

GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS

INFORME GEOTECNICO

CONSULTORA: INMOBILIARIA JOALPA S.A.

CONTRATO No. No. S-CON-26-2022-X-0

OBJETO DEL CONTRATO:

**ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA
REHABILITACION DE LA VIA CONEXIÓN E30 -
PEDRO VÉLEZ - CARLOS JULIO AROSEMENA,
UBICADA EN EL CANTÓN EL EMPALME DE LA
PROVINCIA DEL GUAYAS.**

GUAYAQUIL, NOVIEMBRE DE 2022.

Contenido

1. GENERALIDADES	3
1.1 INTRODUCCIÓN. -	3
1.2 OBJETIVOS. -	4
2. CARACTERISTICAS DEL PROYECTO	5
3. TOPOGRAFIA	7
4. GEOLOGIA.....	7
4.1 GEOLOGÍA REGIONAL	7
4.2 GEOLOGÍA LOCAL.....	8
5. TRABAJOS DE CAMPO	10
5.1 EXPLORACIÓN GEOFÍSICA.....	10
5.1.1 Ensayos MASW.....	10
5.2 PERFORACIONES A PERCUSIÓN.....	15
6. ENSAYOS DE LABORATORIO	15
7. DESCRIPCION DE LOS ESTRATOS DE SUELOS	16
7.1 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO PUENTE EXISTENTE	16
7.2 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO ALCANTARILLAS DOBLES	19
8. PARAMETROS GEOTECNICOS	21
9. ZONIFICACIÓN SÍSMICA REGIONAL.....	22
10. ANALISIS DE ESTADO LÍMITE DE FALLA DE CIMENTACIONES	24
10.1 CAPACIDAD DE CARGA PUENTE EXISTENTE – JERMUD EXISTENTE	24
CAPACIDAD DE CARGA LATERAL	30
10.2 CAPACIDAD DE CARGA DEL PUENTE PEDRO VELEZ	36
10.3 CALCULO DE ASENTAMIENTOS DEL PUENTE PEDRO VELEZ	37
10.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE NUEVO	39
10.4.1 ANÁLISIS DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO PARA ESTABILIDAD GENERAL DEL ESTRIBO	
IZQUIERDO.....	41
10.4.2 ANÁLISIS DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO PARA ESTABILIDAD GENERAL DEL ESTRIBO	
DERECHO.....	41
10.4.3 ANÁLISIS DEL EVENTO EXTREMO PARA ESTABILIDAD GENERAL DEL ESTRIBO IZQUIERDO ..	42
10.4.4 ANÁLISIS DEL EVENTO EXTREMO PARA ESTABILIDAD GENERAL DEL ESTRIBO DERECHO ...	42
11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	43

ESTUDIO GEOTECNICO

1. GENERALIDADES

1.1 Introducción. -

La infraestructura de transporte vial es uno de los aspectos esenciales para el desarrollo económico del País, ya que constituye el medio de movilización de las personas, bienes de consumo, productos industriales, productos agrícolas, etc. de un territorio o región determinada.

Debido a lo antes mencionado, La Prefectura del Guayas contempla la rehabilitación de vías de segundo y tercer orden, ubicadas hacia el interior de su territorio, con el fin de mejorar los tiempos de traslado e incorporar más sitios y población al desarrollo productivo turístico y agropecuario, mediante el mejoramiento y asfaltado de las vías.

El proyecto de estudio actualmente cuenta con una circulación de doble sentido sin restricción alguna, está ubicado en el cantón El Empalme, cerca del límite provincial de Guayas con Manabí, el trazado inicia en la conexión con el eje estatal E30 y transcurre hasta llegar a la población de Carlos Julio Arosemena, pasando por la población de Pedro Vélez.

La conectividad está afectada por una red vial deficiente bajo las siguientes variables:

- El pavimento de la vía actualmente se encuentra muy deteriorado
- Limitado el tránsito de los pobladores que necesitan realizar sus actividades económicas y afecta el desarrollo económico y social del sector

En la Figura 1 se muestra el trazado del proyecto

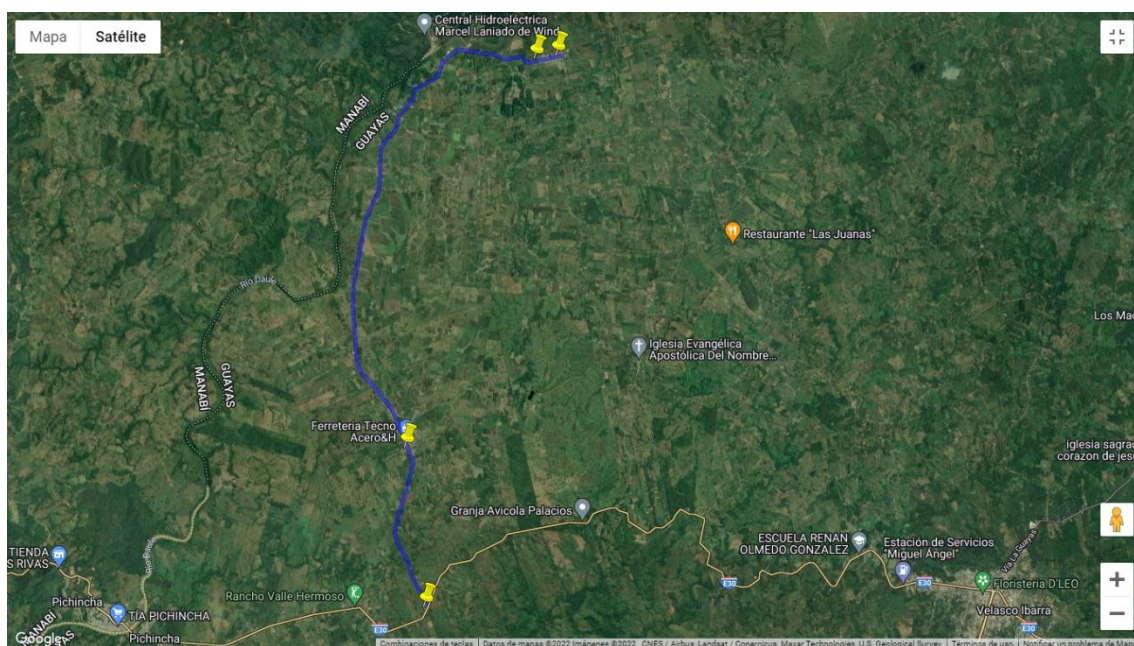


Figura 1._ Ubicación del área de estudio Fuente : Equipo Técnico

El proyecto se encuentra delimitado bajo las siguientes coordenadas:

Punto	Coordenada Este	Coordenada Oeste
P1	638580.031	9884423.025
P2	641805.771	9897044.198

Actualmente la vía cuenta con las siguientes características:

- Un carril por sentido
- Los carriles tienen dimensiones variables
- No cuenta con cunetas ni bordillos
- Su capa de rodadura se encuentra en pésimo estado, su grado de deterioro es muy alto de tal manera que en ciertas zonas no se observa presencia de asfalto

El proyecto se encuentra contemplado en aproximadamente 16,795 km, iniciando desde la intersección con la vía estatal E30 hasta llegar a la población de Carlos Julio Arosemena, a lo largo del trazado se evidencian dos cruces de agua importantes, uno donde actualmente existe un puente y otro donde se evidencia un sistema de alcantarillas dobles, se debe indicar que de acuerdo con el estudio hidráulico este último se deberá remplazar por un puente nuevo.

En el presente informe se detalla la campaña de exploración realizada en las dos estructuras existentes y los análisis realizados para el diseño de la cimentación en la estructura nueva y la evaluación de la cimentación del puente existente, así como la evaluación de la estabilidad de los estribos.

1.2 Objetivos. -

Objetivo general

El objetivo general es realizar los estudios que permitan la construcción de las cimentaciones que cumplan con el nivel de servicio garantizando la estabilidad de los estribos.

Objetivos específicos

- Mostrar los resultados de la campaña de exploración geotécnica realizada en el sitio.
- Determinar las propiedades mecánicas y físicas del suelo que permitan generar modelos con similares características.
- Realizar los análisis para el tipo de cimentación recomendada.
- Realizar el análisis de la cimentación existente
- Analizar la estabilidad de los estribos

2. CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

De acuerdo con el diseño horizontal para la rehabilitación de la vía se han considerado dos carriles de servicio de 3.50 m (ancho de calzada 7.00 m) y espaldones de 1.50 m, los taludes de corte y relleno tienen una pendiente de 1.50 H : 1 V. Cabe mencionar que la sección se mantiene desde la abscisa 0+000 a la 16+107.14 (Carlos Julio Arosemena), considerando los cruces de caminos que se conectan con la vía principal y desde dicha abscisa hasta el final del proyecto se mantiene la sección actual de la vía puesto que se trata de un área con viviendas a los costados, adicional a esto existen bordillos cunetas mismos que no se consideran remover.

De las estructuras antes mencionadas se construirán dos puentes uno donde actualmente existe un puente y el otro en la zona donde existen alcantarillas dobles (sector de Pedro Vélez).

A continuación se detalla las características de las estructuras existentes, en el informe estructural se detalla el relevamiento de la cimentación:

PUENTE EXISTENTE – ABSCISA 1+107

Longitud:	45 m
Ancho:	9.75 m
Tipología:	Puente de Hormigón Armado
Vigas:	Hormigón armado
Cimentación:	Pilotes prebarrenados de Φ 0.60 m (camisa)
Pilas:	2 centrales Cabezal y 3 columnas
Alto pila desde zapata:	10.0 m
Estribo:	Hormigón armado

En la siguiente foto se muestra el descubrimiento de la cimentación en las pilas, se asume que el mismo sistema se implementó en los estribos.



Foto 1.- Descubrimiento de la camisa metálica de pilotes prebarrenados de 0.60 m de diámetro.



Foto 2.- Descubrimiento de la camisa metálica de pilotes prebarrenados de 0.60 m de diámetro.

El nivel de la rasante se mantiene puesto que del estudio hidráulico se evidencia que el tablero se encuentra por encima de la cota máxima de agua +46.46

ALCANTARILLA DOBLE EXISTENTE - ABSCISA 4+440

Longitud: 20 m
Tipología: Puente de Hormigón Armado
Vigas: Prefabricadas
Cimentación: Superficial
Pilas: No aplica
Estribo: Hormigón armado desplantado a 3.50 m tomando como referencia el nivel del terreno actual (cota +63.30 aproximadamente)

Para alcanzar los niveles de la rasante, en la zona de los enfoques, se proyecta la construcción de rellenos con altura máxima de 1.40 m aproximadamente ya que la cota de la rasante en el puente es la +64.70 y la cota máxima de agua determinada según el proyecto es la +62.70.

3. TOPOGRAFIA

Para la determinación de los puntos de control requeridos para el levantamiento topográfico del Área solicitada, previo a los trabajos de levantamiento de campo, se estableció la red geodésica de control horizontal y vertical

Se obtuvieron los detalles, tales como cercas alambradas, tipos de cultivos, postes del sistema eléctrico, viviendas, esteros, alcantarillas existentes. A estas estructuras de drenaje, se les tomó toda la información relacionada a invert, dirección de la descarga, además se levantó información, 500 metros arriba y abajo del cauce.

Al mismo tiempo del avance del estudio topográfico se estableció físicamente (Hitos de hormigón con placa metálica de acuerdo a los términos de referencia) las referencias, en sitios donde no vayan a ser removidas durante la ejecución de los trabajos de construcción. Se las pintaron de rojo y etiquetaron.

En oficina se realizaron las siguientes labores:

Por medio del software respectivo, se descargó los datos almacenados en EL RTK COMNAV, al computador, dando como resultado una tabla Excel en la que se encuentran las coordenadas UTM WGS-84 y las cotas de todos los puntos tomados.

Por medio del programa AUTOCAD CIVIL 3D se elaboró los planos respectivos del levantamiento. La escala empleada en los dibujos fue de 1:1000.

Elaboración del dibujo 3d de Planta General de la vía en estudio del terreno existente con sus respectivos cauces.

Una vez obtenida esta información, en gabinete (en oficina) se procedió al diseño geométrico preliminar, el cual fue elaborado por el ingeniero especialista vial.

4. GEOLOGIA

4.1 Geología Regional

La geología de Ecuador está dada por la subducción de la Placa Oceánica de Nazca y la placa continental de Sur América (Gutscher et al., 1999; Alvarado, 2012; Nocquet et al., 2014) lo cual se produce a una velocidad aproximada de 55-58 mm/año (Trenkamp et al., 2002), el contacto entre estas dos placas causó el levantamiento de los Andes Ecuatorianos y la fusión del manto que se encuentra por debajo del continente. Los Andes están constituidos por diferentes terrenos oceánicos acrecionados durante el Cretácico (Hughes y Pilatasig 2002, Mamberti et al, 2003, Kennan y Pindell, 2009) hasta el Paleoceno (Hughes y Pilatasig 2002; Kennan y Pindell, 2009). Constan de dos cadenas montañosas principales: Cordillera Occidental y Real, paralelas entre sí con dirección NNE-SSW, las cuales están separadas por la Depresión Interandina. Hacia el Este de la Cordillera, Occidental se ubica la Cuenca Oriente, mientras que al Oeste de la Cordillera Occidental se localiza la región Costa (Baldock, 1982, Aspden y Litherland 1992).

El Valle Interandino está definido como una depresión topográfica entre las Cordilleras Real y Occidental; hacia el Sur, disecta a la Cordillera Occidental en dirección al Golfo de Guayaquil (Winkler et al., 2005). El basamento del Valle no está claramente definido hasta la actualidad, Feininger & Seguin, 1983, Aspden et al., 1992, indican la existencia de un basamento similar de la Cordillera Real; Egüez & Aspden, 1993 señalan un basamento composición similar al de las Cordilleras Real y Occidental, formando una cuña de acreción producida por el desmembramiento de parte la Cordillera Real en el Jurásico Tardío – Cretácico Temprano. Los límites estructurales corresponden a fallas reactivadas durante antiguos procesos acrecionarios a lo largo del margen continental ecuatoriano (Winkler et al., 2005).

Se piensa que el Valle correspondería a una estructura mayor tipo restraining bend, a partir de la cual se acomodaría el desplazamiento hacia el NE del Bloque Norandino (Winkler et al., 2005, Ferrari & Tibaldi, 1992).

La Costa presenta un basamento cretácico tardío, constituido por basaltos de plateau oceánico y rocas volcánico sedimentarias. (Hughes and Pilatasig, 2002; Jaillard et al., 2004). Las principales estructuras que controlan la morfología costera siguen la orientación de las cordilleras, NNE-SSW a lo largo de la costa, y NW-SE en el sur (Egüez et al., 2003). Está formada por tres terrenos oceánicos alóctonos que fueron yuxtapuestos al margen continental durante el Cretácico Superior y el Eoceno Medio (Feininger & Bristow, 1980). La geografía de esta zona se caracteriza por terrenos colinados los que son disectados por los Ríos Esmeraldas, Portoviejo, Chone y Guayas.

4.2 Geología Local

De acuerdo con el Plan de Ordenamiento Territorial de El Empalme, el territorio del cantón se encuentra distribuido en dos Unidades geológicas: la Llanura Aluvial Antigua con un área de 54.768 ha, correspondiente al 84.4 %, los Relieves Estructurales y Colinados Terciarios con apenas 7.462 ha, correspondiente al 11.5 %, y el resto 2.660,7 hectáreas corresponde a cuerpos de agua y a centros poblados.

