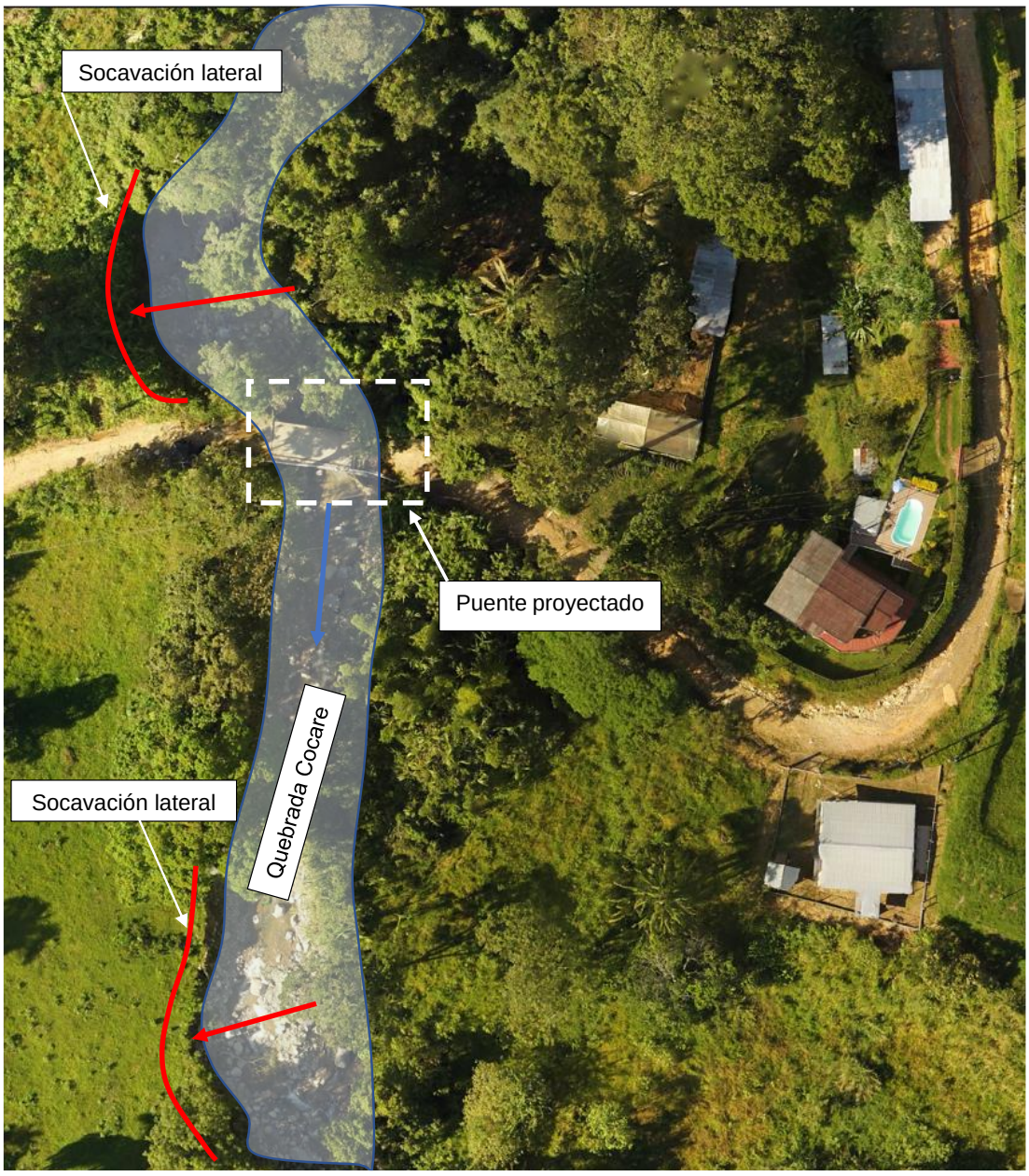


Ilustración 11 Panorámica del movimiento en masa tipo deslizamientos traslacional
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation,2022.

4.3 Susceptibilidad de la Amenaza por Avenidas Torrenciales

Como complemento al análisis se realizó la identificación y delimitación de las zonas susceptibles de ser afectadas por avenidas torrenciales lo cual se realizó mediante un método probabilístico.

El método probabilístico utiliza la modelación matemática o cuantitativa la cual es la representación de un sistema o fenómeno natural mediante ecuaciones matemáticas (técnicas numéricas y robustos algoritmos de programación que simulan en detalle los procesos físicos que acontecen en las corrientes aluviales). Para desarrollar este análisis en este estudio se utilizó el programa Flow-R (ver Ilustración 12).

El modelo de Flow-R (Flow path assessment of gravitational hazards at a Regional scale o en español Evaluación de la Trayectoria de flujo de amenazas gravitacionales a escala regional) es un modelo empírico para el análisis de susceptibilidades regionales por avenidas torrenciales el cual fue desarrollado en la Universidad de Lausanne. El modelo se basa en el procesamiento de información proveniente de sistemas de información geográfica (GIS).

La aplicación del modelo involucra dos grandes pasos los cuales se basan en el modelo de elevación digital (DEM): en el primer paso se delinean las áreas potenciales donde se pueden originar los eventos y en el segundo paso se modela su propagación. El modelo finalmente presenta como resultado la susceptibilidad por avenidas torrenciales la cual se presenta como una probabilidad espacial de ocurrencia del fenómeno (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013).

4.3.1 Evaluación de las áreas potenciales

La delimitación de las áreas en donde se pueden originar avenidas torrenciales se realiza mediante una aproximación basada en índices. Para realizar este análisis el usuario tiene la libertad de escoger los datos de entrada del programa y esta información que debe ser espacial se trabaja con parámetros definidos por el usuario. En este orden de ideas, cada uno de los pixeles de información de entrada se clasifica como 1. Favorables, cuando se pueden originar eventos de avenidas torrenciales, 2. Excluidas, cuando la iniciación de estos eventos es muy poco probable, o 3. Ignoradas, cuando no se puede tomar una decisión respecto a ese parámetro. Después se realiza la combinación de los datos de entrada siguiendo la siguiente regla: en un pixel se puede originar una avenida torrencial siempre y cuando haya sido seleccionada por lo menos una vez como favorable pero nunca como excluida (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013).

De acuerdo con el análisis, existen tres criterios en una combinación crítica los cuales resultan relevantes para la iniciación de una avenida torrencial y estos son; pendiente del terreno, agua y disponibilidad de sedimentos. La mayoría de las avenidas torrenciales ocurren en terrenos cuyas pendientes son mayores a 15°, por lo que se considera este valor como el límite de iniciación mínimo. La curvatura por otro lado se utiliza para identificar en la superficie del terreno los surcos y cárcavas lo que permite refinar las áreas en donde se originan los eventos. La entrada de los datos de cantidad de agua se introduce al modelo con la acumulación de flujo como frecuentemente se realiza en los modelos hidrológicos (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013).

Por otra parte, para escoger el área mínima que contribuye a la iniciación de los eventos, el software define 2 curvas las cuales ayudan a identificar los límites inferiores para la iniciación de una avenida torrencial. Una de las curvas corresponde al modelo de un evento clasificado como raro y la otra es para un evento considerado como extremo (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013).

El software también permite cargar mapas de geología para indicar la disponibilidad de sedimentos, así como mapas de cobertura y uso del suelo para ayudar a remover las áreas de origen que son incorrectas (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013).

4.3.2 Evaluación de la Propagación

El software de Flow-R contiene una rutina para evaluar la propagación la cual parte de las áreas anteriormente identificadas. Para este análisis se involucran dos tipos de algoritmos:

- Algoritmos de esparcimiento los cuales controlan el camino y esparcimiento de las avenidas torrenciales.
- Leyes de fricción las cuales determinan la distancia de recorrido.

4.3.3 Algoritmos De Evaluación Del Esparcimiento

A continuación, se presentan los algoritmos de evaluación del esparcimiento, con base en el trabajo elaborado por (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013).

4.3.4 Algoritmos de dirección de flujo

El esparcimiento se encuentra controlado por algoritmos de dirección de flujo y funciones de persistencia. Para la evaluación de la susceptibilidad por avenidas torrenciales los autores del software recomiendan la utilización del algoritmo de Holmgren o su versión modificada. El algoritmo de Holmgren adiciona un parámetro al algoritmo de dirección de flujo múltiple como un exponente *x* lo que permite controlar la divergencia:

$$p_i^{fd} = \frac{(\tan \beta_i)^x}{\sum_{j=1}^{8}(\tan \beta_j)^x} \; \forall \begin{cases} tan\beta \\ x \in [1; +\infty] \end{cases}$$

Donde i, j son las direcciones de flujo, p_i^{fd} es la proporción de susceptibilidad en la dirección i, $tan\beta_i$ es el gradiente de la pendiente entre la celda central y la celda en dirección i, y x es la variable exponente. Para x =1 el esparcimiento es similar a la dirección de flujo múltiple. Cuando x aumenta, la divergencia se reduce y hasta que termina siendo sólo una sola dirección de flujo cuando x = ∞. Este parámetro proporciona control sobre el esparcimiento y por lo tanto permite reproducirlo en un amplio rango de otras acumulaciones de flujo (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013).

El software de igual manera presenta una modificación del algoritmo de Holmgren al cambiar la altura de la celda central por un factor *dh* el cual cambia los valores de los gradientes. Esto permite suavizar la rugosidad del DEM y producir un esparcimiento más consistente, particularmente en los casos en que se trabaje con datos con alta resolución (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013).

Parámetro de Inercia

De acuerdo con (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013), el propósito de la función de persistencia es reproducir el comportamiento de la inercia y ponderar la dirección de flujo basándose en el cambio de dirección con respecto a la dirección previa.

$$p_i^p = \omega_{\alpha(i)}$$

Donde p_i^p es la proporción del flujo en la dirección i de acuerdo con la persistencia y $\propto (i)$ es el ángulo entre la dirección previa y la dirección de la celda central a la celda i. Para la persistencia se puede implementar de 3 maneras: proporcionalmente, la segunda usa un coseno y la tercera se basa en Gamma (2000). En la siguiente tabla se presentan los pesos ponderados de cada una de las anteriores 3 formas de implementar la persistencia.

Tabla 1. Pesos ponderados de la función de persistencia en la evaluación del esparcimiento

	ω_0	ω_{45}	ω_{90}	ω_{135}	ω_{180}
Proporcional	1.00	0.80	0.40	0.00	0.00
Coseno	1.00	0.707	0.00	0.00	0.00
Gamma (200)	1.50	1.00	1.00	1.00	0.00

Fuente: (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013)

Susceptibilidad Total

Para (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013), el cálculo de susceptibilidad total se realiza mediante la combinación de los valores del algoritmo de dirección de flujo y la ponderación de la persistencia tal y como lo muestra la siguiente ecuación:

$$p_i = \frac{p_i^{fd} p_i^p}{\sum_{j=1}^{8} p_j^{fd} p_j^p} p_0$$

Donde i, j son las direcciones de flujo, p_i es el valor de la susceptibilidad en dirección i, p_i^{fd} es la proporción del flujo de acuerdo con el algoritmo de dirección de flujo, p_i^p es la proporción de flujo de acuerdo a la persistencia y p_0 es el valor previo de la susceptibilidad de la celda central. Un paso adicional es el de revisar los valores de energía y poner nula la susceptibilidad de las celdas que no se pueden alcanzar por falta de energía. Después se realiza una etapa de normalización para llevar el valor de la suma de las celdas a p_0.

Algoritmos Implementados para la Evaluación de la distancia recorrida

La evaluación de la distancia recorrida se basa en leyes simples de fricción y debido a que se desconoce la masa donde se origina la avenida torrencial el balance de energía es unitario. El procesamiento toma lugar a nivel de celda y controla cuales otras celdas el flujo podría alcanzar. Por lo tanto, estos algoritmos controlan la distancia recorrida y en adición pueden reducir el esparcimiento lateral (cuando una celda en el borde en el esparcimiento no puede ser alcanzada porque no posee suficiente energía (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013).

$$E_{kin}^{i} = E_{kin}^{0} + \Delta E_{pot}^{i} - E_{f}^{i}$$

Donde E_{kin}^{i} es la energía cinética de la celda en dirección i, E_{kin}^{0} es la energía cinética de la celda central, ΔE_{pot}^{i} es el cambio de la energía potencial de la celda en dirección i y E_{f}^{i} es la energía perdida en la fricción de la celda en dirección i.

La pérdida por fricción se puede evaluar mediante dos tipos de algoritmos; el modelo de fricción por Perla et al. (1980) con dos parámetros y el modelo simplificado limitado por la fricción (SFLM). Ambos modelos generan áreas de propagación similares dependiendo de los parámetros de preferencia (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013).

El resultado del modelo es el área total que puede ser potencialmente afectada por las avenidas torrenciales y que se encuentra asociada con un valor de susceptibilidad. La diferencia entre el solapamiento de las propagaciones se puede combinar de acuerdo con dos aproximaciones diferentes: una es sumar la susceptibilidad o la otra es seleccionar el máximo valor. Para generar mapas de la susceptibilidad, el valor máximo es suficiente en cuanto a que el interés se basa en la extensión total de los posibles eventos.

4.3.5 Resultado de la Susceptibilidad ante formación de avenidas torrenciales

A partir de las modelaciones realizadas con el software Flow – R, se ha determinado que la quebrada “Cocare”, a lo largo de toda la cuenca, presenta susceptibilidad ante la formación de una avenida torrencial, asociado a las pendientes que poseen los taludes localizados en los márgenes de esta, razón por la cual ameritan una especial revisión, análisis e implementación de obras de mitigación (ver Ilustración 12).

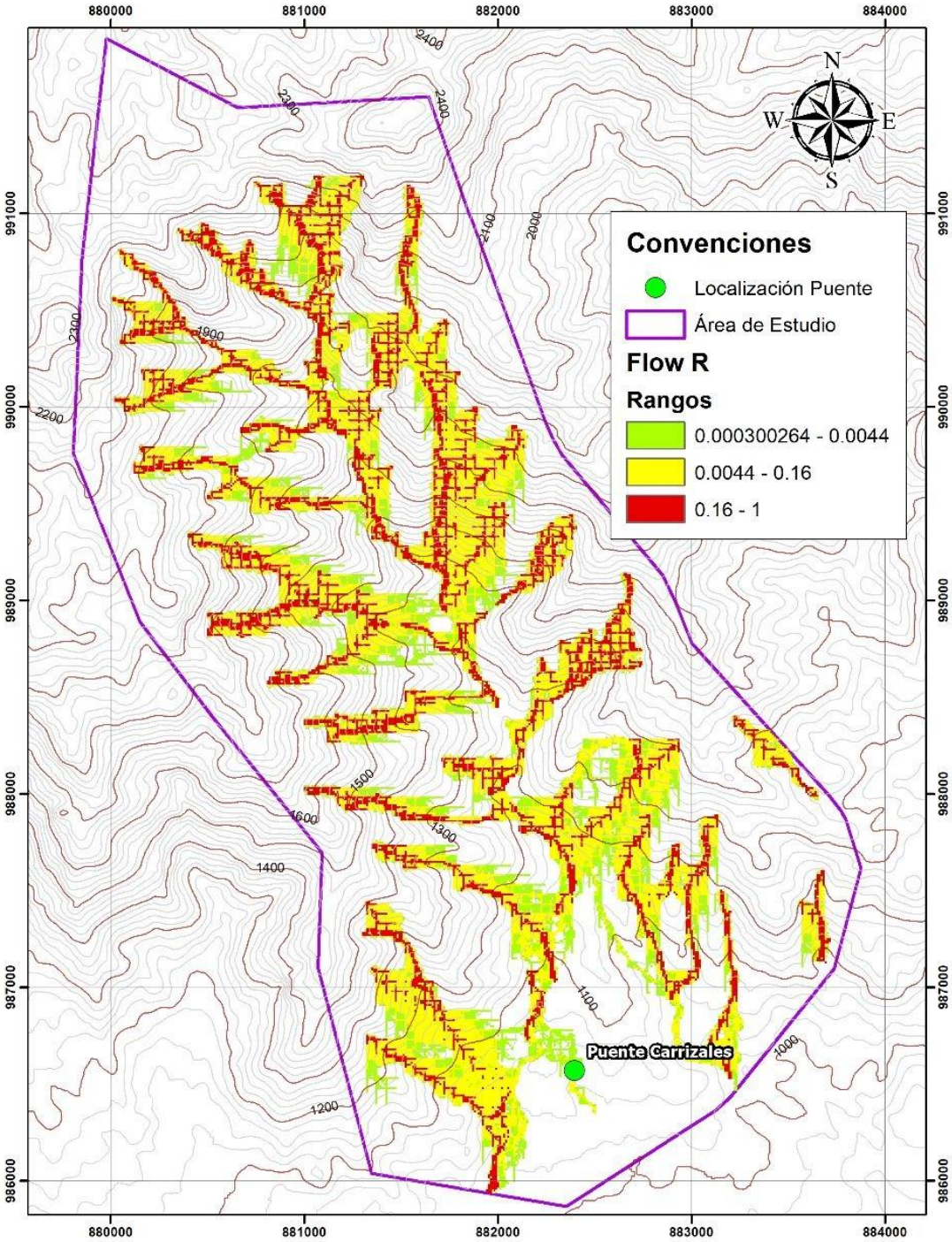


Ilustración 12 Susceptibilidad frente a flujos en el área de estudio.
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

5 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

Para la proyección de las obras de contención, se ha ejecutado una campaña de exploración suficiente que permitió establecer las propiedades físicas y la disposición de los materiales del subsuelo. La campaña de la exploración ha consistido en la ejecución de:

- 2 perforaciones de profundidad variable.

El procesamiento y la adquisición de datos de la campaña realizada se presentarán de manera detallada a continuación:

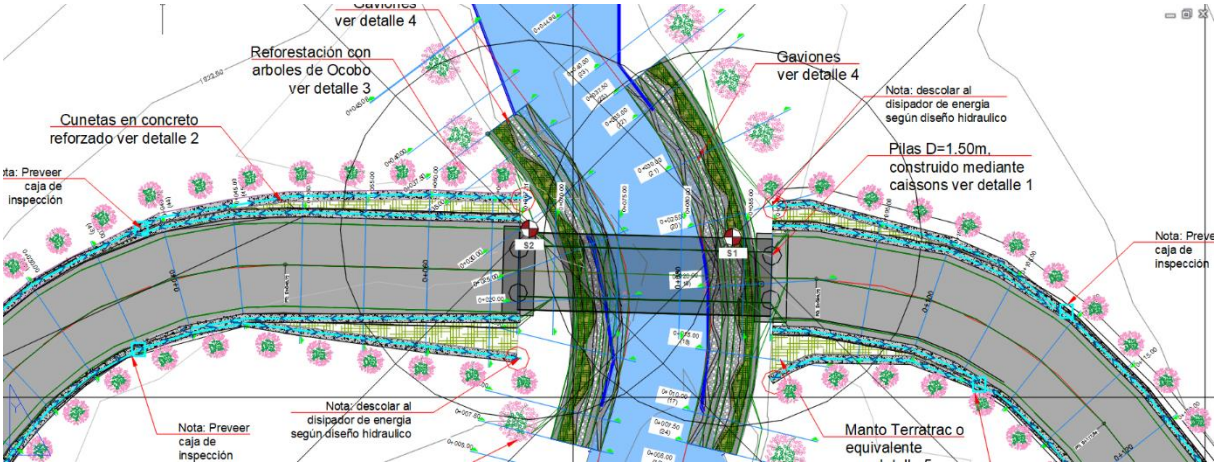


Ilustración 13 Localización de la campaña de exploración ejecutada.
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

5.1 Exploración Directa

La campaña de exploración ha consistido en la toma de muestras para la caracterización del subsuelo de manera visual y posteriormente mediante ensayos de laboratorio.

5.1.1 Metodología

Para la caracterización visual en materiales arcillosos o limosos se debe intentar, en primera instancia, tomar muestras con tubo de pared delgada tipo Shelby. Si esto no es posible por la dureza del material, se intentará, en segunda instancia, tomar muestras con la cuchara partida y se realizarán ensayos de penetración estándar cada 0.50 m.

En suelos granulares tales como arenas y gravas se deben ejecutar, también cada 0.50 m, ensayos de penetración estándar y siguiendo en general los procedimientos establecidos en la norma ASTM D1586 (Ensayo de Penetración Estándar y Muestreo de Suelos con Cuchara Partida). En caso de encontrar gravas de tamaño tal que no permitan el paso del muestreador (se presenta rechazo durante el procedimiento de hincado) éste se retira y se utiliza una barrena de doble tubo, con diámetro HQ, para perforar hasta una longitud tal que permita el avance posterior de la prueba. Una vez superado el obstáculo, se retira la barrena de la sarta de perforación, se ensambla el muestreador y se continúa

ejecutando el ensayo de penetración estándar. En el caso de encontrarse suelos finos, se tomarán muestras con tubo Shelby.

5.1.2 Registro de campo

En el registro del sondeo contiene la siguiente información:

- Nombre, número y localización del proyecto
- Número del sondeo
- Fecha de inicio y fin de la ejecución del sondeo
- Coordenadas de ubicación y cotas inicial y final del sondeo
- Profundidad total del sondeo
- Número interno y nombre del equipo empleado
- Sistema de perforación y tipo de investigación del suelo
- Profundidad y descripción de la litología encontrada a lo largo de la perforación indicando los cambios estratigráficos
- Tipo y consecutivo de muestra tomadas
- Número de golpes en el ensayo SPT en el caso de suelos
- Tipo de broca empleada en el sondeo
- % RQD en el caso de perforación en roca
- Revestimiento empleado
- Nivel freático encontrado
- Nombre del ingeniero de campo y del perforador
- Número de obreros que trabajaron en la perforación
- Observaciones de algunos eventos tales como pérdidas de lodos de perforación, cambios importantes en la velocidad de rotación del equipo de perforación, etc.

Los registros de perforación generados se presentan en el anexo II.

5.1.2.1 Descripción de suelos

Para la descripción de suelos es indispensable identificar el componente principal para determinar si es un suelo fino (cohesivo) o granular, y dependiendo de esto se determinan las características que se deben incluir en la descripción, aplicando la norma INV-E-102-13. Para suelos finos (cohesivos), se deben describir las siguientes características y en el siguiente orden: componente principal, el término de proporción del componente secundario (con trazas de, con un poco de, con algo de, y o con) de acuerdo con el porcentaje, color de la muestra, humedad, plasticidad y consistencia. Para suelos granulares se describen las siguientes características y en el siguiente orden: componente principal (arena o grava), tamaño del componente principal, término de proporción del componente secundario (con trazas de, con un poco de, con algo de, y o con), color, compacidad y humedad. Para evaluar la consistencia o la densidad dependiendo del caso que se presente con base en el resultado de N de ensayo de penetración estándar se deben tomar como referencia la Tabla 2.

Tabla 2 Descripción de consistencia para suelos cohesivos y compacidad para suelos granulares.

CONSISTENCIA (Suelos cohesivos)		COMPACIDAD (Suelos granulares)	
N (SPT) Golpes/pie	Descripción	N (SPT) Golpes/pie	Descripción
0 - 2	Muy blanda	0 - 4	Muy suelta
2 – 4	Blanda	4 – 10	Suelta
4 – 8	Medio firme	10 – 20	Medio suelta
8 – 15	Firme	20 - 30	Medio densa
15 - 30	Muy firme	30 - 50	Densa
30 - 45	Dura	> 50	Muy densa
> 45	Muy dura		

Fuente: Hunty, 1984 Para suelos cohesivos de consistencia de Muy Blanda y Blanda se tomarán muestras inalteradas con tubo de pared delgada (shelby) y NAVFAC DM-7.1, 1986.

5.1.3 Sondeos

Finalmente, para la caracterización del subsuelo, análisis y diseños de la cimentación, se han realizado tres (3) sondeos por rotación y lavado, localizados en cada uno de los estribos proyectados que permitirán estimar las propiedades de resistencia al corte, deformabilidad del suelo y la respuesta frente a la imposición de cargas generadas por la construcción del puente. La localización y fotografías generales se presentan en la Tabla 3 y de la Ilustración 14 a la Ilustración 15. Los registros de perforación y registros fotográficos donde se presentan los resultados obtenidos detallados se pueden consultar en los Anexos.

Tabla 3 Localización de la campaña de exploración ejecutada

Sondeo	Prof. (m)	N	E
GRM049 - S1	10.50	4°28'26.01"N	75° 8'12.62"O
GRM049 - S2	10.05	4°28'26.08"N	75° 8'13.59"O

Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

5.2 Nivel Freático o nivel piezométrico

De manera inicial se han verificado las profundidades de las cabezas identificadas durante la campaña de exploración, como se presenta en la Tabla 4.

