

ESTUDIO Y DISEÑO DEFINITIVO PARA LA VIA SIMON BOLIVAR-LORENZO DE GARAICOA, EN EL CANTON SIMON BOLIVAR DE LA PROVINCIA DE GUAYAS



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR INFORME DE CIMENTACIONES

Elaborado por:

**Ing. Fernando Cornejo
Especialista Geotécnico**

Junio del 2024



Contenido

1	INTRODUCCIÓN.....	7
2	ANTECEDENTES	7
3	UBICACIÓN	8
4	OBJETIVOS	9
5	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....	10
6	PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA	11
7	METODOLÓGICA LRFD	12
7.1	Procedimiento para determinar la estabilidad del estribo	14
7.2	Procedimiento para calcular la Capacidad de carga del suelo	15
7.3	Procedimiento para el análisis de capacidad de carga axial de pilotes	16
7.4	Procedimiento para el análisis de carga lateral de pilotes	19
7.5	Procedimiento para el análisis de estabilidad de taludes.....	19
7.6	Asentamientos en el suelo	20
7.7	Metodología de cálculo para la estabilidad del talud.....	20
8	ESTABILIDAD POR VOLTEO DE ESTRIBOS	22
8.1	Análisis de cargas	22
8.1.1	Estimación de carga de la superestructura.....	22
8.1.2	Estimación de carga por el empuje del suelo	22
8.2	Demanda de cargas sobre el suelo.....	23
8.3	Verificación de esta estabilidad para Estado Límite de Resistencia	24
8.4	Verificación de estabilidad para Evento Extremo.....	24
9	CIMENTACIÓN SUPERFICIAL	25
10	CIMENTACION PROFUNDA.....	30
10.1	Capacidad de carga de pilotes.....	30
10.1.1	Análisis de demandas de cargas axiales	30
10.1.2	Cálculo de Capacidad de carga Axial (compresión)	31
10.2	Análisis de Carga de Lateral	32



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

10.2.1	Análisis de cargas	34
10.2.2	Determinación de las fuerzas internas.....	36
11	ANÁLISIS LÍMITE DE SERVICIO.....	37
12	ESTABILIDAD DE ESTRIBOS	40
12.1	Estabilidad Estado Límite de Resistencia 1.	40
12.2	Estado límite de Evento Extremo 1	41
12.3	Estado límite de Evento Extremo 2	41
13	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	43



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Río Congo situación durante febrero 2024.....	7
Figura 2. Perfil Estratigráfico y socavación Puente río Congo	8
Figura 3. Ubicación del proyecto.	9
Figura 4. Caracterización Geotécnica del puente.....	11
Figura 5. Esquema de Fuerzas actuantes sobre el muro.....	14
Figura 6. Falla general de acuerdo con Terzaghi	15
Figura 7. Discretización de dovelas en una masa deslizante.....	20
Figura 8. Modelo de matemático para la estabilidad del muro.	22
Figura 9. Distribución de pilotes en los estribos.	30
Figura 10. Capacidad de carga última para pilotes de diámetro D=60 cm.....	31
Figura 11. Sección transversal de Pilote D=600 mm.	33
Figura 12. Diagrama de curvatura para el pilote propuesto.	33
Figura 13. Análisis de cargas laterales en los pilotes.....	34
Figura 14. Modelo de interacción suelo estructura deformaciones deviadoras.....	34
Figura 15. Modelo de interacción suelo estructura desplazamientos	35
Figura 16. Perfil de desplazamiento A-A	35
Figura 17. Fuerzas internas para pilote de 600 mm de diámetro y cuantía del 2.5% para los casos: Estado Límite de Resistencia y Evento extremo.....	36
Figura 18. Fuerzas internas para pilote de 600 mm de diámetro y cuantía del 2.5% para los casos: Evento Extremo 2.....	37
Figura 19. Desplazamientos del suelo en condiciones de servicio 1.	37
Figura 20. Ensayo Triaxial esfuerzo efectivo de 50 Kpa modelo CAM-CLay	38
Figura 21. Perfil de desplazamientos de los aproches del puente	39



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

Figura 22. Desplazamientos vs tiempo.....	39
Figura 23. Resultados del factor de seguridad para el estado Límite de Resistencia 1 ...	40
Figura 24. Variación del factor de seguridad para el estado Límite de Resistencia 1.....	40
Figura 25. Resultados del factor de seguridad para Evento Extremo 1 considerando una aceleración correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años.	41
Figura 26. Resultados del factor de seguridad para Evento Extremo 2 considerando una tormenta de diseño de 100 años de periodo de retorno sin tomar en cuenta la resistencia de los pilotes de la cimentación.....	42
Figura 27. Resultados del factor de seguridad para Evento Extremo 2 considerando una tormenta de diseño de 100 años de periodo de retorno tomando en cuenta la resistencia de los pilotes de la cimentación.....	42

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Ubicación de las perforaciones.....	7
Tabla 2. Coordenadas de Proyecto (UTM WGS84).....	8
Tabla 3. Combinaciones de carga.....	12
Tabla 4. Factores de mayoración para cargas permanentes	13
Tabla 5. Factores de reducción de resistencia según el tipo de suelo y método utilizado	13
Tabla 6. Factores de reducción de resistencia para capacidad de carga para el Estado Límite de Resistencia	16
Tabla 7. Factores de reducción de resistencia para capacidad de carga para Evento Extremo.	16
Tabla 8. Cargas de la superestructura	22
Tabla 9. Resumen de demandas de cargas actuantes sobre el suelo.....	23
Tabla 10. Perfil del subsuelo por debajo de la cimentación y parámetros geotécnicos de capacidad de carga	25



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

Tabla 11. Resumen de distribución de momentos de volteo con respecto al eje del estribo.	30
Tabla 12. Demandas de cargas de los pilotes de las filas 1 y 2	30
Tabla 13. Propiedades del sitio consideradas para capacidad de carga axial Puente....	31
Tabla 14. Capacidad de carga axial Pilote D=60 cm.	32
Tabla 15. Parámetros para el modelo Cam-Clay	38

1 INTRODUCCIÓN

El Gobierno Provincial del Guayas, ante la necesidad de mejorar la red vial de la provincia, requiere realizar los estudios para la rehabilitación de la vía Simón Bolívar – Lorenzo de Garaicoa, ubicada en el cantón Simón Bolívar, provincia del Guayas.

El alcance del presente estudio tiene como finalidad realizar y diseñar las cimentaciones del puente sobre el afluente del río los amarillos al ingreso de Lorenzo de Garaicoa.

2 ANTECEDENTES

La vía cuenta con una extensión aproximada de 9.17 km. La calzada está compuesta por dos carriles (1 en cada sentido) y en la actualidad se encuentra en malas condiciones. Hacia el final de la vía se encuentra un puente que cruza el afluente del río Los Amarillos, que tiene una longitud aproximada de 13.00 m y un ancho total de 7.50 m, de los cuales 6.10 m son de calzada para la circulación vehicular, y a los costados cuenta con 0.70 m de acera para la circulación de peatones.

Para el diseño del puente se cuenta con la campaña de exploración conformada por dos perforaciones y dos ensayos de geofísica para determinar las características de los estratos de suelo. La ubicación de las perforaciones se muestra en la Tabla 1

Tabla 1.Ubicación de las perforaciones

PUNTO	SITIO DE EJECUCIÓN	ESTE (m)	NORTE (m)
P-01	Lado Derecho	674634	9772323
P-02	Lado Izquierdo	674627	9772295

Otro aspecto importante es el estudio Hidrológico hidráulico el cual concluye que el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) para el puente propuesto fue 24.4 msnm, parecido a lo reportado recientemente durante el fenómeno de El Niño. Además, se indica un perfil de socavación de aproximadamente 10 m el cual se muestra en la Figura 1



Figura 1. Río Congo situación durante febrero 2024.

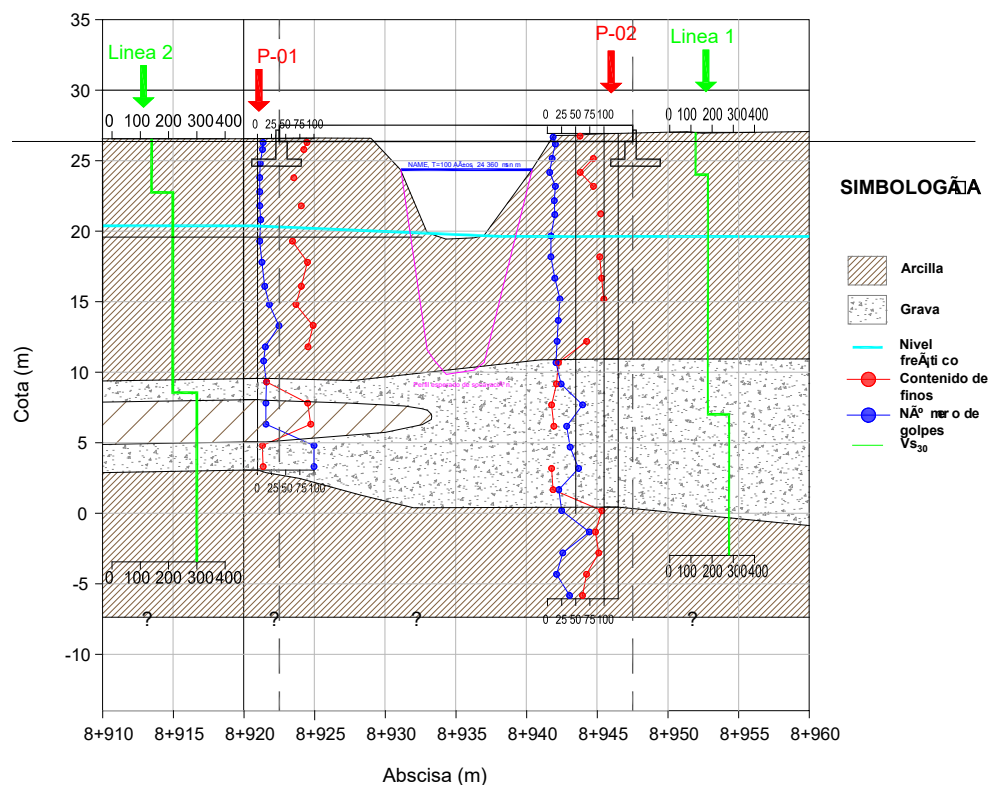


Figura 2. Perfil Estratigráfico y socavación Puente río Congo

3 UBICACIÓN

El proyecto se ubica en la provincia del Guayas, cantón Simón Bolívar, tal como se puede apreciar en la Figura 3. En la Tabla 2, las coordenadas U.T.M., corresponde a la zona 17, DATUM WGS 84.

Tabla 2. Coordenadas de Proyecto (UTM WGS84)

Descripción		Coordenadas		Abscisa
		Este	Norte	
Vía Simón Bolívar – Lorenzo de Garaicoa				
Vía	Inicio	669145,499	9'778.524,009	0+000
	Fin	674470,468	9'772.140,571	9+172.17
Puente Los Amarillos	Inicio	674.635	9'772.317	8+928
	Fin	674.627	9'772.307	8+940

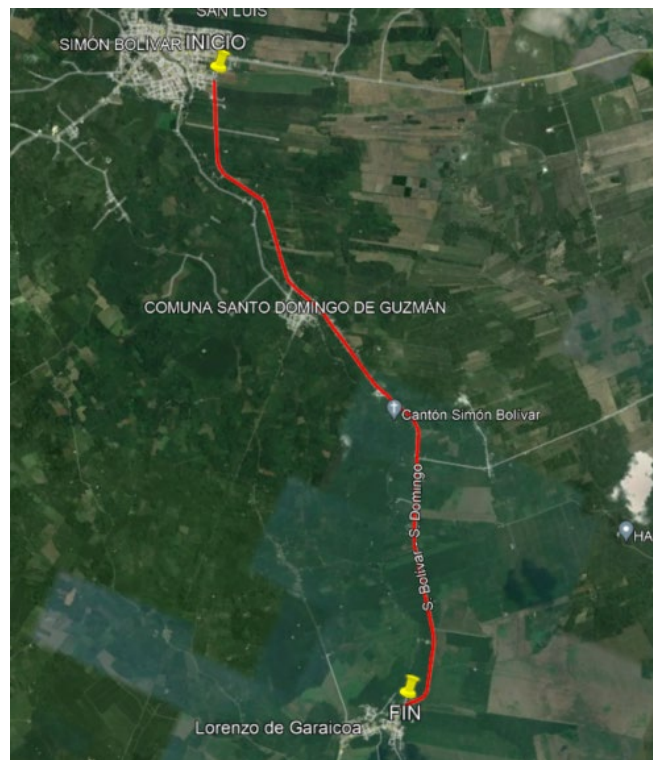


Figura 3. Ubicación del proyecto.