Las formas de relieve presentes en el cantón tienen su origen en procesos de carácter Estructural, Denudativo, Tectónico Erosivo y Depositional, distribuidos en las dos unidades ambientales antes mencionadas

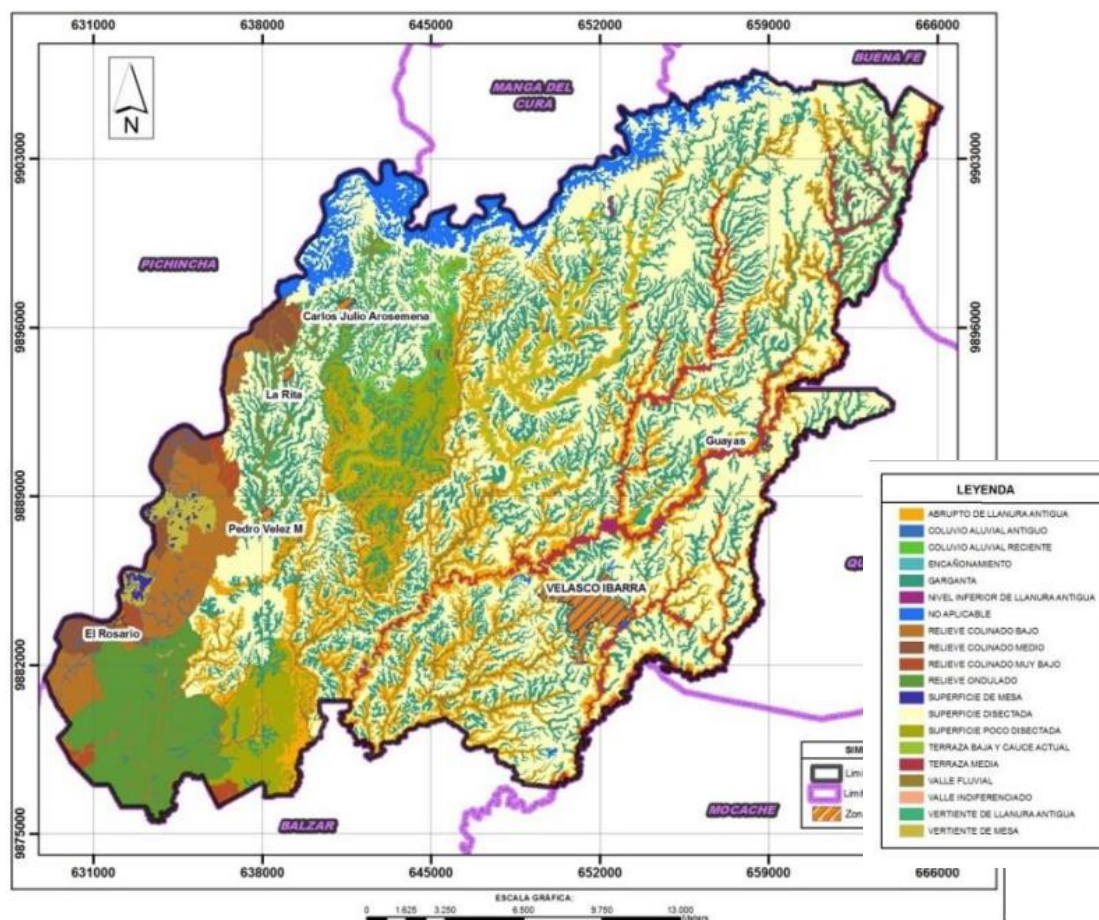


Figura 2._ Geología del área de estudio. Fuente: Plan de Ordenamiento Territorial de El Empalme

La Llanura Aluvial Antigua, la cual ocupa la mayor parte del cantón, establece la presencia de abruptos, vertientes, nivel inferior, superficies poco disectadas, superficies disectadas, valles fluviales, niveles de terrazas baja y media, valles indiferenciados, y gargantas formadas por disección en depósitos aluviales consolidados pertenecientes a la Formación Pichilingue.

Los Relieves Estructurales y Colinados Terciarios ubicados en la parte Oeste del cantón está caracterizada por la presencia de relieves de origen tectónico-erosivo formados por los depósitos de la Formación Balzar, además de valles fluviales, valles indiferenciados y terraza media, que son de origen deposicional. También se encuentran geoformas de carácter denudativo como coluvio aluviales y encañonamiento. Y por último la presencia de superficies y vertientes de mesa, de origen estructural.

5. TRABAJOS DE CAMPO

Para realizar la investigación del subsuelo del área de estudio se emplearon métodos de exploración directa mediante perforaciones a percusión y lavado hasta llegar al estrato resistente, además se realizaron ensayos indirectos mediante la medición de las velocidades de las ondas de corte (MASW) ubicados en los estribos de los puentes.

A continuación, se describen los trabajos de campo realizados:

5.1 Exploración Geofísica

Se realizaron ensayos geofísicos para determinar la velocidad de las ondas de corte a baja deformación del suelo.

5.1.1 Ensayos MASW

El ensayo MASW por sus siglas en inglés (Multichannel Analysis of Surface Waves) se basa en la medición de ondas superficiales tipo Rayleigh y considera que la ejecución de ensayos con múltiples geófonos permite realizar un análisis de los registros medidos en distintos receptores de manera simultánea. A través de una transformación del dominio del tiempo y el espacio a un dominio diferente, se puede reconocer peaks por lo que se puede identificar las características dispersivas del sitio estudiado (Foti, 2001). La interpretación de los resultados fueron realizadas empleando las siguientes metodologías: el análisis frecuencia-número de onda o F-K (Lacoss et al. 1969, Kværna y Ringdahl 1986) tanto para ensayos pasivos y activos, el análisis ESPAC para ensayos pasivos lineales (Hayashi, 2008) y el análisis de autocorrelación espacial (SPAC) para ensayos pasivos bidimensionales (Aki, 1957, Chavez-García et al, 2005, 2006).

Las combinaciones de estas metodologías permiten la construcción de una curva de dispersión que, al aplicar un proceso de inversión, entrega un perfil de velocidades de ondas de corte (V_s), con el objetivo final de obtener el promedio armónico de V_s a los primeros 30 metros de profundidad, de acuerdo a lo establecido en la normativa de clasificación sísmica del suelo vigente. Sin embargo por las limitaciones de los terrenos en ciertas zonas no se alcanzaron profundidades con un contraste de impedancia claro por lo cual se emplearon las curvas de la relación H/V V_s frecuencia obtenido de los ensayos Nakamura.

Los equipos utilizados consistieron en un sismográfico digital de 24 canales, al que se conectaron geófonos de frecuencia natural de 4.5 Hz. Para por lo que puede ser aplicado exitosamente en zonas urbanas aprovechando ruido ambiente (fuente pasiva), o bien con una fuente activa (por ejemplo, con golpes de martillo).

Se realizó un ensayo por puente, el arreglo lineal quedó completamente definido por la separación entre geófonos y la distancia de impacto (ubicación del golpe donde se genera la fuente activa) al último geófono.

En función de dicho espaciamiento, así como de la distancia de, se pueden explorar distintos rangos de frecuencias (longitudes de onda) y con ello generar una descripción más completa del perfil de velocidades. Mayores longitudes de ondas permiten explorar satisfactoriamente frecuencias más bajas y por lo tanto los estratos de suelo más profundos. A la inversa, menores longitudes de ondas se asocian a frecuencias mayores y por lo tanto a los estratos de suelo más superficiales.

Dadas las condiciones del sitio se conformaron los siguientes arreglos:

PUENTE EXISTENTE: 1 arreglo lineal, de 96 metros (geófonos separados cada 4m) el cual se realizó en sentido perpendicular al puente existente. En la Tabla 1 se presentan las coordenadas de ubicación del ensayo realizado y en la Figura 3 se puede apreciar de forma gráfica dicha ubicación.

En la Figura 3 también es posible observar la ubicación propuesta para las perforaciones consideradas como parte del estudio geotécnico de este puente.

Tabla 1. Ubicación del ensayo geofísico

Extremo	Coordenada Este [m]	Coordenada Norte [m]
Inicio	638073	9885583
Fin	638109	9885488

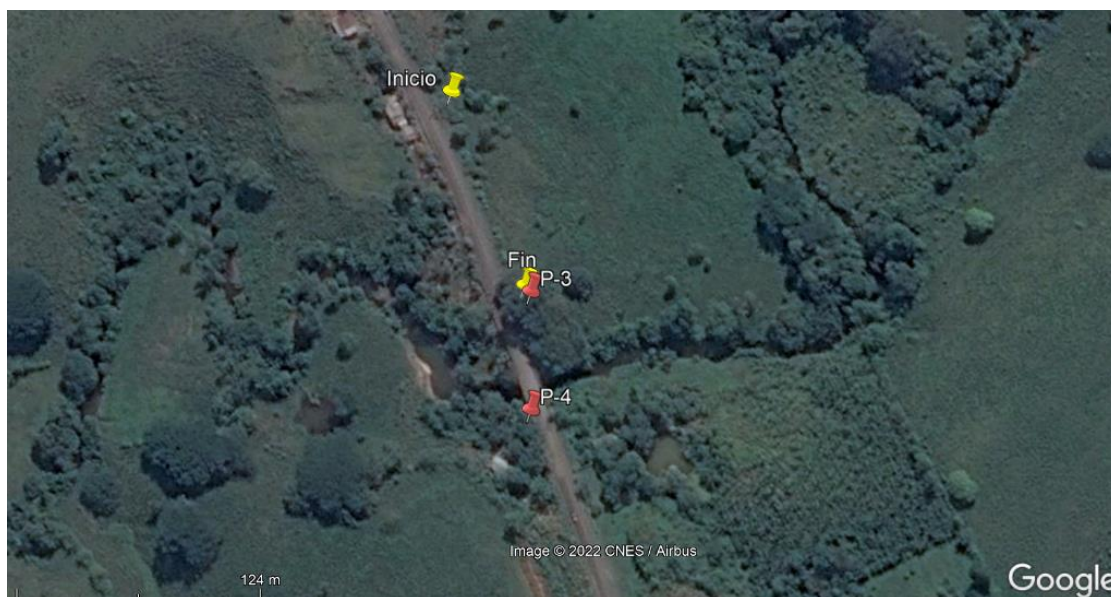


Figura 3. Ubicación de la campaña de exploración geofísica en el Puente Existente

En la foto 3 es posible apreciar una vista general del tendido ejecutado.



Foto 3. Arreglo geofísico Puente existente

ALCANTARILLAS DOBLES EXISTENTES: 1 arreglo lineal, de 69 metros (geófonos separados cada 3m) el cual se realizó en sentido perpendicular a las alcantarillas existentes. En la Tabla 2 se presentan las coordenadas de ubicación del ensayo realizado y en la Figura 4 se puede apreciar de forma gráfica dicha ubicación.

En la Figura 4 también es posible observar la ubicación propuesta para las perforaciones consideradas como parte del estudio geotécnico del nuevo puente.

Tabla 2. Ubicación del ensayo geofísico

Extremo	Coordenada Este [m]	Coordenada Norte [m]
Inicio	637889	9888648
Fin	637910	9888581



Figura 4._ Ubicación de la campaña de exploración en el Puente Nuevo

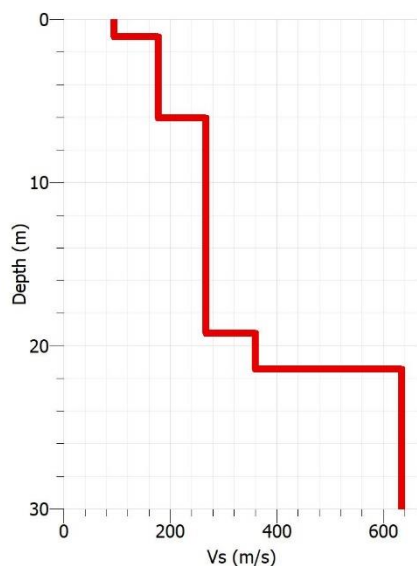
Empleando la misma dirección del tendido se adquirió más data reduciendo el espaciamiento entre geófonos a la mitad. La intención de este achique en la distancia entre geófonos fue recabar la mayor cantidad de información para así lograr una interpretación más robusta.



Foto 4. Arreglo geofísico Puente nuevo

Los resultados de las mediciones se detallan a continuación y en el Anexo A se detalla el Informe Geofísico

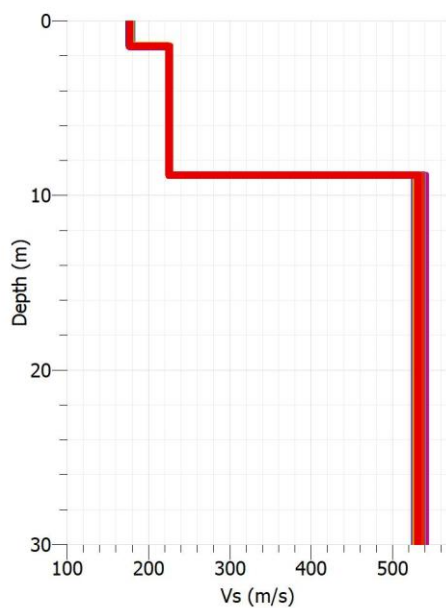
PUENTE EXISTENTE



Hi [m]	Hi [m]	Vs [m]
0.0	1.0	95
1.0	6.0	178
6.0	18.10	266
18.10	20.30	359
20.30	30.0	634
	V_{S30}	284

Figura 5._ Resultados de los ensayos de medición de las ondas de corte MASW 1.

PUENTE NUEVO



Hi [m]	Hi [m]	Vs [m]
0.0	1.5	174
1.5	8.90	225
8.90	30.00	526
	V_{S30}	367

Figura 6._ Obtención de perfil de velocidades de las ondas de corte

5.2 Perforaciones a percusión

Para la determinación de los parámetros resistentes de los geomateriales en el área de estudio se realizaron un total de cuatro perforaciones a percusión y lavado, distribuidas 2 en cada puente. En cada perforación se realizaron ensayos SPT cada metro y medio empleando el martillo Donut, se extrajeron muestras alteradas para la realización de ensayos de laboratorio. Las perforaciones se dieron por concluidas una vez que se obtuvo el “rechazo” 50 golpes en los primeros 15 cm o 100 golpes en los últimos 30 cm.

En las siguientes tablas se muestra el resumen de las perforaciones a percusión realizadas.

Tabla 3. Ubicación de perforaciones en el Puente Existente

Perforación	Coordenada Este [m]	Coordenada Norte [m]
P-3	638112	9885485
P-4	638112	9885427

Tabla 4. Ubicación de perforaciones en el Puente Nuevo

Perforación	Coordenada Este [m]	Coordenada Norte [m]
P-1	637921	9888558
P-2	637896	9888579

6. ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras recuperadas de las perforaciones se llevaron al Laboratorio de Suelos, en donde se desarrollan pruebas para la identificación y clasificación de suelos, tales como:

- Humedad Natural
- Gradación por Tamices
- Límites de Atterberg
- Resistencia a la compresión simple en muestras de arcilla

En la parte final del informe, se anexan los registros de los análisis ANEXO B.

Las Normas utilizadas para la ejecución de los ensayos son las siguientes:

- D1140-00(2006) Standard Test Methods for Amount of Material in Soils Finer than No. 200 (75-μ) Sieve

- D4318-05 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.
- D2487-06 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)
- D420-98(2003) Standard Guide to Site Characterization for Engineering, Design, and Construction Purposes
- D5434-03 Standard Guide for Field Logging of Subsurface Explorations of Soil and Rock.

7. DESCRIPCION DE LOS ESTRATOS DE SUELOS

A continuación se describe la caracterización geotécnica por cada Puente, en el ANEXO C se encuentran los perfiles estratigráficos.

7.1 Descripción del perfil estratigráfico PUENTE EXISTENTE

La descripción estratigráfica correspondiente a las perforaciones realizadas en el puente existente (Perforación 3 y Perforación 4).