Tabla 4 Registros de profundidad del nivel del agua durante la campaña de exploración directa

Sondeo	Profundidad (m)					
	17/11/2022	18/11/2022	18/11/2022			
Sm – 01	6.40	7.40	5.20			
	13/08/2022	14/08/2022	15/08/2022			
Sm – 02	5.20					

Fuente: GEOTECHNICAL RISK MITIGATION



Ilustración 14 Ejecución de la perforación para el sondeo 1 (SM – 01).
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

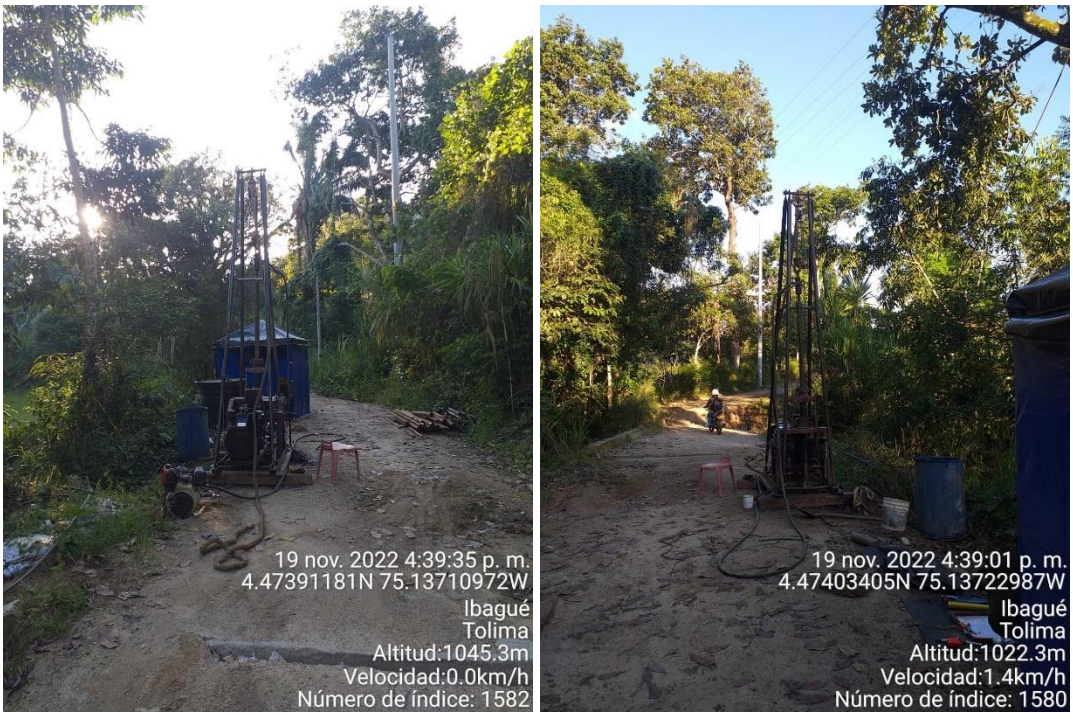


Ilustración 15 Ejecución de la perforación para el sondeo 2 (SM – 02).
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

6 LABORATORIO

Siguiendo los lineamientos propuestos por la normativa INV E – 2013, se han ejecutado los ensayos considerados necesarios para caracterizar y evaluar los parámetros de resistencia al corte de manera adecuada los materiales presentes en el sitio. A continuación, en la Tabla 5 se presenta el resumen de la cantidad de ensayos realizados y en la Tabla 6 se presenta el resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio para la estructura de contención proyectada.

Tabla 5 Cantidad de ensayos ejecutados para el presente estudio

Ensayos	Cantidad
Humedad Natural	22
Granulometría	20
Límites de Atterberg	22

Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

Tabla 6 Resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio

Sondeo	Material	Prof. prom. [m]	γ_d [kN/m³]	γ [kN/m³]	ω_n [%]	LL [%]	LP [%]	IP [%]	Gravas [%]	Arenas [%]	Finos [%]	D_{90} [mm]	D_{50} [mm]	D_{10} [mm]	USCS
Sm 01	1	0.23	17.42	20.23	16.12	N.L.	N.P.	N.P.	23.14	51.90	24.96	22.488	1.189	0.075	SM
Sm 01	2	1.50	15.07	19.18	27.24	N.L.	N.P.	N.P.	1.30	55.37	43.33	9.437	0.183	0.075	SM
Sm 01	3	2.00	13.86	17.31	24.87	N.L.	N.P.	N.P.	2.86	46.50	50.64	2.067	0.075	0.075	ML
Sm 01	4	3.00	14.60	17.72	21.36	N.L.	N.P.	N.P.	2.89	51.18	45.93	4.176	0.139	0.075	SM
Sm 01	5	4.00	23.21	27.05	16.53	N.L.	N.P.	N.P.	77.90	17.46	4.64	48.104	41.211	0.199	GP
Sm 01	6	5.00	19.31	23.57	22.08	N.L.	N.P.	N.P.	49.39	33.28	17.33	47.296	3.983	0.075	GM
Sm 01	7	6.00	23.38	28.65	22.52	N.L.	N.P.	N.P.	58.50	31.37	10.13	47.709	39.546	0.075	GP-GM
Sm 01	8	7.00	21.95	27.05	23.23	N.L.	N.P.	N.P.	52.10	35.17	12.73	34.249	19.951	0.075	GM
Sm 01	9	8.00	14.30	17.15	19.87	N.L.	N.P.	N.P.	0.00	62.96	37.04	0.995	0.146	0.075	SM
Sm 01	10	9.00	15.78	19.61	24.21	N.L.	N.P.	N.P.	29.00	45.14	25.86	16.937	0.315	0.075	SM
Sm 01	11	10.00	24.06	29.27	21.66	N.L.	N.P.	N.P.	66.44	2.68	30.88	60.846	52.943	0.075	GM
Sm 01	12	11.00	16.90	19.62	16.12	N.L.	N.P.	N.P.	44.08	10.32	45.60	17.278	0.824	0.075	GM
Sm 02	1	0.73	17.39	19.14	10.08	N.L.	N.P.	N.P.	17.27	54.33	28.40	19.355	1.189	0.075	SM
Sm 02	2	1.55	22.16	24.81	11.97	N.L.	N.P.	N.P.	78.15	14.17	7.68	35.076	25.462	0.207	GP - GM
Sm 02	3	2.55	22.86	25.62	12.10	N.L.	N.P.	N.P.	83.94	13.12	2.94	48.392	42.459	1.071	GP
Sm 02	4	3.55	20.17	22.85	13.29	N.L.	N.P.	N.P.	48.87	42.15	8.98	47.270	6.907	0.075	GP - GM
Sm 02	5	4.55	18.21	20.11	10.38	N.L.	N.P.	N.P.	43.75	25.74	30.51	46.633	1.868	0.075	GM
Sm 02	6	5.55	23.17	26.11	12.69	N.L.	N.P.	N.P.	58.55	35.22	6.23	47.710	39.553	0.171	GP
Sm 02	7	6.55	23.24	25.60	10.12	N.L.	N.P.	N.P.	66.87	26.25	6.88	47.989	40.724	0.161	GW - GM
Sm 02	8	7.55	23.34	28.49	22.09	N.L.	N.P.	N.P.	53.73	36.42	9.85	47.510	38.730	0.075	GP - GM
Sm 02	9	8.55	23.90	29.56	23.68	N.L.	N.P.	N.P.	71.98	20.07	7.95	60.744	52.500	0.128	GP - GM
Sm 02	10	9.55	23.41	29.37	25.42	N.L.	N.P.	N.P.	62.59	28.94	8.47	47.855	40.157	0.075	GP - GM

Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

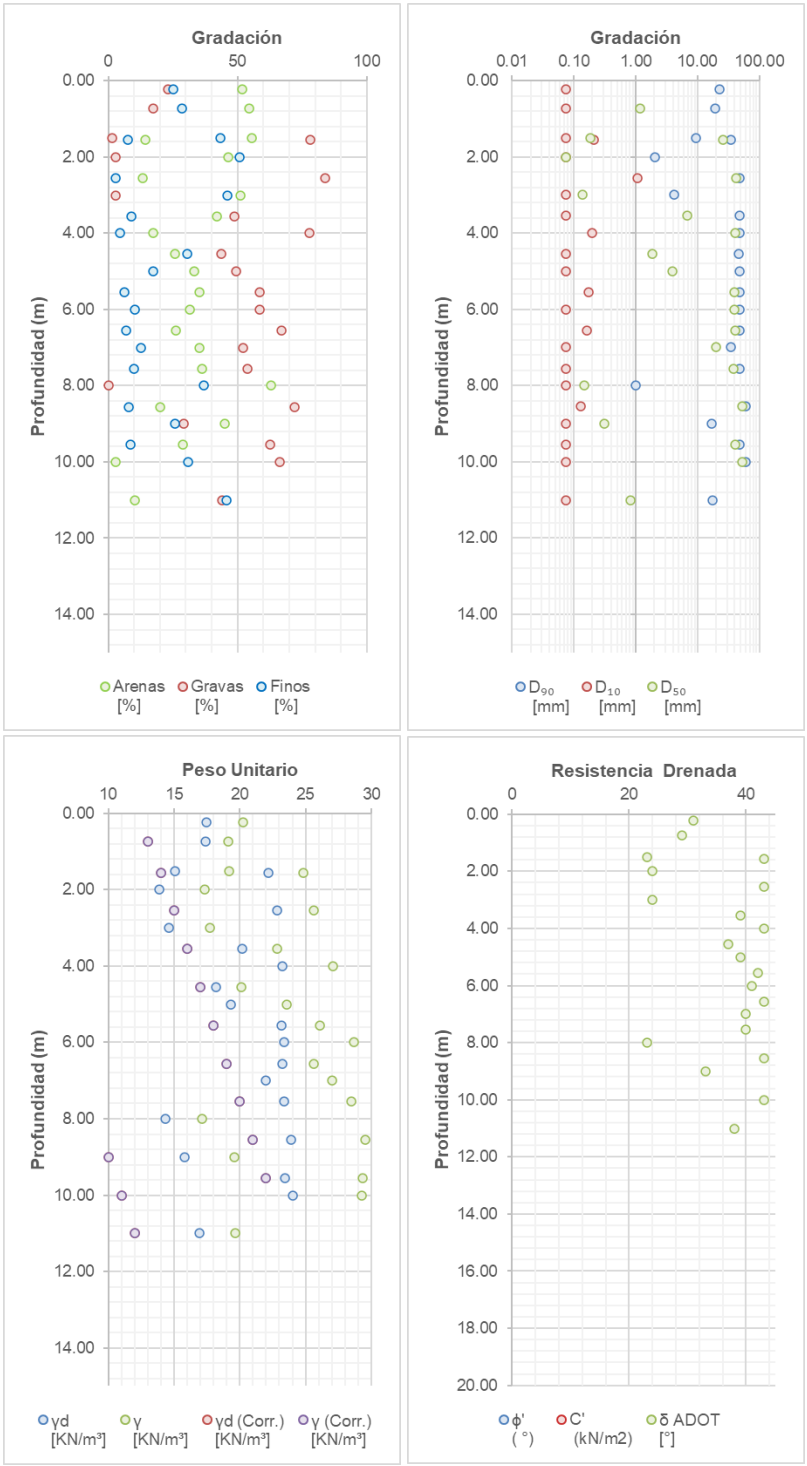


Ilustración 16 Variación de las propiedades índice y la resistencia al corte del suelo en función de la profundidad. Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

7 ASPECTOS SÍSMICOS

Con base a la metodología propuesta por el Código de Puentes del 2014, se ha desarrollado la evaluación de los efectos sísmicos que se pueden presentar para las estructuras de contención propuestas por parte de esta consultoría, se ha considerado que estos efectos que la estructurase se encontraran sometidas a movimientos sísmicos del terreno que tengan el siete por ciento (7%) de probabilidad de ser excedidos en 75 años, equivalente aproximadamente a mil años de período de retorno promedio. Los resultados de los coeficientes y valores determinados se presentan de manera resumida en la Tabla 7. La metodología y el detalle de los parámetros adoptados se presentan en los siguientes capítulos.

Tabla 7 Parámetros Sísmicos para la zona de diseño.

Región	PGA	Ss	S_1	Perfil del Suelo	Fpga	Fa	Fv
5	0.25	0.60	0.30	C	1.15	1.15	1.50

Fuente: GEOTECHNICAL RISK MITIGATION

De acuerdo con el código de puentes los coeficientes del terreno y espectrales según el código de puentes sección 3.10 (PGA = 0.25, Ss = 0.60, S_1 = 0.30)

7.1 Coeficiente de Aceleración Sísmica

A partir del espectro de diseño establecido por el código Colombiano de Puentes (CCP – 14) para un amortiguamiento del 5% (ver Ilustración 17), se ha establecido el coeficiente de aceleración sísmica horizontal (Kho), como:

$$K_{ho} = F_{pga} PGA$$

Así las cosas, el valor determinado para la aceleración sísmica del suelo de las zonas de diseño, es de:

Kho = 1.15 x 0.25 = 0.2875

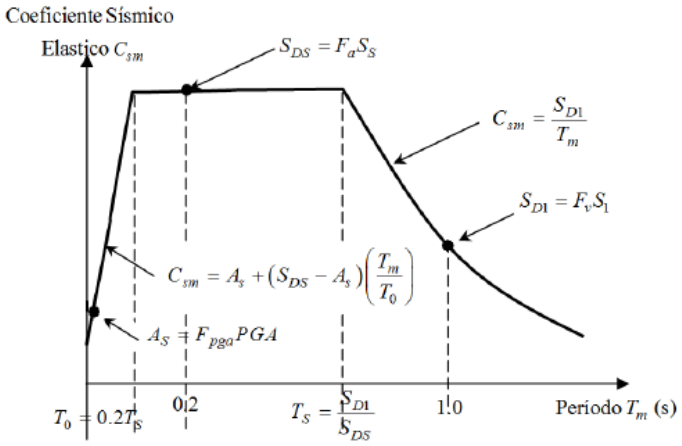
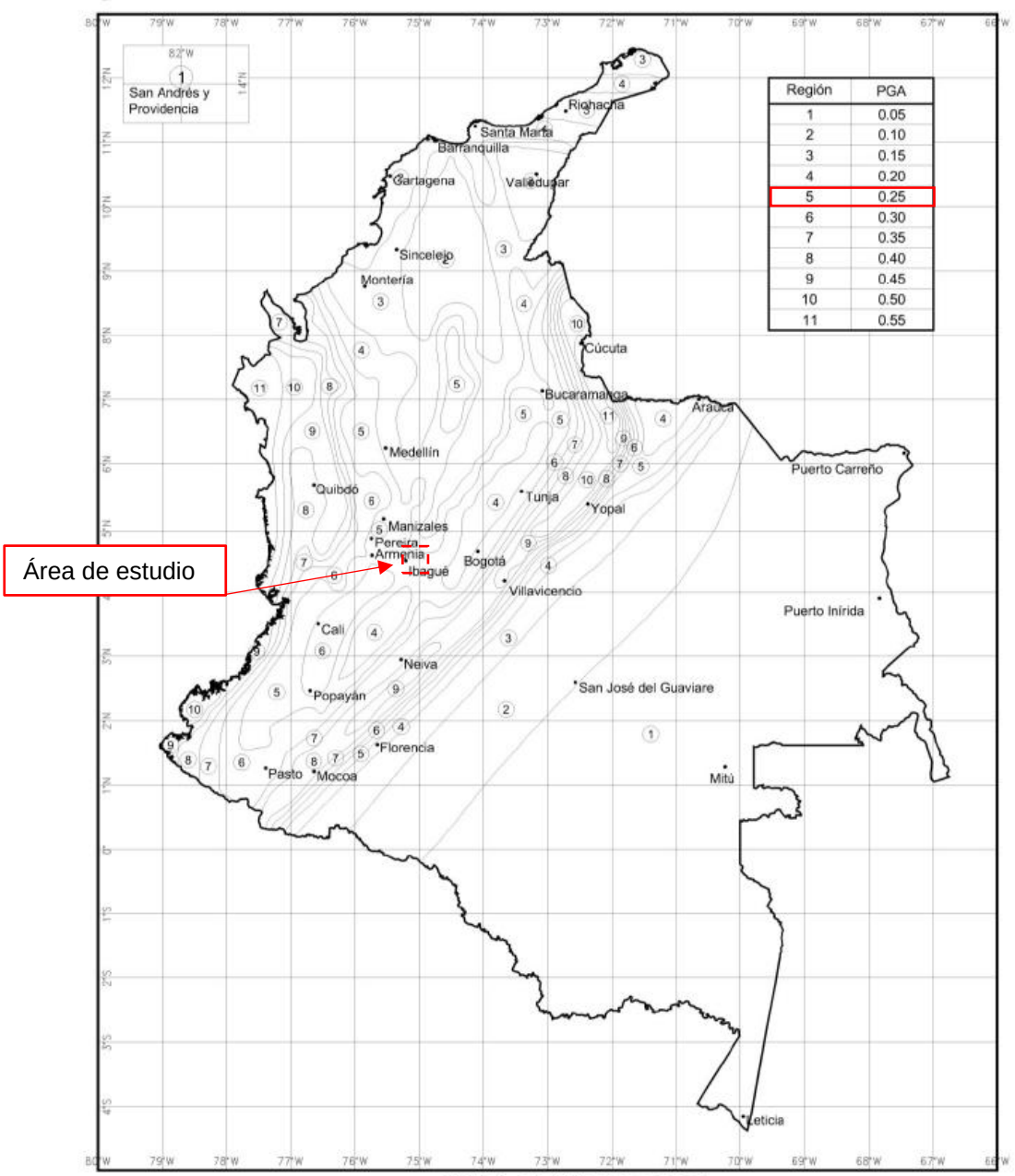


Ilustración 17 Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento.
Fuente: CCP - 14

7.2 Coeficiente de Aceleración Pico del Terreno

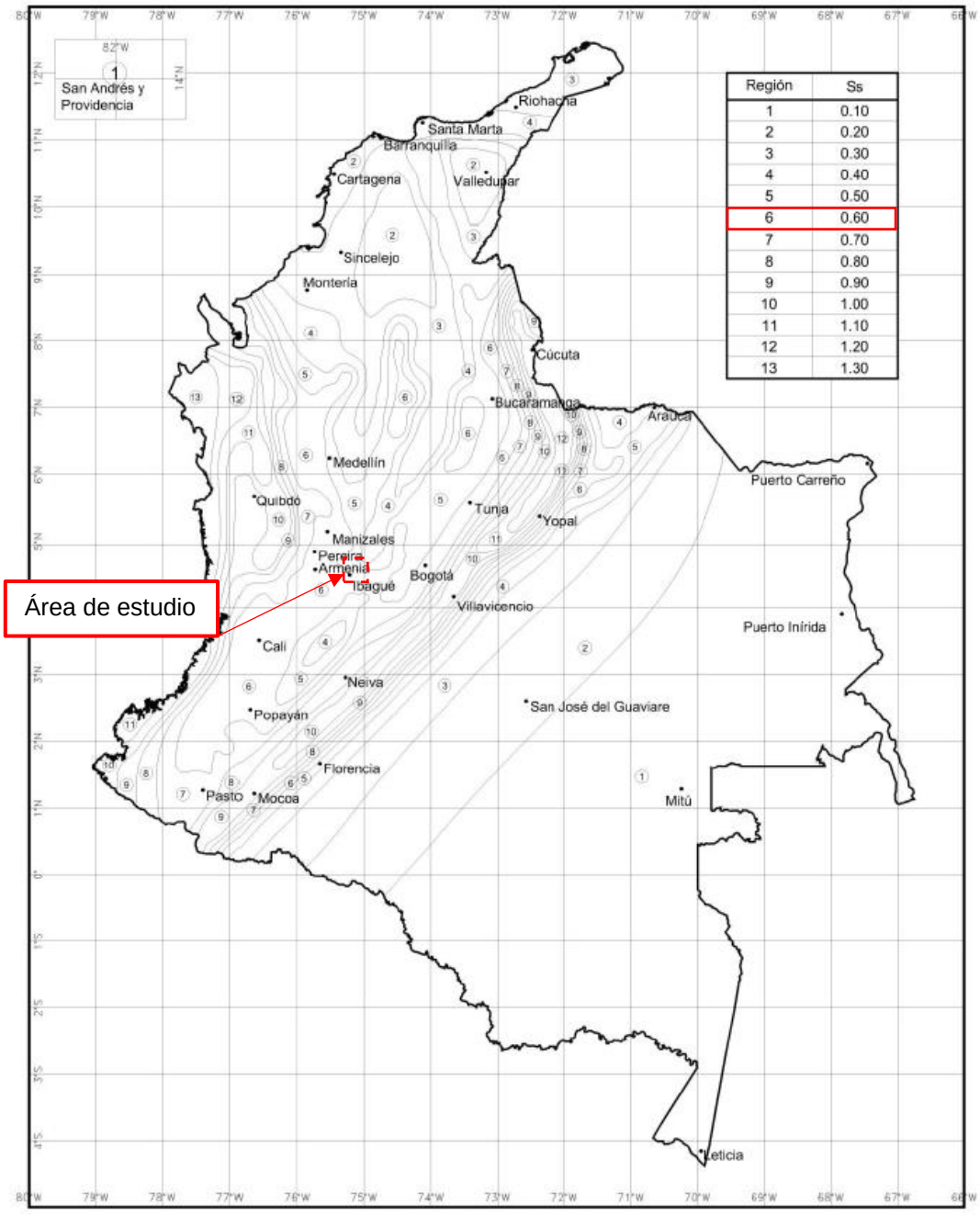
Con base a Ilustración 18 adoptada por el Código Colombiano de Puentes del 2014 (CCP – 14), se ha considerado que el proyecto se encuentra localizado en la región 5, la cual obedece a un valor de la aceleración pico horizontal del terreno (PGA) igual a 0.25.



MAPA DE VALORES PGA

Ilustración 18 Aceleración Pico Horizontal del Terreno (PGA) con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (g). Modificado de: CCP – 14

Con base a la Ilustración 19 adoptada por el Código Colombiano de Puentes del 2014 (CCP – 14), se ha considerado que el proyecto se encuentra localizado en la región 4, la cual obedece a un valor del Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un período de vibración de 1.0 segundos (Ss) igual a 0.40.



MAPA DE VALORES Ss

Ilustración 19 Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un período de vibración de 0.2 segundos (Ss) para 5% del amortiguamiento crítico y con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (g). Modificado de: CPP-14

Con base a la Ilustración 20 adoptada por el Código Colombiano de Puentes del 2014 (CCP – 14), se ha considerado que el proyecto se encuentra localizado en la región 5, la cual obedece a un valor del Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un período de vibración de 1.0 segundos (S_1) igual a 0.25.

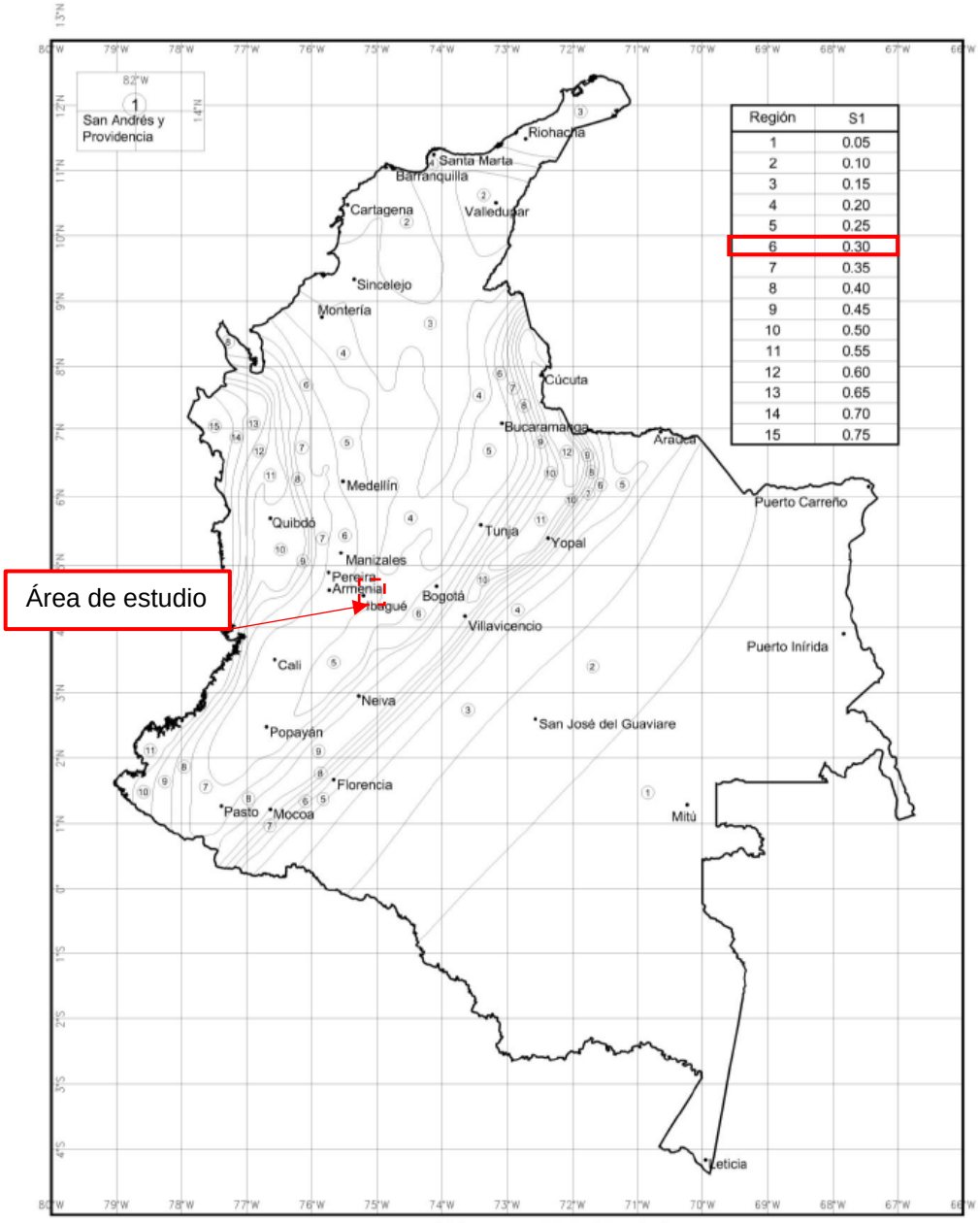


Ilustración 20 Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un período de vibración de 1.0 segundos (S_1) para 5% del amortiguamiento crítico y con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (g). Modificado de: CCP – 14

7.3 Perfil del Suelo

El tipo de perfil de suelo sitio debe clasificarse como A al F de acuerdo con la definición de los tipos de perfil de suelo de la Tabla 8, en donde los tipos de perfil de suelo deben clasificarse de acuerdo con la rigidez del suelo determinada por medio de mediciones de la velocidad de onda de cortante en el suelo medida en los 30 m superiores del perfil.