4 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

- Determinar las propiedades mecánicas y físicas del suelo que permitan generar modelos matemáticos para predecir el comportamiento de la cimentación.
- Realizar los análisis para el tipo de cimentación recomendada.
- Analizar la estabilidad de los estribos

5 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

A continuación, se realiza una descripción de los estratos de suelo encontrados durante los trabajos de campo.

- Al iniciar la perforación se evidenció un estrato de suelo cohesivo el cual hasta los 4.50 m de profundidad se compone de arcilla arenosa color café que según la clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) tiene como siglas CH, lo cual indica que tiene alta plasticidad. El pasante del tamiz #200 (contenido de finos) varía entre 65% y 88%, tiene un porcentaje de humedad natural (w) promedio de 34%, además el índice de plasticidad (IP) cuenta con un valor que oscila en el rango de 32% y 38% y su resistencia al corte no drenado (S_u) va reduciendo conforme se profundiza en el estrato, comenzando en 40 kPa y culminando en 16 kPa.
- Continuando el sondeo se presentó un estrato arcilloso de color gris verdoso hasta los 11.50 m de profundidad. Según la SUCS sus siglas son CH, adicionalmente contiene valores de w de 39%, además el porcentaje de finos es del 80% en promedio y su valor de IP fluctúa entre 25% y 45%. La resistencia al corte no drenado va de 16 kPa hasta 52 kPa en el último metro. Dentro de este estrato hay una capa de arcilla arenosa de 1.50 m ubicada entre la profundidad de 7.00 m a 8.50 m, esta capa tiene un valor de humedad natural de 36% y su porcentaje de finos es del 62%, los demás valores se encuentran en los rangos del estrato mencionado.
- El siguiente material encontrado corresponde a una arcilla de color gris a gris verdoso la cual profundiza hasta los 17.00 m. El porcentaje de humedad varía entre 30% y 37%, adicionalmente contiene un porcentaje de pasante de finos que oscila entre 68% y 98%, así mismo contiene valores de IP que fluctúan entre 22% y 43%. Los valores de S_u de este estrato se encuentran en el rango de 44 kPa a 84 kPa, con excepción del valor a los 13.00 m el cual llega a un máximo de 152 kPa.
- Posterior a la capa arcillosa hay una arena limosa de color café (SM) según SUCS la cual llega hasta los 18.50 m. Contiene un valor de w de 35%, tiene un porcentaje de finos de 16%, su comportamiento es no plástico y presentó un número de golpes de 16 según el ensayo SPT (Standar Penetration Test).
- Subyaciendo esta capa el material hallado vuelve a ser una arcilla, dicha capa se profundiza hasta los 21.50 m encuentra una humedad w que varía entre 34% y 44%, asimismo el pasante de finos tiene un valor promedio de 92%, adicionalmente tiene un índice de plasticidad que fluctúa entre 35% y 43%, su valor de resistencia al corte no drenado es de 60 kPa.
- Finalmente, el último estrato abarcado en la perforación es granular, este llega hasta los 23.50 m. El estrato está compuesto por una grava mal graduada con limo y arena color café (GP-GM según SUCS) hasta los 23.00 m y una arena bien graduada con limo y grava color café (SW-WM) los últimos 0.50 m. La humedad que reporta es de 13%, contiene un porcentaje de finos del 10% y su comportamiento es no plástico. Los golpes registrados en el SPT son mayores a 50, indicando que se llegó al rechazo.
- El nivel freático se lo identificó 6.40 m de profundidad de la exploración.

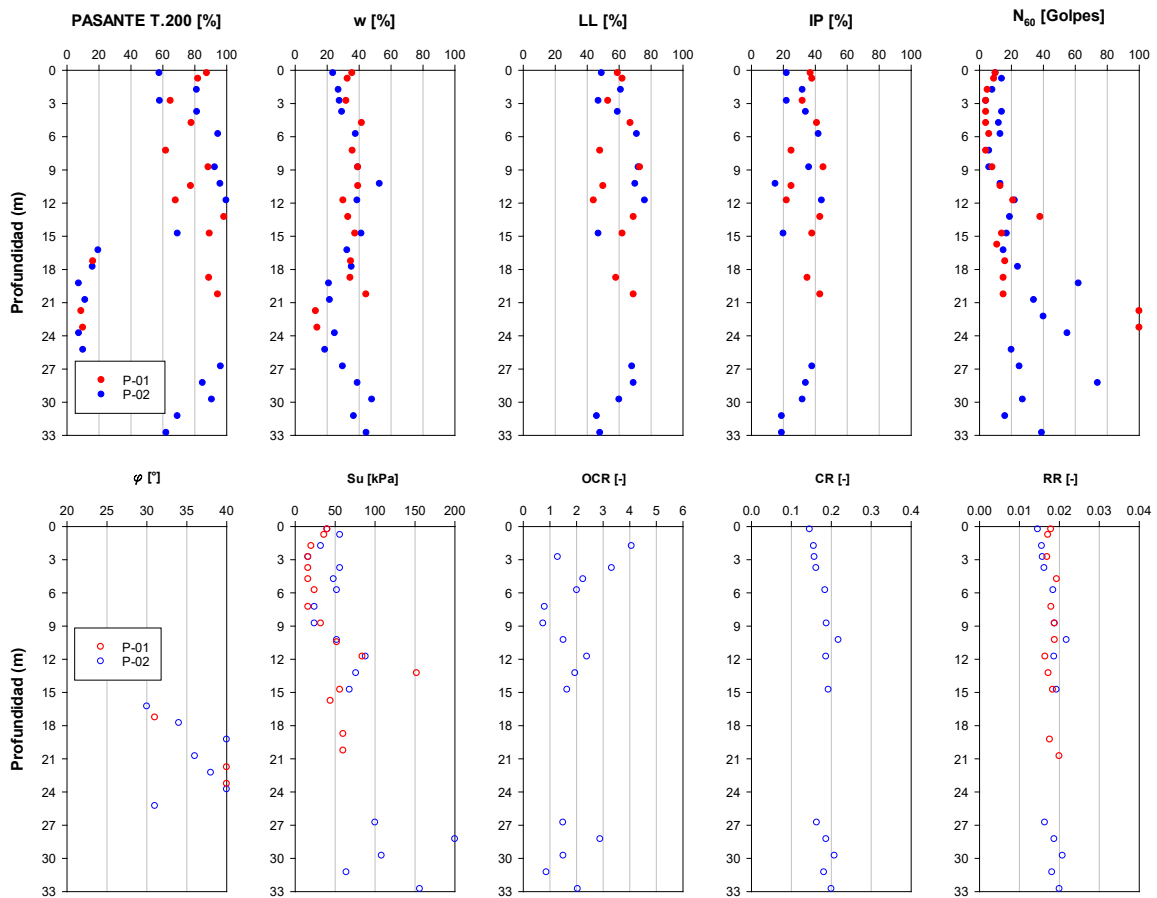


Figura 4. Caracterización Geotécnica del puente.

6 PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA

Durante la vida útil el puente estará sometido a diversos escenarios como son: terremotos, inundaciones y las condiciones de servicio del tráfico que circula. Para el cual se plantea el análisis de los siguientes escenarios:

- Estado Límite de Resistencia: Este escenario evaluará la estabilidad global de cada lado del estribo y la estabilidad local, verificando que las excentricidades cumplan con lo dispuesto en AASHTO LFRD.
- Evento Extremo: El desempeño de la cimentación del puente deberá ser “Prevención de Colapso”. Para este escenario se evalúa el caso sísmico para una aceleración de periodo de retorno de 1000 años y para un perfil de socavación correspondiente a una avenida de 100 años de periodo de retorno, el cual se muestra en la Figura 2.
- Estado Límite de Servicio se evaluarán los asentamientos elásticos y a largo plazo debido a la carga del relleno necesaria para alcanzar la cota del proyecto.



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

7 METODOLÓGICA LRFD

Para todos los estados límites de servicio, resistencia y evento extremo se debe cumplir lo siguiente:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde,

η_i =factores que toman en cuenta la ductilidad, redundancia e importancia operacional;

γ_i = factor de carga;

Q_i = fuerza, esfuerzo o resultante;

R_n = resistencia (última) nominal;

R_r = Resistencia factorada.

Las combinaciones de carga se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3. Combinaciones de carga

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Los factores de mayoración de carga se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4. Factores de mayoración para cargas permanentes

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachments		1.25	0.90
<i>DC</i> : Strength IV only		1.50	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
<i>EL</i> : Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure			
• Overall and Compound Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• MSE wall internal stability soil reinforcement loads			
o Stiffness Method			
▪ Reinforcement and connection rupture		1.35	N/A
▪ Soil failure – geosynthetics (Service I)		1.20	N/A
o Coherent Gravity Method		1.35	N/A
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
o Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
o Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
o All others		1.95	0.90
• Internal and Compound Stability for Soil Failure in Soil Nail Walls		1.00	N/A
<i>ES</i> : Earth Surcharge		1.50	0.75

Los factores de reducción de resistencia para pilotes se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5. Factores de reducción de resistencia según el tipo de suelo y método utilizado

Method/Soil/Condition			Resistance Factor
Nominal Axial Compressive Resistance of Single-Drilled Shafts, ϕ_{stat}	Side resistance in clay	α -method (Brown et al., 2010)	0.45
	Tip resistance in clay	Total Stress (Brown et al., 2010)	0.40
	Side resistance in sand	β -method (Brown et al., 2010)	0.55
	Tip resistance in sand	Brown et al. (2010)	0.50
	Side resistance in cohesive IGMs	Brown et al. (2010)	0.60
	Tip resistance in cohesive IGMs	Brown et al. (2010)	0.55
	Side resistance in rock	Kulhawy et al. (2005) Brown et al. (2010)	0.55
	Side resistance in rock	Carter and Kulhawy (1988)	0.50
	Tip resistance in rock	Canadian Geotechnical Society (1985) Pressuremeter Method (Canadian Geotechnical Society, 1985) Brown et al. (2010)	0.50

7.1 Procedimiento para determinar la estabilidad del estribo

Para el análisis del muro se analizó la estabilidad tanto por deslizamiento y por volteo. Se consideró una carga viva de acuerdo con las especificaciones del METODO AASHTO LRFD 2007. Las fuerzas actuantes sobre el estribo se muestran a continuación:

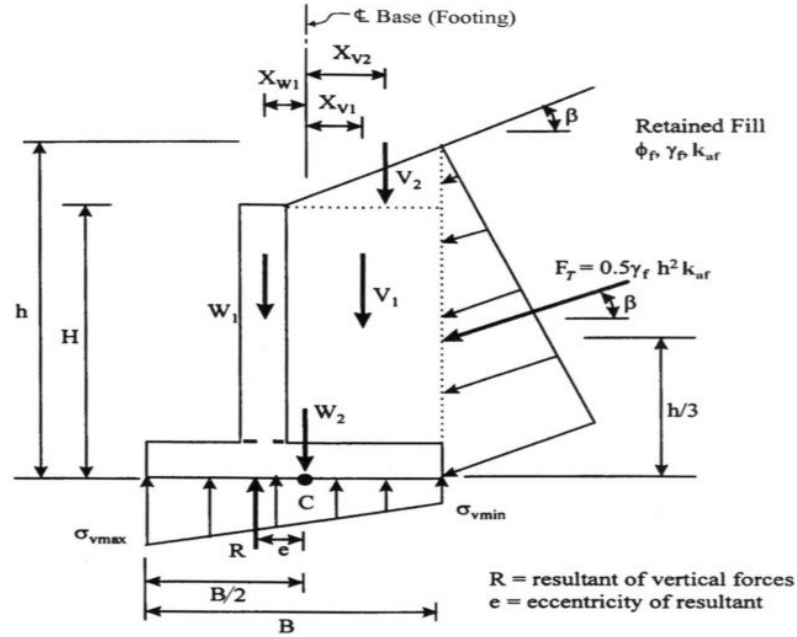


Figura 5. Esquema de Fuerzas actuantes sobre el muro

Para el cálculo de los empujes de tierras se utilizó el método de Coulomb para el caso estático y para el caso sísmico MONONOB-OKABE, el cual plantea el equilibrio de una masa de terreno en forma de cuña al deformarse o moverse el muro. La rotura se produce a lo largo de dos planos, el formado por la interfaz suelo-muro y el plano de deslizamiento en el terreno. La cuña, formada por los dos planos, se comporta como un bloque rígido. Las ecuaciones utilizadas son las siguientes:

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \omega)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\omega - \beta)}} \right\}}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \omega - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\beta - \omega)}} \right\}}$$

Donde,

φ : ángulo de fricción

θ : Relación de inercias del sismo

β : ángulo del muro con respecto a la vertical

ω : ángulo de inclinación del relleno contenido

K_A : coeficiente de empuje activo

K_{AE} : coeficiente de empuje sísmicos

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 tercio de la dimensión de la base de la cimentación. El análisis para el volteo del estribo para el caso de Evento Extremo se debe verificar que la excentricidad no exceda de la mitad de ocho decimos de la base del estribo.