- Desde el inicio de las perforaciones se detectó hasta los 8 metros de profundidad un limo con un bajo número de golpes obtenidos a partir del ensayo SPT (entre 3 y 9 golpes). Este limo posee un porcentaje de humedad natural variable entre 37% y 60%, el IP fluctúa entre 8% y 27% y la resistencia al corte no drenado varía entre los 9 kPa y los 35 kPa.
- Subyaciendo a este material se encuentra otro limo hasta el final de las perforaciones y posee un número de golpes superior, alcanzando el rechazo. Es importante mencionar que en la perforación 3 se encontró un lente de arcilla entre los 11.00 m y 12.50 m y uno de arena entre los 14.00 y 15.50 m, mientras que la perforación 4 únicamente se encontró limo. El limo previamente mencionado, posee un porcentaje de humedad natural que varía entre 20% y 63%, un índice de plasticidad entre 6% y 21%. De acuerdo a la clasificación USCS la gran mayoría del limo encontrado es un limo de alta plasticidad (MH), adicionalmente, su contenido de finos se encuentra entre 65% y 97% y el valor de Su fluctúa entre 81 kPa y 200 kPa.
- El lente de arcilla encontrado en la perforación 3 tiene una humedad natural de 29%, un contenido de finos de 64% y un IP igual a 17%, clasifica como una arcilla de baja plasticidad (CL) y su número de golpes es del orden de 27, además de poseer una resistencia al corte no drenado de 100 kPa.

- El lente de arena encontrado entre los 14.00 y 15.50 m en la perforación 3 tiene un porcentaje de humedad natural igual a 31% y es considerada como no plástica. De acuerdo al SPT se pudo determinar un número de golpes igual a 51.

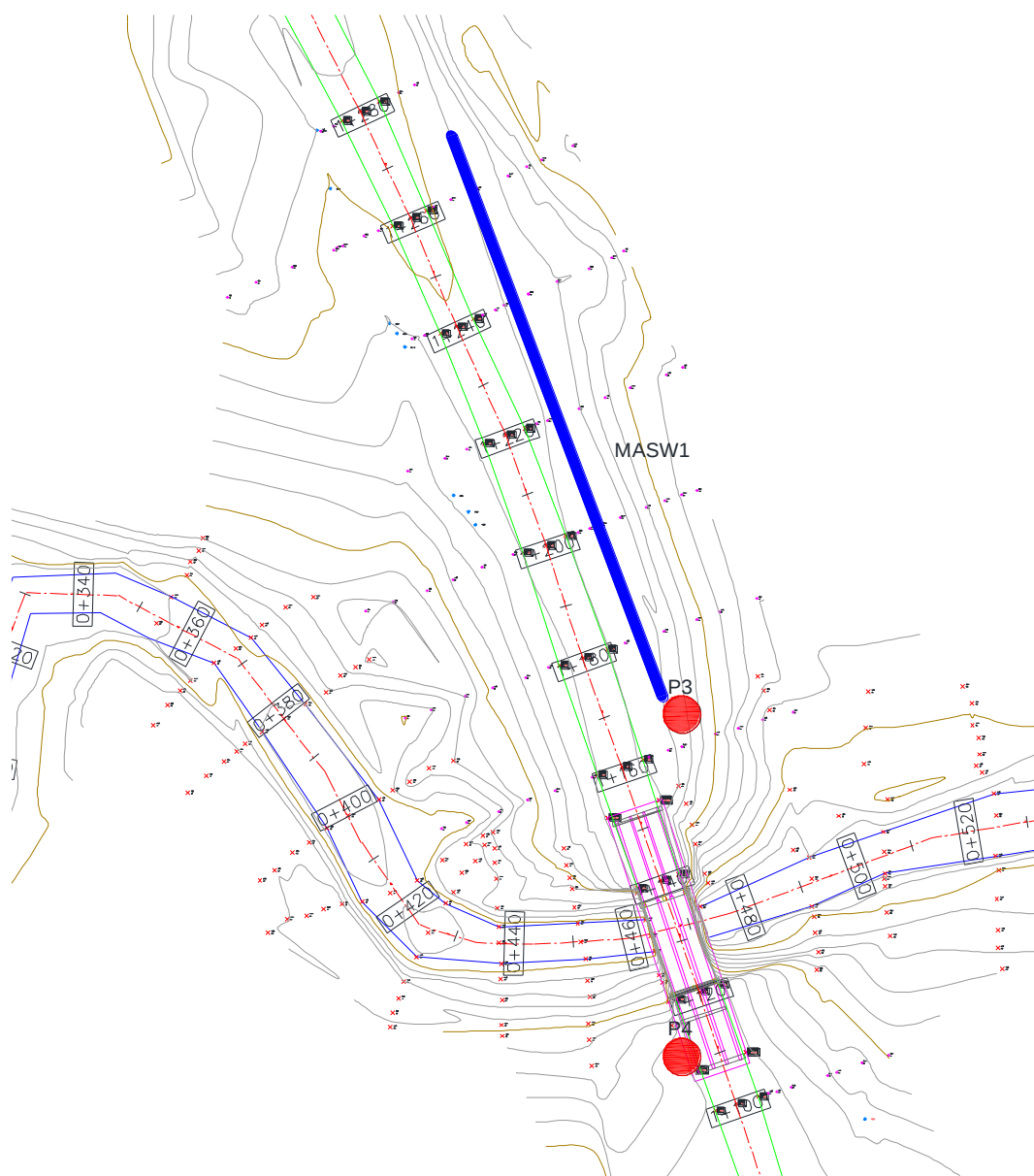
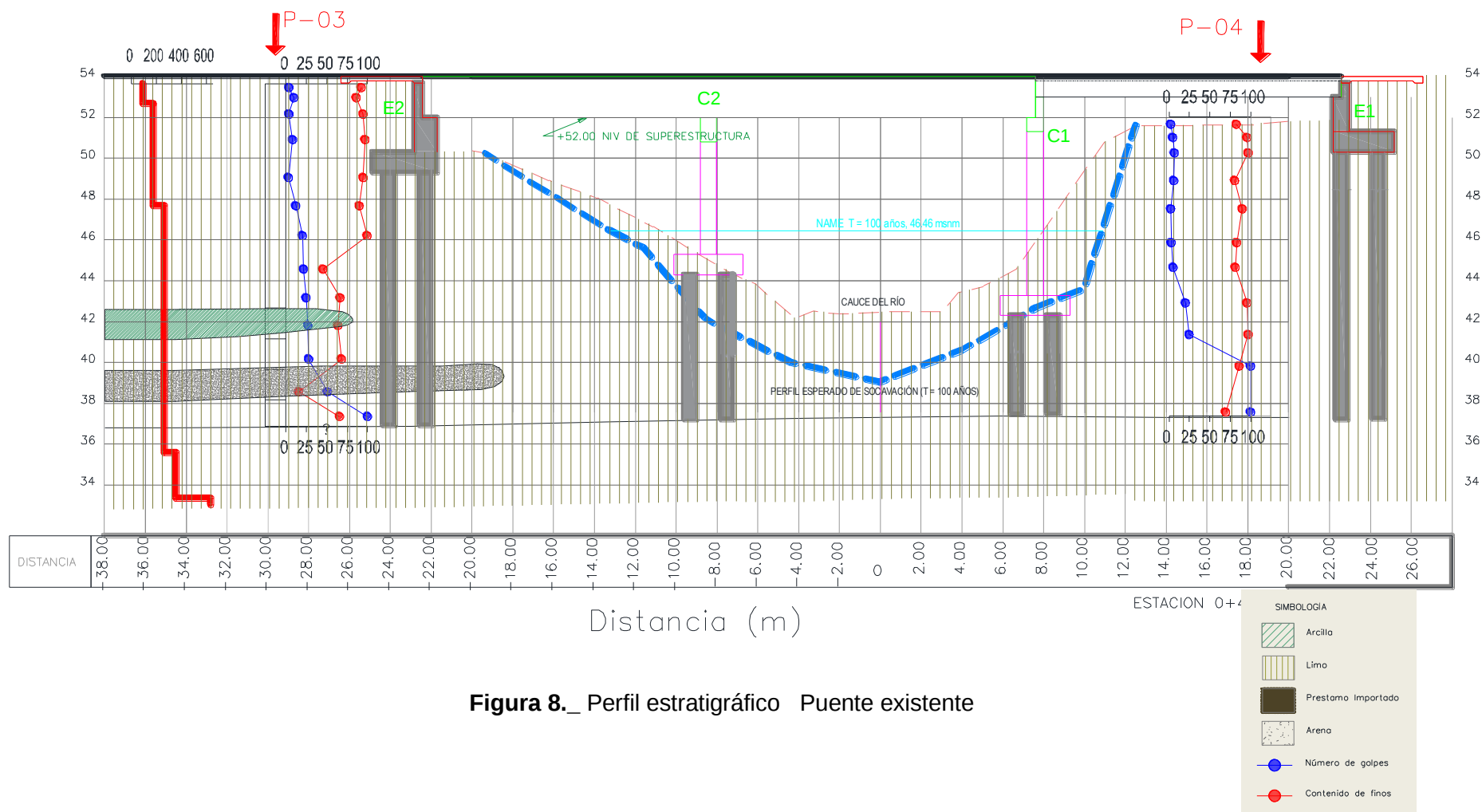


Figura 7._ Ubicación de la campaña de exploración Geofísica y perforaciones en el puente existente



7.2 Descripción del perfil estratigráfico ALCANTARILLAS DOBLES

A continuación, se realiza la descripción estratigráfica correspondiente a las perforaciones realizadas en el puente nuevo (Perforación 1 y Perforación 2).

- Hacia el sector de la perforación 1 se encontró un relleno de espesor igual a 0.30 m, la humedad natural (w) de este material es igual a 6% y su IP (índice de plasticidad) es igual a 5%. De acuerdo a su clasificación USCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos por sus siglas en inglés).
- Por debajo del relleno en la perforación 1 y al inicio de la perforación 2 se encontró un limo arenoso de espesor variable, en la perforación 2 este limo tuvo un espesor de 1.70 m, mientras que en la perforación 1 el espesor de este fue de 4.70 m. El contenido de finos (pasante del tamiz #200) de la capa de limo varía entre 80% y 98%, el porcentaje de humedad natural fluctúa entre 31% y 53%, excepto por un estrato de limo en la perforación 1 que posee un valor de w igual a 172%. La resistencia al corte no drenado (Su) del material cohesivo va desde los 15 kPa hasta los 48 kPa, además, se registraron número de golpes obtenidos a partir del ensayo de penetración estándar (SPT) los cuales varían desde 4 hasta 12.
- Subyaciendo al limo se encontró una capa de arena de 1.40 m de espesor cuyo porcentaje de humedad natural es igual a 22% y es no plástica, además, del SPT se pudo determinar que en este material se alcanzó el rechazo (más de 100 golpes)
- El nivel freático fue medido el mismo día que se ejecutaron las perforaciones y el más superficial se registró a los 2.10 m.

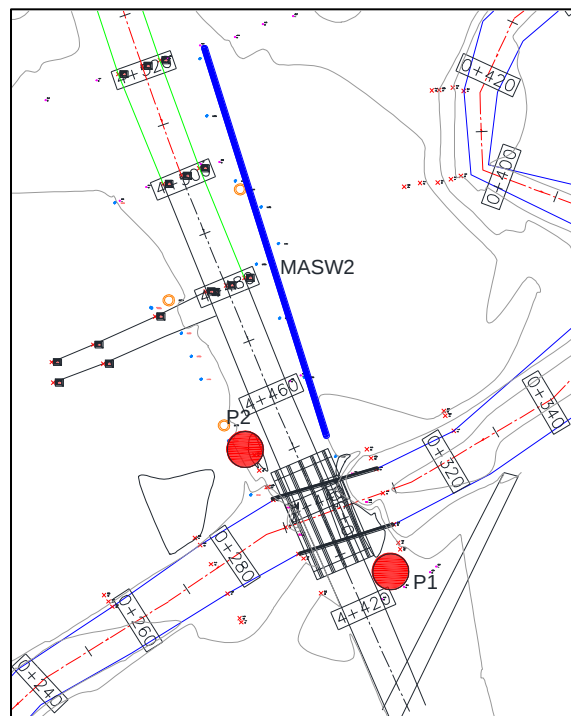


Figura 9._ Ubicación de la campaña de exploración Geofísica y perforaciones en la alcantarilla existente

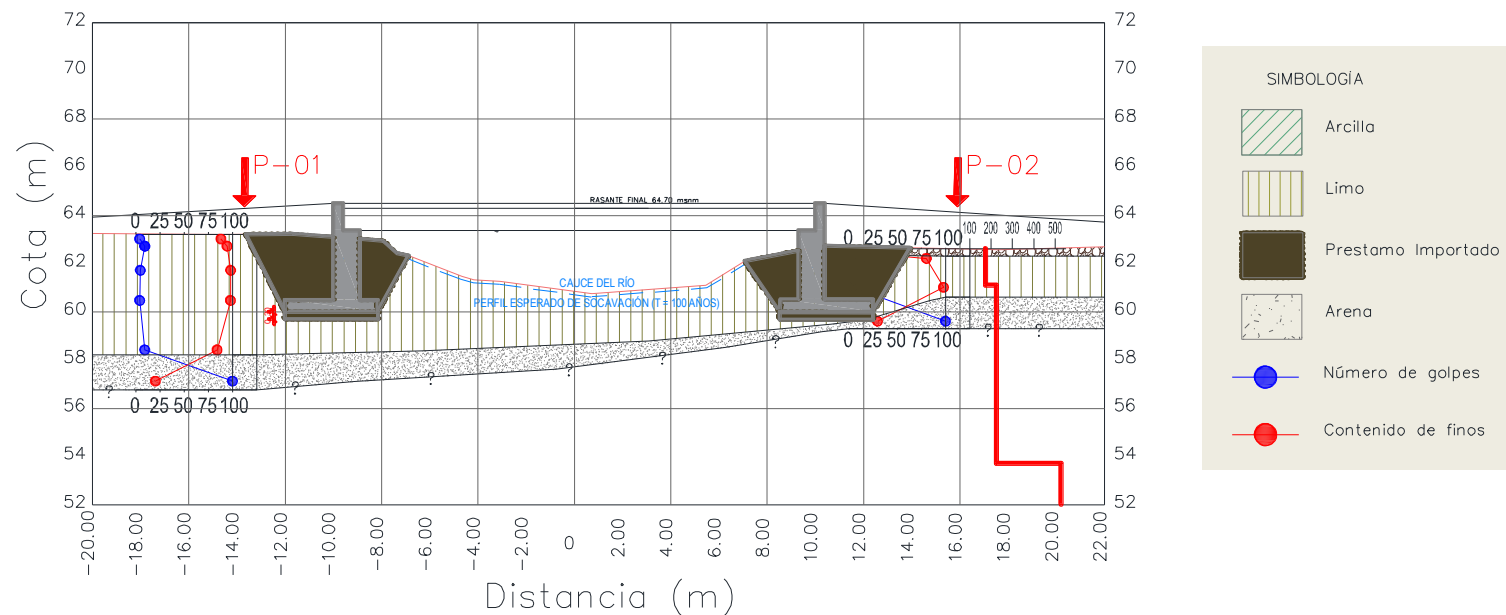


Figura 10._ Perfil estratigráfico Puente existente

8. PARAMETROS GEOTECNICOS

Con la finalidad de entender mejor el comportamiento para el posterior diseño de las cimentaciones se juntaron las perforaciones con similar comportamiento geotécnico para realizar modelos donde se describen los parámetros para los análisis de capacidad de carga de las cimentaciones y el análisis de estabilidad de los estribos.