Tabla 8 Definición de los Tipos de Perfil de Suelo.

Tipo de Perfil de Suelo	Características del perfil
A	Roca competente con velocidad medida de onda de cortante, Vs ≥ 1500 m/s.
B	Perfil de roca de rigidez media con Vs en el intervalo 1500 m/s ≥ vs ≥ 760 m/s.
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda con velocidad medida de onda de cortante, Vs en el intervalo 760 m/s ≥ 360 m/s, o
	Perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: N ≥ 50 golpes/píe, o Su > 100 kPa (≈ 1 kgf/cm2).
D	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante Vs en el intervalo 360 m/s ≥ 180 m/s, o
	Perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: N en el intervalo 50 golpes/píe ≥ N ≥ 15 golpes/píe, o Su en el intervalo 100 kPa (≈ 1 kgf/cm2) > Su > 50 kPa (≈ 0.5 kgf/cm2).
E	Perfil de suelo con velocidad medida de onda de cortante, Vs < 180 m/s, o
	Perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: N < 15 golpes/píe, o Su < 50 kPa (≈ 0.5 kgf/cm2), o
	Cualquier perfil con H = 3 m de arcilla blanda, definida como un suelo con IP > 20, w > 40% y Su < 25kPa (≈ 0.25 kgf/cm2) (véase la Nota al final de la Tabla).
F	Suelos que requieren evaluación particular de sitio, tales como: • Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. • Turbas o arcillas altamente orgánicas (H > 3 m de turba o arcillas altamente orgánicas donde H = espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad (H > 7.5 m con IP > 75) • Estratos de arcillas con rigidez de media a blanda de gran espesor (H > 36 m)

Fuente: CCP – 14

Con base a los resultados obtenidos por parte de las perforaciones realizadas, se ha determinado que:

- Para una profundidad de 30.00m se ha considerado que la velocidad de onda de corte, se encuentran por el orden de los 359m/seg (LRS – 01) y 365 m/seg (LRS – 02), lo cual clasifica el perfil del suelo como “C” o “Perfiles de suelos muy densos o roca blanda”.

7.4 Factores de Sitio

Para un Tipo de Perfil de Suelo dado, C, D, o E, estos factores de sitio no lineales incrementan más el movimiento del terreno en áreas con movimientos en roca más bajos que en áreas con movimiento en roca más alto. Los valores adoptados son Fpga de 1.15, Fa de 1.15 y Fv de 1.55.

Tabla 9Valores del factor de Sitio, Fpga, en el período de vibración cero del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos (Véase la Nota 1)				
	PGA ≤ 0.1	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA ≥ 0.50
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.20	1.20	1.10	1.00	1.00
D	1.60	1.40	1.20	1.10	1.00
E	2.50	1.70	1.20	0.90	0.90
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Fuente: CCP - 14

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de Ss
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Tabla 10Valores del factor de Sitio, Fa, en el intervalo de períodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos (Véase la Nota 1)				
	PGA ≤ 0.1	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA ≥ 0.50
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.20	1.20	1.10	1.00	1.00
D	1.60	1.40	1.20	1.10	1.00
E	2.50	1.70	1.20	0.90	0.90
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Fuente: CCP - 14

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de S_1
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Tabla 11 Valores del factor de Sitio, Fv, en el intervalo de períodos de vibración largos del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de 0.2s (Véase la Nota 1)				
	Ss ≤ 0.25	Ss = 0.50	Ss = 0.75	Ss = 1.00	Ss ≥ 1.25
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30
D	2.40	2.00	1.80	1.60	1.50
E	3.50	3.20	2.80	2.40	2.40
F	Véase Nota 2	Véase Nota 2	Véase Nota 2	Véase Nota 2	Véase Nota 2

Fuente: CCP - 14

8 MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO

Con el propósito de analizar la interacción entre los materiales existentes en el sitio del proyecto y las condiciones particulares de sitio donde se construirá la obra, se presenta el modelo geológico - geotécnico. Finalmente, se ha logrado establecer a lo largo de la campaña de exploración, la presencia de dos (2) potenciales geomateriales que son:

- Relleno antrópico (Sarin)
- Terraza aluvial (Qtal)

8.1 Relleno antrópico (Sarin)

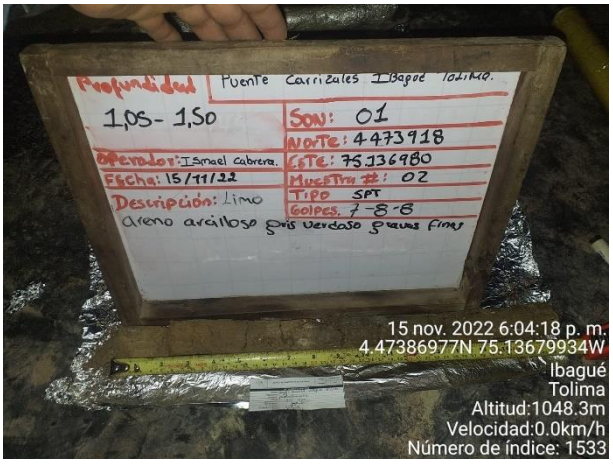


Ilustración 21 Muestra obtenida de relleno antrópico (Sarin). Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

Los rellenos antrópicos (Sarin), corresponden a esos materiales conformados para el carreteable de las vías de acceso los cuales poseen una gradación heterométrico con una proporción mayoritaria de arenas acompañados de manera seguida por fino y en menor proporción por gravas.

8.1.1 Resistencia al Corte

Dada la dificultad que existe para el muestreo y ensayos de laboratorio en suelos granulares con sobretramaños, se han adoptado el procedimiento para la estimación de los parámetros de resistencia al corte de suelos granulares presentado por el Arizona Department of Transportation (2011). El procedimiento adoptado, se presenta de manera resumida a continuación:

- Divida el perfil en cuantas capas con propiedades de materiales pueden ser adoptadas. El último estrato debe extenderse abajo alrededor de 2D (dos diámetros) debajo de la base del pilote. El número total de capas puede encontrarse entre 4 y 12.
- Para cada perfil de suelo, se debe obtener la siguiente gradación: D_{90}, D_{50}, D_{10}, y el porcentaje de grava G (%).
- Para cada capa estime el peso unitario seco de los materiales con las siguientes ecuaciones:
  - $\frac{\gamma_d}{\gamma_w} = 0.662\left(\frac{D_{90}}{D_{10}}\right)^{0.033} + 1.474(D_{50})^{0.1343}$, donde D_{50} está en pulgadas.

- $\frac{\gamma_d}{\gamma_w} = 0.662\left(\frac{D_{90}}{D_{10}}\right)^{0.033} + 0.9546(D_{50})^{0.1343}$, donde D_{50} está en milímetros.

- Para cada estrato, calcule el esfuerzo efectivo por sobrecarga en el centro del estrato (σ′).
- Estime el ángulo de interacción pilote – suelo a partir de la siguiente expresión:
  - $\delta = 26.74\left(\frac{D_{10}}{D_{90}}\right)^{0.107} - \frac{0.4376}{(D_{50})^{0.466}} + 0.715(\%G)^{0.818}$, donde D_{50} es en pulgadas.
  - El valor límite es de 43° es recomendado para δ = φ.

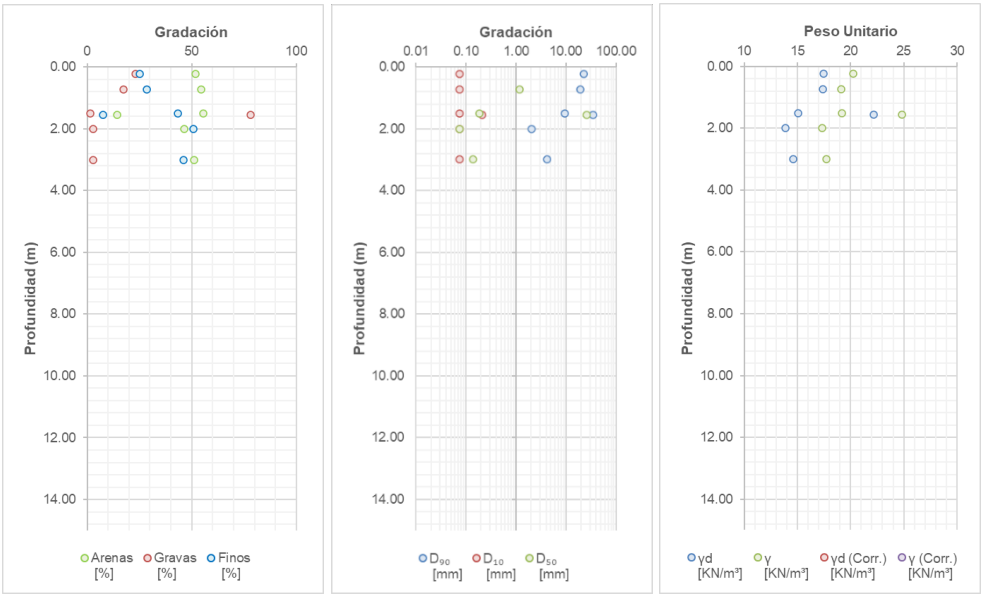


Ilustración 22 Variación de las propiedades índice de los rellenos antrópicos (Sarin). Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

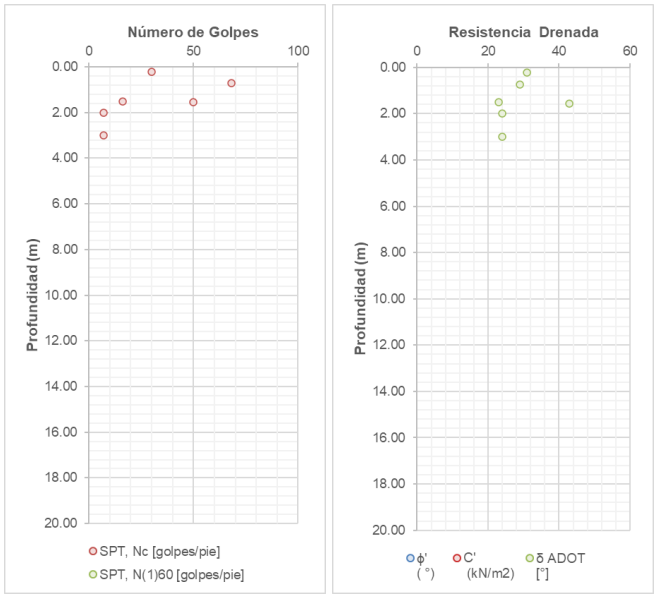


Ilustración 23 Variación de las propiedades de resistencia de los rellenos antrópicos (Sarin). Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

8.2 Terraza aluvial (Qtal)



Ilustración 24 Muestra obtenida de terraza aluvial (Qtal).
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

Corresponde a los depósitos cuaternarios recientes, que fue transportado y depositado, por la dinámica fluvial de la quebrada Cocare y que geomorfológicamente corresponde a una terraza baja corresponde a material no consolidado heterogéneo y bloques son heterométricos, redondeados a subredondeados y de esfericidad media a alta, conformado por la intercalación e interdigitación de lentes irregulares de: bloques, gravas, arenas y limos, en proporciones variables hasta métricos. (ver Ilustración 24). Puesto que la acción dinámica de la quebrada Cocare a tallado dos márgenes, para efectos del presente estudio y con el objetivo de realizar una adecuada caracterización de las propiedades mecánicas, se reconocerán como terrazas de la margen izquierda y terrazas de la margen derecha.

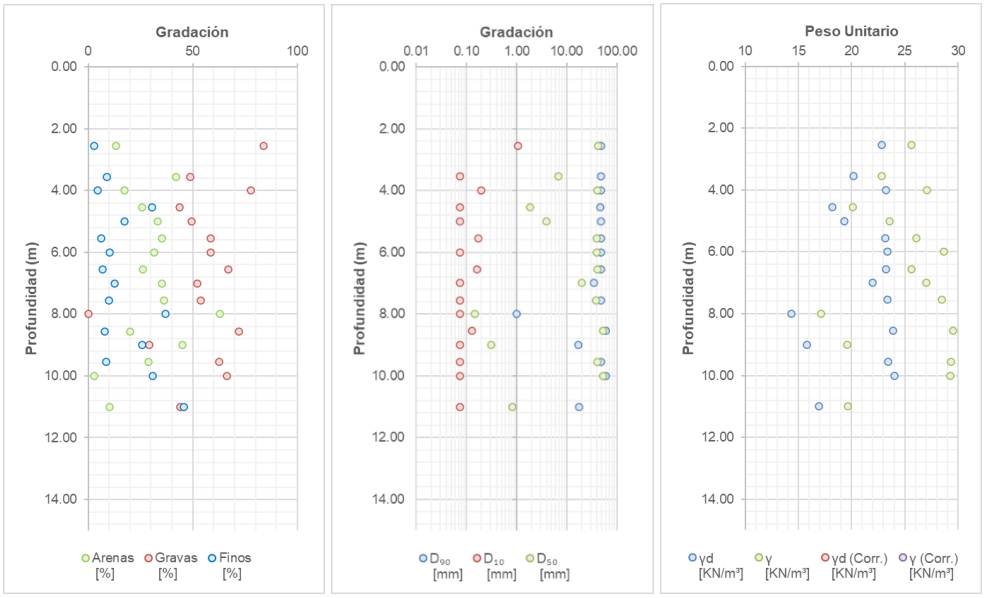


Ilustración 25 Variación de las propiedades índice de la terraza aluvial (Qtal) de la margen izquierda.
Fuente: Geotechnical Risk Mitigatión

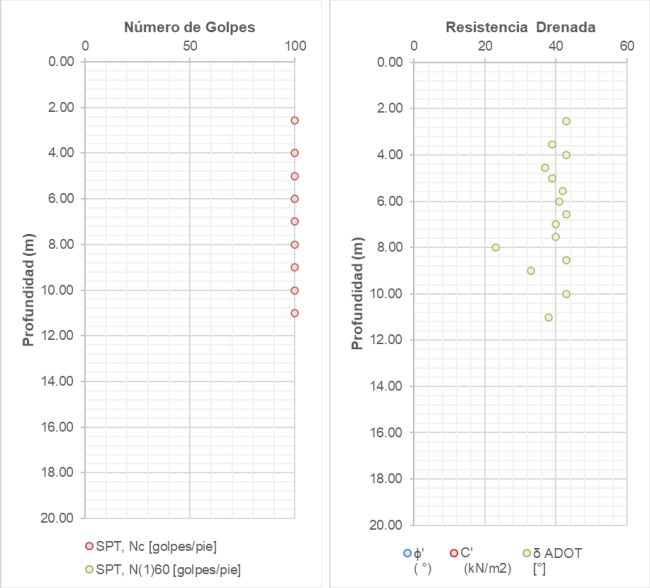


Ilustración 26 Variación de las propiedades de resistencia de la terraza aluvial (Qtal) de la margen izquierda. Fuente: Geotechnical Risk Mitigatión.

8.3 Parámetros Elásticos del suelo

Debido a la compresibilidad que presentan los niveles arcillosos localizados en el área de estudio, resulta necesario la determinación de los parámetros elásticos del suelo, Aplicando los modelos de esfuerzo – Deformación propuesto por Hooke aplicado para la solución de problemas geotécnicos, en donde se han tomado como consideraciones:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E_s}(\sigma_x - \mu\sigma_y - \mu\sigma_z)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E_s}(\sigma_y - \mu\sigma_x - \mu\sigma_z)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E_s}(\sigma_z - \mu\sigma_x - \mu\sigma_y)$$

Debido a que algunos parámetros constituyentes de la elasticidad del suelo, de manera ideal se podrían obtener a partir de ensayos triaxiales, los cuales resultan difícil de obtener debido a la alternación de las muestras y los sobrecostos que acarrean en proyectos de menor tamaños, se ha decidido obtener dichos parámetros por medio de correlaciones (valores aproximados). En el caso del módulo de Poisson, se ha considerado una condición de compresión confinada en función del coeficiente a partir de la expresión:

$$\upsilon = \frac{k_0}{1 + k_0}$$

En donde:

Ko: Coeficiente de reposo del suelo.

En arcillas normalmente consolidadas se ha adoptado la expresión empírica, partir del ángulo de fricción interna del suelo, como es:

$$K_0 = 1 - sin\,\varphi$$

La deformación del módulo de corte al 50% de la resistencia del suelo (E_{50}) y el esfuerzo de confinamiento en suelos granulares con sobretramaños, han sido correlacionados por Dorador & Urrutia (2018). El resultado índica que el incremento del E_{50} con el promedio del tamaño del tamaño de las partículas entre el D_{50} de 5.5mm. Sin embargo, el valor de E_{50} para la curva con D_{50} = 37.5mm es mucho menor que para las otras cuatro curvas paralelas. Este resultado puede ser asumido como una consecuencia de la influencia de la meteorización de las partículas sobre la resistencia y compresibilidad del material (Dorarador & Urrutia, 2018). Adoptando estas curvas como modelos de referencia para los análisis, se han estimado los módulos de elasticidad del suelo a partir del D_{50} representativo para cada uno de los materiales identificados en el área de estudio (ver Ilustración 27).

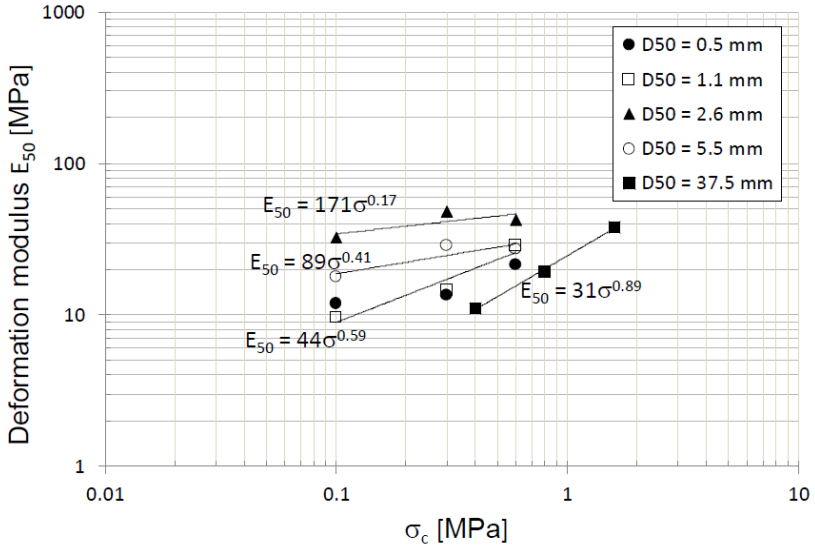


Ilustración 27 E50 versus esfuerzos de confinamiento.
Tomado de Dorador & Urritía (2018).

8.4 Resumen de los parámetros

El resumen de las propiedades índice y de los parámetros de diseño implementados se presentan resumidos en la Tabla 12 .

Tabla 12 Resumen de los parámetros de diseño de los geomateriales identificados

Material	γ (kN/m³)	φ' (°)	C' (kPa)	Ko	μ	Es (MPa)
Relleno antrópico (Sarin)	18.61	24	0.00	0.593	0.372	12.00
Terraza aluvial (Qtal)	24.64	43	0.00	0.318	0.241	45.00

Fuente: GEOTECHNICAL RISK MITIGATION

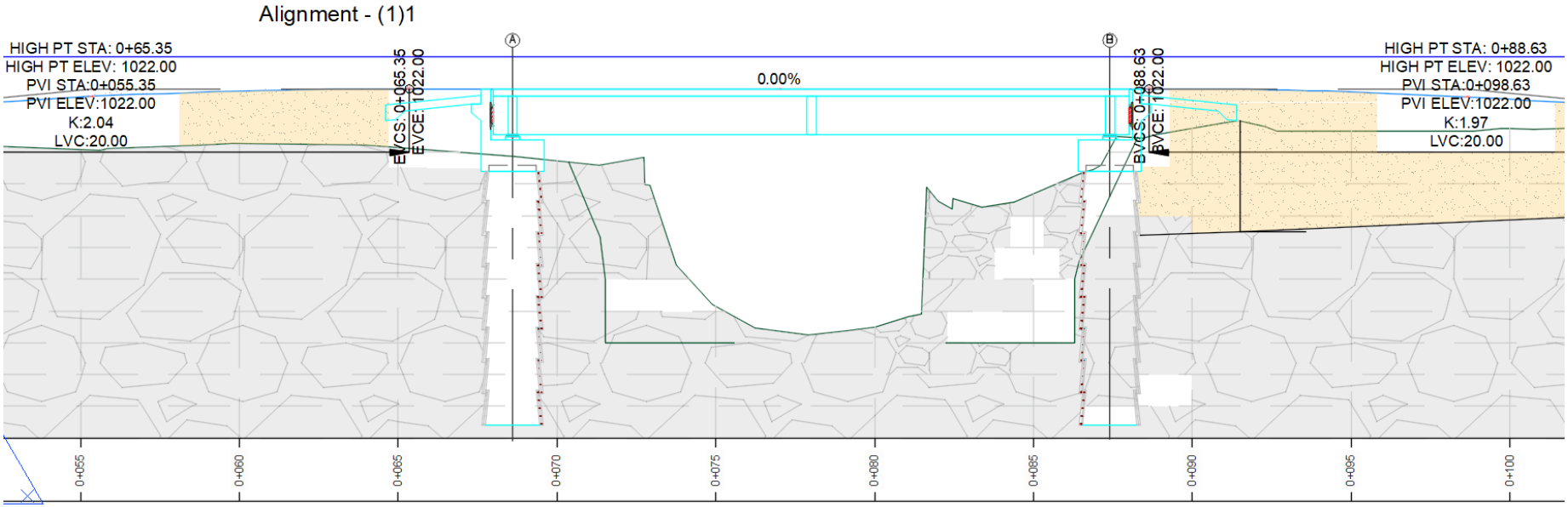


Ilustración 28 Modelo Geológico – Geotécnico propuesto.
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

9 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PRELIMINARES

Los análisis geotécnicos se han desarrollado siguiendo los lineamientos establecidos por el código colombiano de puentes del 2014 (CCP – 14), para el análisis de un puente de 20.00m de luz, apoyado sobre dos estribos en la quebrada Cocare.

9.1 Modelo LRFD

Siguiendo los requerimientos mínimos establecidos por el Código Colombiano de Puentes (CCP – 14), se ha aplicado la filosofía de diseño LRFD considerando los estados límites especificados. Los estados límites se han evaluado a partir de la siguiente expresión:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \sum \varphi_i R_i = R_r$$

γi : Factor de Carga, un multiplicador aplicado al efecto de la fuerza i
Qi : Efecto de la Fuerza
ϕi : Factor de Reducción de Resistencia
Ri : Valor Normal del componente de Resistencia.

Las combinaciones de carga para diferentes condiciones de diseño, aquí aplicadas son:

Resistencia I — Combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal del puente sin viento.
Evento Extremo I — Combinación de carga que incluye sismo. El factor de carga para carga viva γEQ, debe determinarse para cada proyecto específico.
Servicio I — El estado límite de servicio se debe considerar como el conjunto de restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones regulares de servicio. Esta combinación de carga relacionada con la operación normal de uso del puente con un viento de 90km/h y con todas las cargas tomadas en sus valores nominales.

9.1.1 Factores de Mayoración de Carga y Reducción

Los factores de mayoración de carga propuestos para las distintas combinaciones de carga del CCP – 14, se presentan de manera resumida en la Tabla 13. Los productos se han sumado para obtener el factor Rr, tal como se estipula en la sección 3.

En cuanto a los factores de reducción, se han aplicado las consideraciones de la sección 10 Cimentaciones, tomado en cuenta el procedimiento constructivo, en donde se ha determinado que para el proyecto en estudio se aplican las siguientes consideraciones:

- Para los análisis de capacidad de carga se aplicará: “Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957)”, con un coeficiente de reducción de 0.45 (ver Tabla 15).
- Para los análisis por deslizamiento se aplicará: “Concreto fundido in situ sobre arena” y “Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento” (ver Tabla 16).