7.2 Procedimiento para calcular la Capacidad de carga del suelo

Para evaluar la capacidad de carga se ha utilizado la teoría desarrollada por Terzaghi para cimentaciones rígidas. Los factores de capacidad de carga empleados son los recomendados por Meyerhof.

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 plintos y zapatas soportadas sobre un suelo.

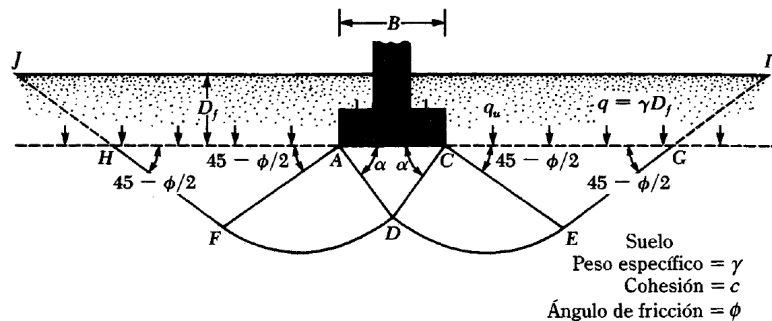


Figura 6. Falla general de acuerdo con Terzaghi

Para este modelo, la ecuación a considerar es:

$$q_n = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde

q_n : Capacidad de carga nominal

γ : Peso específico del suelo (KN/m³)

B, L : Dimensiones de cimentación, ancho y largo



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

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)

Para determinar la resistencia nominal para el estado límite de resistencia se utilizará la siguiente formulación:

$$Q_r = \phi_b Q_n$$

Donde,

ϕ_b : Factor de reducción de resistencia para capacidad de carga

Q_n : Capacidad de carga nominal

Los factores de reducción de resistencia son determinados con la siguiente tabla obtenida del AASTHO LRFD 2020:

Tabla 6. Factores de reducción de resistencia para capacidad de carga para el Estado Límite de Resistencia

ϕ_b	Factor de reducción de carga por el método (Meyerhof, 1957), para todos los suelos	0,45
----------	--	------

Tabla 7. Factores de reducción de resistencia para capacidad de carga para Evento Extremo.

ϕ_b	Factor de reducción de carga por el método (Meyerhof, 1957), para todos los suelos	1
----------	--	---

7.3 Procedimiento para el análisis de capacidad de carga axial de pilotes

Se aplicó la metodología de análisis propuesta por la FHWA empleando el método beta para el cálculo de fricción en arenas y el método alfa para arcillas todos estos implementados en el software SHAFT con la finalidad de estimar la capacidad por fuste y por punta de los pilotes.

Para analizar el estado límite de los pilotes que conforman el proyecto se compara la demanda de carga axial aplicado al pilote con la capacidad del suelo para resistir dicha carga, por medio de la siguiente expresión:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_t - W_p = \sum f_{si} A_{si} + q_t A_t - W_p$$



Donde

Qult: Capacidad última del pilote a la falla

Qs: Es la capacidad o resistencia por fuste o fricción

Qt: Es la capacidad o resistencia de punta

At: Es el área de la punta del pilote (sección transversal)

Asi: Es el área del fuste del pilote (perimetral) para el estrato i

fsi: Es la resistencia unitaria de fuste o fricción para el estrato i

qt: Es la resistencia unitaria de punta

Wp: Es el peso del pilote

La capacidad por resistencia está definida por la capacidad de carga admisible mediante la siguiente expresión:

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

Donde

Qadm: Capacidad admisible del pilote considerando factor de seguridad

FS: Factor de seguridad

Resistencia unitaria por fuste (fs)

- **Capacidad por fuste (suelos cohesivos)**

Para el cálculo de la resistencia unitaria por fuste (fs) en suelos cohesivos se emplea la fórmula:

$$fs = \alpha \cdot Su$$

Donde

Su: Resistencia al esfuerzo cortante

α : Factor empírico que varía con la magnitud de la resistencia al esfuerzo cortante

El valor de α antes indicado, puede ser obtenido mediante las siguientes formulaciones:

Si $Su/\sigma_{atm} \leq 1.5$

$$\alpha = 0.55$$

Para valores en el rango de $1.5 \leq Su/\sigma_{atm} \leq 2.5$

$$\alpha = 0.55 - 0.1(Su/\sigma_{atm} - 1.5)$$

σ_{atm} : Presión atmosférica [101.3 kPa]



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

- **Capacidad por fuste (suelos no cohesivos)**

Para suelos no cohesivos, la resistencia unitaria por fuste (f_s) se calcula con la expresión:

$$f_s = \beta * \sigma'_z$$

Donde

σ'_z : Esfuerzo vertical efectivo

β : Factor empírico que toma en cuenta el coeficiente de presión lateral del suelo y el ángulo de fricción efectivo entre el pilote pre barrenado y el suelo

El valor de β se calcula por medio de las siguientes expresiones:

Para un número de golpes SPT $N \geq 15$

$$\beta = 1.5 - 0.135 z^{0.5}$$

Para un número de golpes SPT $N < 15$

$$\beta = (N/15) * (1.5 - 0.135 z^{0.5})$$

Los valores del parámetro β están limitados a un rango de 0.25 a 1.2

Resistencia unitaria por punta (q_t)

- **Capacidad por punta (suelos cohesivos)**

Para el cálculo de la resistencia por punta (q_t) en suelos cohesivos se emplea la fórmula:

$$q_t = N_c * S_u$$

Donde

N_c : coeficiente de capacidad de carga

S_u : Resistencia al esfuerzo cortante

El factor N_c se lo puede obtener con la siguiente expresión:

$$N_c = 6 * \left(1 + 0.2 * \frac{L}{Bb} \right) \leq 9$$

L : longitud del pilote

Bb : diámetro del pilote



- **Capacidad por punta (suelos no cohesivos)**

Para suelos no cohesivos, la resistencia unitaria por punta (q_t) se calcula con la expresión:

Para un número de golpes $N < 75$

$$q_t = 0.0575 * N_{spt}$$

Donde

q_t : resistencia unitaria por punta en MPa

N_{spt} : número de golpes SPT sin corregir

Para un número de golpes $N > 75$

$$q_t = 4.3 \text{ MPa}$$

7.4 Procedimiento para el análisis de carga lateral de pilotes

La interacción dinámica suelo-estructura se compone por la interacción inercial y cinemática. Los efectos inerciales perturban directamente al comportamiento de la estructura; aumentan el periodo fundamental de vibración y modifican el amortiguamiento. Estos fenómenos ocurren por el aumento de flexibilidad que sufre la estructura al encontrarse sin empotramiento fijo en su base y son producto de las cargas transmitidas por la estructura, generalmente realizado en los modelos de análisis. La interacción cinemática ha sido despreciada por considerarse poco significativa.

7.5 Procedimiento para el análisis de estabilidad de taludes

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 Morgenstern & Price, 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.

7.6 Asentamientos en el suelo

Para los análisis de asentamientos por consolidación primaria se los realizó mediante la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, aplicando los coeficientes de Janbu (m y m_r), mediante el algoritmo SIGMA de Geostudios. En el análisis se evaluó los efectos del incremento de esfuerzos por la aplicación de la carga del material de relleno que se requiere para alcanzar la cota requerida del proyecto y las cargas de servicio. Para la determinación de los asentamientos se ha considerado la estimación de la relación de la tasa de sobre-consolidación del subsuelo (OCR) y los valores de CR y RR, los mismos que fueron estimados por medio de las ecuaciones semi-empíricas, calculados a partir de los estudios de Vera Grunauer (2010) y comparados con los obtenidos de los ensayos de consolidación.

Para la estimación de la relación de sobre consolidación (OCR) se ha empleado el criterio de normalización de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado, o SHANSEP (Ladd y DeGroot, 2003), donde se indica que $S_u/\sigma'_{vo}=s(OCR)^m$, Los valores empleados para s y m han sido adoptados como 0.26 y 1.00, según lo establecido en el estudio de microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil realizado por Vera Grunauer (2006). Los valores de s y m antes indicados son los correspondientes a la zona geotécnica D4.

7.7 Metodología de cálculo para la estabilidad del talud

Existen algunas técnicas de solución para determinar la estabilidad de taludes, el método de equilibrio límite, es el más utilizado debido a su facilidad de cálculo. Este método se caracteriza por 1) las ecuaciones de equilibrio estático; y, 2) la relación entre el cortante entre las dovelas y las fuerzas normales. Para entender mejor este método, considere una masa deslizante discretizada en columnas (dovela) y un diagrama básico de cuerpo libre para una sola columna, como se ilustra en la Figura 7. Las fuerzas normales y cortantes actúan sobre la base y los lados de la columna, mientras que las fuerzas normales y cortantes entre dovelas actúan sobre los bordes verticales. La masa deslizante se considera que está en el estado de equilibrio límite (es decir, justo en el punto de falla) tal que la suma de todas las fuerzas y/o momentos que actúan sobre todo el sistema son iguales a cero.

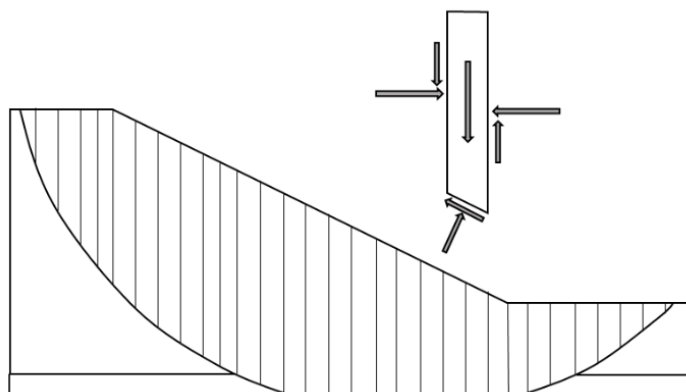


Figura 7. Discretización de dovelas en una masa deslizante



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

El primer método desarrollado fue conocido como el método Ordinario o Fellenius. Este método ignora las fuerzas entre dovelas y solo satisface el equilibrio de momento. Adoptando estos supuestos es posible calcular un factor de seguridad mediante cálculos manuales. Posteriormente, Bishop (1955) desarrolló un esquema que incluía fuerzas normales entre dovelas, pero ignoraba las fuerzas de corte entre dovelas.

Los softwares hicieron posibles los procedimientos iterativos inherente al equilibrio límite, lo que lleva a formulaciones matemáticamente rigurosas que incluyen todas las fuerzas entre dovelas y las ecuaciones de equilibrio. Uno de ellos fue métodos de Morgenstern-Price, el cual consiste en que existe relación sinusoidal entre las fuerzas de corte entre dovelas y las fuerzas normales, lo que significa que el cortante entre columnas es cero en la cresta y la punta de la superficie de deslizamiento, mientras que el cortante y la normal son iguales en el centro de la superficie de deslizamiento.

Para la estimación de los factores de seguridad del talud del terraplén se tomará en cuenta los efectos a corto y largo plazo, es decir, realizando un análisis en términos de esfuerzos efectivo y totales. Para ambos casos se utilizará el modelo de Mohr Coulomb, el cual se muestran a continuación:

Modelo de Mohr Coulomb

$$\tau = C + \sigma'_v \tan \varphi$$

Donde,

τ : *Esfuerzo Cortante*

C : *cohesión*

σ'_v : *Esfuerzo efectivo*

φ : *ángulo de fricción*

8 ESTABILIDAD POR VOLTEO DE ESTRIBOS

Para la evaluación de estabilidad por volteo se consideraron las condiciones más desfavorables, es decir, se tomó los valores máximos de mayoración para los momentos de volteo y los factores mínimos para los momentos resistentes.

La geometría del estribo se muestra en la **Figura 8** donde la altura del relleno atrás de la pantalla es de aproximadamente 1.7 m. No se consideró el aporte del empuje pasivo para la estabilidad del muro de acuerdo con lo especificado en LRFD 2020.