Para la determinación del valor de S_u se ha estimado a partir de los valores de N_{60} , para ello se utilizaron las recomendaciones de Brown e Hettiarachi (2008):

$$\frac{S_u}{P_{atm}} = \alpha * N_{60}$$

A continuación, se presentan las gráficas de caracterización geotécnica que se realizó de acuerdo a perforaciones con similares características, donde se presentan los valores de S_u (kPa) y el ángulo de fricción interna, en las Figura 11 y Figura 12 se muestra los resultados de la caracterización geotécnica.

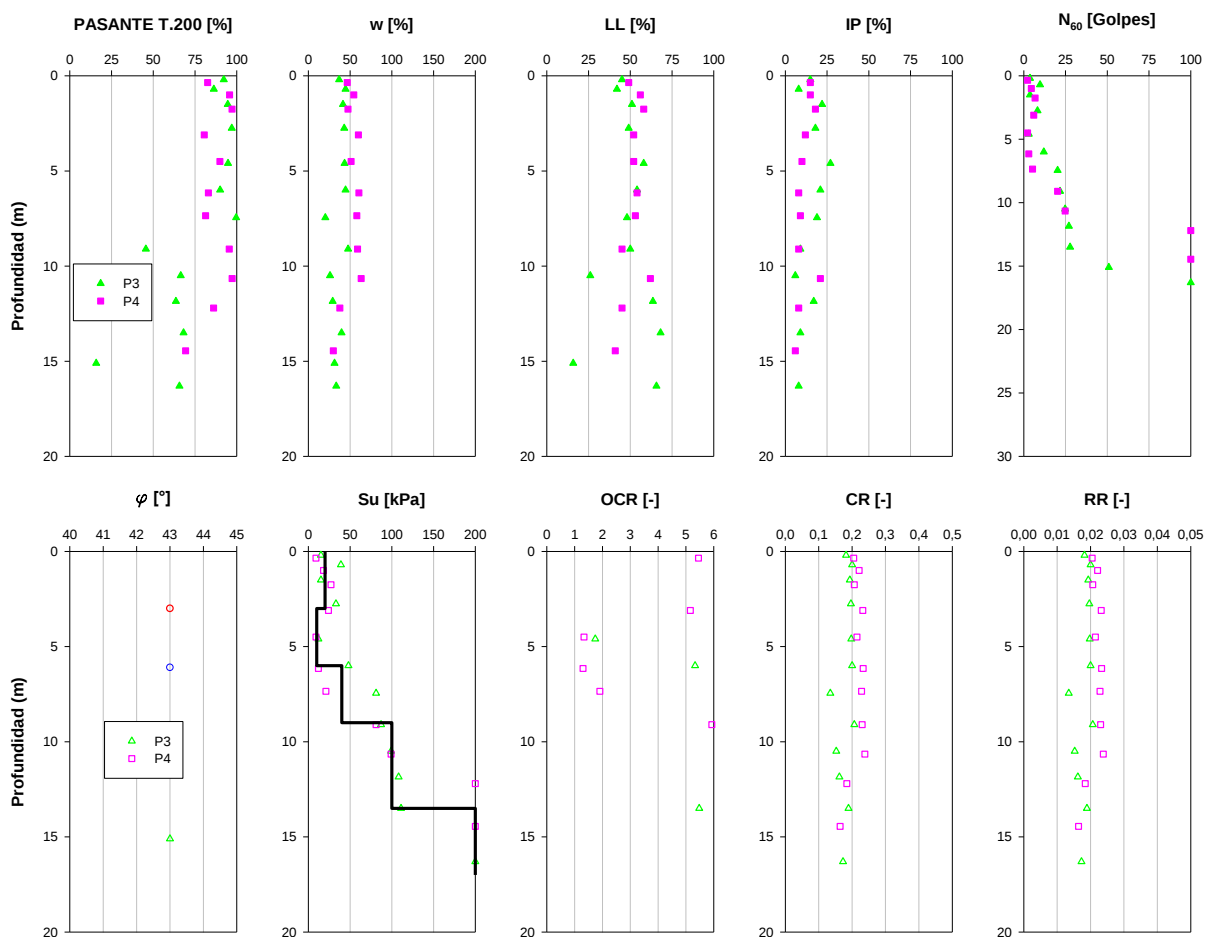


Figura 11. Caracterización geotécnica Puente Existente

INMOBILIARIA JOALPA S.A. RUC 0992836032001

Av. León Febres Cordero, Edificio River Plaza, 5to. Piso, Parroquia Satelital La Aurora

Teléfono 044 505803 - E-mail: inmojoalpa_01@hotmail.com

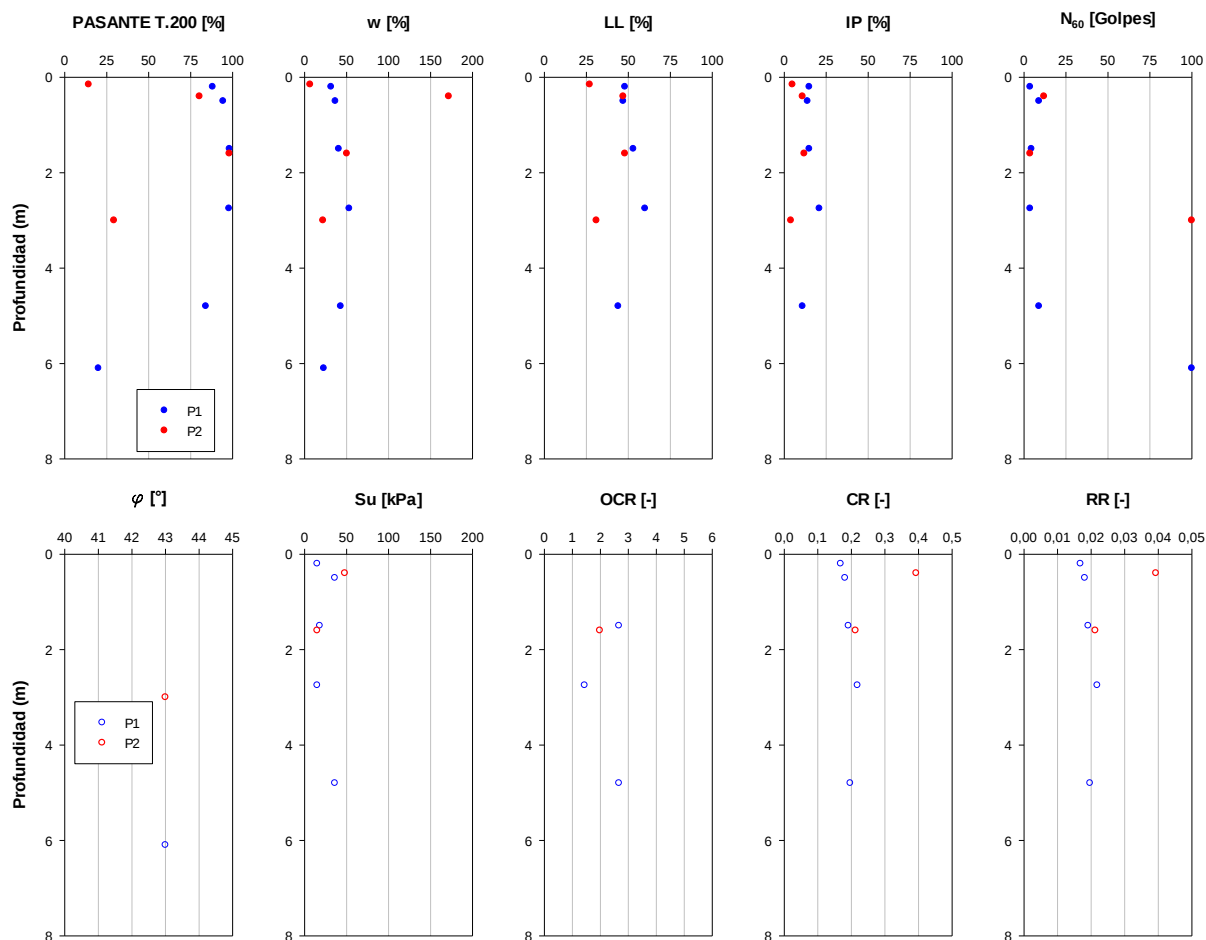


Figura 12._ Caracterización geotécnica Alcantarillas dobles

9. ZONIFICACIÓN SÍSMICA REGIONAL

Considerando la ubicación geográfica del proyecto, el mapa de Zonificación Sísmica de Diseño en el Ecuador de Aceleración Máxima en la Roca presentado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción nos muestra que el sitio de estudio se encuentra en la Zona Sísmica IV (Figura 13) que representa un factor Z de 0.35 g de aceleración máxima esperada en la roca.

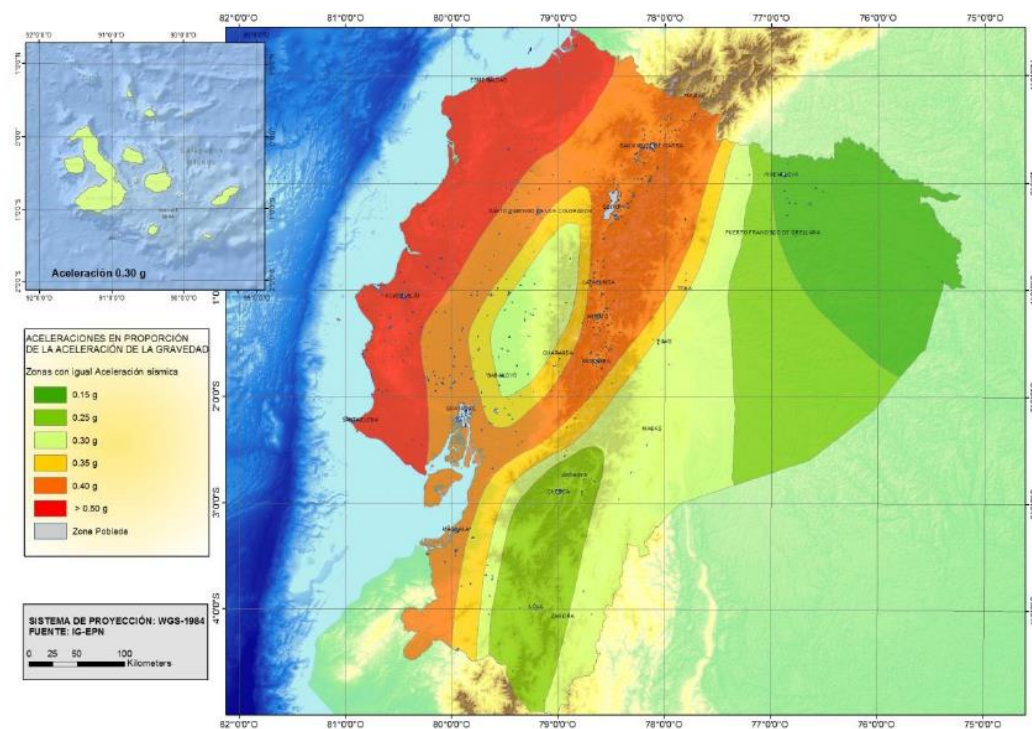


Figura 13._ Zonificación Sísmica en el Ecuador – Aceleración Máxima en Roca

Tabla 5. Factores Z para las zonas sísmicas de la región ecuatoriana

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Según los datos de las perforaciones y los valores de Vs 30 se tiene que el puente existente corresponde a un suelo tipo D y la zona de las alcantarillas dobles a un suelo tipo C.

A partir de la definición del perfil de suelo el cual se basa en la medición de la velocidad de la onda de corte y la zona sísmica correspondiente al sitio del proyecto se obtiene el coeficiente de amplificación (Fa tomado de la sección 3.2.2 de la NEC) para la zona del puente nuevo igual a 1.25 y para la zona de las alcantarillas dobles igual a 1.23

La aceleración en roca para un periodo de retorno de 1000 años se determinó con la curva de peligro uniforme para la capital de la provincia, es decir la ciudad de Guayaquil, como se muestra en la Figura 14 el valor obtenido de PGA es 0.51.

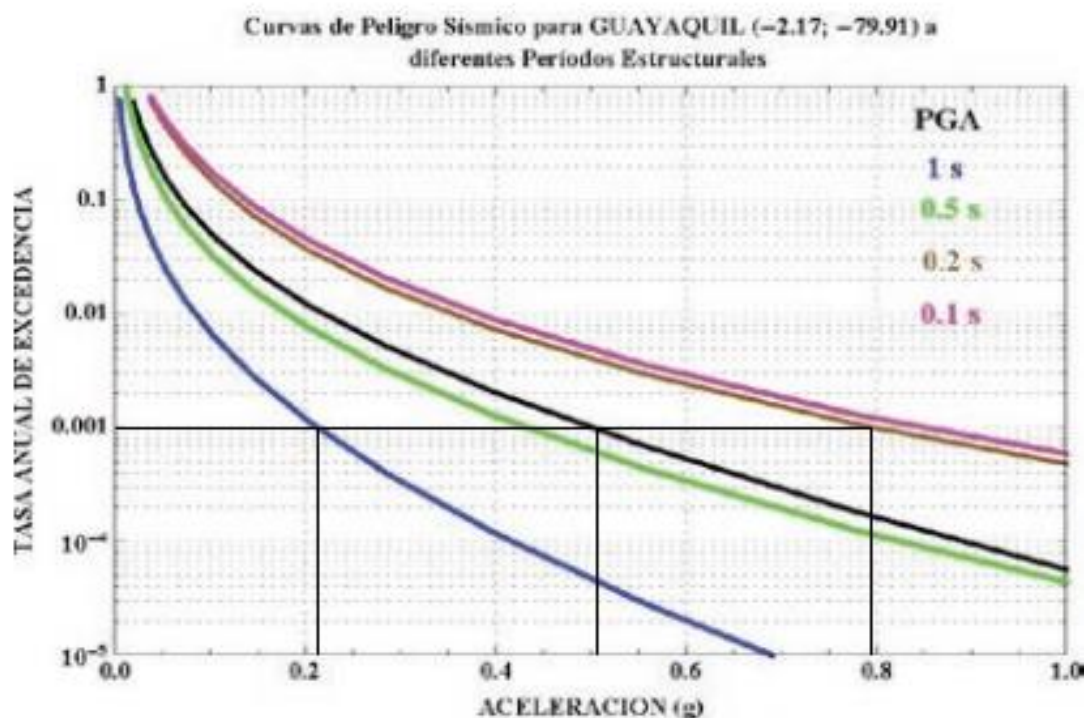


Figura 14._ Curva de peligro sísmico para Guayaquil

La demanda sísmica, de acuerdo con la norma NEC-15, para los análisis pseudo estáticos será del 60% de la aceleración máxima en el terreno y se la calcula de la siguiente forma:

$$Kh = 0.6 * PGA * Fa = 0.6 * 0.51 * 1.25 = 0.38$$

10. ANALISIS DE ESTADO LÍMITE DE FALLA DE CIMENTACIONES

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de los análisis de capacidad de carga

10.1 CAPACIDAD DE CARGA PUENTE EXISTENTE – JERMUD EXISTENTE

El diseño de los pilotes se realizó tomando en consideración las Especificaciones de Diseño de Puentes propuesta por la AASHTO LRFD 2014. Se ha considerado los componentes de resistencia para la carga de compresión axial (fuste y punta), la suma de las resistencias factorizadas para la evaluación de LRFD estados límites la fuerza viene dada por:

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

$$R_s = q_s \cdot A_s$$

ϕ_{stat} = Factor de resistencia

R_p = Resistencia por punta del pilote

R_s = Resistencia lateral del pilote

q_p = Resistencia unitaria por punta del pilote

A_p = Área de la punta del pilote

q_s = Resistencia unitaria lateral del pilote

A_s = Área lateral del pilote

Los factores de reducción que se aplicarán son los siguientes:

Tabla 6.- Factor de reducción a la capacidad de carga

Factor de reducción a la capacidad de carga	
Por fuste	0.45
Por punta	0.40
Factor de reducción a tracción	0.35

Tabla 7. Factores de mayoración para cargas permanentes (Extraída de la Norma AASHTO LRFD 2014)

Conformación del modelo matemático

Para modelar y determinar la resistencia nominal de los pilotes se generó un perfil de suelo general que representa la estratigrafía típica del proyecto, dichas propiedades se resumen, en la siguiente tabla, donde se puede observar el perfil de suelo y los parámetros que se utilizó en la modelación.