Tabla 13 Factores de mayoración de Carga de Diseño según el CCP - 14

Factores de Carga, CCP - 14				
Tipo de carga, tipo de cimentación y Método para cálcular la fricción negativa			Factor de Carga	
			Máximo	Mínimo
DC :	DC : Componentes y Accesorios		1,25	0,90
DC :	DC : Solo Resistencia IV		1,50	0,90
DD :	DD : Fricción Negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1,40	0,25
DD :		Pilas, Método λ	1,05	0,30
DD :		Pozos Perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1,25	0,35
DW :	Dw: Superficie de Rodaduras e Instalaciones		1,50	0,65
EH :	EH : Presión Horizontal de Suelo	Activa	1,50	0,90
EH :		Reposo	1,35	0,90
EH :		Muros Anclados	1,35	N/A
EL :	EL : Tensiones Residuales de Construcción		1,00	1,00
EV :	EV : Presión Vertical del Suelo	Estabilidad General	1,00	N/A
EV :		Muros de Contención y Estribos	1,35	1,00
EV :		Estructuras Rígidas Enterradas	1,30	0,90
EV :		Marcos Rígidos	1,35	0,90
EV :		**Estructuras Flexibles Enterradas**		
EV :		Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugadas Profundas	1,50	0,90
EV :		Alcantarillas Termoplásticas	1,30	0,90
EV :		Todas las Demás	1,95	0,90
ES :	Es : Sobrecarga del Suelo		1,50	0,75
PS :	PS : Fuerzas secundarias debidas a pretensado			
CR :	CR : Fuerzas debidas al flujo plástico			
SH :	SH : Fuerzas debidas a retracción			
LL :	LL : Carga viva vehicular		1,00	1,00
IM :	IM : Incremento de carga dinámica vehicular			
CE :	CE : Fuerza centrífuga vehicular			
BR :	BR : Fuerza de frenado vehicular			
PL :	PL : Carga viva peatonal			
LS :	LS : Sobrecarga de carga viva			
WA :	WA : Carga de agua y presión de la corriente		1,00	1,00
WS :	WS : Carga de viento sobre la estructura			
WL :	WL : Carga de viento sobre la carga viva			
FR :	FR : Carga de fricción			
TU :	TU : Fuerza debida a temperatura uniforme			
TG :	TG : Fuerzas debidas a gradiente de temperatura			
SE :	SE : Fuerzas debidas a asentamiento			
EQ :	EQ : Carga sísmica			
BL :	BL : Carga de explosión			
IC :	IC : Carga de hielo			
CT :	CT : Fuerza de colisión vehicular			
CV :	CV : Fuerza de colisión de embarcaciones			

Fuente: CCP – 14

Tabla 14 Factores de reducción según el CCP - 14

Factores de Reducción, CCP - 14			
Método/Solución/Condición			**Factores de Resistencia**
La resistencia nominal a la compresión axial de pilotes perforados, ϕstat	Resistencia por Fuste en Arcilla	Método α (O'Neil and Reese, 1999)	0,45
	Resistencia por Punta en Arcilla	Esfuerzo Total (O'Neil and Reese, 1999)	0,40
	Resistencia por fuste en Arena	Método β (O'Neil and Reese, 1999)	0,55
	Resistencia de punta en Arena	O'Neil and Reese, (1999)	0,50
	Resistencia por fuste en IGMs	O'Neil and Reese, (1999)	0,60
	Resistencia por Punta en IGMs	O'Neil and Reese, (1999)	0,55
	Resistencia por fuste en Roca	Horvarth and Kenney (1979) O'Neil and Reese, (1999)	0,55
	Resistencia por fuste en Roca	Carter and Kulhway (1988)	0,50
	Resistencia por Punta en Roca	Sociedad Geotécnica Canadiense (1985) Método de medición de Presión (Sociedad Geotécnica Canadiense, 1985) O'Neil and Reese (1999)	0,50
Falla en Bloque, ϕb_1	Arcilla		0,55
Resistencia al levantamiento de Pilotes perforados Individuales, ϕup	Arcilla	Método α (O'Neil and Reese, 1999)	0,35
	Arena	Método β (O'Neil and Reese, 1999)	0,45
	Roca	Horvarth and Kenney (1979) O'Neil and Reese, (1988)	0,40
Resistencia al levantamiento del grupo de pilotes, ϕug	Arena y Arcilla		0,45
Resistencia Geotécnica horizontal del Pilote individual o del grupo de Pilotes	Todos los Materiales		1,00
Prueba de Carga Estática (Compresión), ϕ load	Todos los Materiales		0,70
Prueba de Carga Estática (Levantamiento), ϕupload	Todos los Materiales		0,60

Fuente: CCP – 14

Tabla 15 factores de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia

Método/Suelo/Condición			Factor de Resistencia
Capacidad de Carga	φ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55

Fuente: CCP – 14

Tabla 16 factores de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia

Método/Suelo/Condición			Factor de Resistencia
Deslizamiento	φ_τ	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
	φ_{ep}	Suelo sobre suelo	0.90
		Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

Fuente: CCP – 14

Tabla 17 Factores de resistencia para muros de contención permanentes

TIPO DE MURO Y CONDICIÓN Muros en voladizo y muros anclados		FACTOR DE RESISTENCIA
Resistencia axial a compresión de los elementos verticales		Aplica el Artículo 10.5
Resistencia de los elementos verticales a la compresión axial		0.75
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (1)	• Suelos no cohesivos (granulares) • Suelos cohesivos • Roca	0.65 0.70 0.50
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (2)	• Cuando se realizan pruebas de verificación	1.00
Resistencia a la tensión de los tendones de anclaje	• Acero dulce (por ejemplo, barras ASTM A615) • Acero de alta resistencia (por ejemplo, barras ASTM A722)	0.90 0.80
Capacidad a flexión de los elementos verticales		0.90

Fuente: CCP – 14

Tabla 18 Factores de resistencia para muros de contención permanentes

TIPO DE MURO Y CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Muros en voladizo y muros anclados		
Resistencia axial a compresión de los elementos verticales		Aplica el Artículo 10.5
Resistencia de los elementos verticales a la compresión axial		0.75
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (1)	• Suelos no cohesivos (granulares) • Suelos cohesivos • Roca	0.65 0.70 0.50
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (2)	• Cuando se realizan pruebas de verificación	1.00
Resistencia a la tensión de los tendones de anclaje	• Acero dulce (por ejemplo, barras ASTM A615) • Acero de alta resistencia (por ejemplo, barras ASTM A722)	0.90 0.80
Capacidad a flexión de los elementos verticales		0.90

Fuente: CCP – 14

Tabla 19 Factores de resistencia para muros de contención permanentes

TIPO DE MURO Y CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Muros de suelo estabilizado mecánicamente, Muros de gravedad, y Muros de Semigravedad		
Capacidad de carga	• Muros de gravedad y semigravedad • Muros de suelo estabilizado mecánicamente	0.55 0.65
Deslizamiento		1.00
Resistencia a la tensión de los refuerzos metálicos y sus conectores	Refuerzos en franja (4) • Fuerza estática Refuerzos en malla (4) (5) • Fuerza estática	0.75 0.65
Resistencia a la tensión de los refuerzos geosintéticos y sus conectores	• Carga estática	0.90
Resistencia al arrancamiento de los refuerzos a tensión.	• Carga estática	0.90

Fuente: CCP – 14

Tabla 20 Factores de resistencia para muros de contención permanentes

TIPO DE MURO Y CONDICIÓN	FACTOR DE RESISTENCIA
Muros de suelo estabilizado mecánicamente, Muros de gravedad, y Muros de Semigravedad	
Capacidad	Se aplica el artículo 10.5
Deslizamiento	Se aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva	Se aplica el artículo 10.5

Fuente: CCP – 14

Notas:

(1) Se aplica a los esfuerzos últimos de adherencia unitaria asumidos para el diseño preliminar únicamente en el Artículo C11.9.4.2.
(2) Se aplica cuando se realiza(n) prueba(s) de verificación en cada anclaje de producción hasta una fuerza igual a 1.0 o más veces la fuerza de diseño mayorada en el anclaje.
(3) Se aplica a la máxima fuerza de prueba de verificación del anclaje. Para el acero dulce aplicar el factor de resistencia para y F. Para el acero de alta resistencia aplicar el factor de resistencia a la resistencia última a la tensión garantizada.
(4) Se aplica a la sección transversal bruta menos el área sacrificable. En el caso de las secciones con orificios reducir el área bruta de acuerdo con el Artículo 6.8.3 y aplicar a la sección neta menos el área sacrificable.
(5) Se aplica a los refuerzos en malla conectados a un elemento de revestimiento rígido, por ejemplo, un panel o bloque de concreto. Para los refuerzos en malla conectados a un revestimiento flexible o que son continuos con el revestimiento, utilizar el factor de resistencia correspondiente a refuerzos en franja.

9.1.2 Consideraciones Cargas de Diseño

Para realizar la validación de las diferentes combinaciones de carga a las cuales se va a encontrar sujeta la cimentación, se han adoptado las siguientes consideraciones para estimar e implementar cargas de diseño:

9.1.2.1 Peso Propio del Elemento (DC – DW)

Las cargas de diseño aplicadas para el modelo evaluado y sus consideraciones han sido estimadas por parte del especialista estructural, el cual considera que la carga de diseño por estribo es de 750 kN. Las cuales incluyen consideraciones frente a carga viva, peso propio, entre otros y se presentan a continuación:

9.1.2.2 Presión de Poros

La presión de poros se ha estimado como un modelo hidrostático, variando en función de la profundidad a partir de la expresión:

$$U = \gamma_{agua}.h$$

En donde:

γagua : Peso Unitario del Agua
h : Profundidad de la medida

9.1.2.3 Empuje Activo del Suelo

Debido a las solicitudes de carga lateral a los cuales se puede ver sometido el muro de contención en Terramesh System, debido a la cuña activa que se desarrolla en el material (rellenos antrópicos) que se encuentra en el espaldar del muro, las solicitudes activas se presentan por parte del relleno y se ha implementado la metodología de Coulomb (ver Ilustración 122), con la expresión:

$$K_a = \frac{(sin(\beta+\varphi)^2}{(sin\,\beta)^2\,sin(\beta-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{sin(\varphi+\delta)\,sin(\varphi-\alpha)}{sin(\beta-\delta)\,sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$$

En donde:

β : Ángulo de inclinación entre la horizontal y el trasdós.
ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo
δ : Ángulo de interacción del suelo – muro (2/3 del ángulo de fricción interna)
α : Ángulo de inclinación del trasdós del muro.

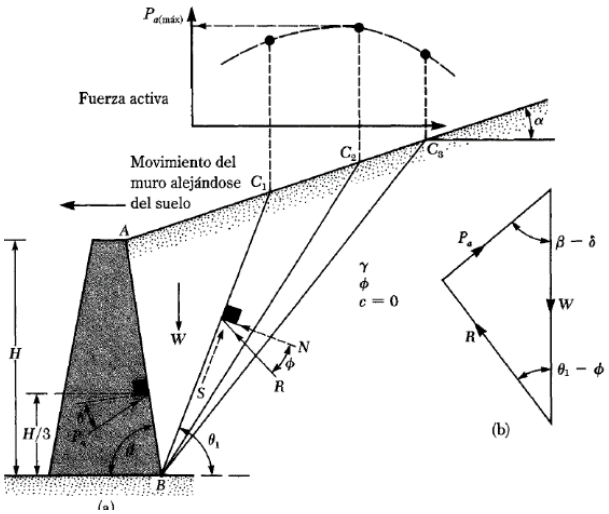


Ilustración 29 Elementos para el análisis de la cuña activa de Coulomb. Tomado de: B. Das.

9.1.2.4 Cargas por Vías

Se ha tomado como referencia un valor del orden de 15 KPa y como carga que tiende a movilizar el estribo se ha considerado la implicación de las cargas generadas por la vía, con la expresión:

$$P = \frac{q}{90}[H(\theta_2-\theta_1)] \quad , \quad \theta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{b}{H}\right),\ \theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{a'+b'}{H}\right)$$

En donde:

q : Sobrecarga.
H : profundidad con respecto a la corona del muro.
a : Ancho de la sobre carga (3.00m igual al ancho del carril según la norma).
b : Distancia de la corona del muro a la sobrecarga.

Las cargas vivas de diseño propuestas por el diseño estructural se presentan de manera resumida a continuación:

Tabla 21 Resumen de las cargas vivas de diseño

COMBINACIÓN	Carga Viva	REACCIÓN MÁXIMA (kN)
SERVICIO I	Camión	1,270
	Tándem	1,137
SERVICIO III	Camión	1,163
	Tándem	1,103
RESISTENCIA I	Camión	1,874
	Tándem	1,743
RESISTENCIA IV	Camión	2,039
	Tándem	1,907

Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

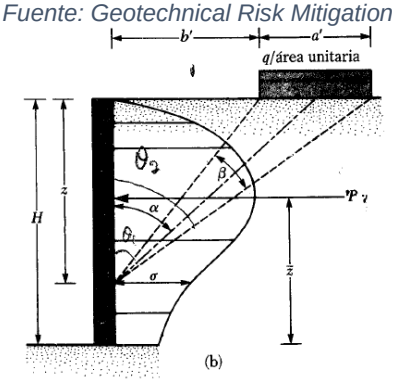


Ilustración 30 Presión lateral de la tierra causada por carga de franja. Tomado de: B. Das

9.1.2.5 Presiones Pasivas del Suelo

La condición pasiva del suelo ha sido considerada a partir del aporte generado por el suelo localizado en el pie del estribo sin tener en cuenta tres (3) metros de profundidad asociados a socavación, como se presenta en el Código Colombiano de Puentes (CCP – 14), a partir de la expresión:

$$P_p = 1.5K_{p2}\gamma'_2 D^2 b$$

En Donde:

Kp : Coeficiente Pasivo de Tierras
γ' : Peso Unitario boyante del Suelo
D : Profundidad de empotramiento
b : Ancho o diámetro del elemento
β : Ángulo de la superficie del terreno de manera frontal con respecto a la horizontal.

9.1.2.6 Diagramas de cuerpo libre

El diagrama de cuerpo libre implementado parte de las recomendaciones presentadas en el Código Colombiano de Puentes del 2014 (CCP – 14), como se presenta de manera resumida en la Ilustración 32 e Ilustración 33.

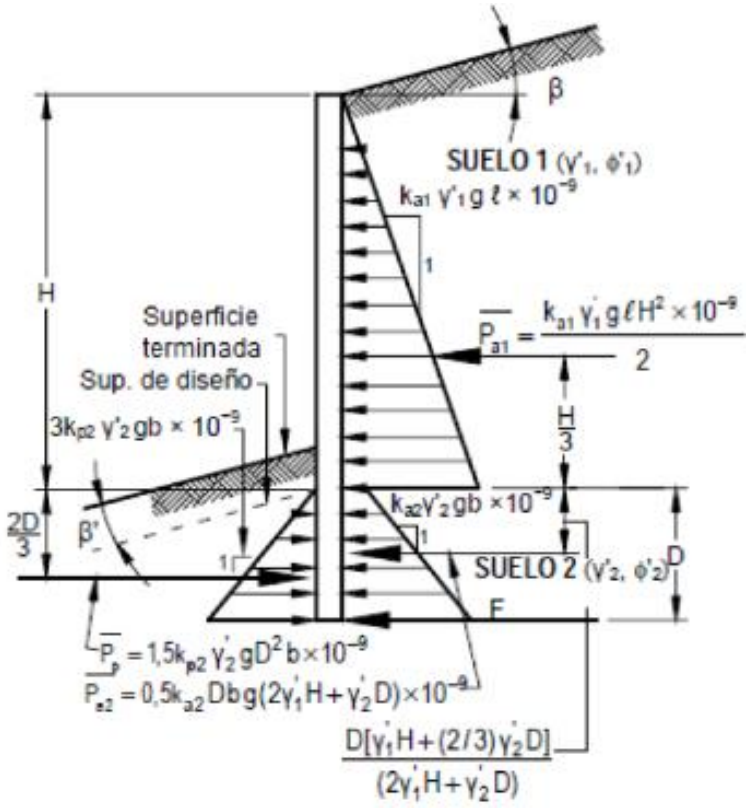


Ilustración 31 Distribución de presión de Suelo simplificada no mayorada para elementos discretos del muro verticales empotrados en suelos granulares. Fuente: CCP – 14.

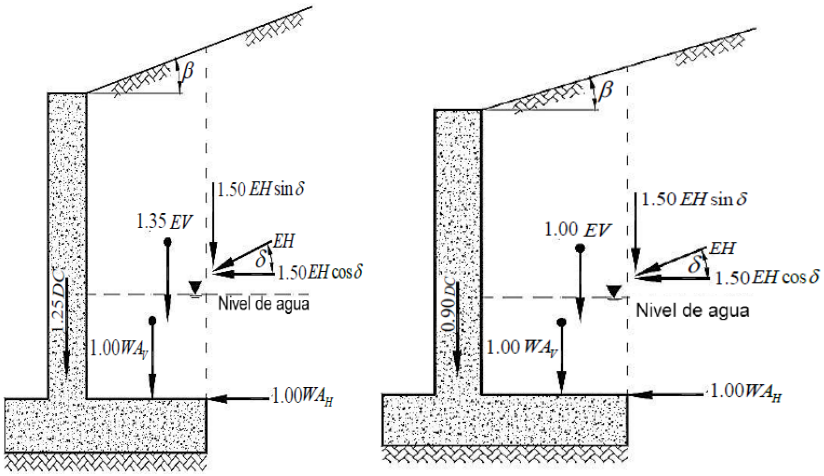


Ilustración 32 Aplicación típica de los factores de carga para determinar la capacidad de carga (izquierda) y Aplicación típica de los factores de carga para determinar la resistencia al deslizamiento y la excentricidad (Derecha). Tomado de: CCP – 14.

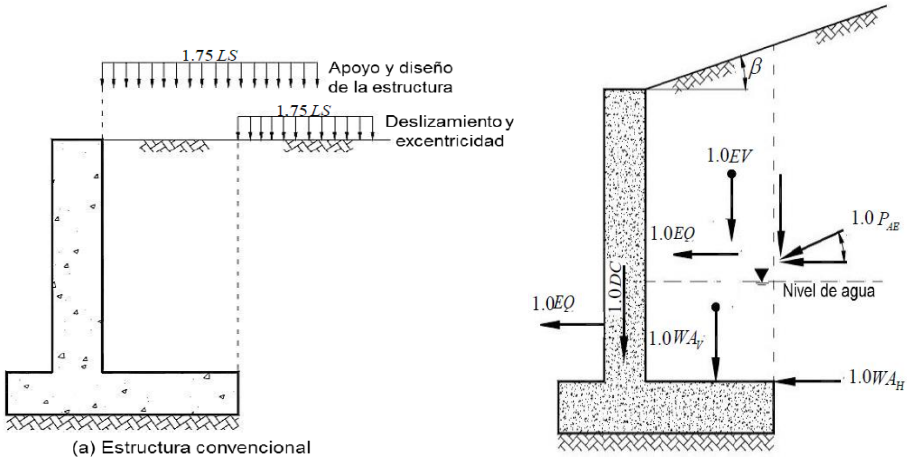


Ilustración 33 Aplicación típica de la sobrecarga por carga viva (Izquierda) y Aplicación típica de los factores de carga para la capacidad de carga y la resistencia al deslizamiento y para la excentricidad en el estado límite de Evento Extremo I. Fuente: CCP – 14.

10 DISEÑO DE ESTRIBOS

El diseño de los estribos ha sido realizado siguiendo los lineamientos establecidos por parte del CPP – 14, considerando que el puente se encontrara cimentado sobre una viga apoyada sobre dos pilas de 1.50m de diámetro y 8.00m de longitud (ver Ilustración 34). Adicionalmente, se ha considerado la proyección de estructuras de protección que reduzcan el efecto de la socavación local o lateral que se pueda desarrollar sobre la cimentación del puente.

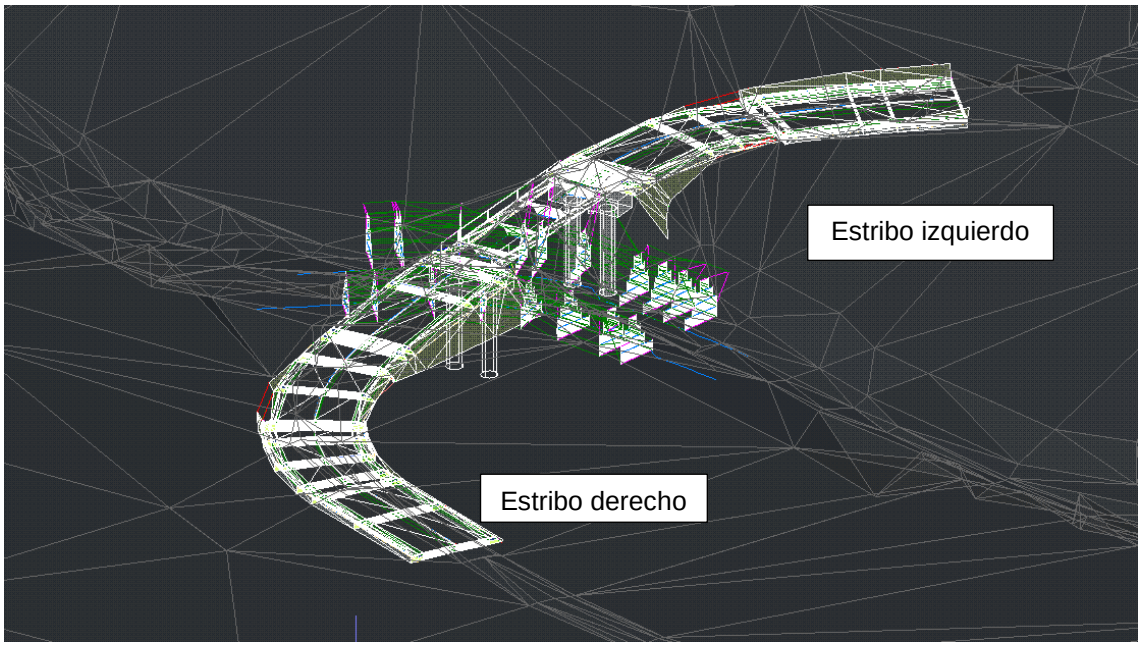


Ilustración 34 Isométrico del puente proyectado.
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

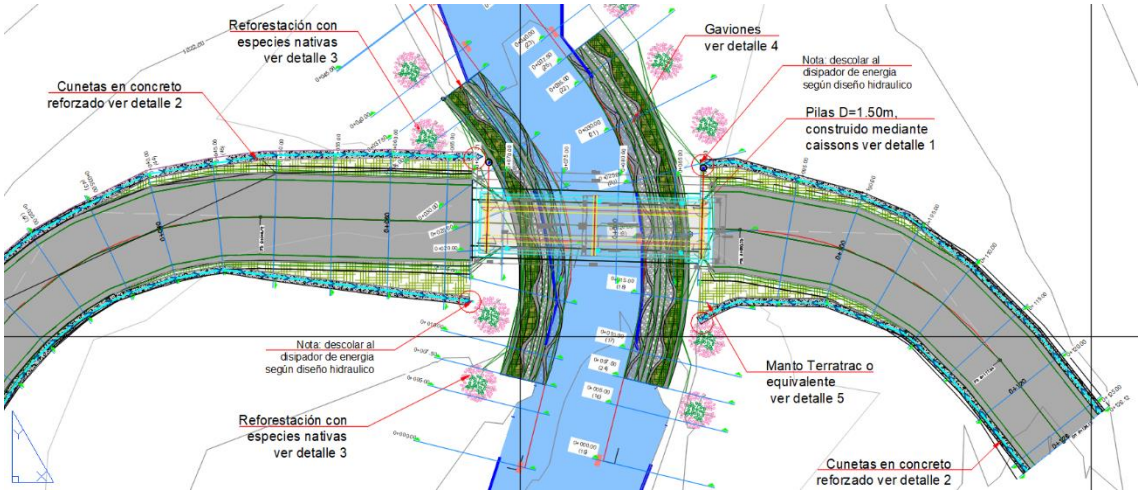


Ilustración 35 Vista en planta de la estructura proyectada.
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

Las características de la propuesta de cimentación para cada uno de los estribos se presentan de manera resumida a continuación:

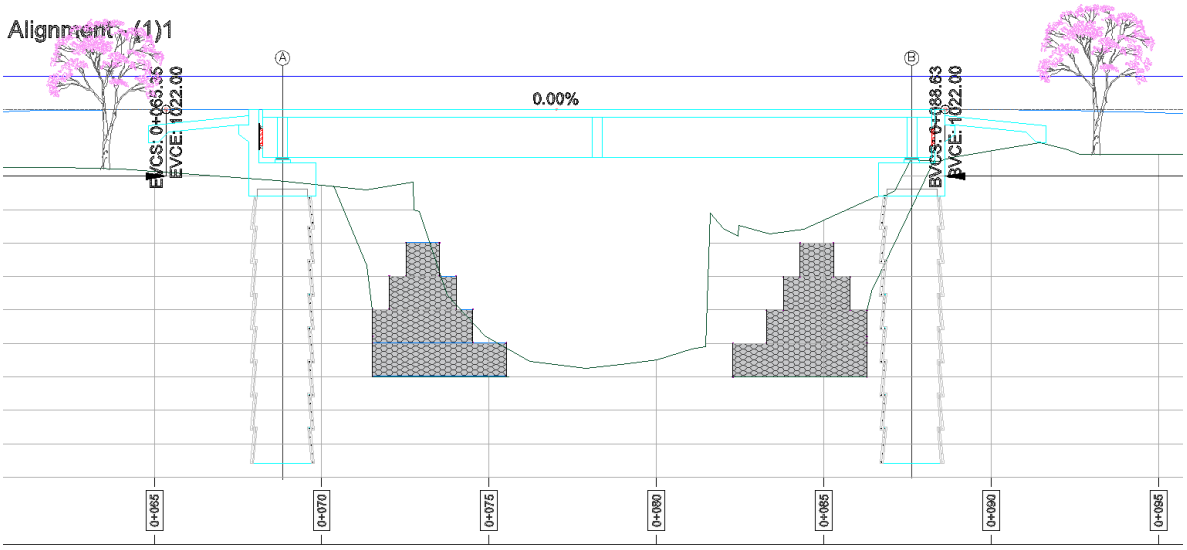


Ilustración 36 Implantación del estribo izquierdo en planta (Arriba) y perfil (Abajo).
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

- **Estribo Derecho**

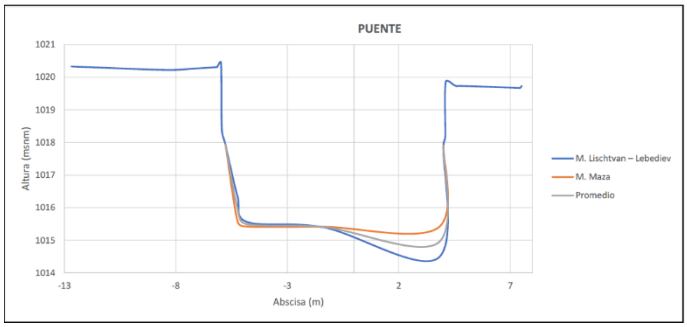
El estribo izquierda se apoyará sobre una viga que se cimienta apoyada sobre caisson de 1.50m de diámetro y 8.00m de longitud, desplantado sobre la terraza aluvial identificada, el cual se protegerá contra la erosión mediante gaviones (ver Ilustración 36).