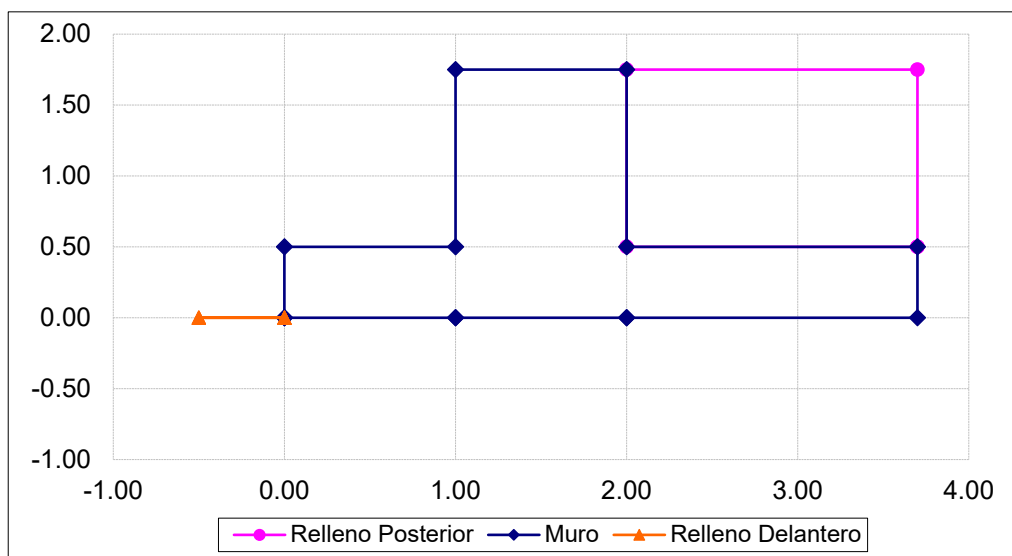


Figura 8. Modelo de matemático para la estabilidad del muro.

8.1 Análisis de cargas

8.1.1 Estimación de carga de la superestructura

De acuerdo con el análisis estructural, se determinó las siguientes cargas de la superestructura que actúan sobre el estribo, las cuales se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. Cargas de la superestructura

Carga Viva	5.8	Ton/m
Carga Muerta	10.0	Ton/m

Nota: Obtenidas del Informe Estructural

8.1.2 Estimación de carga por el empuje del suelo

Para la determinación del empuje activo se tomaron los siguientes parámetros del suelo para su cálculo

Parámetros de resistencia

$$\gamma_c = \boxed{2.40} \quad \text{Peso Específico del Concreto (en T/m³)}$$



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

$\gamma_s =$	1.90	Peso Específico del Relleno (en T/m ³)
$\phi' =$	38.00	Ángulo de Fricción Efectiva del Relleno Compactado
$\phi' =$	0.66	Ángulo de Fricción (Radianes)
	Suelo	Terreno de Cimentación
$f =$	0.50	Coefficiente de Fricción entre Zapata y Suelo

La estimación de los empujes del suelo se muestra a continuación:

Empujes de tierras

$Y_A =$	0.58	Altura de Presión Activa (en m)
$Y_{AE} =$	0.81	Altura de Presión Activa Sísmica (en m)
$P_{AH} =$	0.69	Componente Horizontal de Presión Activa (en T/m)
$P_{AV} =$	0.00	Componente Vertical de Presión Activa (en T/m)
$P_{AEH} =$	1.34	Componente Horizontal de Presión Activa Sísmica (en T/m)
$P_{AEV} =$	0.00	Componente Vertical de Presión Activa Sísmica (en T/m)
$\Delta P_{AEH} =$	0.65	Componente Horizontal Dinámica de Presión Activa Sísmica (en T/m)
$\Delta P_{AEV} =$	0.00	Componente Vertical Dinámica de Presión Activa Sísmica (en T/m)
$\Delta_p =$	0.91	Presión debida a Cargas Vivas (en T/m)

8.2 Demanda de cargas sobre el suelo

A continuación, en Tabla 9 se muestran los resultados de las demandas de carga sobre el suelo (q) y demandas de cargas laterales (FL) para cada una de las combinaciones de carga.

Tabla 9. Resumen de demandas de cargas actuantes sobre el suelo.

Tipo de carga	q Ton/m ²	FL Ton/m	η	$\sum \eta \gamma(q)$ Ton/m ²	$\sum \eta \gamma(FL)$ Ton/m
Máximo factor de carga					
Estado límite de resistencia	13.5	2.40	1	13.5	2.4
Evento Extremo considerando LL	7.8	2.3	1	7.8	2.3
Evento Extremo sin considerar LL	6.2	1.3	1	6.2	1.3
Cargas para estado límite de servicio					
Servicio	7.9	1.6	1.00	7.9	1.6



8.3 Verificación de esta estabilidad para Estado Límite de Resistencia

Para los diferentes estados de carga se calculó la excentricidad, y se verificó si cumple la excentricidad con el máximo permisible de acuerdo con lo establecido en AASHTO LRFD 2020.

$$U = \gamma_p(DC + EH + ES) + 1.75(LL + BR)$$

Momento de volteo 1.8 Ton-m/m

Momento Resistente 53.2 Ton-m/m

Fuerzas verticales 37.3 T/m

Excentricidad -0.47 m Excentricidad volteo
estático

$$e_{max} = 1.23 \quad \text{Excentricidad Máxima a Volteo Estático (en m)} \quad \text{OK}$$

8.4 Verificación de estabilidad para Evento Extremo

Se calculó la excentricidad para los escenarios con carga viva y sin carga viva de carga, y se verificó si cumple la excentricidad con el máximo permisible de acuerdo con lo establecido en AASHTO LRFD 2020.

Considerando la carga viva ($\gamma EQ=1$)

$$U = (DC + EH + ES) + \gamma EQ(LL + BR) + EQ$$

Momento de volteo 7.5 Ton-m/m

Momento Resistente 54.9 Ton-m/m

Fuerzas verticales 27.2 T/m

Excentricidad -0.11 m Excentricidad volteo
estático

$$e_{max} = 1.48 \quad \text{Excentricidad Máxima a Volteo Estático (en m)} \quad \text{OK}$$



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

Sin condiderar carga viva ($\gamma EQ=0$)

$$U = (DC + EH + ES) + \gamma EQ(LL + BR) + EQ$$

Momento de volteo 6.7 Ton-m/m
Momento Resistente 49.2 Ton-m/m

Fuerzas verticales 21.5 T/m

Excentricidad 0.13 m Excentricidad volteo estático

$e_{max} = 1.48$ Excentricidad Máxima a Volteo Estático (en m) OK

9 CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

Para la estimación de la capacidad de carga del suelo se utilizó los siguientes parámetros que se muestran en la Tabla 10:

Tabla 10. Perfil del subsuelo por debajo de la cimentación y parámetros geotécnicos de capacidad de carga

Estrato	Material	γ (KN/m ³)	ϕ	C (KPa)
1	CH	15	0	30

Para el cálculo de la capacidad de carga se tomó en cuenta el ancho efectivo debido a la excentricidad de las cargas, los procedimientos de cálculo se anexan en este informen.

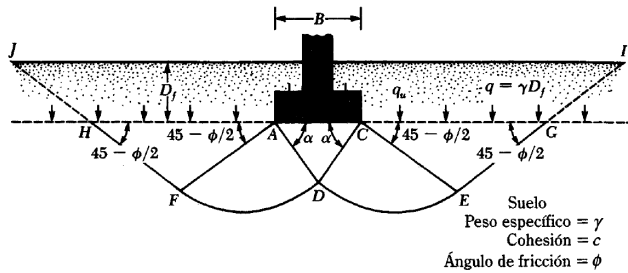
Capacidad de carga nominal del suelo

$\phi = 0.45$ Estado Límite de resistencia 1
 $\phi = 1$ Estado Límite evento Extremo 1

Combinación de carga	B' m	q_n Ton/m ²	ϕq_n Ton/m ²	$\sum \eta \gamma(q)$	Observación
Estado límite de resistencia	2.76	16.70	7.5	13.5	Alerta
Evento Extremo considerando LL	3.49	17.00	17.0	7.8	ok
Evento Extremo sin considerar LL	3.45	17.00	17.0	6.2	ok

De acuerdo con los análisis de capacidad de carga, para el Estado Límite de Resistencia 1, la capacidad es inferior a la demanda. Por lo tanto, se requiere que la cimentación descargue sobre pilotes.

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA



Parámetros del suelo

C_1	30	kPa
ϕ_1	0	Grados
γ_1	15	KN/m ³
$\gamma_{sat 1}$	15	KN/m ³
E_1	10000	kPa
μ_1	0.35	

Características de la cimentación

Dimensiones de cimienta:

Inclinación de carga:

B	2.76	m
L	8.7	m
D_f	0.0	m
B/L	0.3	

β	0	°
Prof NF	50	m

Factores de carga

N_q	1.00	$N_q = \tan(\phi + \frac{45}{2})^2 e^{\pi \tan \phi}$	Prandtl (1921)
N_c	5.14	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	Reissner (1924)
N_γ	0.00	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$	Vesic (1973)

Factores de forma

Fuente: De Beer (1970) y Hansen (1970)

F_{qs}	1.00	$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$
F_{cs}	1.06	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L \tan \phi}$
F_{ys}	0.87	$F_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

Factores de profundidad

Fuente: Hansen (1970)

F_{qd}	1.00	Para $\frac{D_f}{B} \leq 1$	Para $\frac{D_f}{B} > 1$
F_{cd}	1.00	$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan \frac{D_f}{B}$
F_{yd}	1.00	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan \frac{D_f}{B}$
		$F_{ys} = 1$	$F_{ys} = 1$

Factores inclinación

Fuente: *Hanna y Meyerhof* (1981)

F_{qi}	1.00
F_{ci}	1.00
F_{yi}	1.00

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right)^2$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta}{\varphi}\right)^2$$

Factor de compresibilidad del suelo

G	3703.7	kPa
σ_q	14.3244	kPa

$$I_r = \frac{G}{C + \sigma_q \tan \varphi}$$

$$I_r = 123.46$$

$$I_{r_{cr}} = \frac{1}{2} e^{(3.3 - 0.45 \frac{B}{L}) \cot(45 - \frac{\varphi}{2})}$$

$$I_{r_{cr}} = 11.75$$

$$F_{yc} = F_{qc} = e^{(-4.4 + 0.6 \frac{B}{L}) \tan(\varphi) + \frac{3.07 \sin \varphi \log 2 I_r}{1 + \sin \varphi}}$$

F_{qc}	1.00
F_{yc}	1.00

Para $\phi = 0$

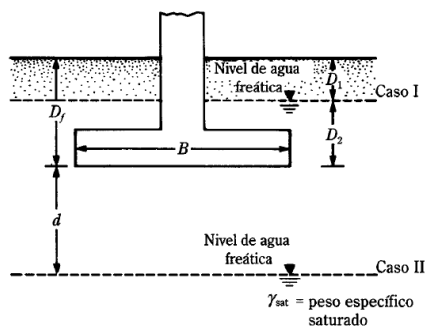
$$F_{yc} = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.60 \log I_r$$

Para $\phi > 0$

$$F_{yc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{Nq * \tan \varphi}$$

$$F_{cc} = 1.00$$

Esfuerzo Efectivo al fondo de la cimentación



Caso I	$0 < D1 < Df$
Caso II	$0 < d < B$
Caso III	$d > B$

Tipo de caso Caso III

D1	50.00	m
D2	-50.00	m
d	50.00	m

q=	0.0	kPa
Y=	15.0	KN/m3

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

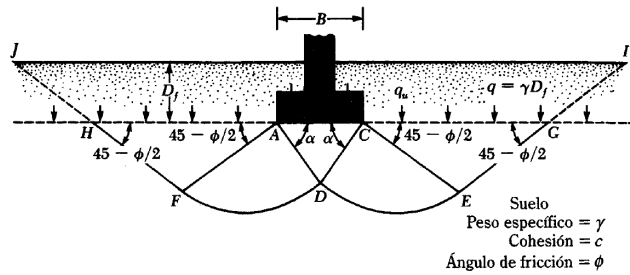
$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_{ult} = 164 \text{ kPa}$$

$$q_{ult} = 16.7 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{adm} = 7.5 \text{ Ton/m}^2$$

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA



Parámetros del suelo

C_1	30	kPa
ϕ_1	0	Grados
γ_1	15	KN/m ³
$\gamma_{sat 1}$	15	KN/m ³
E_1	10000	kPa
μ_1	0.35	

Características de la cimentación

Dimensiones de cimiento:

Inclinación de carga:

B	3.49	m
L	8.7	m
Df	0.0	m
B/L	0.4	

β	0	°
Prof NF	50	m

Factores de carga

Nq	1.00
Nc	5.14
Nr	0.00

$$Nq = \tan(\phi + \frac{45}{2})^2 e^{\pi \tan \phi} \quad \text{Prandtl (1921)}$$

$$Nc = (Nq - 1) \cot \phi \quad \text{Reissner (1924)}$$

$$Nr = 2(Nq + 1) \tan \phi \quad \text{Vesic (1973)}$$

Factores de forma

Fqs	1.00
Fcs	1.08
Fys	0.84

$$F_{cs} = 1 + \frac{B Nq}{L Nc}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L \tan \phi}$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fuente: De Beer (1970) y Hansen (1970)

Factores de profundidad

Fqd	1.00
Fcd	1.00
Fyd	1.00

Fuente: Hansen (1970)

$$\text{Para } \frac{Df}{B} \leq 1$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{Df}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{Df}{B}$$

$$F_{ys} = 1$$

$$\text{Para } \frac{Df}{B} > 1$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan \frac{Df}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan \frac{Df}{B}$$

$$F_{ys} = 1$$

Factores inclinación

Fuente: *Hanna y Meyerhof (1981)*

F_{qi}	1.00
F_{ci}	1.00
F_{yi}	1.00

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right)^2$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2$$

Factor de compresibilidad del suelo

G	3703.7	kPa
σ_q	18.1131	kPa

$$I_r = \frac{G}{C + \sigma_q \tan \phi}$$

I_r	123.46
----------------------	--------

$$I_{r_{cr}} = \frac{1}{2} e^{(3.3 - 0.45 \frac{B}{L}) \cot(45 - \frac{\phi}{2})}$$

I_{r cr}	11.32
-------------------------	-------

$$F_{yc} = F_{qc} = e^{\left(-4.4 + 0.6 \frac{B}{L}\right) \tan(\phi) + \frac{3.07 \sin \phi \cdot \log 2 I_r}{1 + \sin \phi}}$$

F_{qc}	1.00
F_{yc}	1.00

Para $\phi=0$

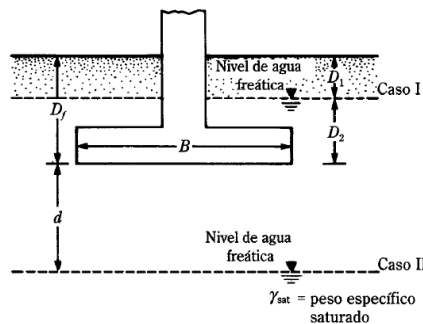
$$F_{yc} = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.60 \log I_r$$

Para $\phi>0$

$$F_{yc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \cdot \tan \phi}$$

F_{cc}	1.00
-----------------------	------

Esfuerzo Efectivo al fondo de la cimentación



Caso I	$0 < D1 < Df$
Caso II	$0 < d < B$
Caso III	$d > B$

Tipo de caso Caso III

D1	50.00	m
D2	-50.00	m
d	50.00	m

q=	0.0	kPa
Y=	15.0	KN/m3

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_{ult} = 166 \text{ kPa}$$

$$q_{ult} = 17.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{adm} = 7.6 \text{ Ton/m}^2$$

10 CIMENTACION PROFUNDA

10.1 Capacidad de carga de pilotes

10.1.1 Análisis de demandas de cargas axiales

En la Figura 9 se muestra la distribución de los pilotes en los estribos donde existen dos filas de pilotes. Debido a que las cargas laterales inducen momentos de volteo en la cimentación la distribución de cargas en los pilotes no es uniforme.

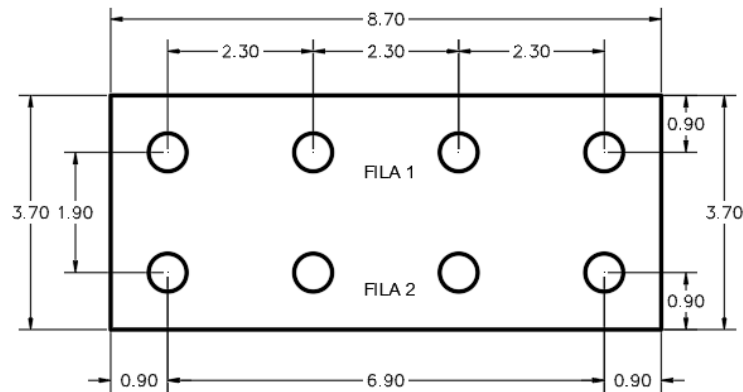


Figura 9. Distribución de pilotes en los estribos.

En la Tabla 11 se muestra una representación resumida de la carga axial y momento de para cada estado de cargas. Estos momentos producirán que los pilotes de la fila 1 tomen más carga que los pilotes de la fila 2.

Tabla 11. Resumen de distribución de momentos de volteo con respecto al eje del estribo.

Tipo de carga	Carga Axial Ton	e m	Momento Ton-m
Estado límite de resistencia	37.3	0.47	17.60
Evento Extremo considerando LL	27.2	0.11	2.92
Evento Extremo sin considerar LL	21.5	0.13	2.72
Evento Extremo 2 (lluvia)	27.22	0.12	3.36

En la Tabla 12 se muestran los resultados de las demandas de carga axial para cada estado de carga.

Tabla 12. Demandas de cargas de los pilotes de las filas 1 y 2

Tipo de carga	Pilotes Fila 1 Ton	Pilotes Fila 2 Ton
Estado límite de resistencia	71.6	31.3
Evento Extremo considerando LL	43.8	37.1
Evento Extremo sin considerar LL	37.3	31.1
Evento Extremo 2 (Lluvia)	44.3	36.6

10.1.2 Cálculo de Capacidad de carga Axial (compresión)

En la Tabla 13 se muestran los parámetros geotécnicos correspondientes a los pilotes de los estribos del puente. Estos parámetros fueron estimados de acuerdo con los resultados de los trabajos de campo y laboratorio que fueron caracterizados en la sección 5

Tabla 13. Propiedades del sitio consideradas para capacidad de carga axial Puente

Código	Tipo de Suelo	Profundidad (m)	Peso específico (kN/m ³)	Su (kPa)	Ángulo de fricción (°)	Factor de reducción por fricción
1	Arcilla	16	16	30		1
2	Arcilla	25	6		36	1

Los resultados del análisis se muestran en la Figura 10, donde se aprecia que un pilote de 16 m de longitud alcanza una capacidad última de 1527 KN.

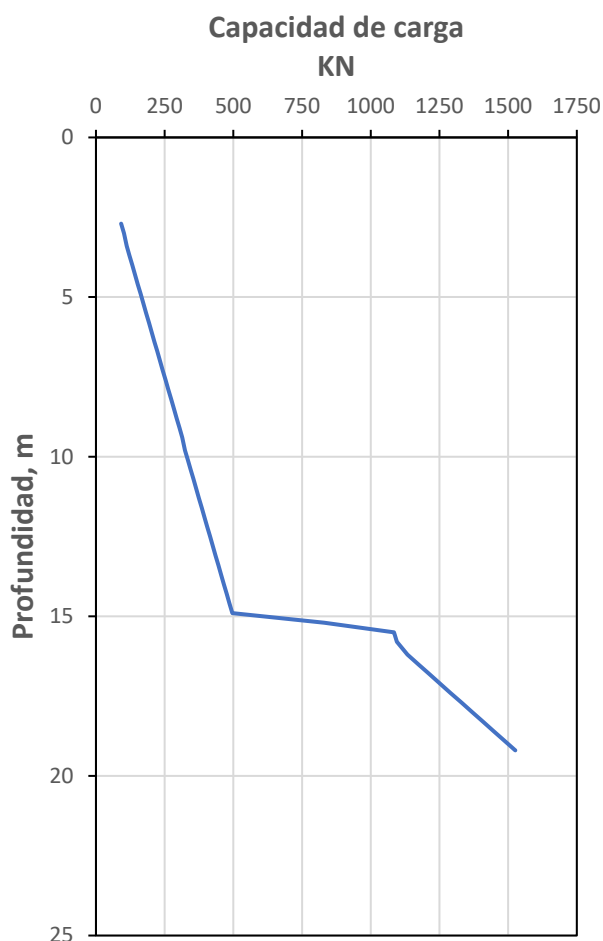


Figura 10. Capacidad de carga última para pilotes de diámetro D=60 cm

Para el Estado Límite de Resistencia los factores de reducción de resistencia son los referidos en la Tabla 5 (0.45 para fuste y 0.40 para punta). Para el caso sísmico de Evento Extremos los factores de reducción de resistencia es de 1.00 para fuste y punta. Las capacidades de carga factoradas se muestran en la Tabla 14 .

Tabla 14. Capacidad de carga axial Pilote D=60 cm

Combinación	Capacidad nominal por punta (kN)	Capacidad nominal por fuste (kN)	Capacidad nominal total (kN)	Factor de reducción	Capacidad nominal factorada (kN)
STRENGTH I	650	877	1527	0.4	719.7
EXTREME EVENT I (y EQ=1)	650	877	1527	1	1527.0
EXTREME EVENT I (y EQ=0)	650	877	1527	1	1527.0

Para el caso del Estado Límite de Resistencia I la demanda es de 716 kN de acuerdo con la Tabla 12. Los resultados muestran que para un pilote de 60 cm de diámetro y una longitud de 16 m se alcanza una capacidad factorada de 719 kN, por lo tanto, el pilote seccionado es apropiado para todos los estados de carga.

10.2 Análisis de Carga de Lateral

En los estribos las fuerzas laterales provienen para el caso del Estado Límite de Resistencia 1 debido al empuje activo del suelo, para el caso de Evento Extremo 1 de las cargas inerciales debido al sismo y para el caso del Evento Extremo 2 del movimiento de empuje cinemático del suelo contra la cimentación del puente debido a la socavación del río. Se realizó el análisis considerando las fuerzas inerciales inducidas en los pilotes producto de las aceleraciones generadas en la estructura producto del sismo. Las fuerzas laterales y momentos flectores inerciales se considera que son aplicadas en la cabeza de los pilotes.

Para estimar las cargas cinemáticas se realizó un modelo de interacción suelo estructura en elementos finitos en términos de esfuerzos efectivos. Este modelo permite determinar el perfil de desplazamientos que tendrá el sistema de la cimentación y pilotes.

El diseño y modelamiento del pilote se lo realizará en 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.

En las evaluaciones se consideró la estratigrafía y propiedades de los materiales referidos en la evaluación de capacidad de carga axial. Adicionalmente se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Pilote prebarrenado circular de diámetro igual a 600 mm.
- f'_c del hormigón de 350 kg/cm²
- Cuantía de acero igual a 2.5%

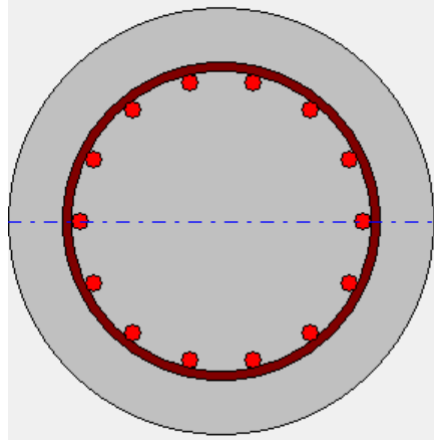


Figura 11. Sección transversal de Pilote D=600 mm.

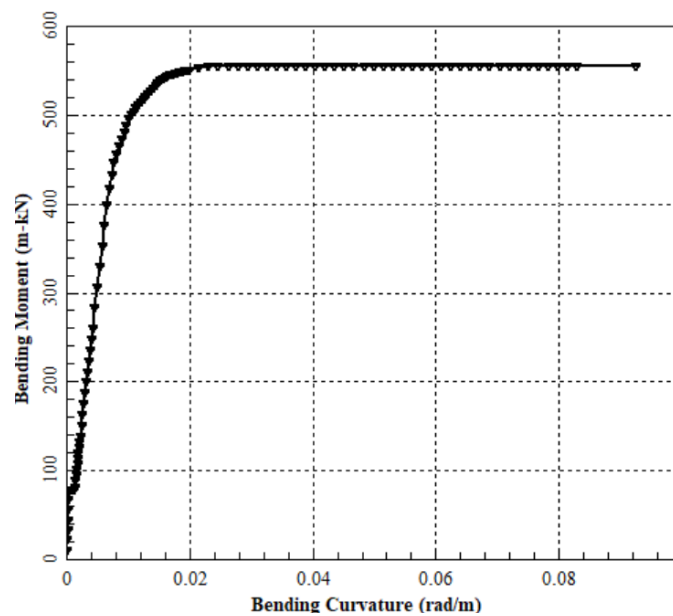


Figura 12. Diagrama de curvatura para el pilote propuesto.