Cabe mencionar que debido a que la perforación se realizó en la vía se ha considerado que la ubicación del estribo se encuentra a 4.00 m de profundidad por lo cual en los primeros metros no se considera el suelo existente y la longitud de los pilotes es de 12 m, en cambio hacia las pilas que se encuentra en el cauce del río los pilotes se consideran de 7 m.

Tabla 8. Parámetros de los geomateriales que conforman el modelo analítico

PROPIEDADES				
Desde (m)	Hasta (m)	Material	S_u (kPa)	$(\phi)^\circ$
0.0	2.00	Limo	20	
2.00	6.00	Limo	10	-
6.00	9.00	Limo	40	
9.00	13.50	Limo	100	
13.50	20.00	Limo	200	-

A continuación, se describen los resultados obtenidos para pilotes prebarrenados de Φ 0.60 m de 12.0 m de longitud, en la zona de los estribos y de 7 m en la zona de las pilas existentes

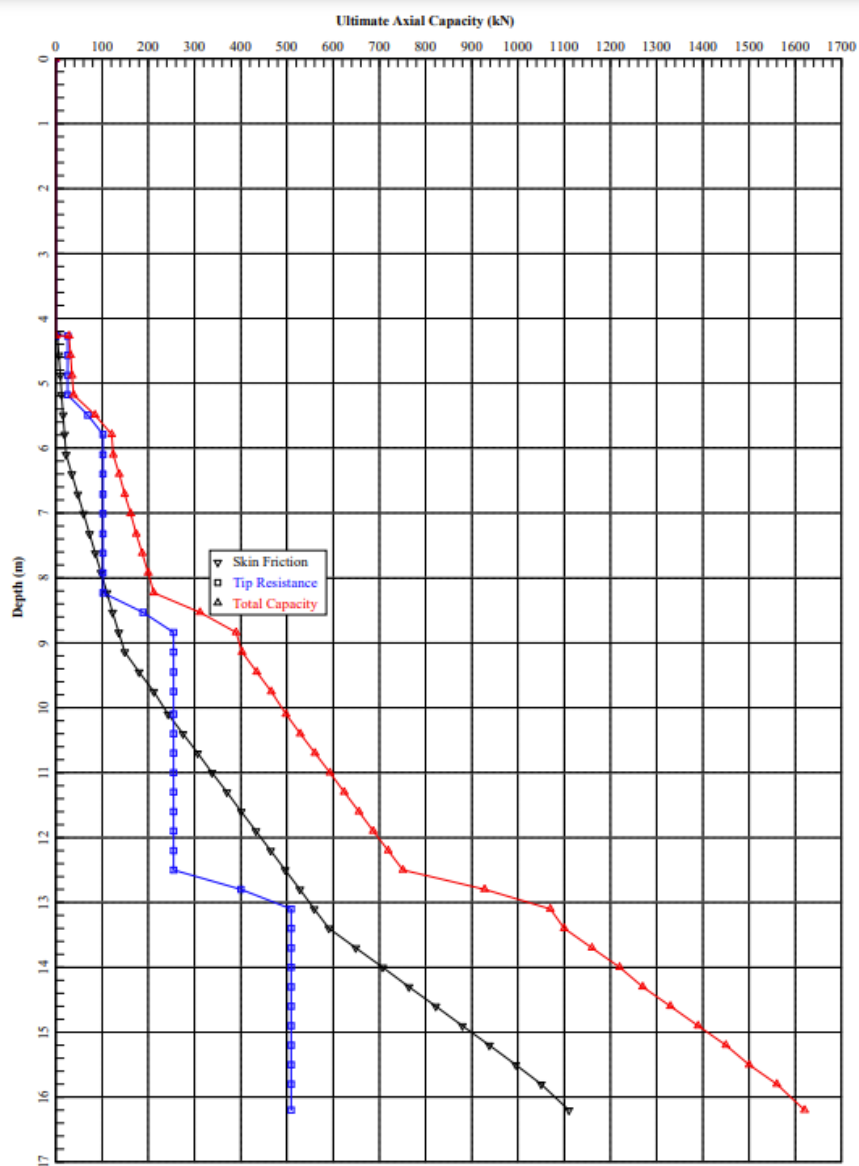


Figura 15. Resistencia nominal para pilotes en el estribo

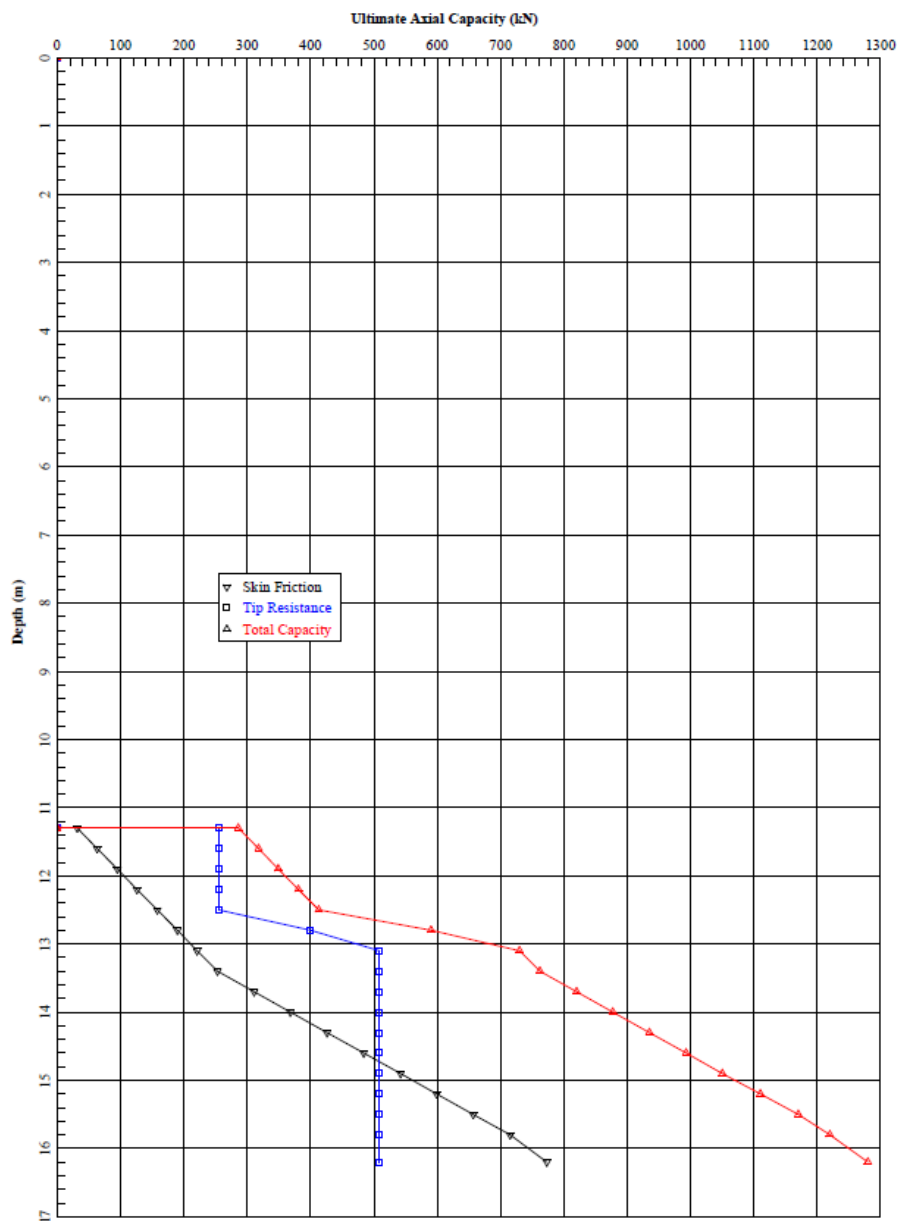


Figura 16. Resistencia nominal para pilotes en el estribo

En vista de que de acuerdo con el análisis estructural se evidencia que la remediación del puente tiene un valor más elevado en referencia a la construcción de un puente nuevo se realizó de acuerdo con la solicitud del especialista estructural la evaluación de pilotes hincados de 50x50.

Hacia la P-3 los pilotes tendrán una longitud de 13.0 m contados desde el descabezado de la zapata del estribo y hacia la P-4 la longitud de los mismos será de 10.0 m.

ESTRIBO 1+146.70 (P3)	
Cota Pilote Descabezado	49,75
Cota Punta	36,75
Longitud (m)	13
Ancho (m)	0,5
Area (m2)	0,25
Peso Total Pilote (Kn)	78
Fuste (Kn)	1200
Punta (KN)	460
Resistencia Nominal (Kn)	1420
Resistencia Tension (Kn)	1278
Factor de resistencia punta	0,40
Factor de resistencia fuste	0,45
FS evento extremo	1,5
Resistencia Factorada (kN)	724
Evento extremo (kN)	947
Resistencia a la Tensión estática (kN)	575
Resistencia a la Tensión evento extremo (kN)	852

ESTRIBO 1+1+111.70 (P4)	
Cota Pilote Descabezado	49,75
Cota Punta	39,75
Longitud (m)	10
Ancho (m)	0,5
Area (m2)	0,25
Peso Total Pilote (Kn)	60
Fuste (Kn)	800
Punta (KN)	460
Resistencia Nominal (Kn)	1100
Resistencia Tension (Kn)	860
Factor de resistencia punta	0,4
Factor de resistencia fuste	0,45
FS evento extremo	1,5
Resistencia Factorada (kN)	544
Evento extremo (kN)	733
Resistencia a la Tensión estática (kN)	387
Resistencia a la Tensión evento extremo (kN)	573

A continuación se muestra el esquema de la cimentación propuesta

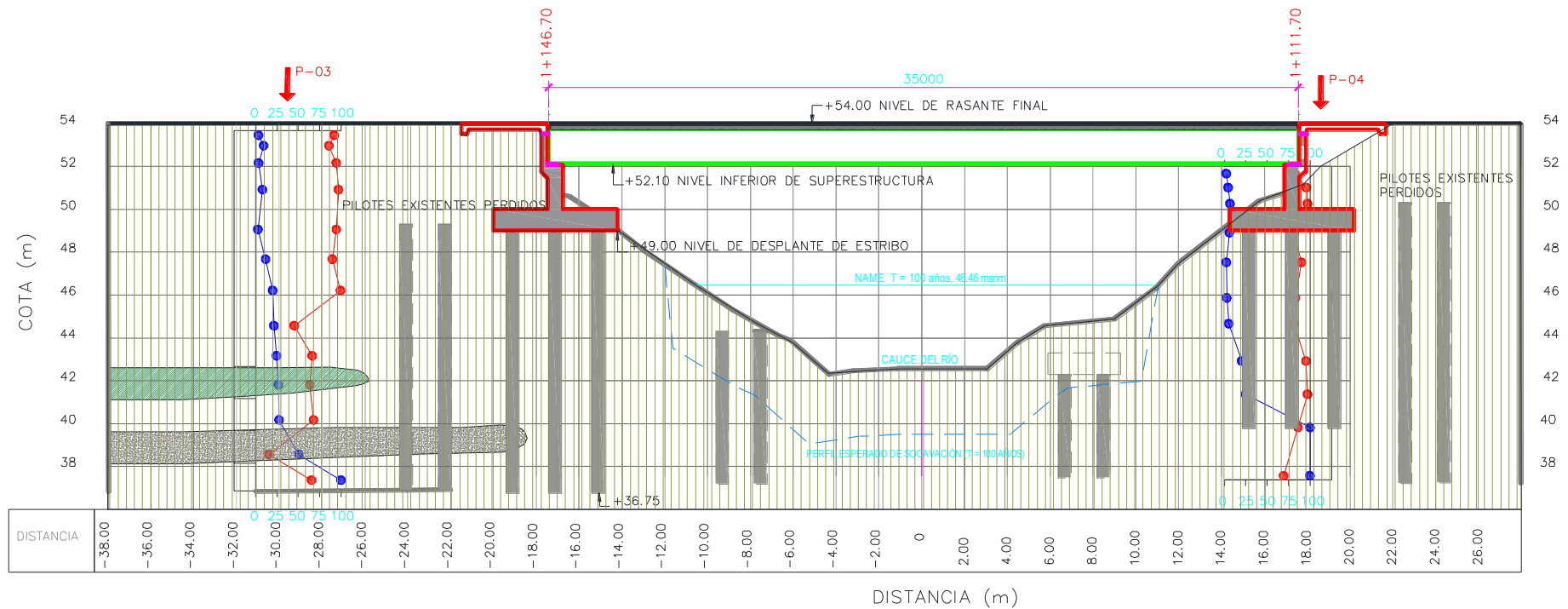


Figura 17. Esquema de la cimentación del puente Jermud

Capacidad de carga lateral

Se han estimado los momentos flectores y fuerzas cortantes máximas en los pilotes que producirían las aceleraciones generadas en la estructura producto del sismo. Para el caso de las fuerzas laterales y momentos flectores inerciales, se asumió que son aplicadas en la cabeza de los pilotes. Para el análisis se han realizado las siguientes consideraciones:

- Se utilizará el software LPILE, de Ensoft; el cual es un programa reconocido internacionalmente basado en procedimientos racionales para el análisis de pilotes sometidos a carga lateral utilizando el método de curvas p-y para representar la respuesta no lineal del suelo.
- Se modelará el pilote elásticamente; sin embargo, se representará la rigidez a la flexión de los pilotes considerando el 50% del momento de inercia, producto del agrietamiento por flexión esperado en el hormigón, según lo recomendado por FEMA P-1051 (2016).
- Se realizarán análisis estáticos de cargas incrementales.
- Como fuerzas inerciales, se considerará la carga axial máxima admisible estimada del análisis de capacidad de carga, donde se analizarán dos casos, uno utilizando como carga axial la resistencia factorada y el segundo donde se utiliza como carga axial la obtenida del evento extremo
- El modelo estratigráfico utilizado en el análisis corresponde a aquel debidamente detallado previamente en el análisis de capacidad portante de las cimentaciones profundas.
- Los pilotes se modelaron en condición de cabeza fija.
- Se analizaron pilotes cuadrados de 500 mm de lado.