- **Estribo Izquierdo**

El estribo derecho, de igual manera se apoyará sobre una viga que se cimienta apoyada sobre caisson de 1.50m de diámetro y 8.00m de longitud, desplantado sobre la terraza aluvial identificada, el cual se protegerá contra la erosión mediante gaviones (ver Ilustración 36).

- **Socavación**

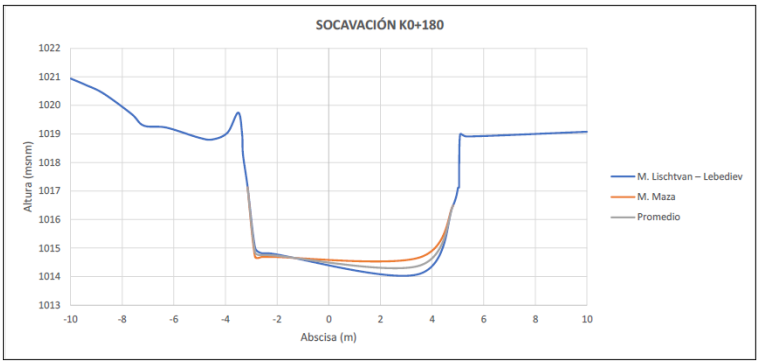
La socavación estimada por parte del área de hidráulica en el estribo izquierdo es de hasta 0.99m (aproximadamente 1.00m) y prácticamente nula en el estribo derecho (ver Ilustración 37).



ABSCISA	Cota P1 (msnm)	Yo (m)	Ys (m)	Sg1 (m)	PS1 (msnm)
-5.235	1016.346	0.024	0.78	0.75	1015.59
-4.808	1015.901	0.469	0.94	0.48	1015.43
-1.326	1015.819	0.551	0.95	0.40	1015.42
3.75	1015.401	0.969	0.99	0.02	1015.38

Ilustración 37 Estimación de la socavación calculada en los estribos del puente.
Fuente: Jesús Cervera (2022).

Para los análisis de las estructuras de protección de orilla, se han adoptado los resultados obtenidos en la abscisa k 0 + 160, presentado por el estudio hidráulico. De manera seguida, se ha estimado que la socavación en la margen izquierda puede por el orden de los 0.63m y en la margen derecha son despreciables (ver Ilustración 37).



ABSCISA	Cota P1 (msnm)	Yo (m)	Ys (m)	Sg1 (m)	PS1 (msnm)
-2.854	1015.303	0.297	0.93	0.63	1014.67
-2.589	1015.222	0.378	0.94	0.56	1014.66
-2.215	1015.217	0.383	0.94	0.56	1014.66
3.464	1014.942	0.658	0.98	0.32	1014.62

Ilustración 38 Estimación de la socavación calculada en la abscisa k 0 + 160.
Fuente: Jesús Cervera (2022).

10.1 Consideraciones de evaluación para los Pilotes

A continuación, se presentan los criterios de diseño establecidos para los análisis mínimos requeridos para los pilotes tanto individuales como en grupo, adoptando los factores de reducción solicitador por la normativa vigente:

10.1.1 Capacidad Portante

Toda la capacidad de carga de los pilotes en condición estática puede ser calculada con la siguiente ecuación:

$$P_u = P_{pu} + \sum P_{si}$$

Donde:

Pu : Resistencia ultima a la carga axial
Psi : Resistencia ultima a fricción que se desarrolla a lo largo del fuste
Ppu : Resistencia ultima por punta que se desarrolla en la base pilote

Así las cosas, la transferencia de la carga para la estimación de la capacidad portante ultima no se considera como la sumatoria de la resistencia por fricción más la resistencia por punta, pero es la sumatoria de una y una porción de la otra (Bowles, 1997).

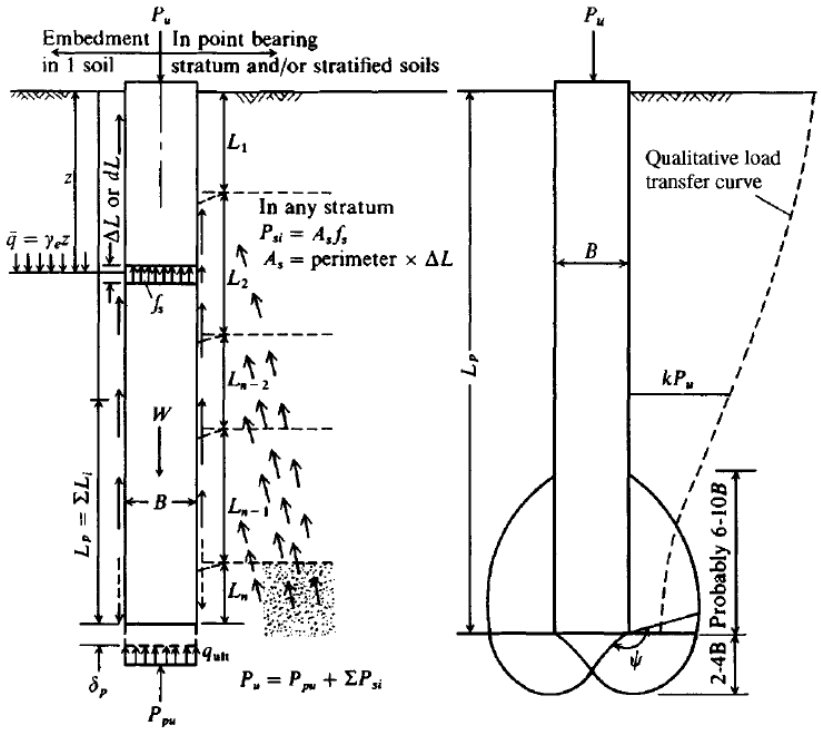


Ilustración 39 Interacción del suelo-pilote según Bowles. Tomado de Bowles (1997)

10.1.1.1 Capacidad por punta

La movilización de la resistencia ultima por punta en cualquier suelo requiere de un desplazamiento de la punta por el orden del 10% del diámetro de la punta (B) en el caso de pilotes hincados y superior al 30% de la base del diámetro para pilotes perforados y caissons (ver Ilustración 40). Este es el desplazamiento total por punta y cuando el pilote se encuentra desplantado sobre otros materiales como roca puede incluirse desplazamiento adicional por punta generada por la transferencia de esfuerzos resistentes en el fuste (Socket) a través del suelo para producir asentamientos en el suelo debajo de la punta (Bowles, 1991). La expresión utilizada para determinar la capacidad portante por punta es:

$$R_p = Q_p = P_{pu} = \bar{\bar{q}} N_q$$

Donde:

q : Sobrecarga efectiva del suelo
Nq : Corrección por sobrecarga

El coeficiente de corrección por sobrecarga del pilote ha sido estudiado por múltiples autores como Terzaghi (1943), Vesic (1963), entre otros, los cuales consideran múltiples mecánicos de falla en la punta del pilote, considerando el ángulo de fricción interna, la relación L/D entre otros (ver Ilustración 40). Para el presente proyecto se implementó Berezantev (1961) que considera el efecto de la relación L/D.

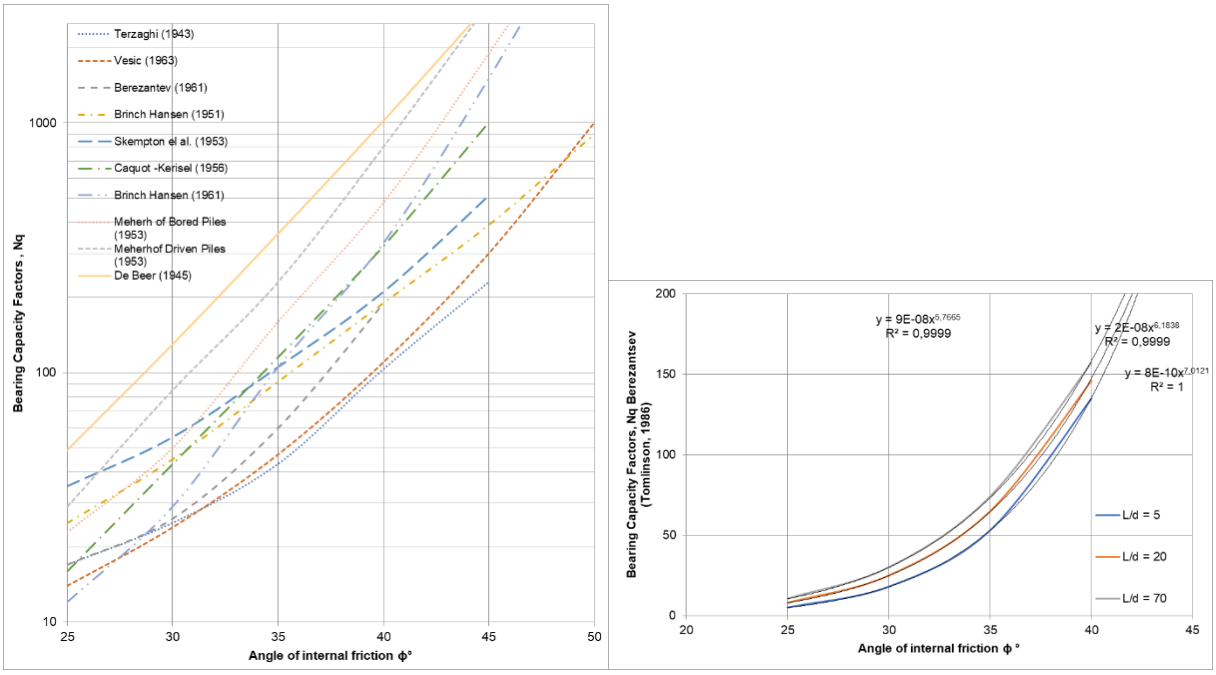


Ilustración 40 Variación del coeficiente de sobrecarga para cimentaciones profundas según diferentes autores. Fuente: Consultoría en Geotecnia y Mitigación del Riesgo.

A continuación, se presentan los coeficientes Nq estimados para cada de los estratos de análisis que aportan a la capacidad por punta de las pilas:

Tabla 22 Coeficientes Nq para cada uno de los pilotes del estribo derecho

Depth (m)	Layer Thickness,	δ = φ	L/d	Nq
0.73	0.73	20.29	0.24	0.00
1.55	0.83	40.28	0.76	0.00
2.55	1.00	44.24	1.37	0.00
3.55	1.00	29.83	2.03	0.00
4.55	1.00	27.68	2.70	0.00
5.55	1.00	34.24	3.37	0.00
6.55	1.00	36.43	4.03	0.00
8.00	1.45	31.65	4.85	0.00
8.55	0.55	37.15	5.52	81.61
9.55	1.00	34.12	6.03	44.98

Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

Tabla 23 Coeficientes Nq para cada uno de los pilotes del estribo derecho

Depth (m)	Layer Thickness,	δ = φ	L/d	Nq
0.23	0.23	22	0.08	0.00
1.50	1.28	12	0.58	0.00
2.00	0.50	14	1.17	0.00
3.00	1.00	14	1.67	0.00
4.00	1.00	39.73	2.33	0.00
5.00	1.00	29.74	3.00	0.00
6.00	1.00	32.99	3.67	0.00
7.00	1.00	31.54	4.33	0.00
8.00	1.00	15.43	5.00	0.17
9.00	1.00	22.82	5.67	2.68
10.00	1.00	34.88	6.33	52.47

Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

Bajo la luz del código colombiano de puentes (CCP – 14), se ha determinado la capacidad por punta del pilotes como:

$$R_p = \varphi_{qp} q_p A_p$$

φqp : Factor de reducción por punta
qp : Unidad de resistencia por punta
Ap : Área del pilote

10.1.1.2 Capacidad por Fricción

La resistencia última por fricción es producida por pequeñas deformaciones relativas entre el suelo – pilote, donde el deslizamiento es definido en cualquier punto a lo largo del fuste del pilote como la diferencia de la sumatoria de las deformaciones acumuladas producidas por la carga axial y la deformación del suelo causa por la transferencia de carga a este vía fuste (Bowles, 1991). La expresión implementada para la determinación de la capacidad por punta es:

$$\sum_{1}^{n} A_s f_s$$

Donde:

As : Área superficial efectiva del pilote sobre la cual actúa fs; Calculada como el perímetro embebido incrementando ΔL.
ΔL : Incremento de longitud embebida.
fs : Resistencia a la fricción calculada, usando cualquiera de los métodos α, β o λ.

El método seleccionado para la estimación de la resistencia a la fricción se ha estimado mediante el método β, presentado por Burland (1973), con la siguiente expresión:

$$f_s = K\bar{q}\tan\delta$$

Donde:

K : Coeficiente de presión de tierras
q : Sobrecarga efectiva del suelo sobre el pilote
δ : Adherencia suelo-pilote

10.1.1.2.1 Estimación del factor k

- Para cada capa, se debe estimar el valor de K – La relación del valor del coeficiente horizontal con respecto a los esfuerzos verticales (ver Ilustración 41), usando la profundidad media en cada estrato. Interpolando los valores del porcentaje de gravas (%G) de cada estrato.
- Estime la resistencia por fricción (fs), para cada estrato como:
  - $f_s = K\sigma'\tan\delta$
- Calcule el aporte a la capacidad de carga por parte de la resistencia a la fricción (Qs), para cada capa como:
  - $Q_{s\ cada\ estrato} = f_s \times Área\ del\ fuste\ embebida\ en\ el\ estrato$

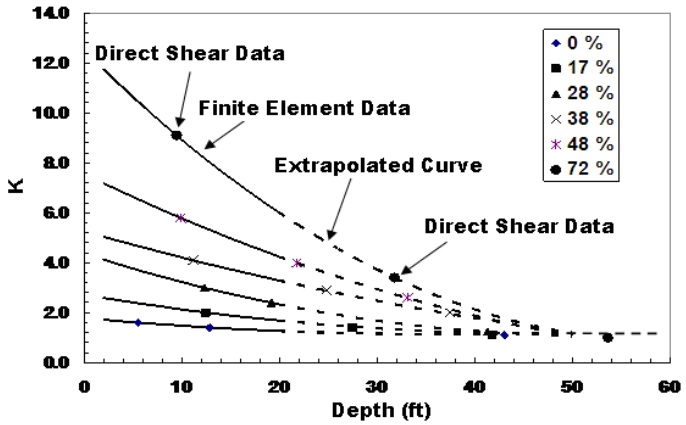


Ilustración 41 Valores de K versus la profundidad.
Tomado de: ADOT (2011)

Bajo la luz del código colombiano de puentes (CCP – 14), se ha determinado la capacidad por fricción del pilotes como:

$$R_p = \varphi_{qf} q_s A_p$$

φqs : Factor de reducción por fricción
qs : Unidad de resistencia por fuste
Ap : Área del pilote

A continuación, se presentan los coeficientes K estimados para cada de los estratos de análisis que aportan a la capacidad por punta de las pilas:

Tabla 24 Coeficientes Nq para cada uno de los pilotes del estribo derecho

Depth (m)	Layer Thickness,	δ = φ	L/d	K
0.73	0.73	20.29	0.24	7.333
1.55	0.83	40.28	0.76	1.697
2.55	1.00	44.24	1.37	1.648
3.55	1.00	29.83	2.03	2.056
4.55	1.00	27.68	2.70	2.765
5.55	1.00	34.24	3.37	1.860
6.55	1.00	36.43	4.03	1.770
8.00	1.45	31.65	4.85	1.665
8.55	0.55	37.15	5.52	1.583
9.55	1.00	34.12	6.03	1.523

Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

Tabla 25 Coeficientes Nq para cada uno de los pilotes del estribo derecho

Depth (m)	Layer Thickness,	δ = φ	L/d	K
0.23	0.23	22	0.08	7.543
1.50	1.28	12	0.58	11.074
2.00	0.50	14	1.17	9.754
3.00	1.00	14	1.67	8.762
4.00	1.00	39.73	2.33	1.574
5.00	1.00	29.74	3.00	1.912
6.00	1.00	32.99	3.67	1.819
7.00	1.00	31.54	4.33	1.730
8.00	1.00	15.43	5.00	4.286
9.00	1.00	22.82	5.67	2.455
10.00	1.00	34.88	6.33	1.489

Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

10.1.1.3 Capacidad de un grupo de Pilotes

Cuando varios pilotes se encuentran de manera cercana, es razonable esperar que las presiones de suelo producidas por el aporte de fricción y punta van a ser solapados como se idealiza en la Ilustración 42. La intensidad de la presión de superposición va a depender tanto del pilote como del espaciamiento, y si es suficientemente grande el suelo fallara al corte o el asentamiento puede ser excesivo. La intensidad de los esfuerzos de la zona de solapamiento va a ser obviamente decreciente cuando incrementa el espaciamiento entre pilote (s); Sin embargo, los grandes espaciamientos son a menudo imprácticos.

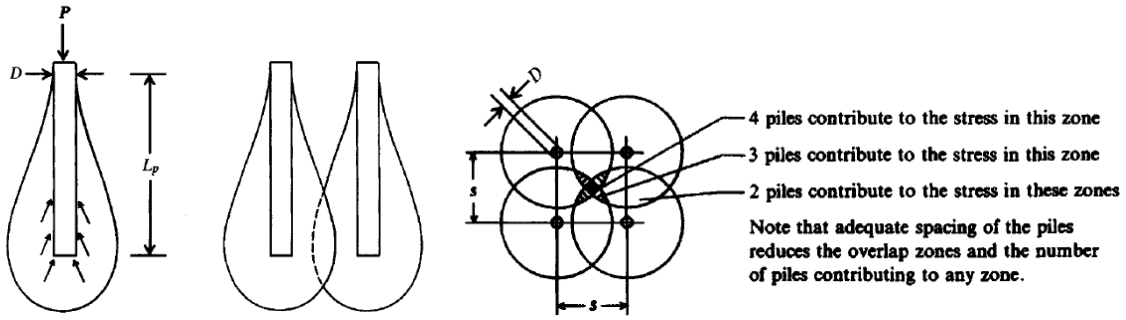


Ilustración 42 Esfuerzos circundante de un pilote a fricción y los efectos sumados de grupo. Fuente: Bowles (1992)

Existen múltiples ecuaciones empíricas para determinar la eficiencia de grupo. La eficiencia del grupo de pilotes se ha estimado según la ecuación de Converse – Labarre (Moorhouse and Sheehan, 1968), la cual ha sido ampliamente usada, mediante la expresión:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

Donde:

m : Número de filas de pilotes
n : Número de columnas de pilotes
θ : Relación entre el diámetro y la separación de los pilotes

$$\theta = \tan^{-1}\frac{D}{s}$$

D : Diámetro del pilote
S : Separación entre pilotes

Los parámetros m, n y D se muestran en la Ilustración 43 y θ se entrega en grados. Aclarándose que la ecuación solamente aplica para formas de dados rectangulares con valores definidos de m x n. Finalmente, la capacidad del grupo de pilotes se ha estimado mediante la siguiente expresión:

$$Q_g = N_p Q_p E_g$$

Np : Número de Pilotes
Qp : Capacidad de cada pilote
Eg : Eficiencia del grupo de pilotes

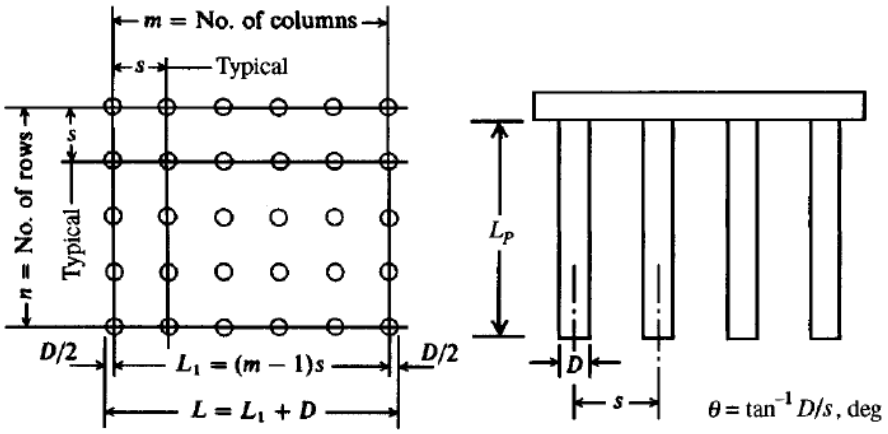


Ilustración 43 Esquema de los parámetros para los análisis del grupo de pilotes según Converse-Labarre. Tomado de: Bowles (1997)

Adicionalmente, se han implementado los coeficientes de reducción para grupos de pilotes presentados en el ítem 10.8.3.6 – Resistencia del grupo de ejes, aplicando las disposiciones para suelos no cohesivos con pilotes de filas únicas con espaciamiento de 2.5D, aplicando un coeficiente de reacción de 0.95.

Tabla 26 Factores de reducción para resistencia al aplastamiento del grupo de ejes en arena

Configuración del grupo de ejes	Espaciamiento del eje de centro a centro	Condiciones especiales	Factor de reducción para efectos de grupo, η
Fila Única	2D		0.90
	3D o más		1.00
Fila múltiple	2.5D		0.67
	3D		0.80
	4D o más		1.00
Filas múltiples y únicas	2D o más	Tapa de grupo de ejes en íntimo contacto con el suelo que consiste en suelo medio denso o denso, y no se prevé socavación por debajo de la tapa del eje.	1.00
Filas múltiples y únicas	2D o más	La lechada de presión se utiliza a lo largo de los lados del eje para restaurar pérdidas laterales de tensión causadas por la instalación del eje, y la punta del eje es presionada con lechada.	1.00

Fuente: Tabla 10.8.3.6.3-1, CCP – 14

10.1.2 Asentamientos

Asociado a la sobrecarga de las zapatas, se generarán asentamientos que se hacen necesario evaluar como son:

- Asentamientos Inmediatos (Al instante de la Sobrecarga)
- Asentamientos por Consolidación (A largo plazo)
- Asentamiento Totales (Sumatoria de todos los asentamientos)

La evaluación de cada uno de los asentamientos sea realizada a través del software comercial Settle 3D, y se presenta a continuación:

10.1.3 Asentamientos Inmediatos

Los asentamientos elásticos han sido calculados a partir de la teoría de la elasticidad presentada por Hooke, considerando que la profundidad de desplante de la cimentación Df = 0, la altura del estrato compresible es tendiente a infinito (H = ∞) y la cimentación es perfectamente flexible, este modelo se calcula a partir de las expresiones:

$$S_e = \frac{B\, q_0}{E_s}(1-\mu^2)\alpha\ (Centro) \qquad S_e = \frac{B\, q_0}{E_s}(1-\mu^2)\alpha\ (Esquina)$$

$$\alpha = \frac{1}{\pi}\left[ln\left(\frac{\sqrt{1+{m_1}^2}+m_1}{\sqrt{1+{m_1}^2}-m_1}\right)+m\,ln\left(\frac{\sqrt{1+{m_1}^2}+1}{\sqrt{1+{m_2}^2}-1}\right)\right]$$

$$m_1 = \frac{L}{B}$$

10.1.4 Asentamientos por Consolidación

Puesto que la cimentación se proyecta sobre un depósito aluvial conformado principalmente por bolos de tamaños métricos en una matriz arenosa, esta consultoría descarta la posibilidad del desarrollo de un asentamiento por consolidación.

10.1.5 Asentamientos Totales

Los asentamientos totales obedecen a la sumatoria de los asentamientos inmediatos más los considerados por consolidación.

$$S_t = S_{inm} + S_{cons}$$

10.1.6 Coeficientes de reacción horizontal

La capacidad lateral de los pilotes se ha determinado a partir de la estimación de los módulos de reacción o coeficiente de balasto, que se define como la relación entre el esfuerzo sobrepuesto y la deflexión vertical correspondiente, a partir de la expresión:

$$K_s = \frac{P}{y}$$

En donde:

Ks : Coeficiente de reacción del suelo.
P : Esfuerzo Aplicado
Y : Deformación

Dicho modelo, permite idealizar el comportamiento elástico del suelo como un resorte en donde la deflexión en un punto depende del esfuerzo en dicho punto. Para el análisis de esfuerzo deformación, se han determinado los coeficientes de reacción del pilote, tanto de manera vertical como horizontal.

10.1.6.1 Coeficientes de Reacción Horizontal de los Pilotes

Con el fin de obtener de manera aproximada las deformaciones, el diagrama de momentos y el esfuerzo cortante a lo largo del pilote, se ha determinado el coeficiente de reacción de los pilotes de manera empírica a partir de la metodología propuesta por Bowles (1997), el cual considera razonable, aplicar la ecuación:

$$A_s = AS = F_{w1}.C_m.C.\left(cN_c + 0.50\gamma B_p N_\gamma\right)$$

$$B_s Z^n = BSZ^N = F_{w2}.C_m.C.\left(\gamma N_q Z^n\right)$$

En donde C es igual a 40 para el sistema internacional, Cm y Fw1 y FW2 corresponden a factores de tamaño y forma los cuales se explicarán de mejor en el siguiente capítulo.

10.1.6.2 Factores de Forma y Tamaño

De manera previa algunos autores consideraron un factor multiplicador del doble del valor obtenido tratando de asociar la resistencia al corte en la cara del pilote, la cual se desarrollaba en la medida que el pilote se movilizaba bajo la carga lateral, de manera tal que se apoyaba contra el suelo del frente, no obstante, para pilotes con diámetros o anchos pequeños, el esfuerzo al corte de manera lateral estaría cerca de la capacidad en el frente o la cara del pilote (igual a 1.00 en la cara sumado de un aporte de 0.50 por cada lado, lo que arrojaría un valor total de 2.00). En el caso de pilotes más grandes, el esfuerzo al corte lateral posee un valor límite después de que el suelo provee toda la fuerza resistente. La relación propuesta por Bowles para un factor multiplicador de tamaño denominado *Cm*, se presenta a continuación:

Tabla 27 Evaluación del factor multiplicador de tamaño según Bowles. (1997)

Para	Relación Cm
Carga lateral de Px y Py (Cara + 1 lado)	1.0 + 0.50
B = D ≤ 0.457 m	1.0 + 2 x 0.50
B = D > 0.457 m	$1.0 + \left(\frac{457}{D_{mm}}\right)^{0.75} \geq 1.50$ Use 1.0 + 0.25 para D > 1200mm

Fuente Consultoría en Geotecnia y Mitigación del Riesgo

En último lugar se tiene los coeficientes Fw1 y Fw2, los cuales perteneces a suelos granulares, obtenidos por medio de back analysis en donde:

- Para pilotes cuadrados y pilotes en H, Fw_1 y Fw_2 es igual a 1.00.