10.2.1 Análisis de cargas

De acuerdo con las combinaciones de cargas para los Estados Límites de Resistencia y Evento extremo la demanda de carga lateral es de 22.66 kN y 21.29 kN para los casos estáticos y sísmicos, respectivamente.

Figura 13. Análisis de cargas laterales en los pilotes.

Load, Case	Combinación de Carga	FL (T/m)	FL*Longitud estribo (T)	FL*L/#pilotes (T)	FL*L/#pilotes (kN)
1	Estado límite de resistencia (Estático)	2.40	18.5	2.31	22.66
2	Evento Extremo considerando LL (Sismo)	2.25	17.34	2.17	21.29
3	Evento Extremo sin considerar LL (Sismo)	1.34	10.33	1.29	12.65

Para el caso del Evento Extremo 2 donde el río presenta una crecida por un evento de lluvia de 100 años de periodo de retorno, que produce una socavación en el cauce de aproximadamente 10 m, se desencadena un proceso de inestabilidad en el talud que es soportado por los pilotes de la cimentación. En la Figura 14, Figura 15 y Figura 16 se muestran las zonas de máximas deformaciones y desplazamientos., donde se aprecia un movimiento lateral de aproximadamente 50 cm.

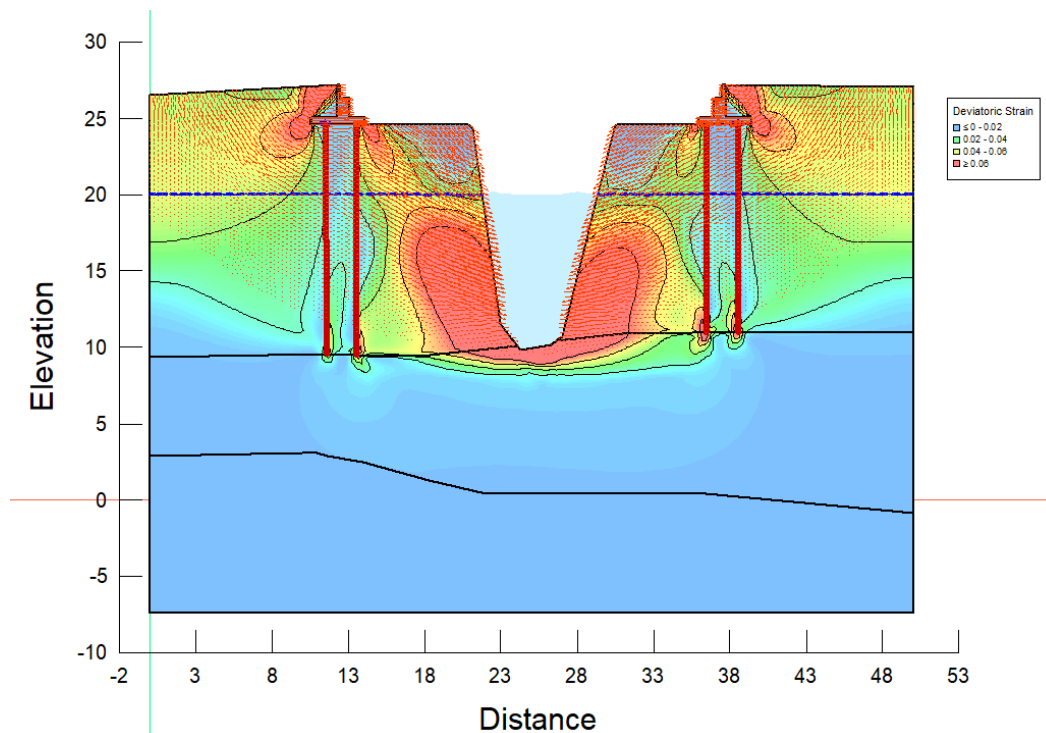


Figura 14. Modelo de interacción suelo estructura deformaciones deviatoras.

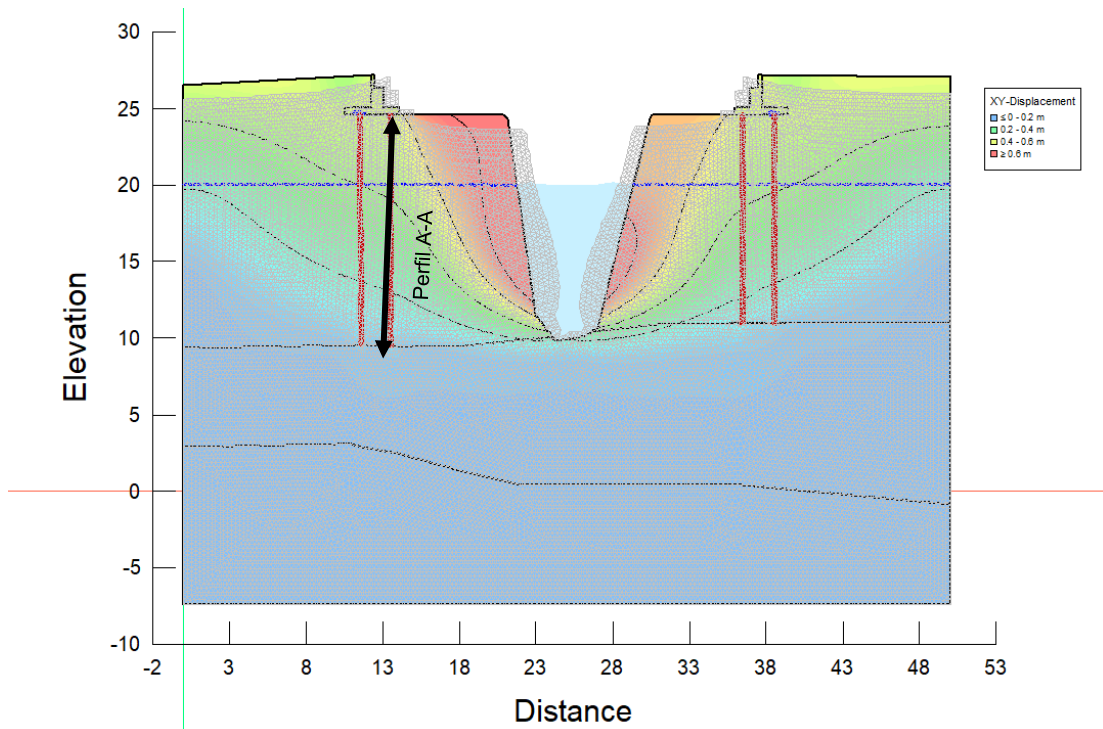


Figura 15. Modelo de interacción suelo estructura desplazamientos

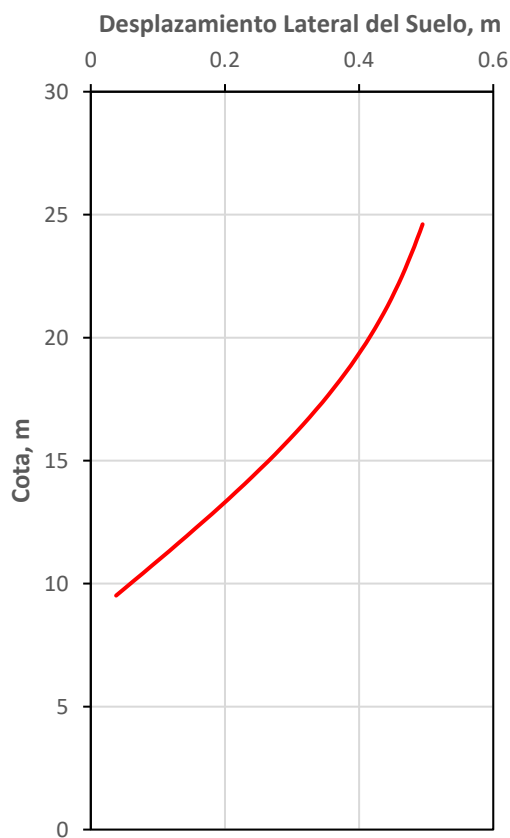


Figura 16. Perfil de desplazamiento A-A

10.2.2 Determinación de las fuerzas internas

En la Figura 17 se muestran los resultados para las combinaciones Límite de Resistencia 1, Evento Extremo considerando LL (Sismo) y Evento Extremo sin considerar LL (Sismo), denominados Load case 1, 2 y 3, respectivamente. Donde se aprecia que el máximo momento en los pilotes es de 20 KN-m, es decir para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo los pilotes tendrán un comportamiento elástico.

Para el caso del Evento Extremo 2 tenga lugar, la socavación producida por la crecida del río provocaría un proceso de inestabilidad en el talud. La cimentación y los pilotes contendrían al empuje de la masa de suelo produciendo un desplazamiento horizontal de aproximadamente 50 cm. En la Figura 18 se muestran los resultados de las fuerzas internas donde el máximo momento es de 500 KN-m, esta demanda provocaría una doble rótula plástica en la cabeza y a los 10 de profundidad aproximadamente. Es decir, en el caso de presentarse este escenario el puente no colapsaría, pero presentaría daños severos en los elementos estructurales y no estructurales, así como también en las capas de pavimento de sus approaches.

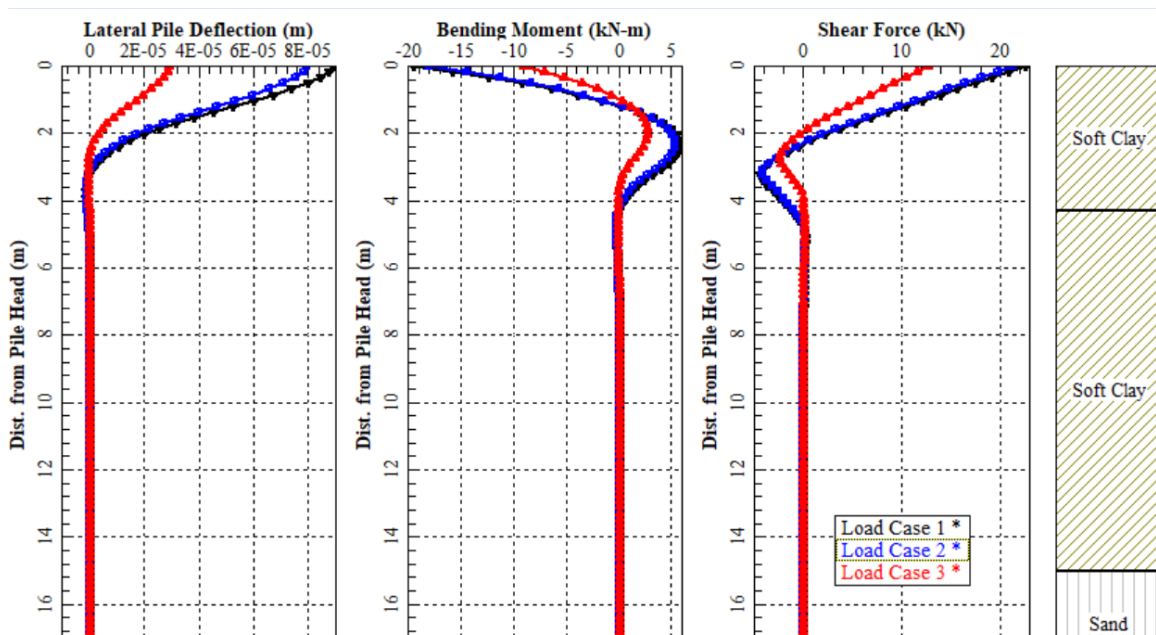


Figura 17. Fuerzas internas para pilote de 600 mm de diámetro y cuantía del 2.5% para los casos: Estado Límite de Resistencia y Evento extremo