Tabla 9. Casos de carga para el análisis nominal del pilote de 500x500 mm ubicado en el lado donde se realizó la P3

# Caso	P (ton)	V (ton)
Load Case 1	73	5
Load Case 2	73	10
Load Case 3	73	15
Load Case 4	73	20
Load Case 6	73	30
Load Case 7	73	35
Load Case 8	73	40
Load Case 9	73	45
Load Case 10	73	50

Tabla 10. Casos de carga para el análisis de evento extremo del pilote de 500x500 mm ubicado en el lado donde se realizó la P3

# Caso	P (ton)	V (ton)
Load Case 1	96	5
Load Case 2	96	10
Load Case 3	96	15
Load Case 4	96	20
Load Case 6	96	30
Load Case 7	96	35
Load Case 8	96	40
Load Case 9	96	45
Load Case 10	96	50

Tabla 11. Casos de carga para el análisis nominal del pilote de 500x500 mm ubicado en el lado donde se realizó la P4

# Caso	P (ton)	V (ton)
Load Case 1	45	5
Load Case 2	45	10
Load Case 3	45	15
Load Case 4	45	20
Load Case 6	45	30
Load Case 7	45	35
Load Case 8	45	40

Tabla 12. Casos de carga para el análisis de evento extremo del pilote de 500x500 mm ubicado en el lado donde se realizó la P4

# Caso	P (ton)	V (ton)
Load Case 1	60	5
Load Case 2	60	10
Load Case 3	60	15
Load Case 4	60	20
Load Case 6	60	30
Load Case 7	60	35
Load Case 8	60	40
Load Case 9	60	45
Load Case 10	60	50

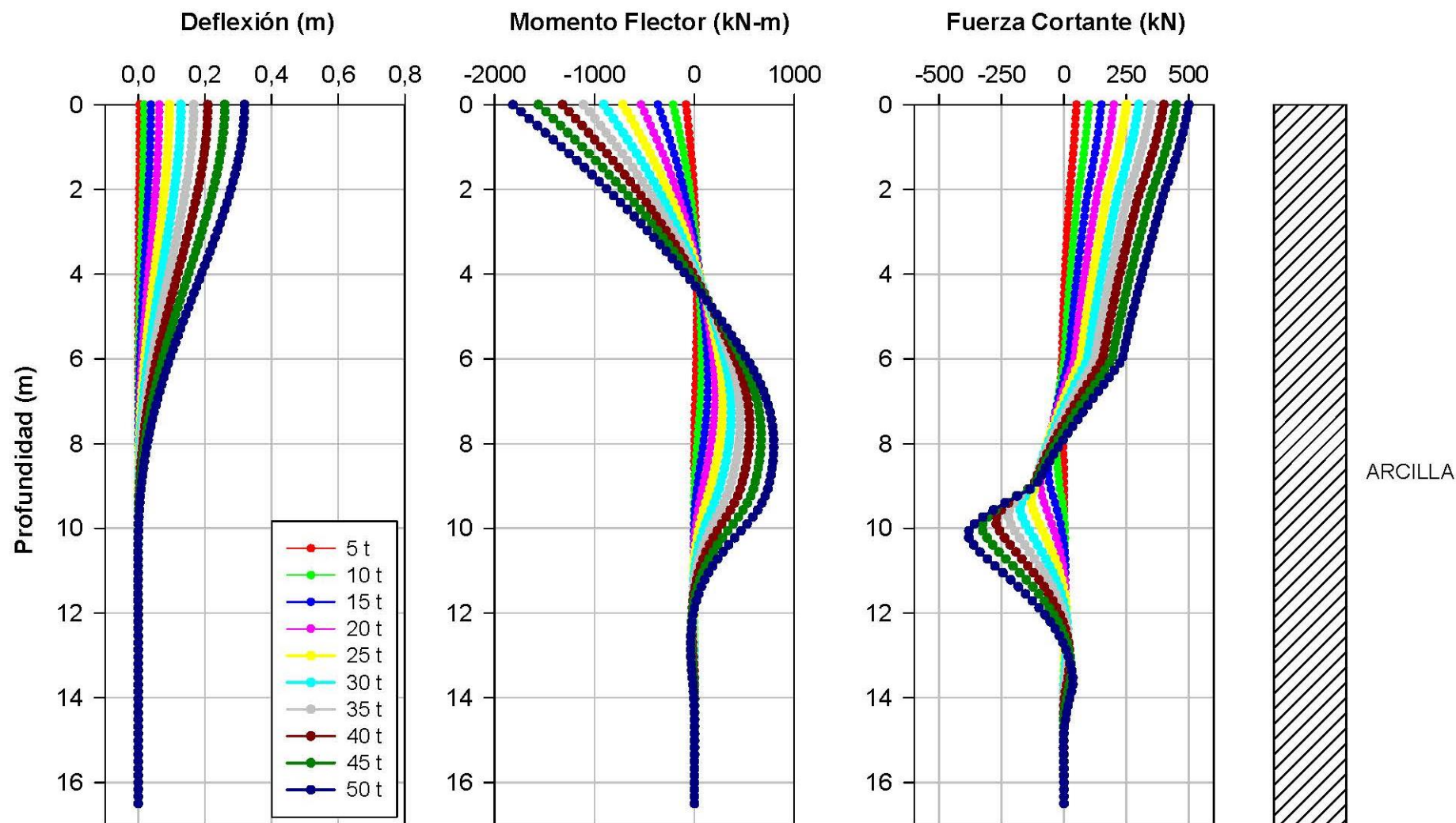


Figura 18. Resultados de pilote 500x500 de la perforación P3 Nominal: deflexión lateral del pilote, momentos flectores, fuerzas cortantes

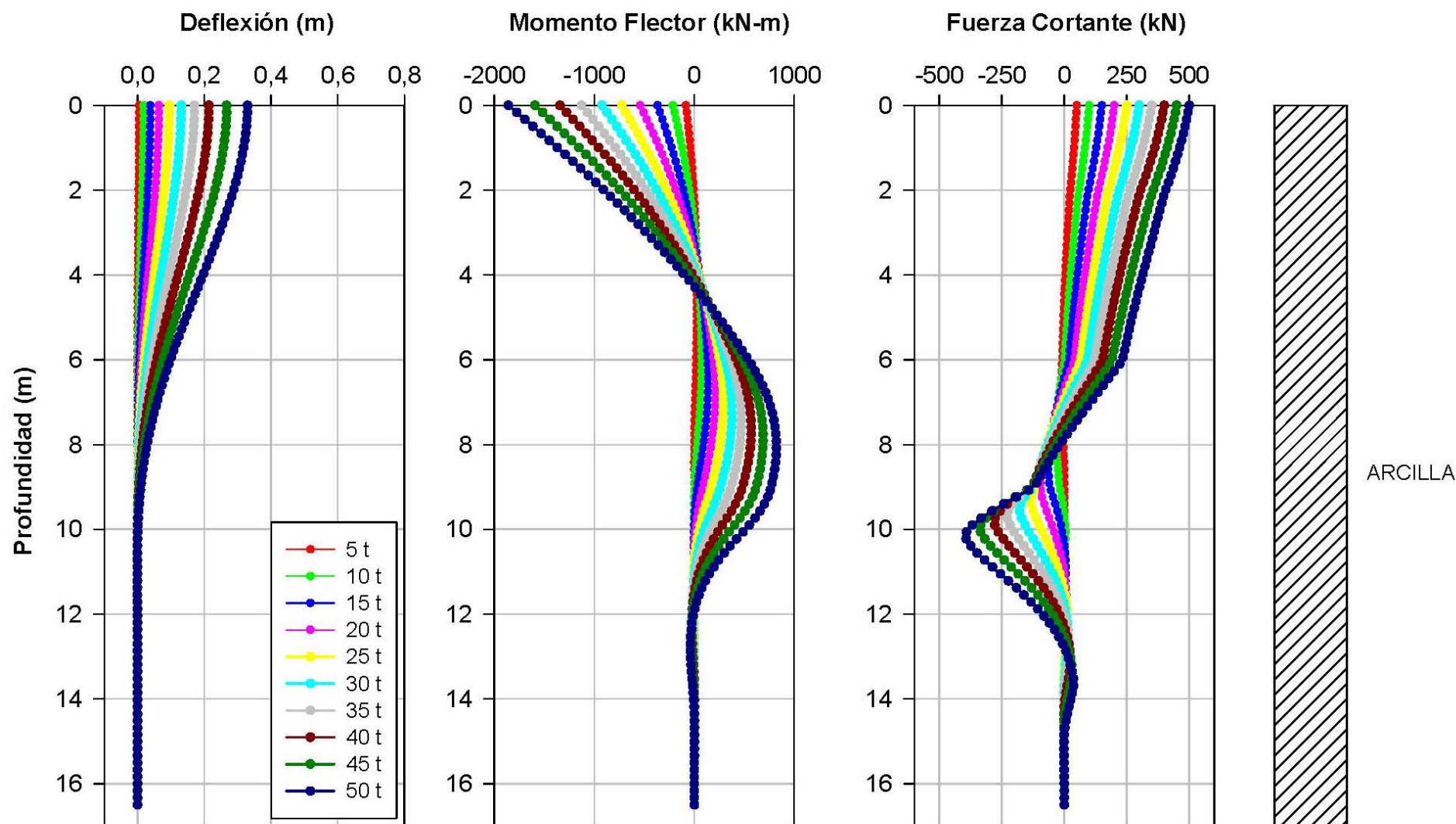


Figura 19. Resultados de pilote 500x500 de la Perforación P3 Evento Extremo: deflexión lateral del pilote, momentos flectores, fuerzas cortantes

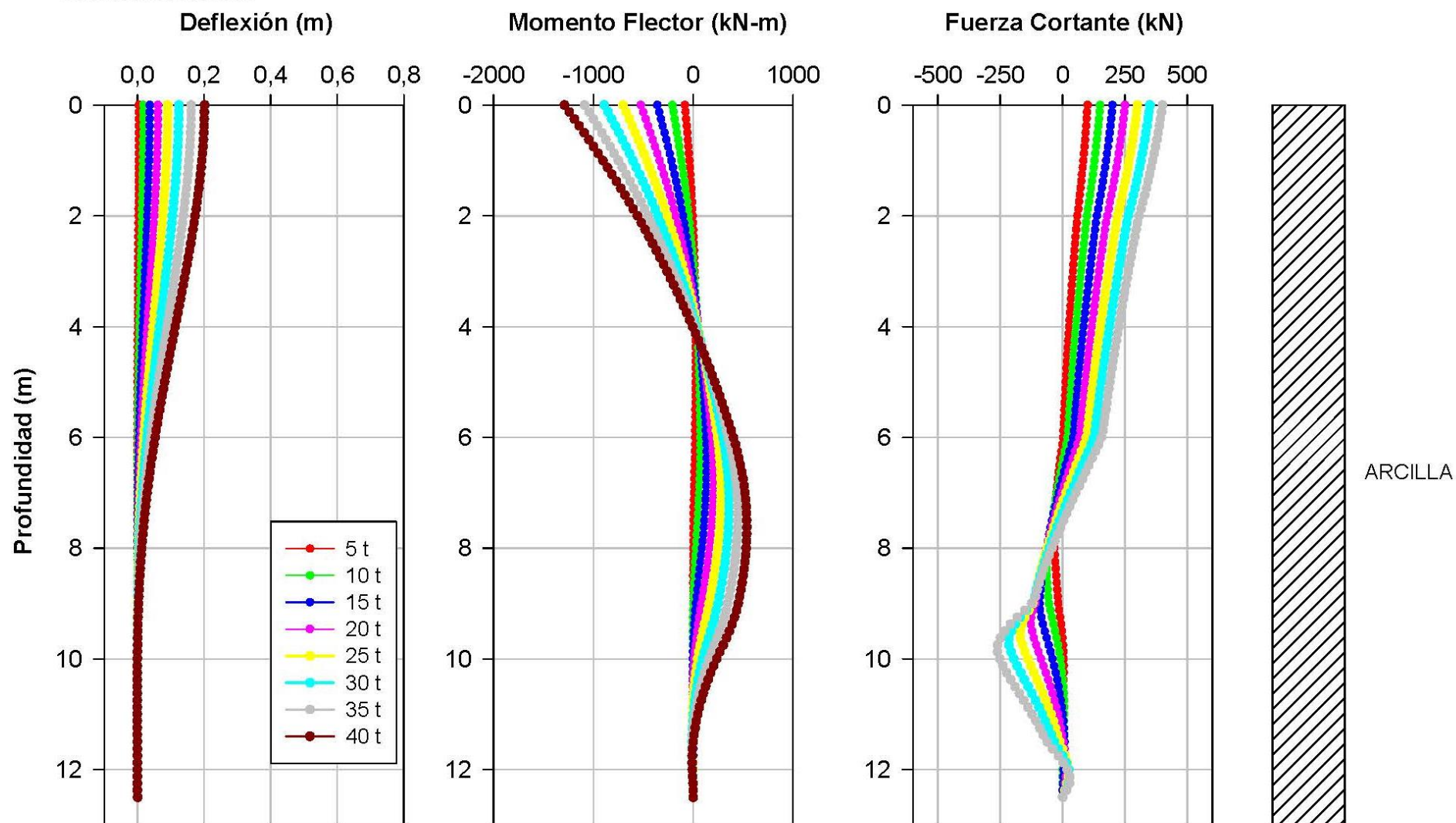


Figura 20. Resultados de pilote 500x500 de la Perforación P4 Nominal: deflexión lateral del pilote, momentos flectores, fuerzas cortantes

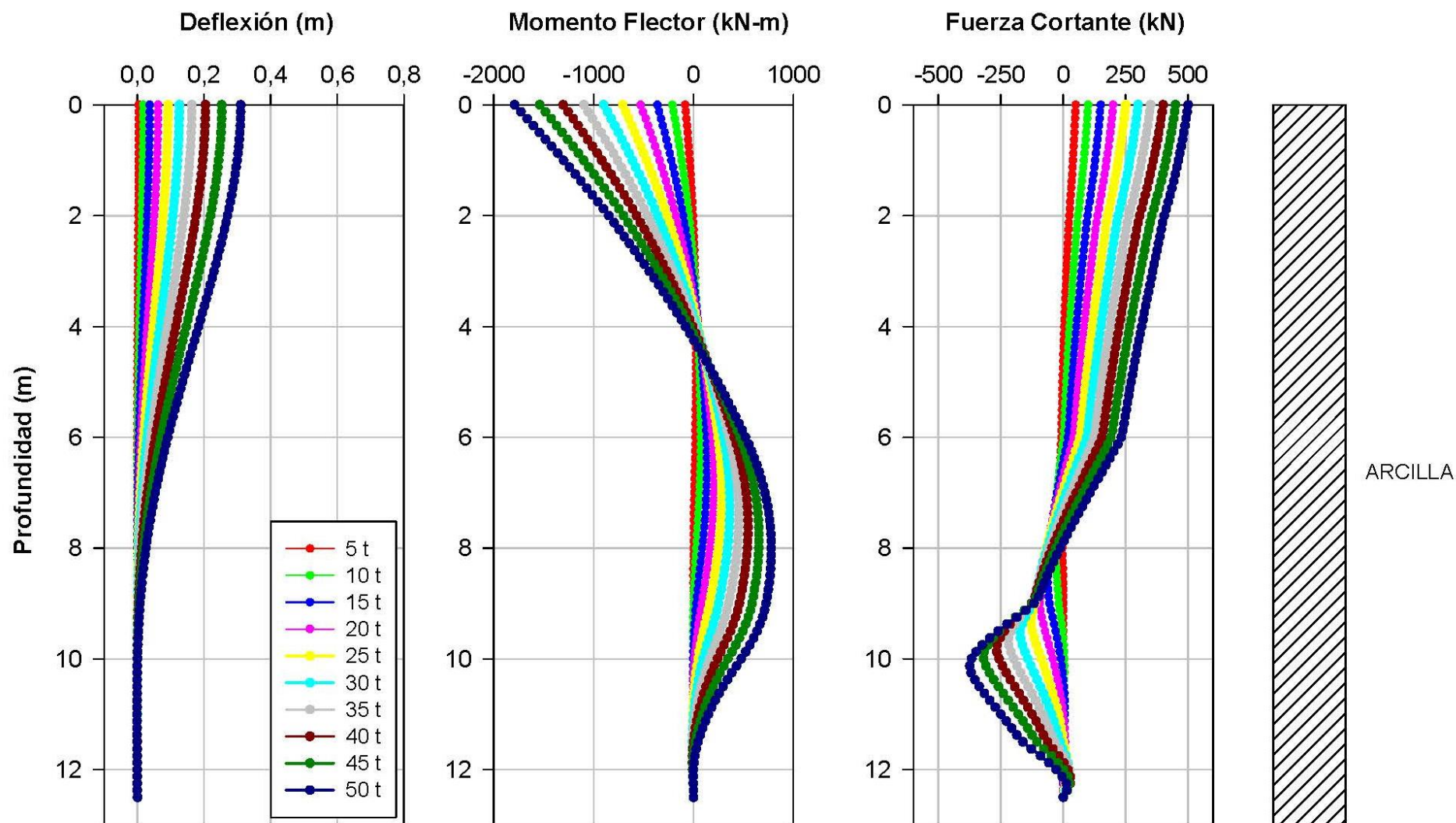


Figura 21. Resultados de pilote 500x500 de la Perforación P4 Evento Extremo: deflexión lateral del pilote, momentos flectores, fuerzas cortantes

10.2 CAPACIDAD DE CARGA DEL PUENTE PEDRO VELEZ

Debido a que el estrato resistente se encuentra superficial, se recomienda la utilización de cimentaciones superficiales que descansen en una capa de mejoramiento de 0.30 m, para lo cual se ha empleado para el cálculo de capacidad de carga se utilizó La teoría de falla general de acuerdo con Terzagui que permite estimar la capacidad última para cimentaciones superficiales ya sean plintos o zapatas.