Para pilotes redondos, Fw_1 se encuentra entre 1.30 hasta 1.70 y Fw_2 se encuentra entre 2.0 hasta 4.40.

10.1.6.3 Coeficientes de Reacción Vertical

En el método flexible aproximado de losas de fundación, se supone que el suelo equivale a un infinito número de resortes de tipo elástico (cimentación tipo Winkler, ver Ilustración 44). La constante elástica de tales resortes se denomina módulo de reacción de la fundación.

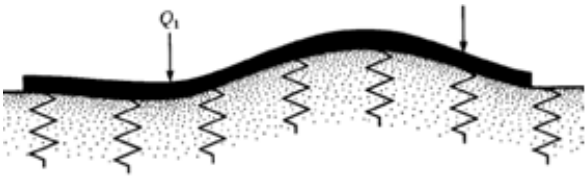


Ilustración 44 Semiespacio de Winkler.
Tomado de Das: 2001

Para el análisis estructural de una losa flexible se debe evaluar el módulo de reacción de la fundación (k), el cual se define como:

$$k = q/\Delta$$

Dónde:

q = carga por unidad de área
Δ= asentamiento que sufre un cimiento de ancho B ante la carga aplicada

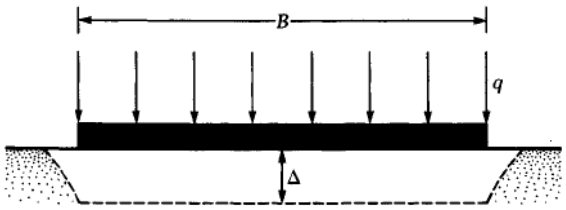


Ilustración 45 Modelo de interacción estructura-terreno de Winkler
Tomado de Das: 2001

10.2 Consideraciones de evaluación para los Gaviones

10.2.1 Capacidad portante

El mecanismo de falla asociado se considera como "mecanismo de falla general", el cual bajo condiciones cinemáticas (estado de esfuerzos) que se desarrolla cuando un suelo de fundación se considera homogéneo y posee parámetros de resistencia como ángulo de fricción interna o intercepto de cohesión, estos modelos de falla fueron inicialmente estudiados por Prantl (1920) y Reissner (1924). Cuando una zapata es cargada hasta la carga última de falla, la que conlleva a una condición de flujo plástica del suelo de cimentación.

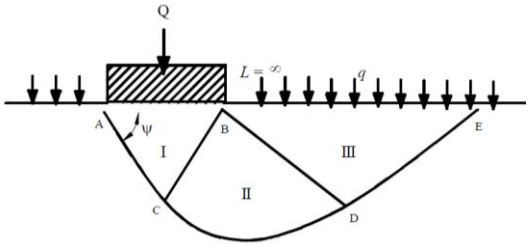


Ilustración 46 Capas de la zona plástica de equilibrio después de la falla de un suelo debajo una zapata continua. Tomado de: Prandtl

Las zonas que componen la zona plástica de diseño son conformadas por tres (3) zonas en forma triangular de cuña, en donde la zona I de diseño corresponde un estado elástico y se mueve debajo del suelo con la zapata, la zona II corresponde desarrollos radiales al corte del suelo y se extienden desde la zapata cambiando de longitud basado en la espiral logarítmica bajo el plano de falla, la zona III se considera como la zona pasiva que se desarrolla en un ángulo de 45 – ϕ/2 desde la horizontal. El mecanismo de falla asociado se ha tomado en consideración debido a que toma en consideración el modo de falla para suelos que se encuentran relativamente incompresibles y razonablemente fuertes, saturados, arcillas normalmente consolidadas las cuales son rápidamente cargadas (ver y que las condiciones no drenadas y por lo tanto la resistencia al corte no drenado gobierna (Coduto, 1994).

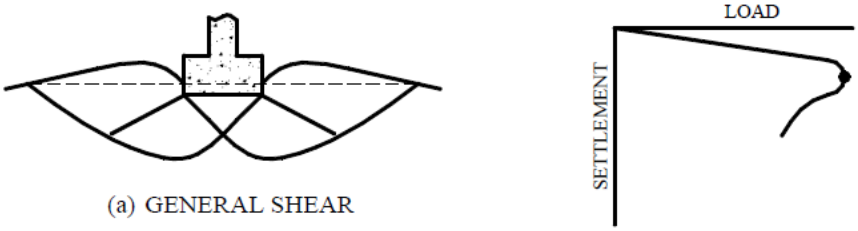


Ilustración 47 Mecanismo de falla general de capacidad portante (Vesic, 1975).

Debido al incremento de carga en cada una de las columnas sobre una unidad de área generada por la transferencia de cargas en la interfaz superestructura a cimentación, se pueden ocasionar fallas repentinas del suelo de cimentación. Esta consultoría dando cumplimiento a los requisitos mínimos presentados por la normativa sismorresistente colombiana (NSR-10), presenta de manera resumida los valores obtenidos para la capacidad de carga de cada una de las zapatas propuestas.

10.2.1.1 Ecuación general de la capacidad de carga

La ecuación de capacidad de carga última aplicada obedece a la propuesta por Hansen (1970), el cual propone una ecuación general de capacidad de carga y N factores, esta ecuación los cuales resultan como una extensión del trabajo de Meyerhof (1951). Hansen considera los factores de forma, profundidad e inclinación como se presenta en la Tabla 28. La extensión incluye factores de base para situaciones en los cuales la zapata es inclinada con respecto a la horizontal (*bi*) y la posibilidad de una inclinación β del suelo de fundación. Finalmente, la expresión a implementar es:

$$q_{ult} = cN_cF_{Cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + 0{,}5\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

La ecuación de Hansen permite cualquier relación D/B y así puede ser usado para tanto cimentaciones profundas como superficiales, La inspección del término qNq sugiere un gran incremento en el q último en función de la profundidad. Hansen ha utilizado las expresiones:

$$d_c = 1 + 0.40\frac{D}{B} \qquad d_q = 1 + 2\tan(1-\sin\varphi)^2\frac{D}{B}$$

Cuando la relación D/B es menor a 1 (D/B ≤ 1), y:

$$d_c = 1 + 0.4\tan^{-1}\frac{D}{B} \qquad d_q = 1 + 2\tan\varphi(1-\sin\varphi)^2\tan^{-1}\frac{D}{B}$$

Cuando la relación D/B es mayor a 1 (D/B ≥ 1)

El factor de seguridad aplicado al cálculo de la capacidad de carga última va a ser función de:

- Los parámetros de diseño c' y ϕ'.
- La importancia de la estructura.
- La consecuencia de la falla

Tabla 28 Factores de forma, profundidad e inclinación del suelo según (Hansen, 1970)

Shape factors	Depth factors	Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$s'_{c(H)} = 0.2\frac{B'}{L'}$ $(\phi = 0°)$ $s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c}\cdot\frac{B'}{L'}$ $s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c}\cdot\frac{B}{L}$ $s_c = 1.0$ for strip	$d'_c = 0.4k$ $(\phi = 0°)$ $d_c = 1.0 + 0.4k$ $k = D/B$ for $D/B \le 1$ $k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$ k in radians	$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f C_a}}$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ $i_q = \left[1 - \frac{0.5H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_1}$ $2 \le \alpha_1 \le 5$	$g'_c = \frac{\beta°}{147°}$ $g_c = 1.0 - \frac{\beta°}{147°}$ $g_q = g_\gamma = (1 - 0.5\tan\beta)^5$
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'}\sin\phi$ $s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L}\tan\phi$ for all ϕ	$d_q = 1 + 2\tan\phi(1-\sin\phi)^2 k$ k defined above	$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_2}$ $i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta°/450°)H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_2}$ $2 \le \alpha_2 \le 5$	**Base factors (tilted base)** $b'_c = \frac{\eta°}{147°}$ $(\phi = 0)$ $b_c = 1 - \frac{\eta°}{147°}$ $(\phi > 0)$ $b_q = \exp(-2\eta\tan\phi)$ $b_\gamma = \exp(-2.7\eta\tan\phi)$ η in radians
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4\frac{B'}{L'} \ge 0.6$ $s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4\frac{B}{L} \ge 0.6$	$d_\gamma = 1.00$ for all ϕ		

Fuente: Bowles

10.2.2 Volcamiento o perdida excesiva del contacto (Excentricidad)

La excentricidad de las cargas ocurre cuando la zapata se encuentra sujeta a una combinación de cargas verticales y momentos, o momentos que inducen a esfuerzos cortantes a la cimentación. Los aproches y zapatas que hacen las veces de muros de contención son ejemplos claros de zapatas sujetas a este tipo de condiciones de carga. Los momentos también pueden ser aplicados al interior de una columna debido a superestructuras sesgadas, cargas de impacto de buques o hielo, cargas sísmicas o cargas de cualquier otro tipo. El efecto de la excentricidad de las cargas se considera como la distribución de la carga sobre un área más pequeña del área total de la zapata. La corrección de la excentricidad es usualmente aplicada para reducir el ancho (B') y la longitud (L'), así:

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

Donde:

eB : excentricidad paralela a la dimensión B (mm)
eL : excentricidad paralela a la dimensión L (mm)

El concepto de las dimensiones efectivas de la zapata es una aproximación hecha para tener en cuenta la excentricidad de las zapatas y no es representativa de la actual distribución de esfuerzos bajo una zapata sujeta a cargas excéntricas. El diseño estructural de las zapatas es desarrollado usando distribución de esfuerzos trapezoidales o triangulares que es un modelo más conservador de la distribución de esfuerzos bajo cargas excéntricas.

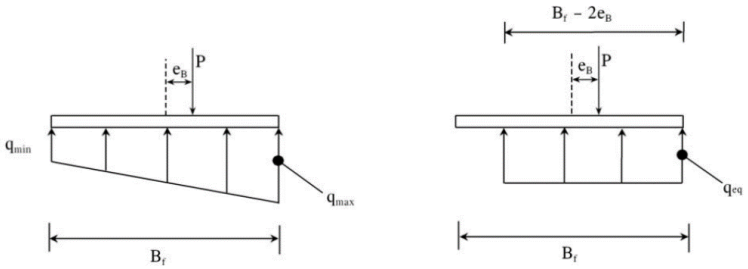


Ilustración 48 Zapata carga excéntricamente con distribución lineal de presiones para diseño estructural (izquierda) y modelo de distribución de presiones uniformes equivalentes reduciendo su sección (Derecha). Tomado de: FHWA (2002).

10.2.3 Deslizamiento en la base de la zapata

En puentes debido a los rellenos que se localizan en la parte posterior de los estribos, se generan esfuerzos actuantes horizontales que deben ser asumidos por la superestructura. La resistencia al corte a lo largo de la base se desarrolla a partir de pequeñas deformaciones, en cuanto al termino de presión pasivo se requiere a partir de grandes deformaciones para que se desarrolle este esfuerzo. Durante el tiempo que a resistencia pasiva es totalmente desarrollada, la resistencia al corte es totalmente movilizada y podría entonces reducirse a un parámetro residual menor que la resistencia pico. Por este motivo no se tendrá en cuenta la fuerza pasiva a menos de que se proyecte un dentellón. El deslizamiento

entre la base de la cimentación superficial y los suelos granulares se encuentra gobernada por el coeficiente de fricción (tan δ) que se desarrolla entre el suelo de fundación y la zapata. El valor del coeficiente de fricción es una función del tipo de suelo y de la rugosidad del tipo de suelo. Para el concreto fundido in situ sobre suelos cohesivos o suelos granulares el coeficiente de fricción, tan δ, van a ser iguales a la tangente del ángulo de fricción (tan φ). Si el suelo de apoyo de la zapata se conforma mediante mejoramientos, entonces el coeficiente de fricción (tan δ) no es se establece únicamente con las propiedades del suelo, si no, que también, del tipo de material que se implementó y sus rugosidad. La ecuación general para la estimación del deslizamiento para las zapatas con una superficie plana sobre suelo friccionante (condición drenada), se estima como:

$$F_R = (W + P_v) \tan \delta$$

Donde:

FR : Resistencia última al deslizamiento
W : Peso de la zapata y el relleno sobre la zapata
Pv : Cargas aplicadas sobre la zapata.
δ : Ángulo de fricción entre la base de la zapata y la fricción del suelo de fundación
Tan δ : tan φf para concreto contra el suelo
Tan δ : 0.80 tanφf para zapata de concreto prefabricado

Si el suelo de fundación será arcilloso, entonces el deslizamiento en la base se va a encontrar directamente relacionada con la adhesión que se desarrolla entre la superficie de deslizamiento de la cimentación y el material cohesivo a partir del coeficiente Ca, en la práctica se ha tomado este valor como la resistencia al corte no drenado (Cu) de la arcilla. Según el CCP – 14, Para zapatas que descansan sobre arcilla, la resistencia al deslizamiento se puede tomar como el menor de:

- La cohesión de la arcilla, o
- Cuando las zapatas se apoyan en al menos 6,0 in de material granular compactado, la mitad de la tensión normal en la interfaz entre la zapata y el suelo, como se muestra en Ilustración 49 para muros de contención.

La ecuación general para deslizamiento de zapatas con superficie plana sobre suelos cohesivos en condición no drenada (Su), es:

$$F_R = C_a B_f$$

Donde:

FR : Resistencia última al deslizamiento.
Ca : Adhesión entre la base de la zapata y la cohesión del suelo de fundación.
Bf : Ancho de la zapata

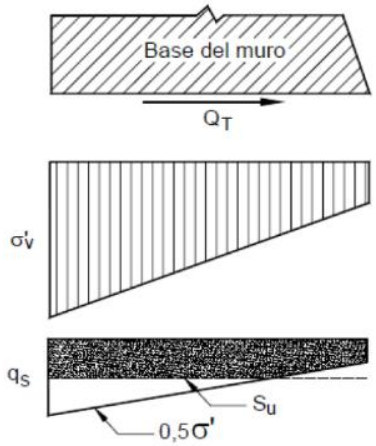


Ilustración 49 Procedimiento para la estimación de la resistencia nominal al deslizamiento para Paredes en arcilla. Fuente: CCP – 14

La siguiente notación se aplica a la Ilustración 49:

qs : Unidad de resistencia al cortante igual a Su o 0.5σ'v, el que sea menor.
RT : Resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la cimentación (kips) expresada como el área sombreada bajo el diagrama qs.
Su : Resistencia al corte no drenado.
σ'v : Tensión efectiva vertical.

Las ecuaciones previamente presentadas consideran una superficie plano de contacto entre zarpa y suelo. Si la resistencia del deslizamiento sobre el suelo resulta insuficiente, es posible ampliar el ancho para incrementar el aporte por deslizamiento. Si a partir de la ampliación resulta impráctico, antieconómico o imposible por proceso constructivo, es posible considerar la implementación de un dentellón bajo la superficie de la zapata. De manera general los dentellones no tienen un efecto relevante en suelos granulares y es más afectivo en arcillas duras y roca, que se puede estimar su afectación, mediante la expresión:

$$F_R = c_a\left(B_f - \overline{a_1 b}\right) + C_u\left(\overline{a_1 b}\right) + Pp$$

Donde:

FR : Resistencia última al deslizamiento
Ca : Adhesión entre la base de la zapata y el suelo de fundación
Bf : Ancho de la zapata
a1b : Distancia desde el punto a1 a el punto b
Cu : Resistencia al corte no drenado de suelos cohesivos
Pp : Presión Pasiva

10.3 Consideraciones de evaluación de la Estabilidad Global

La evaluación de la estabilidad global de las cimentación superficial debe ser evaluada cuando la geometría de la superficie del terreno en cualquier dirección puede afectar el terreno natural, para el presente caso se utilizarán métodos de equilibrio límite.

10.3.1 Condición Estática

El tipo de análisis implementado para este proyecto considera las fuerzas necesarias para llevar a la falla y generar desequilibrio de la estabilidad del talud, sin considerar la relación esfuerzo – deformación a través de las ecuaciones de equilibrio estático. El procedimiento de análisis se ha realizado para mecanismos de falla no circulares con equilibrio límite propuesto por Morgenstern and Price´s (1965). El modelo de Morgenstern and Price´s asume que la resistencia al corte entre el deslizamiento, se encuentran relacionadas directamente con la fuerza normal como:

$$X = \lambda f_{(x)} E$$

Donde X y E son las fuerzas verticales y horizontales entre el deslizamiento, λ es el factor de escala, y f(x) es una función asumida que ha prescrito valores en cada superficie de deslizamiento. El método de Morgenstern and Price´s presenta asume que:

- La resistencia al corte en las rebanadas se encuentra relacionada con la fuerza normal al interior de la rebanada dada por la ecuación anterior.
- La posición de la fuerza normal (N) sobre la base del deslizamiento es asumida, usualmente en el centro de la base.
- La ecuación de equilibrio satisface sumatoria de momentos con respecto a cualquier punto, la sumatoria de fuerzas en dirección horizontal, sumatoria de fuerzas en sentido vertical, para un total de 3 ecuaciones.
- Las incógnitas resueltas por este método son el factor de seguridad (F), factor de escala de las fuerzas de inclinación dentro de la rebanada (λ), la fuerza normal sobre la base del deslizamiento (N), fuerzas horizontales dentro de la rebanada (E), localización de las fuerzas dentro de la rebanada (resultante del empuje).

Adicionalmente en cuanto al factor de seguridad, se asume que:

- El factor de seguridad es constante a lo largo de la superficie de falla.

10.3.2 Condición Seudo – Estática

Se considera que, debido a la ocurrencia de un sismo, las aceleraciones traen consigo sobre la ladera movimientos del terreno que inducen fuerzas inerciales dentro del material que conforman el talud lo que proporciona un momento extra por sobrecarga, y posteriormente, la vibración trae consigo un incremento en la presión de poros sobre el talud, causando así la perdida de resistencia friccional. Con el fin de realizar el análisis de la condición dinámica de la ladera, se ha tomado la simplificación del modelo por equilibrio límite como un modelo seudo – estático, en donde las fuerzas inducidas por las aceleraciones de los sismos son tratadas como componentes horizontales (kh = 0.24). En donde la fuerza sísmica va a ser aplicada para cada una de las dovelas como:

$$F_h = KW = k(m \times g) = m\,(k \times g)$$

En donde:

Fh = Fuerza Horizontal
K = Coeficiente de Aceleración Sísmica
m = Masa de la dovela
g = Gravedad

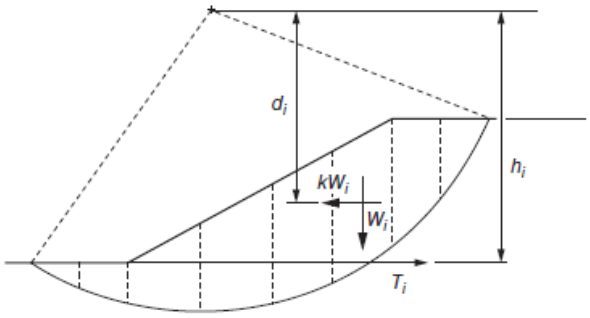


Ilustración 50 Diagrama de cuerpo libre del talud en condición seudo – estática. Tomado de Duncan, 2014

El código de puentes CCP – 14 no presenta factores de seguridad mínimos admisibles, por lo tanto, se implementarán los dispuestos en la normativa sismo resistente NSR – 10 como se presentan en la Tabla 29.

Tabla 29 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos

Condición	FSBM		FSBUM	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00*	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

Tomado de: NSR – 10

10.4 Resultados de la evaluación de los estado límites de las pilas

Siguiendo los lineamientos establecidos por la normatividad colombiana, se han realizado las verificaciones de diseño para la presente estructura, considerando las combinaciones por estado límite de servicio, estado límite de resistencia I y evento extremo I. El diseño de la cimentación se realizó de manera tal que la resistencia mayorada no fuese menor que la resistencia que los efectos de la carga mayorada.

10.4.1 Estado límite de Servicio

El diseño de la cimentación superficial se ha desarrollado siguiendo los lineamientos establecidos en el capítulo 11 del CPP – 14, en donde se han establecido los criterios de deformaciones admisibles para los muros que funcionan como estribo. El resumen de los resultados obtenidos se presenta de manera detallado en las memorias de cálculo y de manera resumida a continuación:

10.4.1.1 Fuerza aplicada

La fuerza aplicada a cada uno de los pilotes se espera que sea de 1349.29 kN, en cuanto a la carga del grupo de pilotes es de 2698.58 como se presenta en la Tabla 30.

Tabla 30 Cargas de diseño para el estado límite de servicio

	Carga	γ	γ.Carga
Carga viva (kN) :	1270.00	1.00	1270.00
Carga Muerta (kN) :	750.00	1.00	750.00
Peso propio pilotes (kN) :	678.58	1.00	678.58
Σ (kN) :	2698.58	1.00	2698.58
Fuerza x Pilote (kN) :	1349.29		1349.29

Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

10.4.1.1.1 Capacidad de Carga

De manera seguida, se ha estimado la capacidad de carga para este estado de servicio en función de la profundidad (ver Ilustración 51). A continuación, se ha realizado la verificación de la capacidad de carga, en donde se ha encontrado que:

- En el estribo izquierdo, se espera que los pilotes individuales soporten 5.50 MN y la fuerza aplicada esperada es del orden de 1349.29 kN, que es menor a la capacidad de carga en el estado límite de servicio. **Cumple** (ver Ilustración 51).
- En el estribo izquierdo, se espera que el grupo de pilotes soportan 6.30 MN y la fuerza aplicada esperada es del orden de 1349.29 kN, que es menor a la capacidad de carga en el estado límite de servicio. **Cumple** (ver Ilustración 51).
- En el estribo derecho, se espera que los pilotes individuales soporten 6.23 MN y la fuerza aplicada esperada es del orden de 1349.29 kN, que es menor a la capacidad de carga en el estado límite de servicio. **Cumple** (ver Ilustración 51).

- En el estribo derecho, se espera que el grupo de pilotes soportan 7.14 MN y la fuerza aplicada esperada es del orden de 1349.29 kN, que es menor a la capacidad de carga en el estado límite de servicio. **Cumple** (ver Ilustración 51).

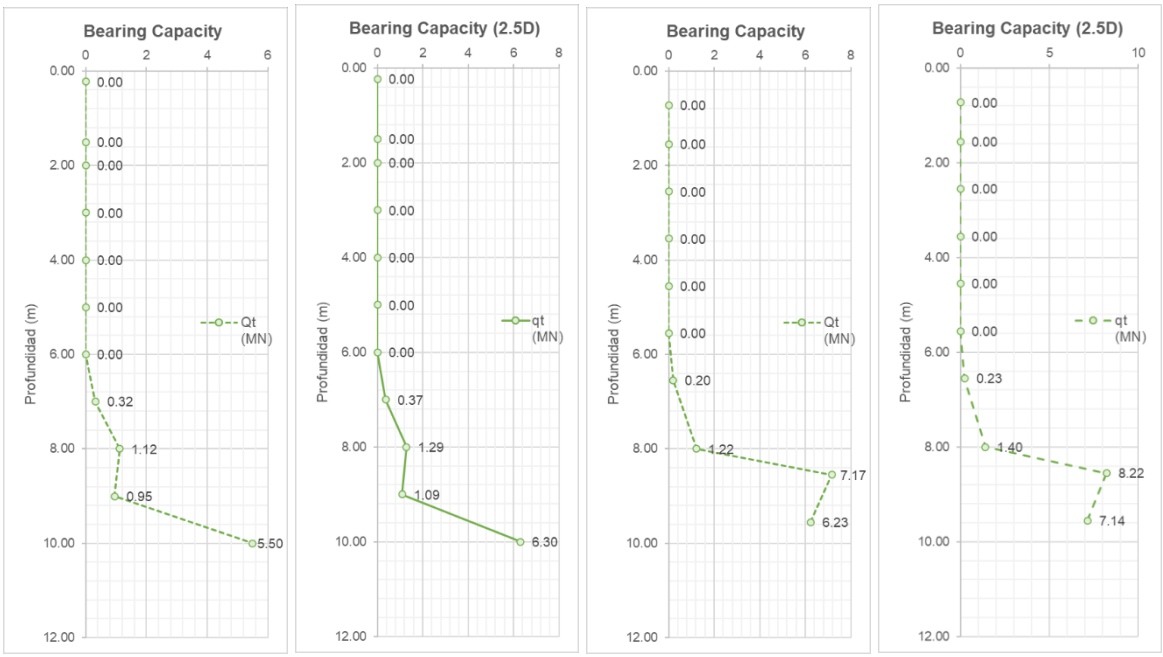


Ilustración 51 Variación de la capacidad de carga de las pilas en función de la profundidad para el estado límite de servicio, así: 1. Pilote individual estribo izquierdo (izquierda); 2. Grupo de Pilotes estribo izquierdo (centro - izquierda); 3. Pilote individual estribo derecha (centroderecha); 4. Grupo de Pilotes estribo derecho (derecha). Fuente: Geotechnical Risk Mitigation.

10.4.1.2 Asentamiento estimado

A partir de la modelación realizada mediante el software comercial Settle, se ha estimado que, con la fuerza de contacto estimada, el asentamiento total esperado es de:

- Para el estribo derecho es de aproximadamente 2.00 cm (1.66cm aguas arriba y 1.82 aguas abajo, ver Ilustración 53Ilustración 55).
- Para el estribo izquierdo es de 2.00 cm (2.14cm, ver Ilustración 53).