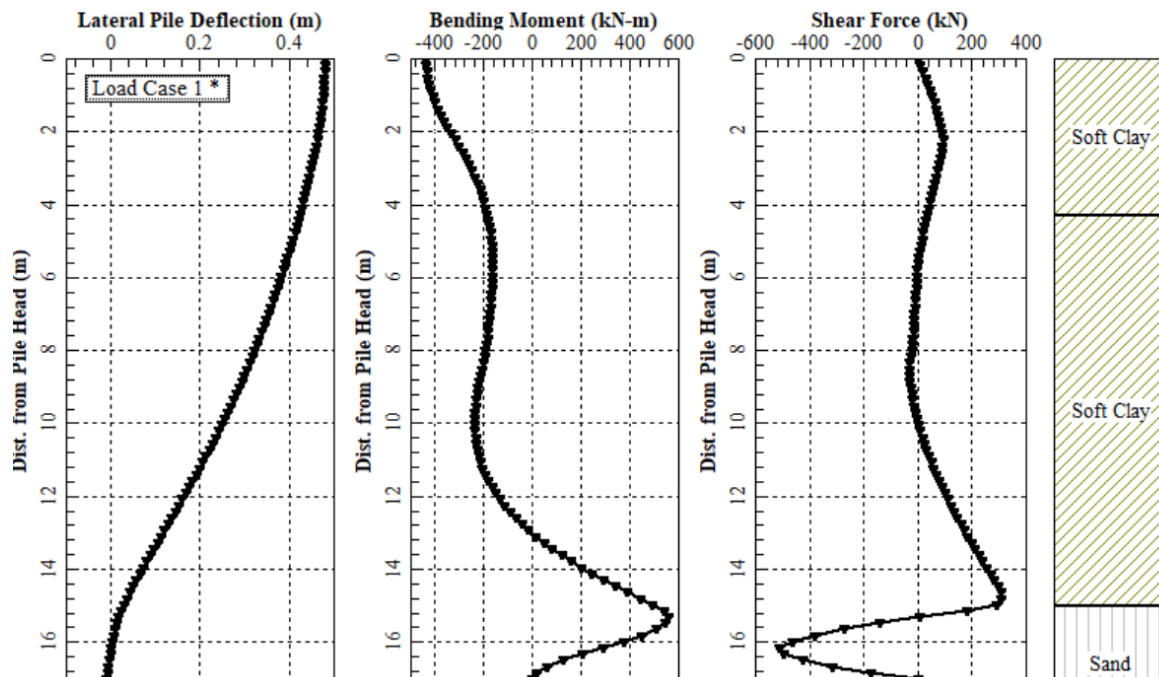


Figura 18. Fuerzas internas para pilote de 600 mm de diámetro y cuantía del 2.5% para los casos: Evento Extremo 2

11 ANÁLISIS LÍMITE DE SERVICIO

En la Figura 19 se muestran la configuración de los desplazamientos totales debido a las cargas de servicio. Estos desplazamientos fueron evaluados con el modelo Cam-Clay, tomando en cuenta los cambios en la presión de poros y deformaciones volumétricas asociadas a este incremento, es decir, asentamientos por consolidación del suelo.

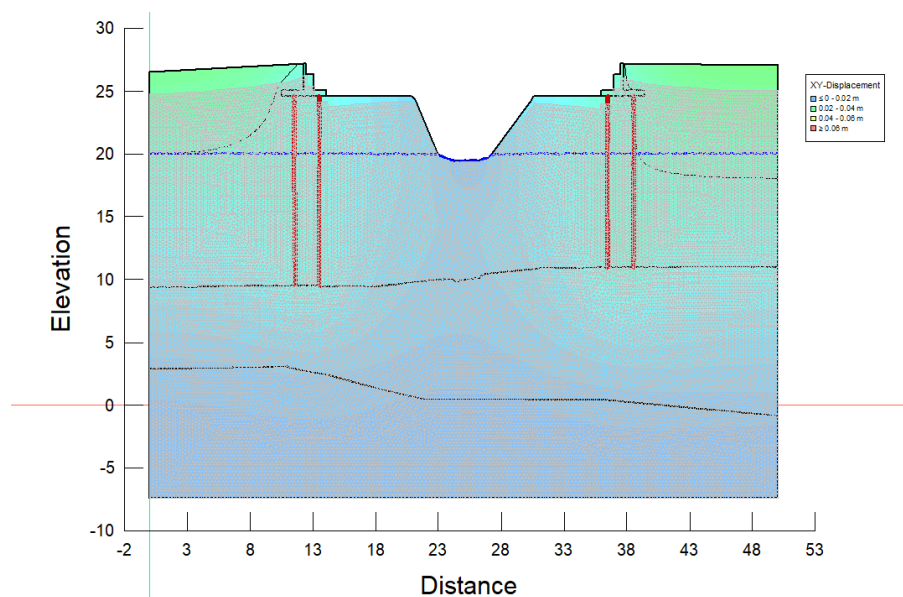


Figura 19. Desplazamientos del suelo en condiciones de servicio 1.

Los parámetros del modelo Cam-Clay fueron ajustados hasta obtener las resistencias al corte no drenadas estimadas en la caracterización del suelo. Se simularon ensayo triaxial CU a un esfuerzo efectivo a la profundidad de los datos obtenidos en campo. Los parámetros establecidos se muestran en la Tabla 15, donde se estableció criterios como un esfuerzo efectivo de 50 KPa, un OCR de 1.5, CR=0.15 y RR=0.015.

Tabla 15. Parámetros para el modelo Cam-Clay

Parámetros	
λ	0.1572
κ	0.0157
ϕ'_{cs}	18
e_o	1.41
p'_o	50
p'_c	80
v'	0.3

A bajos esfuerzos de confinamientos se podría simular un ensayo de compresión inconfiada para determinar la resistencia al corte no drenado. En la Figura 20 se muestra el análisis de la simulación de un ensayo triaxial donde el esfuerzo desviador es 30 Kpa aproximadamente.

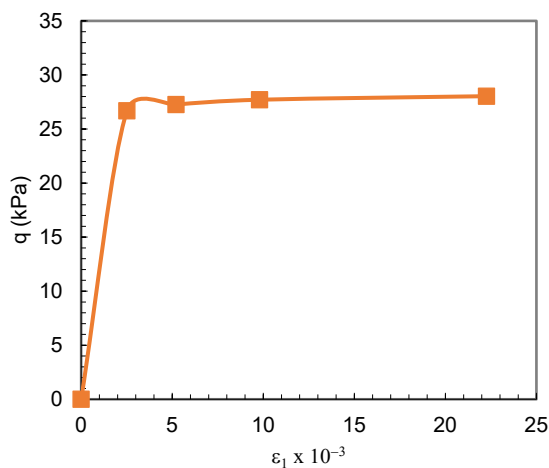


Figura 20. Ensayo Triaxial esfuerzo efectivo de 50 Kpa modelo CAM-CLay

En la Figura 21 se muestran le perfil de asentamientos donde los estribos se encuentran en las abscisas x=10 m y x=40 m. Los asentamientos estimados se encuentran en el orden de los 4 cm.

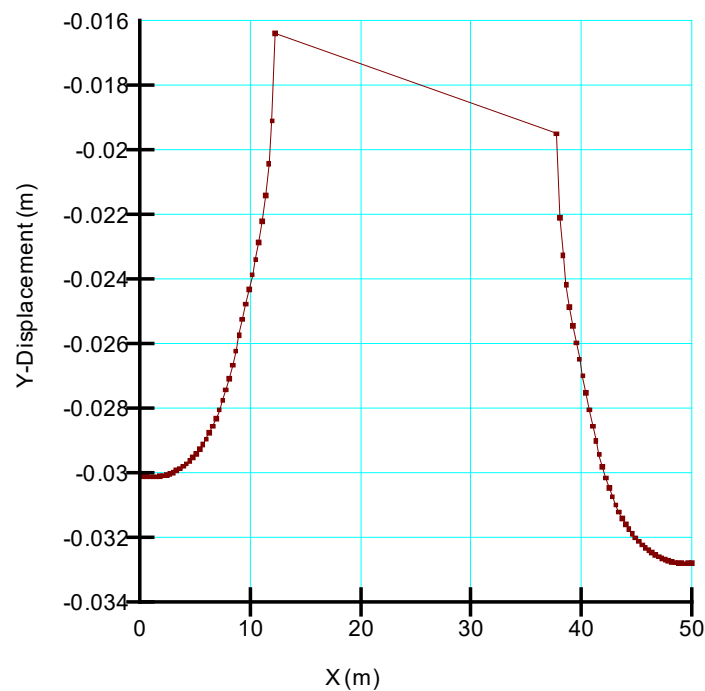


Figura 21. Perfil de desplazamientos de los apoyos del puente

De acuerdo con lo mencionado anteriormente los asentamientos totales se encuentran en el orden de los 4 cm y de acuerdo con la Figura 22 estos se producirán en los primeros 60 días después de la construcción de los estribos.

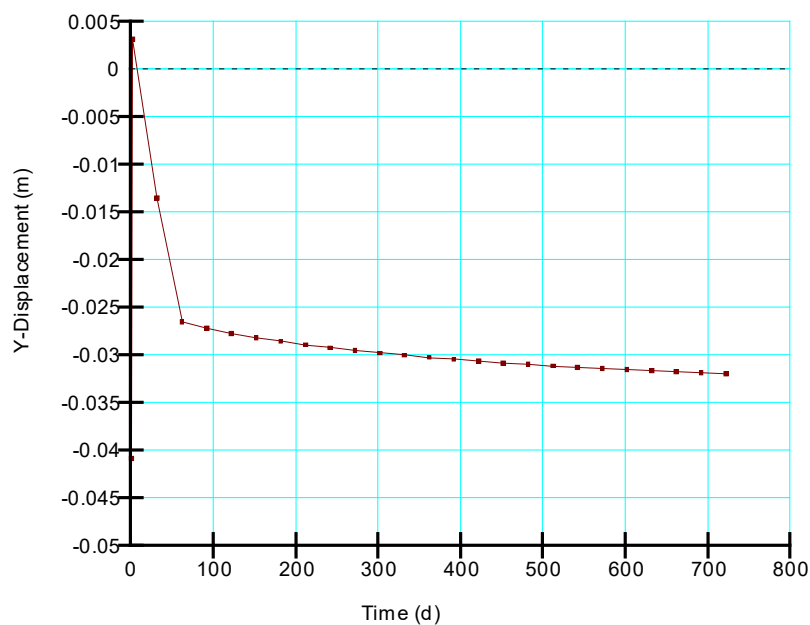


Figura 22. Desplazamientos vs tiempo

12 ESTABILIDAD DE ESTRIBOS

12.1 Estabilidad Estado Límite de Resistencia 1.

Para el estado Límite de Resistencia se evaluó la estabilidad aplicando los criterios de AASHTO sección 11.6.3.7, donde se evalúan las cargas mayoradas de acuerdo con la Tabla 4 y con los factores de reducción equivalente a un Factor de seguridad de 1.5. Los análisis muestran que para la condición del Estado Límite de Resistencia los factores de seguridad son superiores al permisible.

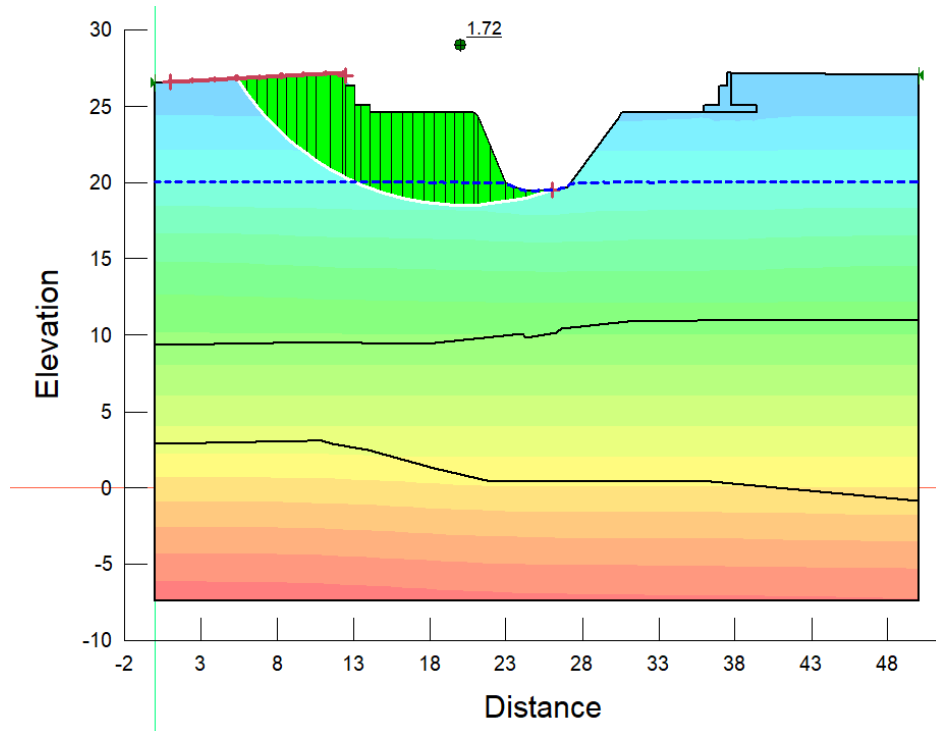


Figura 23. Resultados del factor de seguridad para el estado Límite de Resistencia 1

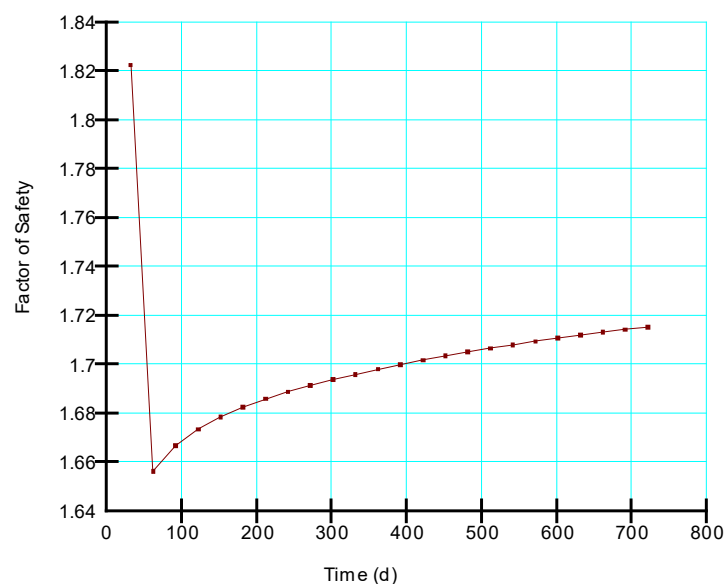


Figura 24. Variación del factor de seguridad para el estado Límite de Resistencia 1.