La fórmula empleada es la siguiente:

$$q_n = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Donde

q_n : Capacidad de carga nominal

γ : Peso específico del suelo (KN/m³)

B, L : Dimensiones de cimentación, ancho y largo

D_f : Desplante de la cimentación

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga, en función del ángulo de fricción del suelo (Φ)

F_s, F_d, F_i : Factores de corrección en función de la geometría de la cimentación.

Φ_1 : Ángulo de fricción de capas de suelo 1 y 2

c : Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (KPa)

Estabilidad por Volteo

El volteo del muro en la condición de Límite de resistencia se revisará que la excentricidad de la fuerza resultante sea menor a un cuarto de la dimensión de la base de la cimentación y para su análisis se utilizará un factor de reducción de resistencia de 0,45.

El análisis para el volteo del estribo para el caso de Evento Extremo se debe verificar que la excentricidad no exceda del tercio medio cuando se toma en cuenta la carga viva, y cuando no se toma en cuenta, la excentricidad no debe superar 0.80(B). El factor de reducción de resistencia para esta condición es de 1.

Estabilidad por Deslizamiento

Para el análisis por deslizamiento del muro, se tomará en cuenta la resistencia nominal de corte en la interfaz suelo estructura y para el caso de la fuerza pasiva, se tomará en cuenta, si la profundidad de desplante de la cimentación está por debajo del perfil de socavación. La resistencia factorada se calcula con la siguiente expresión:

$$R_r = \phi R_n = \phi_r R_r + \phi_{ep} R_{ep}$$

Donde,

ϕ_{Rn} : Resistencia de deslizamiento nominal
 ϕ_{τ} : Factor de reducción de resistencia a la fricción
 R_{τ} : Fuerza resistente por fricción

ϕ_{ep} : Factor de reducción de resistencia para empuje pasivo
 R_{ep} : Fuerza pasiva

De acuerdo con la siguiente tabla establecida en la metodología LRFD se muestran los factores de reducción de resistencia:

Tabla 13. Factores de reducción de resistencia para el Estado Límite de Resistencia

ϕ_{τ}	Concreto elaborada in situ sobre suelo granular	0,8
ϕ_{ep}	Presión pasiva para el componente de deslizamiento	0,5

Tabla 14. Factores de reducción de resistencia para el Evento Extremo

ϕ_{τ}	Concreto elaborada in situ sobre suelo granular	1
ϕ_{ep}	Presión pasiva para el componente de deslizamiento	1

El cálculo del análisis de estabilidad interna de los estribos se encuentra detallado en el informe estructural.

10.3 CALCULO DE ASENTAMIENTOS DEL PUENTE PEDRO VELEZ

Debido a que se proyecta elevar la cota de la rasante 1.50 por encima del terreno natural se ha proyectado realizar el cálculo de asentamientos, para el cual se utilizó el software Settle 3D, de Rocscience, que es un programa de 3 dimensiones para el análisis de la consolidación, el programa combina la simplicidad del análisis unidimensional con las capacidades de potencia y visualización de programas tridimensionales. Para el cálculo del incremento de esfuerzos hasta la mitad de los estratos compresibles (suelos arcillosos) se ha usado la teoría propuesta por Boussinesq tal como se muestra en la Figura 22.

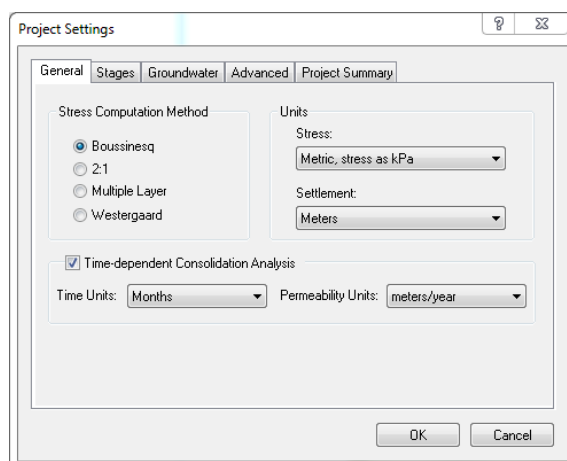


Figura 22. Teoría utilizada para el análisis de asentamientos

Una vez seleccionado el método se procedió a introducir en el software las propiedades de los materiales las cuales fueron obtenidas de la caracterización geotécnica, los asentamientos obtenidos son del orden de 12 cm.

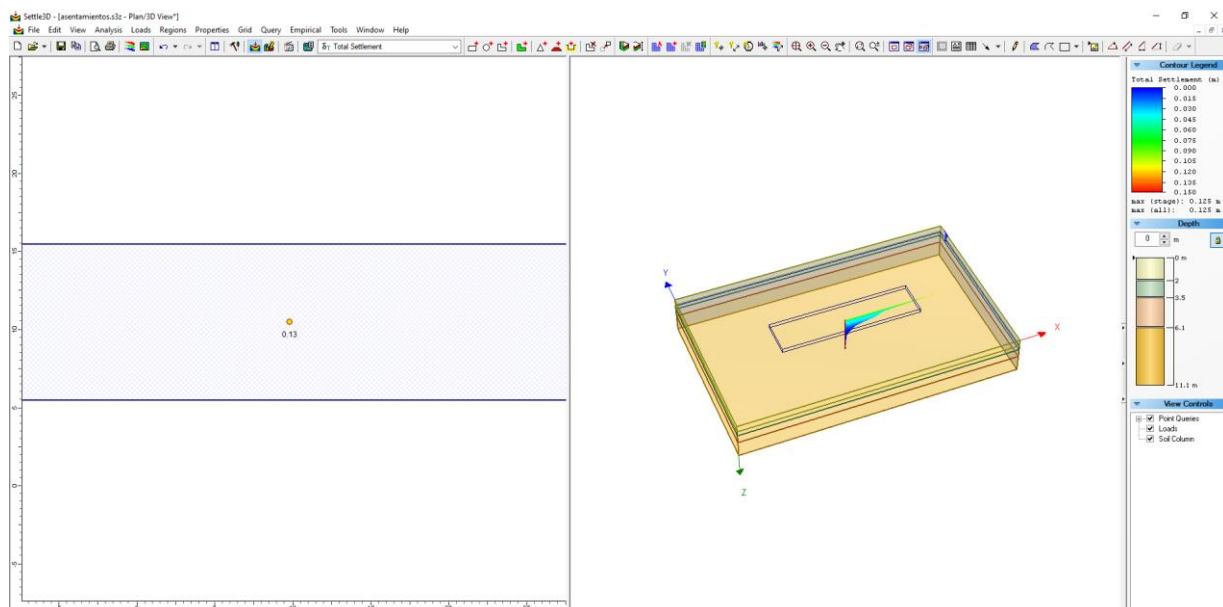


Figura 23. Asentamientos

Los resultados de los asentamientos por efecto del material de relleno son del orden de 12.0 cm y el 90% se generará en el primer mes después de colocada la carga.

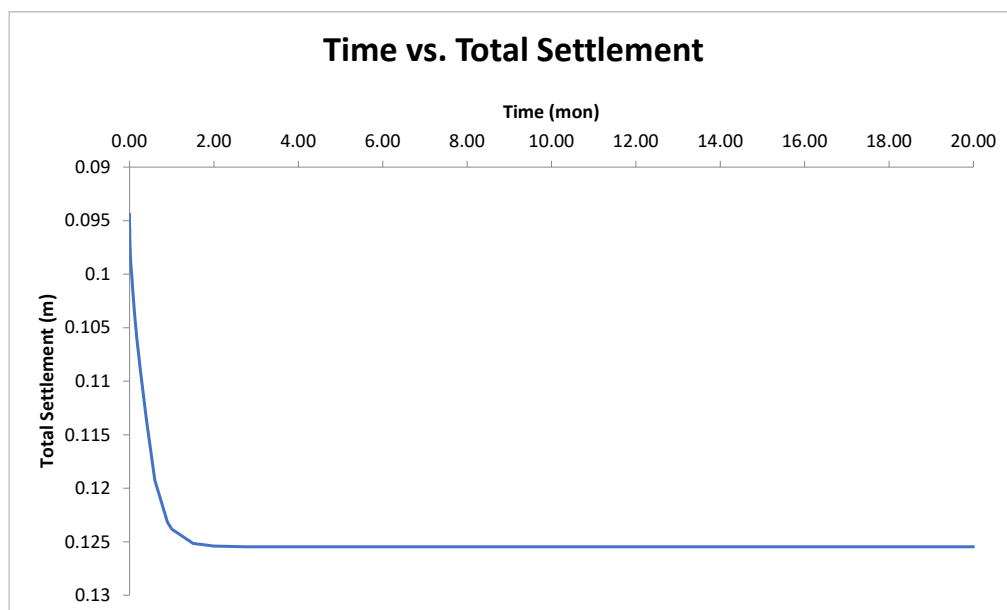


Figura 24. Modelo de suelo utilizado para el análisis del estribo izquierdo del puente nuevo.

10.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE NUEVO

Para realizar el análisis de estabilidad mediante la técnica de equilibrio límite, se empleó el programa GeoSlope, 2018. El modelo matemático de equilibrio límite usado es el de Spencer, 1967, que considera fuerzas cortantes y normales, constantes, en cada diagrama de cuerpo libre de la dovela en análisis, además, considera el equilibrio de fuerzas y momentos, a diferencia del Método de Janbú o Bishop, que consideran aisladamente equilibrio de fuerzas o momentos. Por lo tanto, el factor de seguridad mínimo es aquel en que convergen las soluciones de equilibrio de fuerzas con las de equilibrio de momentos.

La evaluación de la estabilidad general se realizará con base al estado límite de servicio 1, descrito por el METODO AASHTO LRFD 2007. El factor de resistencia que se utilizará es de 0,65 debido a que el talud soporta elementos estructurales.

Para la evaluación del evento extremo para el caso de sismo, el factor de reducción de resistencia de acuerdo con AASHTO LRFD 2007, es de 0,9.

Del perfil obtenido del levantamiento topográfico y batimetría del puente nuevo se determinó su estabilidad, empleando los factores de reducción que se detallan en la norma LRFD2010

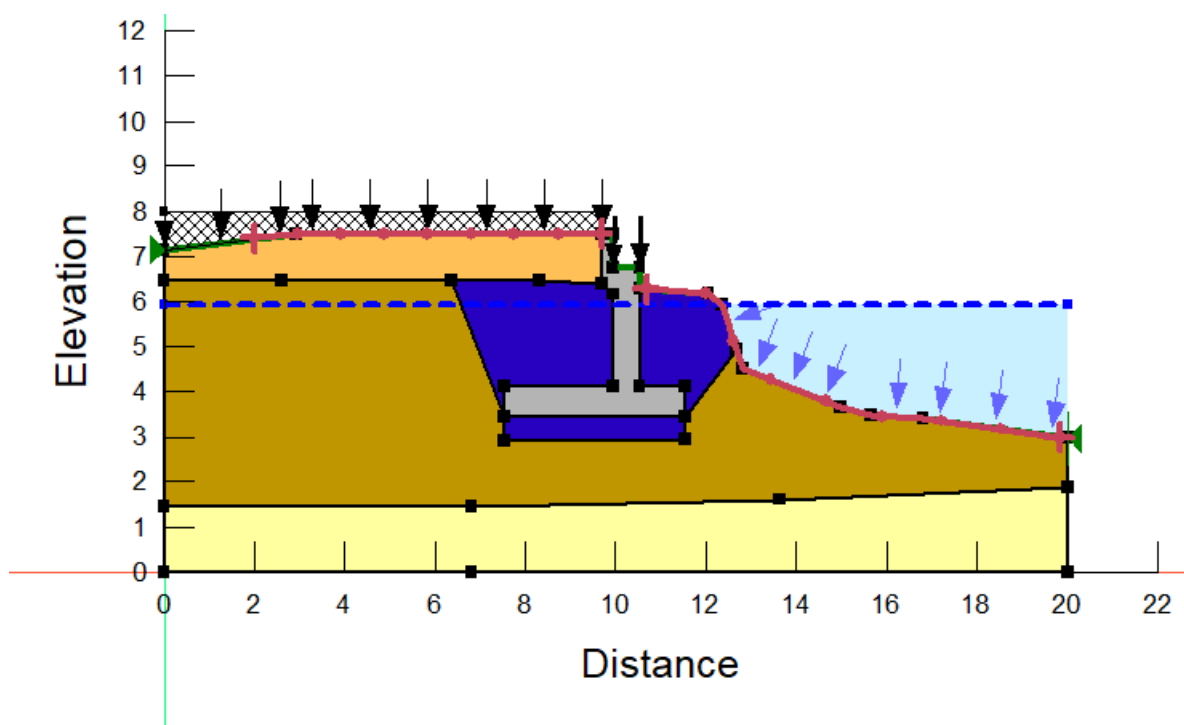


Figura 25. Modelo de suelo utilizado para el análisis del estribo izquierdo del puente nuevo.