A partir de los resultados obtenidos, se ha logrado establecer que las deformaciones no son excesivas y cumplen con requerimientos mínimos que garantizan el buen desempeño de la estructura.

10.4.2 Coeficiente de reacción vertical

El valor de k no es una constante de un suelo dado, depende de la longitud y ancho B del cimiento, de la profundidad de desplante de la fundación y de los asentamientos estimados para cada una de las combinaciones de diseño.

Con base a los resultados obtenidos de la modelación de los asentamientos se han logrado establecer los siguientes coeficientes de reacción del suelo para los pilotes individuales en cada una de las combinaciones proyectadas para la cimentación, como se presenta de manera resumida en la Tabla 31.

Tabla 31 Resumen de los coeficientes de reacción de cada uno de los pilotes

Estribo	Localización	Esfuerzo (kPa)	Asentamiento (cm)	Coeficiente de reacción (MN/m³)
Izquierdo	Aguas arriba	763.54	2.08	36.71
Izquierdo	Aguas abajo	763.54	2.08	36.71
Derecho	Aguas arriba	763.54	2.47	30.91
Derecho	Aguas abajo	763.54	2.47	30.91

Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

10.4.2.1 Coeficientes de Reacción horizontal

La capacidad de carga lateral se ha determinado siguiendo los lineamientos presentados en el capítulo “10.1.6 Coeficientes de reacción horizontal”, considerando que el diámetro es de 1.50m, la longitud de las pilas es de 8.00m y la socavación no afecta de manera inmediata a las pilas por las obras de protección.

El análisis se ha discretizada en intervalos de 0.25m, considerando los dos estratos de materiales evidenciados y los parámetros de resistencia solicitados por la metodología de diseño.

Los valores obtenidos para los diferentes coeficientes de reacción en función de la profundidad se presentan de manera resumida en la Ilustración 52, los análisis realizados se presentan de manera detallada en la memoria de cálculo.

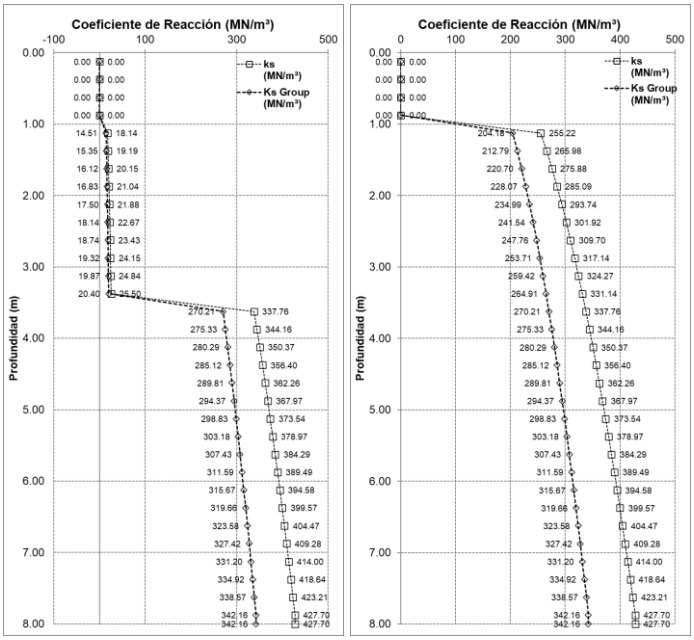


Ilustración 52 Coeficientes de reacción horizontal del pilote del estribo izquierdo (izquierda) y del estribo derecho (derecho). Fuente: Geotechnical Risk Mitigation.

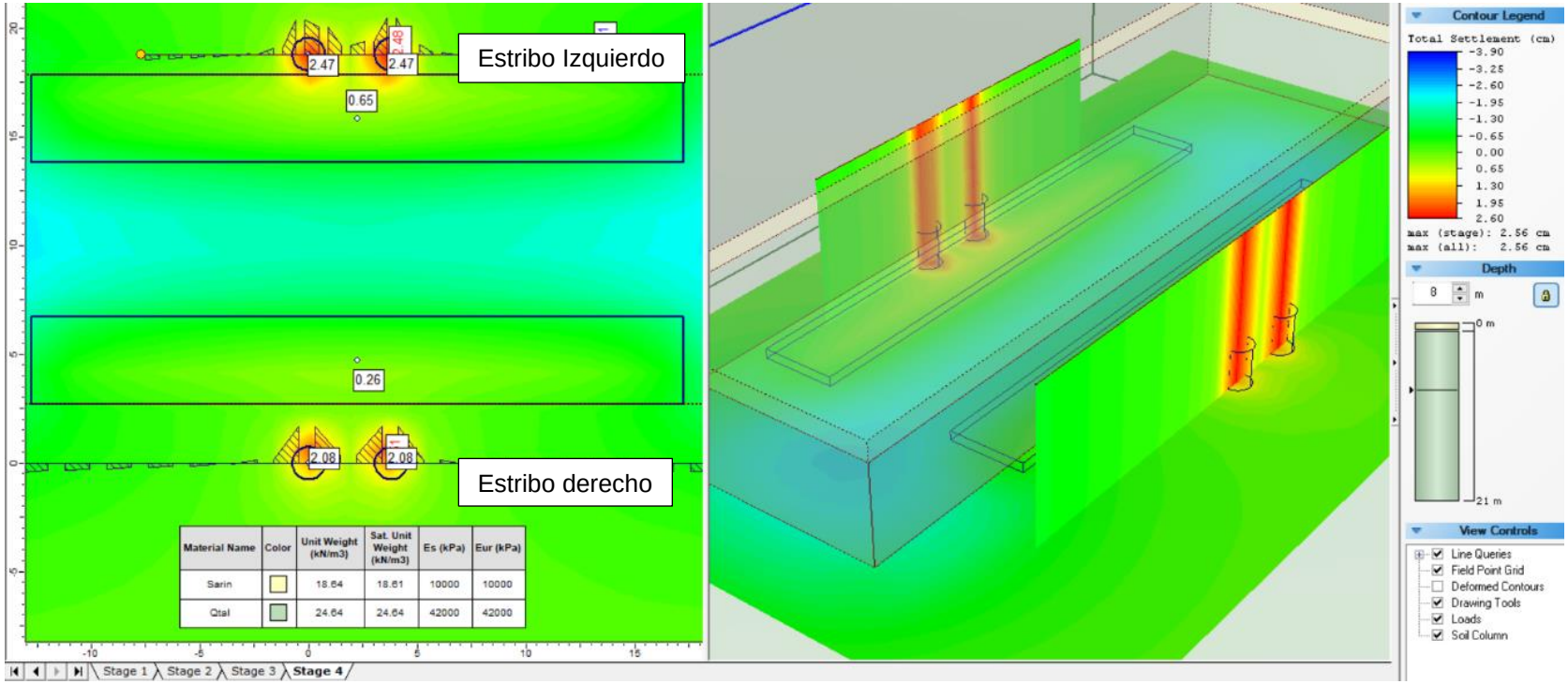


Ilustración 53 Asentamientos estimados de los estribos en estado límite de servicio.
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

10.4.3 Estado límite de Resistencia I

El diseño de la cimentación superficial se ha desarrollado siguiendo los lineamientos establecidos en el capítulo 11 del CPP – 14.

10.4.3.1 Fuerza aplicada

La fuerza aplicada a cada uno de los pilotes se espera que sea de 1874.12 kN, en cuanto a la carga del grupo de pilotes es de 3748.23 como se presenta en la Tabla 30.

Tabla 32 Cargas de diseño para el estado límite de servicio

	Carga	γ	γ . Carga
Carga viva (kN) :	1270.00	1.25	1587.50
Carga Muerta (kN) :	750.00	1.75	1312.50
Peso propio pilotes (kN) :	678.58	1.25	848.23
Σ (kN) :	2698.58		3748.23
Fuerza x Pilote (kN) :	1349.29		1874.12

Fuente: Geotechnical Risk Mitigation

10.4.3.2 Capacidad Portante

La verificación de la capacidad portante se ha realizado a partir de la siguiente expresión:

$$\gamma_p(q_{aplicado}) < \varphi(q_{ult.})$$

En el estribo izquierdo:

- En el estribo izquierdo, se espera que los pilotes individuales soporten 3.32 MN y la fuerza aplicada esperada es del orden de 1874.12 kN, que es menor a la capacidad de carga en el estado límite de servicio. **Cumple** (ver Ilustración 54).
- En el estribo izquierdo, se espera que el grupo de pilotes soportan 3.80 MN y la fuerza aplicada esperada es del orden de 3748.23 kN, que es menor a la capacidad de carga en el estado límite de servicio. **Cumple** (ver Ilustración 54).

En el estribo derecho:

- En el estribo derecho, se espera que los pilotes individuales soporten 3.49 MN y la fuerza aplicada esperada es del orden de 1874.12 kN, que es menor a la capacidad de carga en el estado límite de servicio. **Cumple** (ver Ilustración 54Ilustración 51).
- En el estribo derecho, se espera que el grupo de pilotes soportan 4.00 MN y la fuerza aplicada esperada es del orden de 3748.23 kN, que es menor a la capacidad de carga en el estado límite de servicio. **Cumple** (ver Ilustración 54).

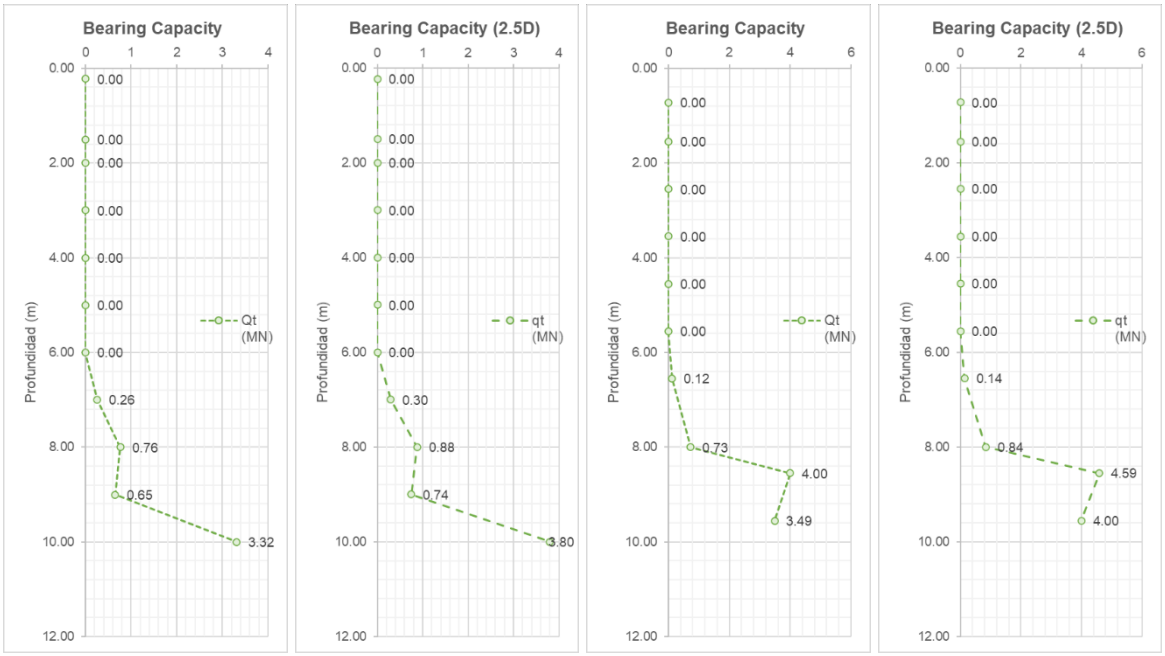


Ilustración 54 Variación de la capacidad de carga de las pilas en función de la profundidad para el estado límite de resistencia I, así: 1. Pilote individual estribo izquierdo (izquierda); 2. Grupo de Pilotes estribo izquierdo (centro - izquierda); 3. Pilote individual estribo derecha (centroderecha); 4. Grupo de Pilotes estribo derecho (derecha). Fuente: Geotechnical Risk Mitigation.

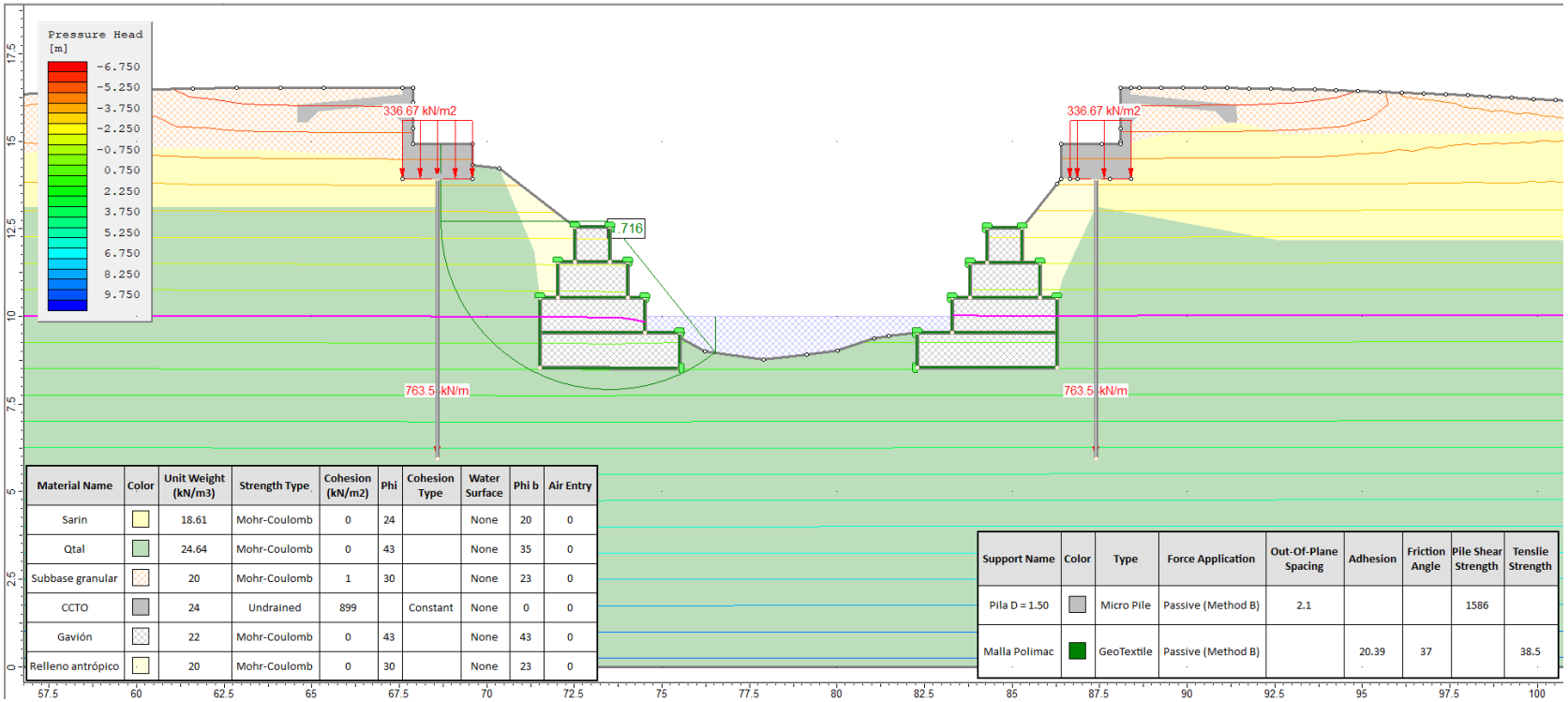
10.5 Resultados de la evaluación de la Estabilidad Global

La estabilidad global de los estribos se ha analizado mediante equilibrio límite, con el cual se ha establecido que, para la condición de servicio, el factor de seguridad optimo debe ser por encima de 1.50. Así las cosas, se ha encontrado que con obras el factor de seguridad en el estribo izquierdo es de 1.716 y en el estribo derecho es de 1.578, estando por encima de 1.50, lo que lo considera como estable (ver Ilustración 55 e Ilustración 56).

10.5.1 Estado límite de evento Extremo

10.5.1.1 Estabilidad global

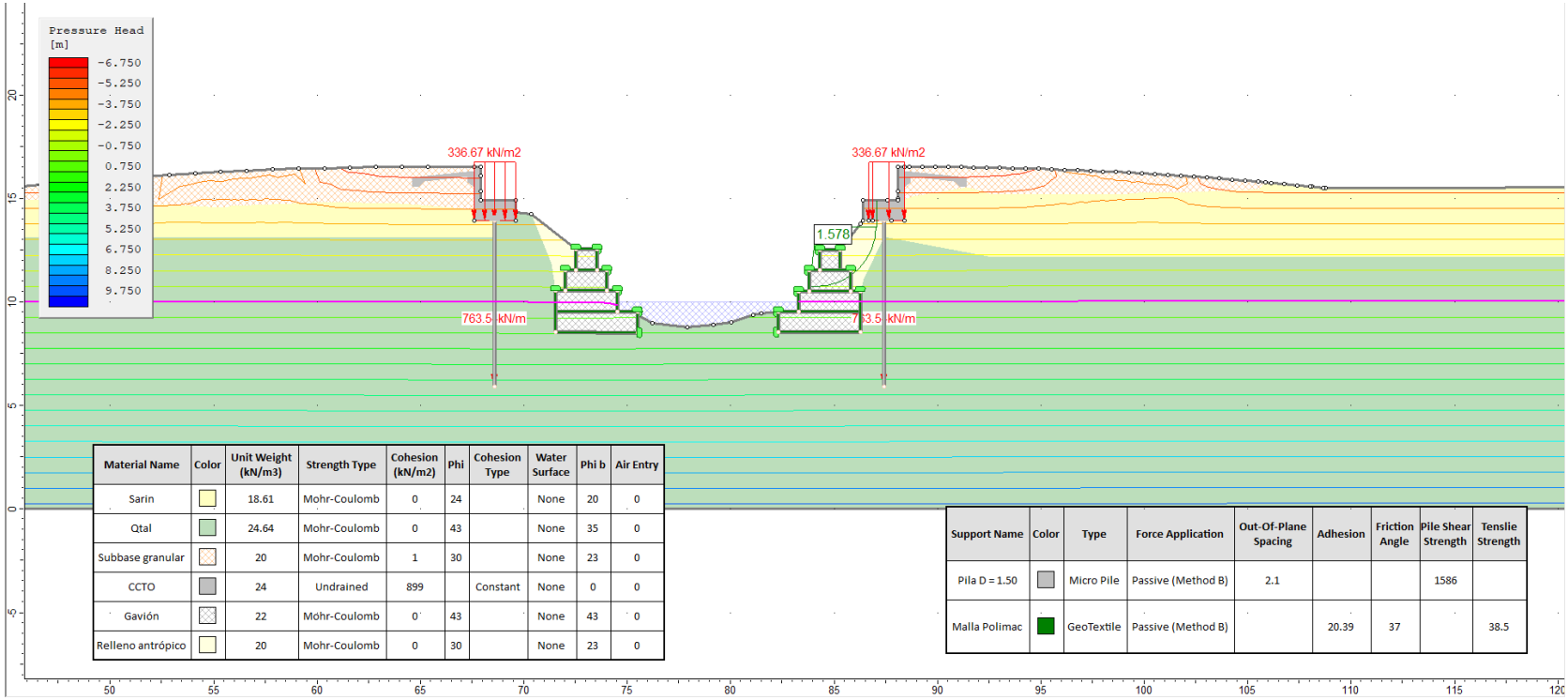
La estabilidad global de los estribos se ha analizado mediante equilibrio límite, con el cual se ha establecido que, para la condición de servicio, el factor de seguridad optimo debe ser por encima de 1.05. Así las cosas, se ha encontrado que con obras el factor de seguridad en el estribo izquierdo está por encima de 1.05 y en el estribo derecho también lo supera, cumpliendo los requerimientos mínimos de norma, lo que lo considera como estable (ver Ilustración 57 e Ilustración 58).



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Cohesion Type	Water Surface	Phi b	Air Entry
Sarin		18.61	Mohr-Coulomb	0	24		None	20	0
Qtal		24.64	Mohr-Coulomb	0	43		None	35	0
Subbase granular		20	Mohr-Coulomb	1	30		None	23	0
CCTO		24	Undrained	899		Constant	None	0	0
Gavión		22	Mohr-Coulomb	0	43		None	43	0
Relleno antrópico		20	Mohr-Coulomb	0	30		None	23	0

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing	Adhesion	Friction Angle	Pile Shear Strength	Tenslie Strength
Pila D = 1.50		Micro Pile	Passive (Method B)	2.1			1586	
Malla Polimac		GeoTextile	Passive (Method B)		20.39	37		38.5

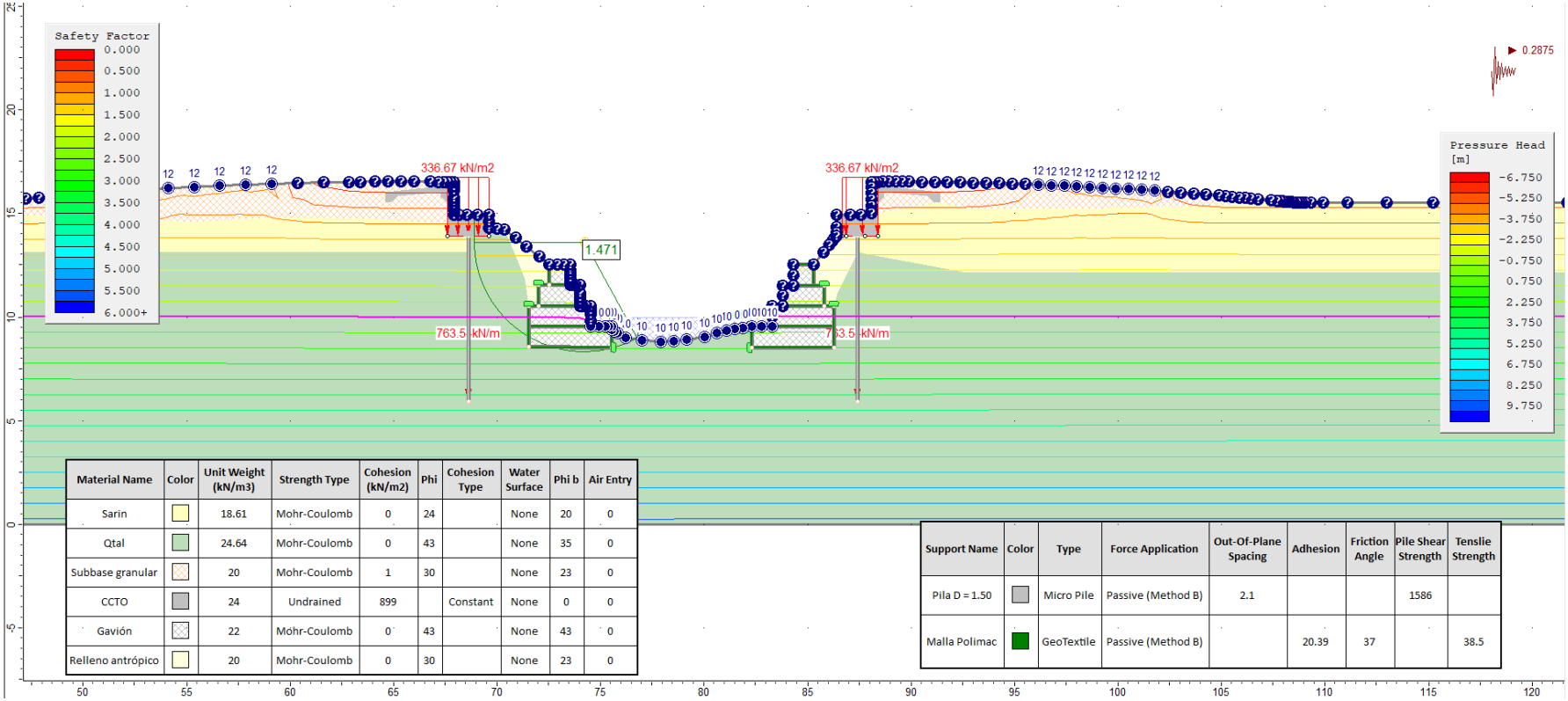
Ilustración 55 Evaluación de la estabilidad global del estribo derecho en condición estática (F.S. = 1.716).
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Cohesion Type	Water Surface	Phi b	Air Entry
Sarin		18.61	Mohr-Coulomb	0	24		None	20	0
Qtal		24.64	Mohr-Coulomb	0	43		None	35	0
Subbase granular		20	Mohr-Coulomb	1	30		None	23	0
CCTO		24	Undrained	899		Constant	None	0	0
Gavión		22	Mohr-Coulomb	0	43		None	43	0
Relleno antrópico		20	Mohr-Coulomb	0	30		None	23	0

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing	Adhesion	Friction Angle	Pile Shear Strength	Tenslie Strength
Pila D = 1.50		Micro Pile	Passive (Method B)	2.1			1586	
Malla Polimac		GeoTextile	Passive (Method B)		20.39	37		38.5