12.2 Estado límite de Evento Extremo 1

Para el escenario sísmico correspondiente a una aceleración del terreno correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años, el factor de seguridad calculado es de 1, el cual se muestra en la Figura 25. Este factor de seguridad cumple con los criterios establecidos en ASHTO para evento extremo de 1.

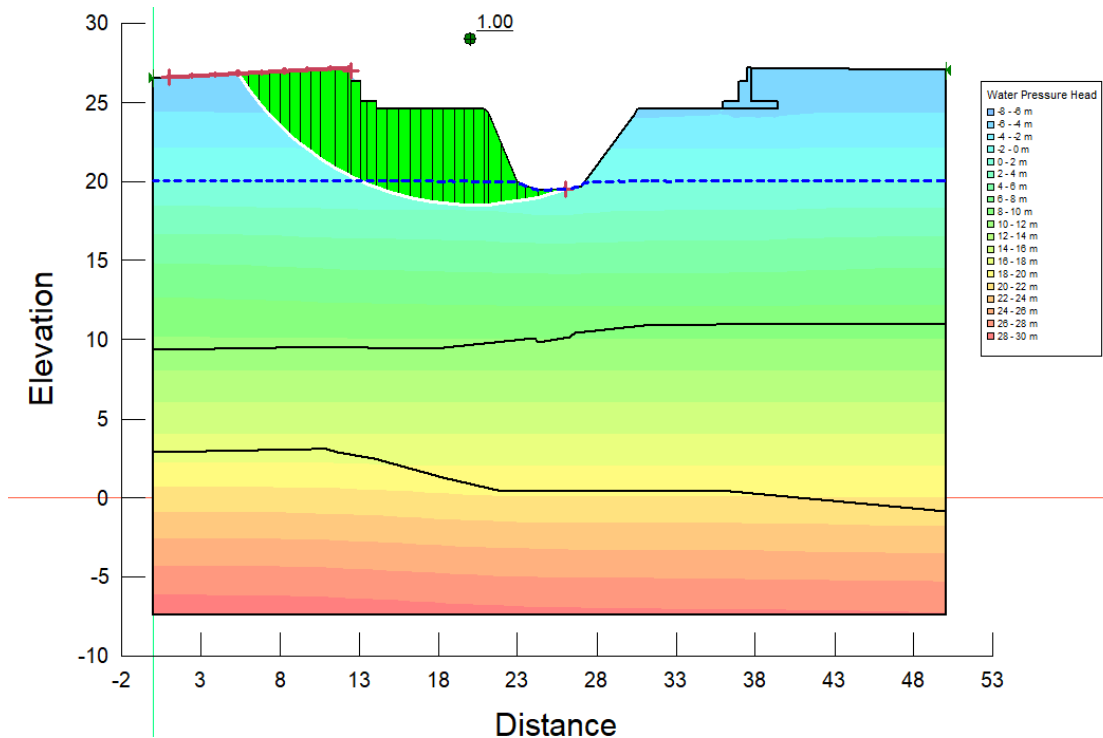


Figura 25. Resultados del factor de seguridad para Evento Extremo 1 considerando una aceleración correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años.

12.3 Estado límite de Evento Extremo 2

El evento Extremo 2 se produce cuando la crecida del río por una tormenta de periodo de retorno de 100 años genera socavación en el cauce. Para este caso la socavación calculada es de 10 m aproximadamente, esto produce un proceso de inestabilidad en el talud.

En la Figura 26 se muestra los resultados del factor de seguridad del talud sin considerar el aporte de la cimentación el cual es inferior a 1, es decir, el talud podría fallar súbitamente durante el proceso de socavación del río. En la Figura 27 se muestra el factor de seguridad tomando en cuenta el aporte de la resistencia de la cimentación, el cual se incrementa a 1.04, suficiente para satisfacer los requerimientos mínimos de la normativa.

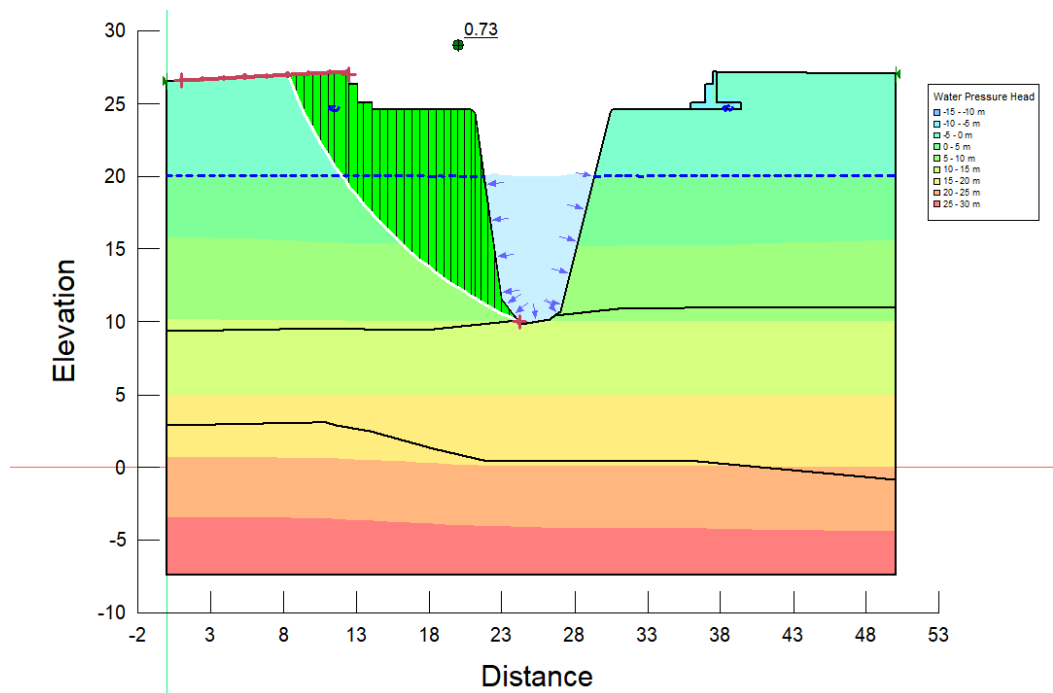


Figura 26. Resultados del factor de seguridad para Evento Extremo 2 considerando una tormenta de diseño de 100 años de periodo de retorno sin tomar en cuenta la resistencia de los pilotes de la cimentación

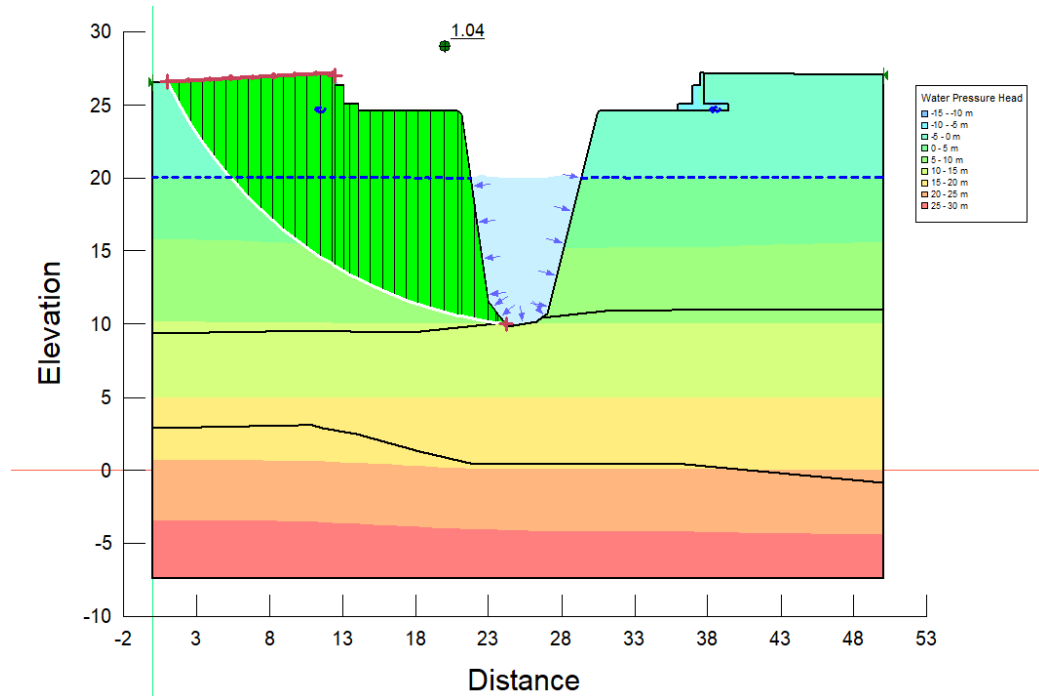


Figura 27. Resultados del factor de seguridad para Evento Extremo 2 considerando una tormenta de diseño de 100 años de periodo de retorno tomando en cuenta la resistencia de los pilotes de la cimentación



13 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La estratigrafía identificada en el puente corresponde casi en su totalidad a suelos cohesivos y un estrato de arena densa. En algunos casos se identificaron materiales granulares al inicio de las perforaciones los cuales corresponden a material de mejoramiento colocado para la conformación de la vía existente.
- A partir de los resultados de la campaña de exploración se determinó que el perfil de suelo en donde se ubicaran los estribos del puente corresponde a un perfil de suelo tipo D de acuerdo con la NEC-15.
- Se realizó el diseño de la cimentación considerando la metodología LRFD evaluando los estados límite de resistencia (Strength I) y Evento Extremo (Extreme Event I y 2).
- Se determinó que la capacidad factorada del suelo es insuficiente para una cimentación superficial. La demanda se encuentra en el orden de las 14 Ton/m² y la capacidad factorada en el orden de las 7 Ton/m². Por lo tanto, se requiere de cimentación profunda.
- Se seleccionó un pilote de tipo prebarrenado de 0.60 m de diámetro, cuantía de 2,5% y una longitud de 16 metros.
- Se determinó que el escenario que controla la cantidad y armado de los pilotes es el Evento Extremo 2; la tormenta de diseño que provoca la crecida del río y la socavación del cauce desencadena en un proceso de inestabilidad requiriendo que la estructura de cimentación aporte a su estabilidad.
- Se evaluó también la estabilidad general mediante el análisis de la estabilidad estática y pseudo estática del talud sometido a todas las cargas actuantes y considerando en la modelación la acción de los pilotes con su capacidad de carga lateral resistente. Se determinó que el factor de seguridad cumple con los criterios de la norma AASHTO LRFD
- Los asentamientos por consolidación del suelo están en el orden de los 4 cm y se producirán en aproximadamente 60 días. Por lo tanto, la cimentación propuesta cumple con los criterios de servicio.
- Dado que el escenario de Evento Extremo 2, se produzca la socavación podría generar daños estructurales y no estructurales produciendo desplazamiento y asentamientos del orden de los 60 cm. Sin embargo, a pesar que existan daños la se previene el colapso.
- Se adjuntan los modelos de capacidad de carga de SHAFT 2017, LPILE 2022 y GEOSLOPE 2018.

Elaborado:	Revisado:	Aprobado:
Ing. Fernando Cornejo Especialista en Geotecnia	Ing. Fernando Zanabria Director del Proyecto	Ing. Johan Sudario Administrador de Contrato