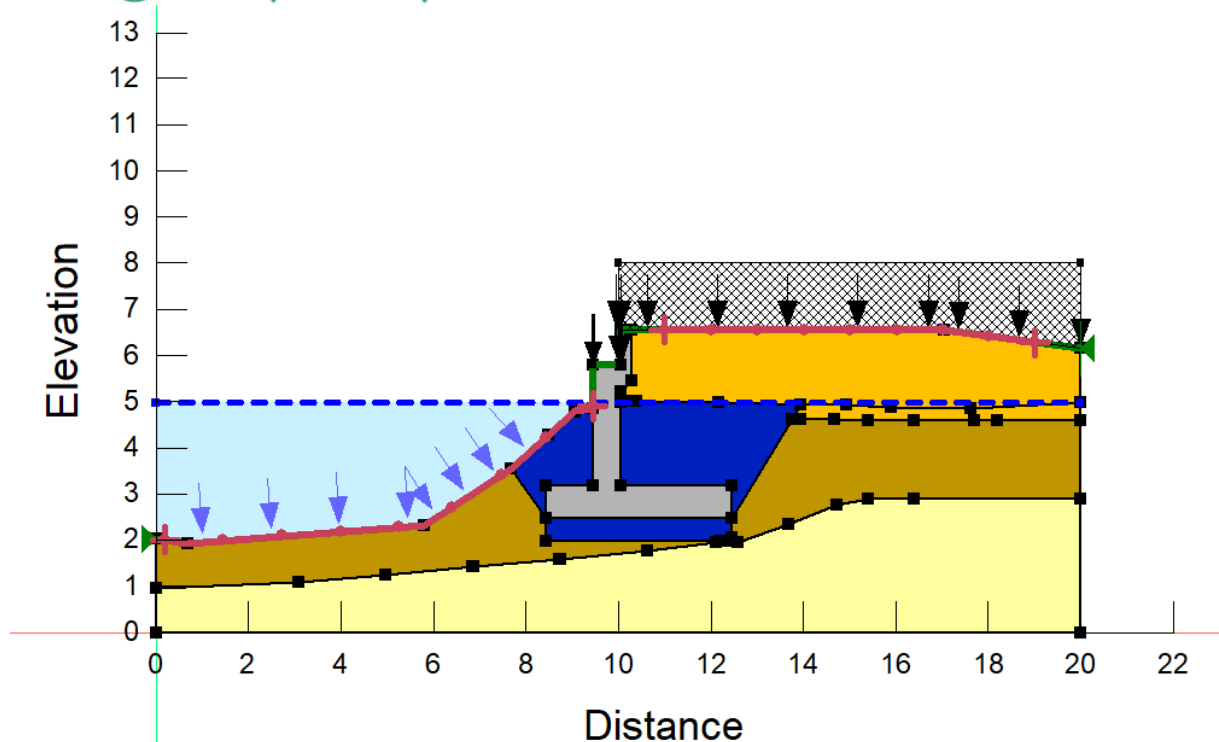


Figura 26. Modelo de suelo utilizado para el análisis del estribo derecho del puente nuevo

Los parámetros geotécnicos estimados de acuerdo con la caracterización geotécnica se muestran en la Figura 27.

Color	Nombre	Modelo	Peso unitario (kN/m³)	Cohesión ' (KPA)	Phi ' (°)	Phi -B (°)	Línea piezométrica
	Hormigón	Mohr-Coulomb	24	1.000	40	0	1
	Mejoramiento	Mohr-Coulomb	19	5	38	0	1
	Natural	Mohr-Coulomb	16	30	0	0	1
	Relleno	Mohr-Coulomb	18	5	38	0	1
	Roca Blanda	Mohr-Coulomb	20	50	40	0	1

Figura 27. Parámetros geotécnicos para los estribos del puente nuevo

Para el análisis de estabilidad general se analizó el caso del Límite de Servicio utilizando un factor de reducción de resistencia de 0,6 y para el caso de Evento Extremo se utilizó un factor de reducción de resistencia de 0,9.

10.4.1 Análisis del estado límite de servicio para estabilidad general del estribo izquierdo

A continuación, en la Figura 28 se muestra el análisis de estabilidad para el Límite de Servicio del estribo izquierdo y se determinó una relación Capacidad-Demanda entre 1.25 y 1.35, el cual es aceptable, ya que cumple con el criterio LRFD.

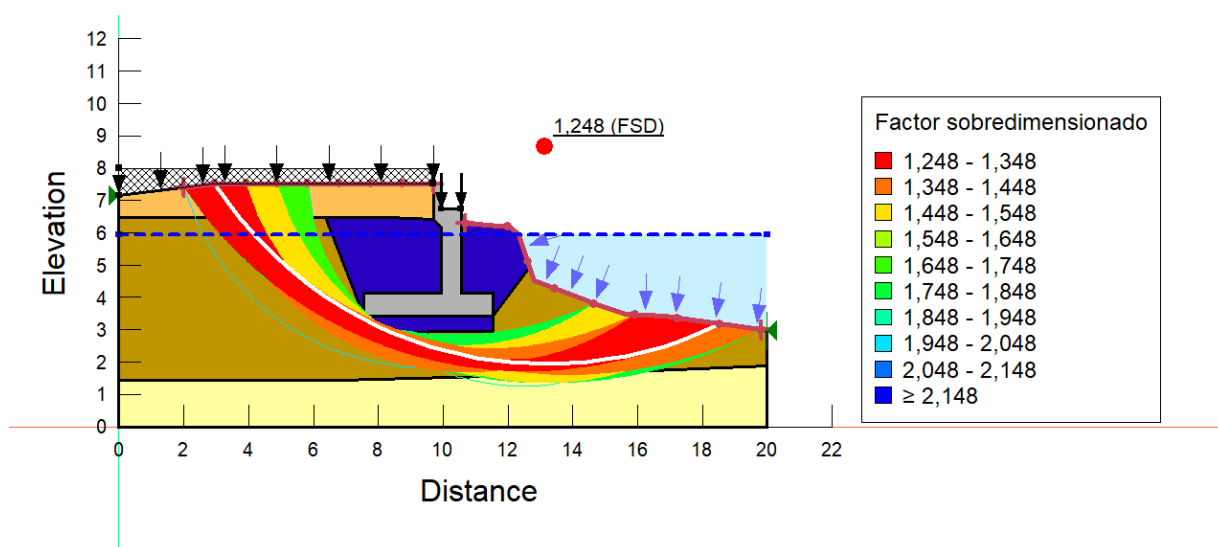


Figura 28. Análisis de Estabilidad General del estribo izquierdo para el caso Límite de Servicio

10.4.2 Análisis del estado límite de servicio para estabilidad general del estribo derecho

A continuación, en la Figura 29 se muestra el análisis de estabilidad para el Límite de Servicio del estribo izquierdo y se determinó una relación Capacidad-Demanda entre 1.11 y 1.21, el cual es aceptable, ya que cumple con el criterio LRFD.

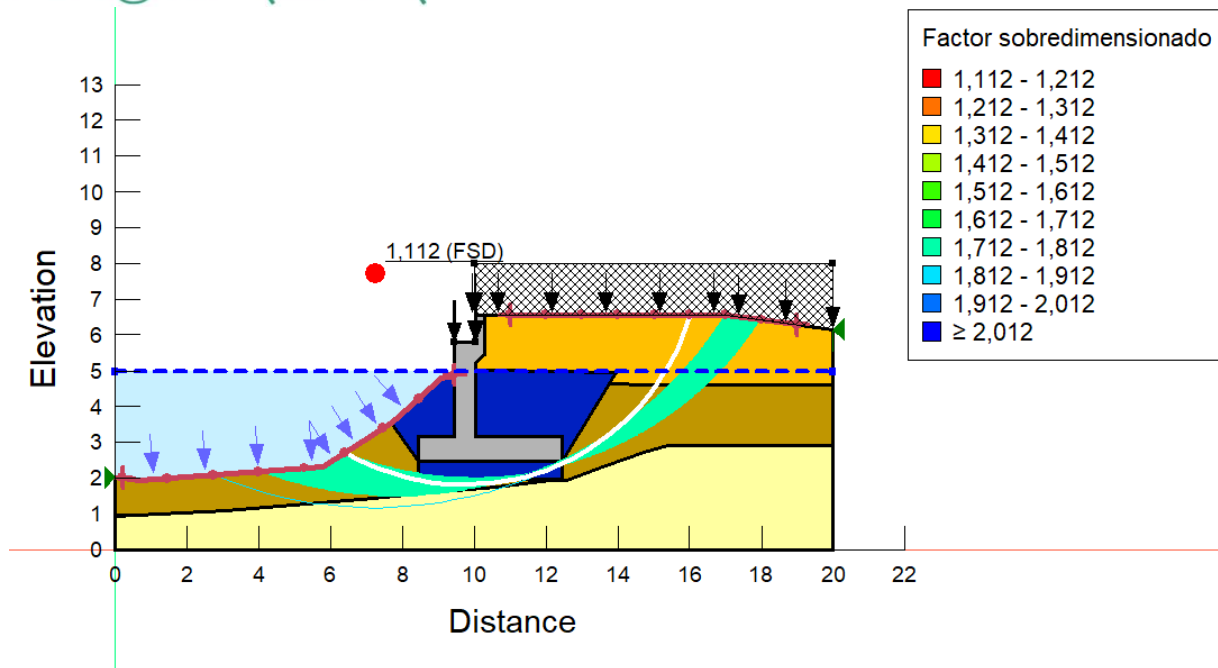


Figura 29. Análisis de Estabilidad General del estribo derecho para el caso Limite de Servicio.

10.4.3 Análisis del Evento Extremo para estabilidad general del estribo izquierdo

En la Figura 30 se muestra el análisis de estabilidad general del estribo izquierdo para el caso de Evento Extremo, el cual presenta una relación crítica de Capacidad-Demanda entre 1.08 a 1.18, los cuales cumplen con lo dispuesto con la metodología LRFD.

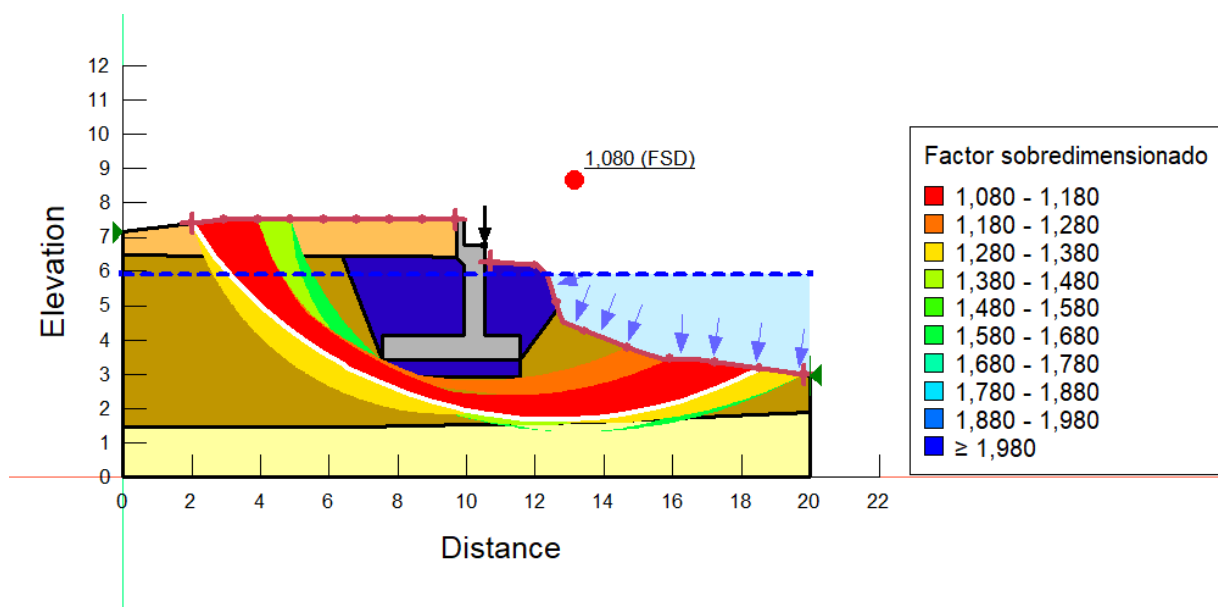


Figura 30. Análisis de Estabilidad General del estribo izquierdo para el caso de Evento Extremo.

10.4.4 Análisis del Evento Extremo para estabilidad general del estribo derecho

En la Figura 31 se muestra el análisis de estabilidad general del estribo derecho para el caso de Evento Extremo, el cual presenta una relación crítica de Capacidad-Demanda entre 1.21 a 1.31, los cuales cumplen con lo dispuesto con la metodología LRFD.

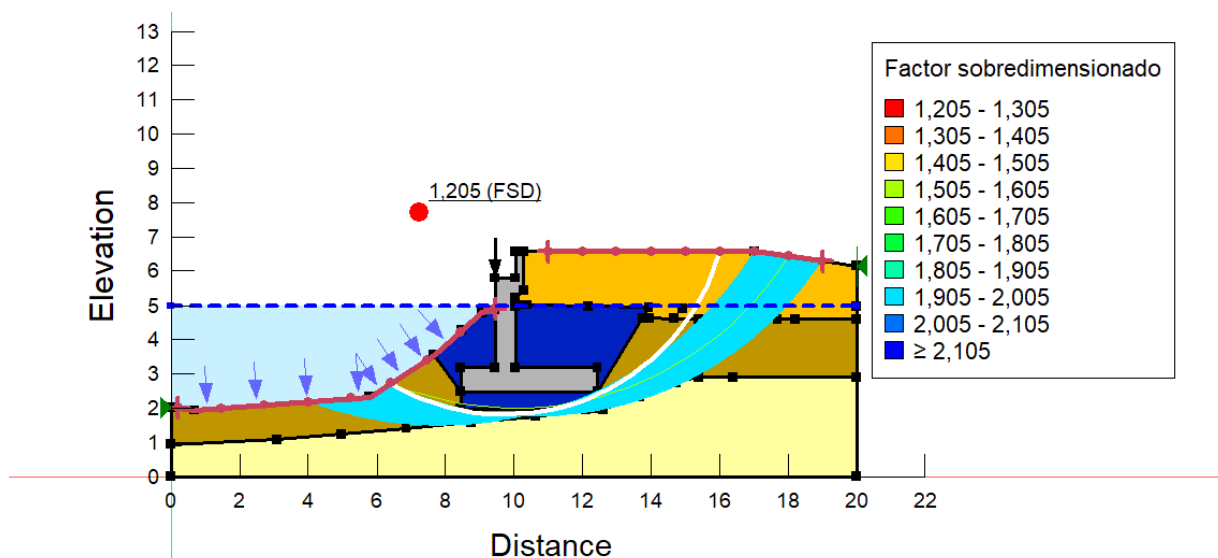


Figura 31. Análisis de Estabilidad General del estribo izquierdo para el caso de Evento Extremo.

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se realizaron 2 perforaciones hasta llegar al estrato resistente y una medición de velocidades de las ondas de corte para verificar la estratigrafía de las estructuras.

En la zona del puente existe se realizó el análisis de la cimentación existente con la finalidad de que el ingeniero estructural del proyecto pueda realizar un retrocálculo a partir de la capacidad de carga unitaria de cada pilote, que de acuerdo con el descubrimiento de la cimentación es prebarrenado de 0.60 m de diámetro. Cabe indicar que en esta zona el estrato resistente se encuentra a una profundidad aproximada de 16.0 m, sin embargo debido a que la remediación es más costosa que la construcción de un puente nuevo se realizó el análisis de la capacidad de carga de pilotes prefabricados hincados de 50x50 de 13 m de longitud y de 10 m de longitud en cada estribo.

Se recomienda realizar pilotes de prueba para corroborar la longitud de los pilotes

Se deberán realizar pruebas PDA para determinar la capacidad de carga de los pilotes

Para los análisis se ha considerado la metodología LRFD 2010.

En la zona del puente nuevo se evidenció que el estrato resistente varía entre 3.0 y 5.0 m, por lo cual se recomienda que la cimentación del estribo sea superficial, la misma que deberá descansar sobre un relleno de 0.30 m, dicho material deberá cumplir con las recomendaciones de las especificaciones técnicas.

Se realizó el cálculo de capacidad de carga para diferentes anchos de zapatas a fin de seleccionar la que cumpla con lo requerido para garantizar su estabilidad.

Se analizó la estabilidad del estribo y considerando un $k_h=0.38$ se obtiene un factor de seguridad de 1.109.

La estabilidad interna de los estribos se evidencia en el informe estructural

Los asentamientos por efecto del relleno para construcción de los aproches se estiman de 12 cm, por lo cual se recomienda construir el terraplen y dejar la carga durante 1.5 meses y posteriormente construir la estructura del pavimento con la finalidad de que se genere el proceso de consolidación

Elaborado:	Revisado:	Aprobado:
Ing. Danilo Dávila G. Esp. Ing. Geotécnica	Ing. Víctor Chacón Franco Supervisor	Ing. Jorge Carrillo Tutivén Director de estudios y fiscalización