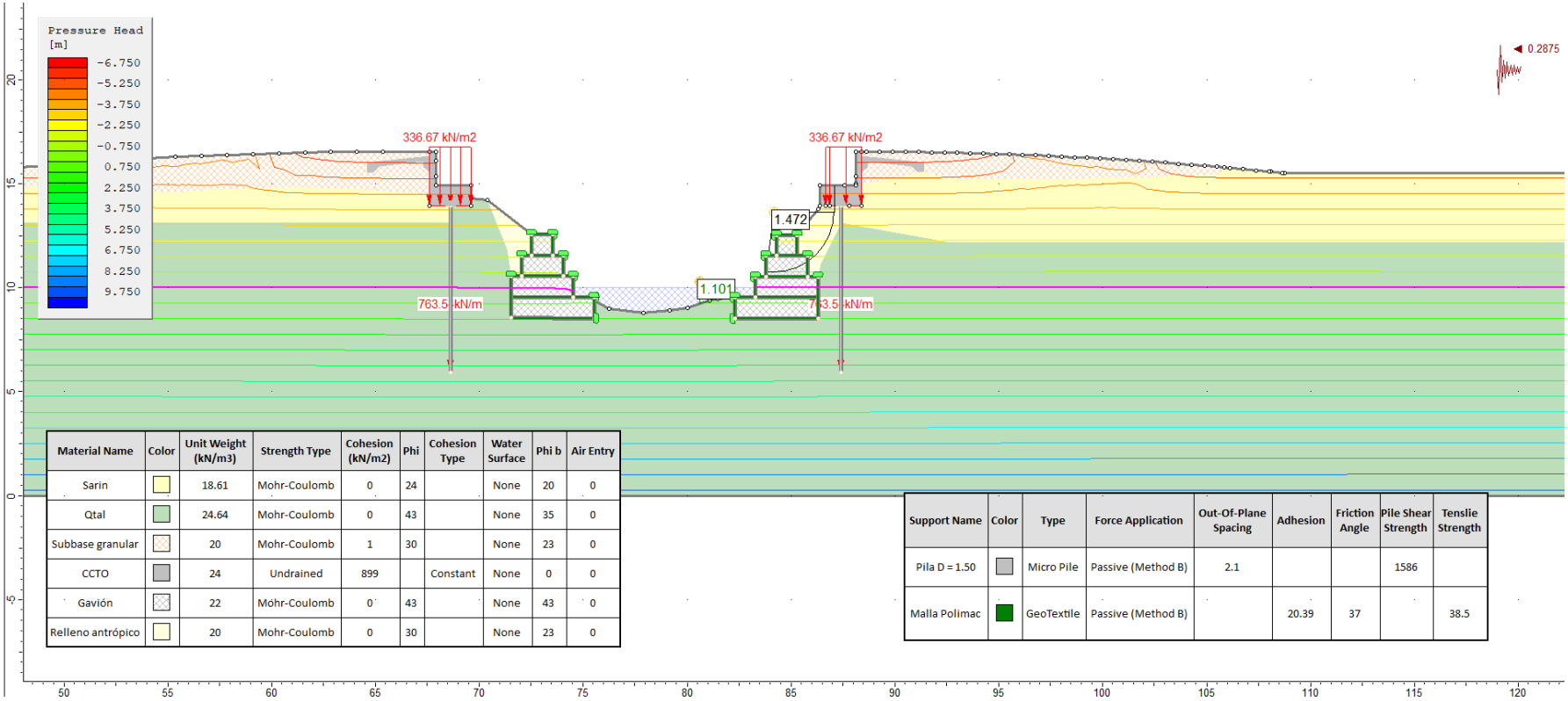
Ilustración 56 Evaluación de la estabilidad global del estribo izquierdo en condición estática (F.S. = 1.578).
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Cohesion Type	Water Surface	Phi b	Air Entry
Sarin		18.61	Mohr-Coulomb	0	24		None	20	0
Qtal		24.64	Mohr-Coulomb	0	43		None	35	0
Subbase granular		20	Mohr-Coulomb	1	30		None	23	0
CCTO		24	Undrained	899		Constant	None	0	0
Gavión		22	Mohr-Coulomb	0	43		None	43	0
Relleno antrópico		20	Mohr-Coulomb	0	30		None	23	0

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing	Adhesion	Friction Angle	Pile Shear Strength	Tenslie Strength
Pila D = 1.50		Micro Pile	Passive (Method B)	2.1			1586	
Malla Polimac		GeoTextile	Passive (Method B)		20.39	37		38.5

Ilustración 57 Evaluación de la estabilidad global del estribo derecho en condición seudo – estática (F.S. = 1.471).
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Cohesion Type	Water Surface	Phi b	Air Entry
Sarin		18.61	Mohr-Coulomb	0	24		None	20	0
Qtal		24.64	Mohr-Coulomb	0	43		None	35	0
Subbase granular		20	Mohr-Coulomb	1	30		None	23	0
CCTO		24	Undrained	899		Constant	None	0	0
Gavión		22	Mohr-Coulomb	0	43		None	43	0
Relleno antrópico		20	Mohr-Coulomb	0	30		None	23	0

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing	Adhesion	Friction Angle	Pile Shear Strength	Tenslie Strength
Pila D = 1.50		Micro Pile	Passive (Method B)	2.1			1586	
Malla Polimac		GeoTextile	Passive (Method B)		20.39	37		38.5

Ilustración 58 Evaluación de la estabilidad global del estribo izquierdo en condición seudo – estática (F.S. = 1.472).
Fuente: Geotechnical Risk Mitigation.

11 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA DISEÑO

En el presente informe se ha logrado concluir que:

- El presente proyecto contempla los análisis geotécnicos para los ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA DAR SOLUCIÓN TÉCNICA AL PUENTE VEHICULAR QUE COMUNICA LA VEREDA LA ESPERANZA Y CARRIZALES DEL CORREGIMIENTO 13 SALADO, DEL MUNICIPIO DE IBAGUÉ.
- El puente del presente proyecto contempla la ejecución de un sistema de vigas de estructura de concreto, con 20.00m de longitud, apoyado sobre dos estribos con pilas.
- Se ha realizado el levantamiento geológico regional, en donde se ha encontrado que los materiales que conforman superficialmente el área de estudio son:

    - Rellenos antrópicos.
    - Terrazas aluviales del abanico de Ibagué

- A partir de la recopilación de información secundaria de geología y el levantamiento local, se ha establecido que en el área de estudio y su influencia existen las siguientes fallas geológicas:

    - Falla de Ibagué

- En el sitio se ha encontrado evidencias de socavación lateral y avenidas torrenciales a lo largo del cauce de la quebrada Cocare, por lo cual se recomienda realizar estudios para la definición de la rinda hídrica y evaluación de la amenaza por avenidas torrenciales.
- La campaña de exploración para los estribos se desarrolló a partir de la ejecución de exploración directa (perforaciones por rotación y lavado).
- Durante la campaña de exploración directa, se realizaron dos (2) perforaciones por rotación y lavado con el fin de caracterizar los materiales de apoyo para el puente. La localización de los sondeos ha sido:

Sondeo	Prof. (m)	N	E
GRM049 - S1	10.50	4°28'26.01"N	75° 8'12.62"O
GRM049 - S2	10.05	4°28'26.08"N	75° 8'13.59"O

- Con base en los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo y de laboratorio, se definieron dos perfiles geotécnicos para el análisis de capacidad portante, asentamientos y cálculo de módulos de reacción.
- Con base a las mediciones de campo, se determinó que le nivel piezométrico es variable y resulta necesario implementar instrumentación para determinar su profundidad real.
- Para el presente proyecto se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

Ensayos	Cantidad
Humedad Natural	22
Granulometría	20
Límites de Atterberg	22

- Según el Código Colombiano de Puentes (CCP – 14), se ha establecido que la aceleración pico del suelo (PGA) es de 0.25, en un perfil de suelo “C” y un factor de amplificación de 1.15.

- La aceleración pico del suelo es del orden de 0.2875.
- En el modelo geológico-geotécnico se han establecido dos (2) potenciales geomateriales, denominados como:

    - Relleno antrópico (Sarin)
    - Terraza aluvial (Qtal)

- El resumen de los parámetros geotécnicos establecidos para los presentes materiales es:

Material	γ (kN/m³)	φ' (°)	C' (kPa)	Ko	μ	Es (MPa)
Relleno antrópico (Sarin)	18.61	24	0.00	0.593	0.372	12.00
Terraza aluvial (Qtal)	24.64	43	0.00	0.318	0.241	45.00

- Siguiendo la normativa colombiana para puentes que adopta la metodología LRFD, se han implementado tres (3) combinaciones de carga para los análisis de diseño (Resistencia I, Servicio I y Evento Extremo I) para realizar el dimensionamiento de los elementos de cimentación y contención.
- Las cargas de diseño consideradas son: Presiones de Poros, Empujes activo de Tierras, Empujes Pasivos de Tierras, sobrecarga por vías, Cargas por sismo (Empuje suedo – estático de tierras e inercia).
- En el capítulo 10.4 Resultados de la evaluación de los estado límites, se presentan las verificaciones realizadas bajo cada una de las combinaciones requerida, evidenciando que se cumplen con los requerimientos mínimos de norma.
- Se han realizados las verificaciones de estabilidad de las laderas y se ha encontrado que el factor de seguridad en condición estática con obras supera el valor de 1.50 y en condición seudo-estática supera el valor de 1.05, el cual se considera adecuado para este tipo de proyectos.

12 RECOMENDACIONES PARA CONSTRUCCIÓN

A continuación, se presentan las recomendaciones asociadas al proceso constructivo:

12.1 Instrumentación

- Durante el tiempo que se ejecuten las tareas de construcción del puente y posteriormente, se deberá realizar monitoreo por instrumentación y topográfico como se propone en los planos.

12.2 Movimiento de Tierras

- Verifique que se cumplan las cotas de cimentación para la ejecución de la excavación conservando en todo caso su horizontalidad.
- Confirme que los límites de cualquier excavación requerida estén dentro de los límites aprobados y que se muestran en los planos.
- Confirme que se eliminen todos los materiales inadecuados, por ejemplo: material vegetal, contenido orgánico, suelos blandos o remoldeados. Estos materiales se deberán eliminar hasta los límites y profundidades que se muestran en los planos y la excavación, si esto llegase a ocurrir, se deberá rellenar con rajón o con bolos debidamente compactado mediante presión con la pala.
- Si las condiciones del suelo presentaran variabilidad frente a las expuestas previamente en el informe geotécnico y/o los planos y especificaciones, se debe consultar al ingeniero geotécnico para determinar si son necesarias medidas adicionales.
- Las operaciones de excavación del contratista no deben dar lugar a una acumulación importante de agua, en el área de trabajo.
- Las excavaciones se deberán ejecutar mediante trincheras, abriendo tramos de no más de 3.00m de ancho.
- En las zonas donde el contratista considere que requiere apuntalar, el contratista deberá presentar un plan de excavación, considerando sistemas de entibado propuesto que será verificado por está consultoría.

12.3 Sobre los Caisson

- Para la ejecución de los pilotes mediante caissons, se deberá garantizar en todo caso el cumplimiento de las normativas vigentes generadas por el INVIAS.
- Con el objetivo de prevenir fallas por cortante y desplazamientos excesivos de los caissons, se deberá construir el caisson posterior a la construcción de los gaviones.

12.3.1 Método de excavación

- Los caisson deben ser excavados de manera manual, es decir, usando picas, palas, o compresores. Los detalles de las medidas de soporte y cualquier sistema de bombeo y/o técnicas de vaciado deben ser presentados a esta oficina para la aprobación previo al inicio de las excavaciones.

- El método de excavación usado debe causar la menor alteración posible del suelo y no debe incrementar bajo ninguna condición el daño a estructuras adyacentes, vías o servicios. El contratista se hará responsable de cualquier daño en consecuencia de haber omitido.
- Para la construcción de los caisson, se deberán realizar avances mediante anillos como máximo de 1.00m.
- La profundidad de la excavación deberá alcanzar las excavaciones presentadas en los planos.
- Todas las obstrucciones deben ser retiradas, esto incluye bolos, concretos antiguos, bloques, acero o restos de madera, raíces, troncos de madera enterrados, drenes que no estén en servicio, manholes o cualquier otra obstrucción.
- Están prohibidas las voladuras o cualquier otra uso de explosivos para generar avance en la excavación. El uso de explosivos genera alteraciones sobre el macizo rocoso, las cuales no han sido tomadas en cuenta durante el diseño.
- Las excavaciones de los pilotes deberán realizarse de manera intercalada entre elementos, dejando un pilote de por medio, en ningún caso se permitirá la ejecución de un pilote adyacente en un tiempo menor a 24 horas.

12.3.2 Alineamiento del Concreto

- La resistencia a la compresión del concreto a los 28 días de los caisson no debe ser inferior a los 28 MPa (4.000 P.S.I.).
- Todos los caisson se deben encontrarse alineados debajo para fundir durante el proceso constructivo. Los anillos de los caissons deben garantizar en cualquier situación el sello frente al ingreso de agua y prevenir los movimientos del suelo al interior de la excavación.
- Los anillos de los caissons deben ser construidos lo suficientemente rápido posterior a la excavación con longitudes no mayores a 1.00m.
- La posición del encofrado debe ser chequeada por la topografía previo al vaciado del concreto con el objetivo de asegurar el correcto alineamiento y buscando las tolerancias permitidas por la interventoría.
- El concreto debe ser vaciado tan pronto como sea practico sin llegar a superar las 12 horas después de terminada de la excavación. El concreto debe ser vaciado para que quede en contacto con el suelo y no está permitido el uso de rellenos de suelo o roca.

12.3.2.1 Ensayos de campo

- Con base al avance de la excavación, se deberán tomar muestras de suelo, bolos y rocas, a los cuales se les deberán practicar ensayos de clasificación y carga puntual.

12.3.2.2 Inspección y registro de los caisson en el fuste y en la base

- Se deberán realizar el logueo del material proveniente de la excavación de cada uno de los caisson, la verificación la deberá realizar un ingeniero con posgrado en geotécnia o similar, registrando el material obtenido en cada uno de los metros excavados acompañado de un debido registro fotográfico.

12.3.3 Bombeo del agua

- Se recomienda el uso de sistemas de bombeo permanente para garantizar la estabilidad de las excavaciones y reducir el ingreso de agua subsuperficial.

- El agua bombeada de los caissons deberá ser dispuesta a través de pozos de sedimentación o tanques de sedimentación y cantidades de sedimentos que deben ser monitoreados para asegurarse que no se removerán una cantidad excesiva de finos. En caso de evidenciarse una tasa excesiva de finos durante el bombeo, se deberá notificar de manera inmediata a esta oficina.
- El contratista deberá reportar la tasa de bombeo cada uno de los caisson, emitiendo dos copias de los registros diarios. El contratista debe reportar de manera inmediata a esta oficina cualquier cambio que se presente del caudal de salida del bombeo de los caisson.
- El agua bombeada de los caissons no deberá ser descargada de manera directa a la superficie del suelo sin las previsiones ambientales apropiadas.

12.3.4 Suspensión de las excavaciones

- Si la excavación y el bombeo de los caissons resulta en asentamientos externos de más de 25 mm, o cualquier otro valor que la interventoría considere de riesgo, se deberán suspender las actividades y notificar a esta oficina.

12.3.5 Emergencias

- Si las paredes de la excavación comienzan a colapsar o alguna emergencia incrementa que pueda conllevar a la inestabilidad de la excavación, el contratista deberá notificar e implementar medidas para preservar la estabilidad del caisson.

12.3.6 Disposición de sobrantes

- El material proveniente de la excavación podrá ser reutilizado para los rellenos de conformación del terraplén y del espaldar de los gaviones.

12.4 Sobre los gaviones

- Para la ejecución de los gaviones, se recomienda cimentar sobre terreno natural compactado a presión con el balde de la retroexcadora.
- Los gaviones deben ser construidos con malla Polimac o equivalente.
- La profundidad de desplante estimada en el pie del muro deber ser al menos de 1.00m.
- Implementar el sistema de drenaje y protección superficial.
- Las unidades pre-armadas deberán ser dispuestas en su ubicación final de obra, colocándolas de manera contigua mediante dos puntos de fijación en las colas.
- Antes de proceder al relleno del paramento frontal con piedras se deberá realizar el amarre del paramento de los gaviones contiguos. El amarre se efectuará utilizando el alambre provisto junto con el gavión y se realizará dando una vuelta simple y una vuelta triple cada 10cm en forma alternada.

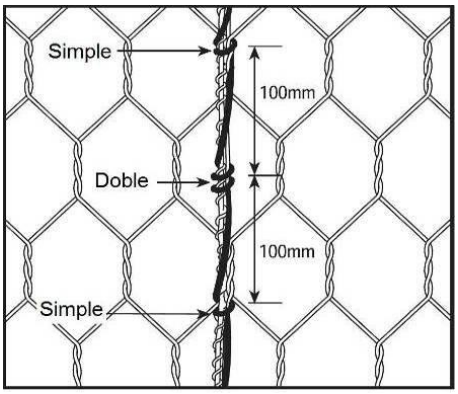


Ilustración 59 Amarre del paramento frontal.
Fuente: Maccaferri

- Se procederá al relleno del paramento frontal (conforme a las mismas técnicas utilizadas para los gaviones), el relleno se debe de realizar en tercios y colocando los tensores.
- Se procede a colocar el geotextil clase 2 de filtro según el plano de detalle.
- El relleno deberá ser ejecutado en capas cuyo espesor no exceda los 0.30m. Es necesario asegurar que los equipos pesados de compactación no tengan contacto con los refuerzos y no queden a una distancia menor de 1.0m del paramento interior.
- Se colocarán los gaviones superiores sobre los inferiores y se deberán amarrar en los puntos de contacto, se realizará este procedimiento hasta llegar al nivel final.
- Se deberá colocar los sistemas de drenaje de acuerdo con los planos de detalle del proyecto, estos sistemas de drenaje son de suma importancia para evacuar las aguas de infiltración que pueden causar sobre esfuerzos al muro de contención.
- Cuando una hilada de elementos es llenada y cerrada, los nuevos elementos vacíos (hilada siguiente) son posicionados sobre los primeros, interponiendo el paño de malla de refuerzo entre las capas de suelo compactado, con su largo extendiéndose desde la cara externa de la estructura hasta estar suficientemente anclado en la zona resistente del macizo estructural.
- Los elementos de la malla (superior e inferior) se unen entre sí siguiendo un procedimiento regular de costura. Tal costura deberá ser realizada a lo largo de todas las aristas en contacto, de manera continua.
- Debe recordarse que la malla debe ir colocada con las torsiones en la dirección normal a la cara de la estructura.
- Para evitar pérdida de material fino del relleno a través de los vacíos de los elementos del gavión, se utiliza un filtro de suelo graduado en la parte posterior de éstos, que debe ser ejecutado durante la colocación del relleno. Como alternativa, se puede utilizar un geotextil no tejido en esta interfaz.

12.4.1 Relleno del gavión

- El material constituyente para estos gaviones obedece a los cantos rodados o rajón que se encuentran en el sector, las cuales se consideran como duras y durables, ante factores como la desintegración por la exposición del agua o la intemperie.

- El tamaño de la piedra deberá ser lo más regular posible, y tal que sus medidas estén comprendidas entre la mayor dimensión de la abertura de la malla y 2 veces dicho valor. Podrá aceptarse, como máximo, el 5% del volumen de la celda del gavión con piedras del tamaño menor al indicado. El tamaño de piedra deseable estará entre 6" y 10".
- El peso unitario de los boles y del rajón deberá ser de por lo menos 22 kN/m³.
- Antes de su colocación en obra, la piedra a utilizar deberá ser aprobada por la interventoría.
- El relleno de los gaviones será efectuado con piedra seleccionada. El relleno debe permitir la máxima deformabilidad de la estructura, dejando un porcentaje de vacíos de máximo 10%, asegurando así un mayor peso.
- Los demás requisitos mínimos de estos materiales podrán ser revisados en el artículo INV E 681 – 2012 "Gaviones de Malla de Alambre de acero entrelazado".

12.5 Manto Temporal

- Con el fin de evitar derrumbes en los cortes proyectados de talud desde la cima y la infiltración de agua de escorrentía entre el suelo del talud y el manto para control de erosión, el extremo superior del rollo del manto se deberá enterrar en una zanja excavada únicamente con dicho propósito, asegurando el manto al extremo superior de la zanja en forma de doble faz y fijándolo al terreno con tres (3) ganchos por metro lineal, después de lo cual se tapará la zanja. La zanja de anclaje deberá ser de quince por quince centímetros (50 x 50 cm) y deberá quedar a una distancia entre sesenta y noventa centímetros (60 cm a 90 cm), medida desde la corona del talud, posteriormente rellenar y compactar con el material proveniente de la excavación o según lo indique el Interventor.
- Desenrollar el manto hacia abajo del talud, traslapando siete con cinco centímetros (7.5 cm), como mínimo, los rollos adyacentes. Extender el material libremente, manteniendo contacto directo con la superficie del talud o la ladera. En el traslapo se colocará una hilera de ganchos separados entre sí una distancia no mayor de cincuenta centímetros (50 cm).
- Asegurar el manto al talud con dispositivos de anclaje para la fijación del manto con la frecuencia de 3.25 grapas/m², se podrán utilizar elementos tipo gancho en "U", metálicos, de ocho milímetros (8 mm) de diámetro, de 20 x 10 x 20 cm para terrenos blandos y 15 x 5 x 15 cm para terrenos duros. Los ganchos se deberán colocar en un ángulo aproximado de 30° con respecto a la superficie del talud y en el sentido de la pendiente.

12.6 Obras Complementarias

- Se debe contemplar por parte de la alcaldía, la recuperación de la ronda hídrica de la cuenca, a partir de un plan de reforestación, con el fin de reducir los procesos erosivos sobre la margen del río.
- Se debe construir una PTAR para las viviendas cercanas al cuerpo de agua, que reduzca el impacto químico que se puede generar a las estructuras proyectadas por la acidificación del agua de la cuenca.
- Construir obras de protección de orilla como se propone en planos, con el objetivo de reducir los efectos de socavación lateral y de fondo que se pueden dar en los estribos.

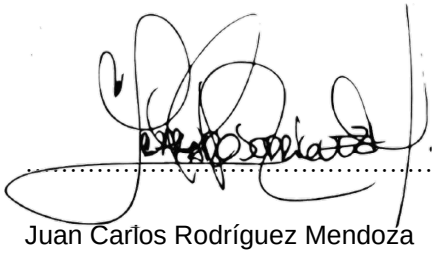
13 LIMITACIONES

Ya que todos los análisis, conclusiones y recomendaciones se basan en los resultados del programa de exploración del subsuelo, el cual es de carácter puntual, si en el momento de ejecutar las obras se aprecian condiciones diferentes a las expuestas en el presente informe se debe dar aviso oportuno, con el fin de evaluar la incidencia de dichos cambios.

Esta oficina prestará la asesoría geotécnica necesaria durante el proceso de construcción de la cimentación, estructuras de contención y ejecución de excavaciones.

Gustosamente se aclararán dudas relacionadas con esta información y se solicita enviar a esta oficina copia del plano de cimentación resultante para su oportuna revisión.

Atentamente,



Juan Carlos Rodríguez Mendoza
Ing. Civil.
Especialista en Ingeniería de Fundaciones
Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito
MAT prof. No No 70202-309381 TLM

14 BIBLIOGRAFÍA

- BIENIAWSKI, Z. T. (1976). Rock mass classification in rock engineering. In exploration for rock engineering, proc. Of the symp. Pages 97-106.
- Carvajal, J.H., 2012. Propuesta de estandarización de la cartografía geomorfológica en Colombia. Colección Guías y Manuales, Servicio Geológico Colombiano. Bogotá.
- Cruden, D. M., & Varnes, D. J. (1996). Landslide types and processes. En K. Turner, & R.
- L. Schuster, Landslides investigation and mitigation - Transportation Research Board Special Report 247 (pags. 36-75). Washington D.C.: National Academy Press.
- Dearman, W.R. (1974). Weathering Classification in the characterization of rock for engineering purposes in British practice. Bulletin of the International Assoc. of Engineering Geology.
- DEERE, D.U. y PATTON, F.D. 1971. Slope stability in residual soils. Proceedings of the Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Juan de Puerto Rico. p.p: 87-170.
- Hoek, E. and Marinos, P. (2000). GSI – A geologically friendly tool for rock mass strength
- estimation. Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne. 19p.
- Hudak, P. 2000. Principles of Hydrogeology. Lewis Publishers. 204 p.
- INGEOMINAS a, 1998. Mapa geológico de la plancha 205, Chinchiná
- INGEOMINAS b, 1998. Memoria del mapa geológico de la plancha 205, Chinchiná
- INGEOMINAS, 2004. Propuesta metodológica para el desarrollo de una zonificación geológica, para la cartografía de zonificación geomecánica. Volumen II y III.
- International Society for Rock Mechanics (ISRM). (1981). Rock characterization, testing and monitoring: ISRM Suggested Methods. (E. T. Brown, Ed.). Oxford: Pergamon Press.
- Proyecto Multinacional Andino-Geociencias para las Comunidades Andinas (PMA-GCA), (2009). Comunicación para transformar el conocimiento geocientífico en acción. Proyecto Multinacional Andino-Geociencias para las Comunidades Andinas (PMA-GCA) Impreso en Canadá.
- Servicio Geológico Colombiano (SGC). (2017). Guía Metodológica para la Zonificación de Amenaza por Movimientos en Masa Escala 1:25.000. (C. E. Colombiano, Ed.) Bogotá D.C., Colombia.
- VAN ZUIDAN, R., 1985. Aerial photointerpretation in terrain analysis and geomorphological mapping. ITC, Smits Publ., The Hague, Netherlands, 442p
- Varnes, D. J. (1978). Slope movement types and processes. (R. L. Schuster, & R. J. Krizek, Eds.) Special Report 176: Landslides: Analysis and control, 11-33.
- VERSTAPPEN AND VAN ZUIDAM., 1992. El sistema ITC para levantamientosgeomorfológicos. Publicación ITC No. 10. Villanueva de Huerva.
- VERSTAPPEN, H.Th., VAN ZUIDAM, R.A., 1992. El sistema ITC para levantamientos geomorfológicos, Una base para la evaluación de recursos y riesgos naturales. Revised ed. Enschede, ITC Publ. 10, 89p.