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 ESTABILIDAD DE TALUDES

Elaborado por:

Ing. Fernando Cornejo
Especialista Geotécnico

Marzo 2025

Contenido

1 INTRODUCCIÓN 5

2 ANTECEDENTES 5

3 UBICACIÓN 7

4 OBJETIVOS 8

5 PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA 8

6 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA 9

7 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TERRAPLÉN 14

7.1 Metodología de cálculo para la estabilidad del Terraplén 14

7.2 Cálculo del factor de seguridad del terraplén 15

8 ESTABILIDAD DE ESTRIBOS 19

8.1 Estabilidad Estado Límite de Resistencia 1. 19

8.2 Estado límite de Evento Extremo 1 20

8.3 Estado límite de Evento Extremo 2 20

9 CONCLUSIONES 22

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Sección Típica Tramo 1 6

Figura 2. Sección transversal típica del diseño vial – Tramo 2 6

Figura 3. Sección transversal típica del diseño vial Tramo 3. 7

Figura 4. Ubicación del proyecto. 8

Figura 5. Correlaciones existentes de ϕ de acuerdo al $N_{1,60}$. 11

Figura 6. Valores de Ángulo de fricción y Resistencia al corte no drenado de los materiales encontrados 12

Figura 7. Valores de índice de Plasticidad de los materiales encontrados 12

Figura 8. Ángulo de fricción para arcillas de alta plasticidad 13

Figura 9. Sección crítica de análisis para taludes de la vía 14

Figura 10. Discretización de dovelas en una masa deslizante 14

Figura 11. Modelo matemático del Terraplén en el programa SLOPE. 16

Figura 12. Factor de seguridad en condiciones estáticas 17

Figura 13. Factor de seguridad en condiciones sísmicas 17

Figura 14. Factor de seguridad en condiciones estáticas 18

Figura 15. Factor de seguridad en condiciones sísmicas 18

Figura 16. Resultados del factor de seguridad para el estado Límite de Resistencia 1 ... 19

Figura 17. Variación del factor de seguridad para el estado Límite de Resistencia 1. 19

Figura 18. Resultados del factor de seguridad para Evento Extremo 1 considerando una aceleración correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años. 20

Figura 19. 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 21

Figura 20. 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 21

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas del Proyecto..... 7

Tabla 2. Resultados de los promedios de los parámetros geotécnicos para el Tramo 1... 9

Tabla 3. Resultados de los promedios de los parámetros geotécnicos para el Tramo 2. 10

Tabla 4. Parámetros de resistencia utilizados en el modelamiento de estabilidad 16

Tabla 5. Resultados de factores de seguridad 16

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 informe tiene como finalidad evaluar la estabilidad de los taludes que se encuentran a lo largo de la vía.

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 7.40 m, de los cuales 6.00 m son de calzada para la circulación vehicular, y a los costados cuenta con 0.70 m de acera para la circulación de peatones.

Con la finalidad cumplir con lo establecido en los términos de referencia se diseñó la estructura de pavimento para un periodo de vida útil de 10 años (ver Figura 2 y Figura 3) además de acuerdo con el diseño geométrico a lo largo del trazado se requiere la colocación de material de relleno para alcanzar la cota del proyecto. En ciertas abscisas de la vía especialmente en la zona del puente se proyecta la construcción de taludes de hasta 2 m de altura, mismos que requieren ser analizados para garantizar su estabilidad a lo largo de su vida útil. Sin embargo, de forma general se ha considerado elevar la rasante únicamente lo correspondiente a la estructura del pavimento.

De acuerdo al diseño vial el proyecto se ha dividido en 3 tramos de acuerdo a lo siguiente:

Sección Típica Tramo 1: desde 0+000 hasta 1+940 la misma que se detalla a continuación:

- Un carril de circulación por sentido de 3.50 metros, con capa de rodadura de asfalto reciclado.
- Espaldones laterales de 0.50 metros con Carpeta Asfáltica de 0.05cm.
- La pendiente transversal de la calzada (bombeo) es del 2%.
- La pendiente transversal del espaldón es del 4%.
- Talud de relleno 1.5H:1V.

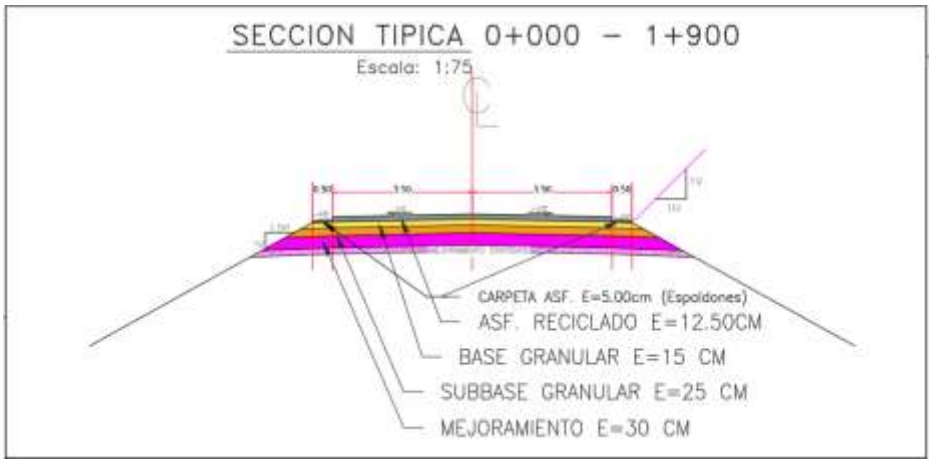


Figura 1. Sección Típica Tramo 1

Sección Típica Tramo 2: desde 1+900 hasta 2+940 la misma que se detalla a continuación:

- Un carril de circulación por sentido de 3.50 metros, con una capa de rodadura de hormigón asfáltico.
- Espaldones laterales de 1.50 metros con Carpeta Asfáltica de 0.05m.
- En los tramos en curva, el giro de la sección, hasta alcanzar el peralte exigido por el diseño, se efectuará de acuerdo con el ancho de las calzadas y de los espaldones; el punto de giro para el peralte será el eje de la calzada.
- La pendiente transversal de la calzada (bombeo) es del 2%.
- La pendiente transversal del espaldón es del 4%.
- Talud de relleno 1.5H:1V.

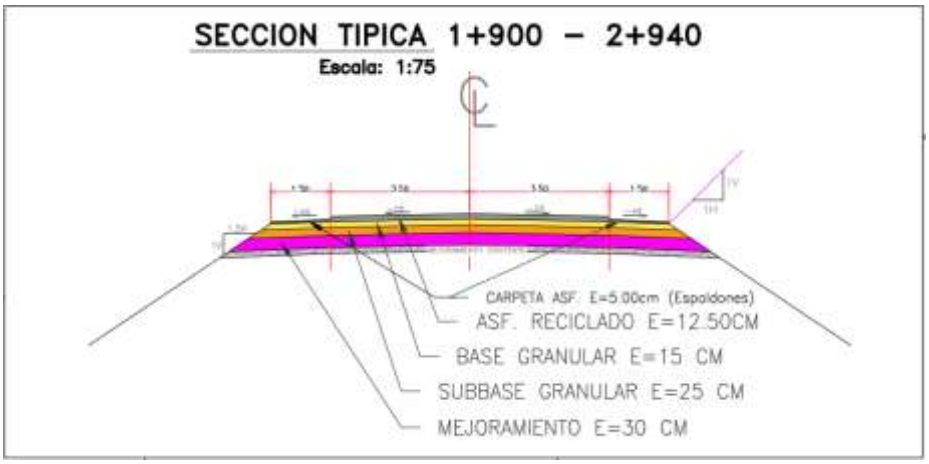


Figura 2. Sección transversal típica del diseño vial – Tramo 2

Sección Típica Tramo 3: desde 2+940 hasta 9+172 la misma que se detalla a continuación:

- Un carril de circulación por sentido de 3.50 metros, con una capa de rodadura de hormigón asfáltico.
- Espaldones laterales de 1.50 metros con Carpeta Asfáltica de 0.05cm.
- En los tramos en curva, el giro de la sección, hasta alcanzar el peralte exigido por el diseño, se efectuará de acuerdo con el ancho de las calzadas y de los espaldones; el punto de giro para el peralte será el eje de la calzada.
- La pendiente transversal de la calzada (bombeo) es del 2%.
- La pendiente transversal del espaldón es del 4%.
- Talud de relleno 1.5H:1V.

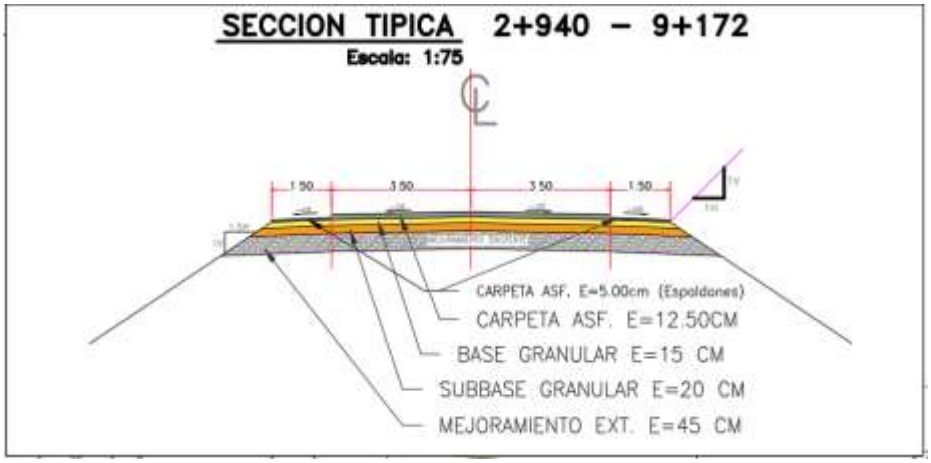


Figura 3. Sección transversal típica del diseño vial Tramo 3.

3 UBICACIÓN

El proyecto se ubica en la provincia del Guayas, cantón Simón Bolívar, tal como se puede apreciar en la Figura 4. En la Tabla 1, las coordenadas U.T.M., corresponde a la zona 17, DATUM WGS 84. En la Tabla 1 se muestran las coordenadas de los puntos de inicio y fin del trazado y en la Figura 4 el trazado del proyecto.

Tabla 1. Coordenadas del Proyecto

PUNTO	ABSCISA	ESTE	NORTE
INICIO	0+000.00	669145.499	9778524.009
FIN	9+172.17	674470.468	9772140.571

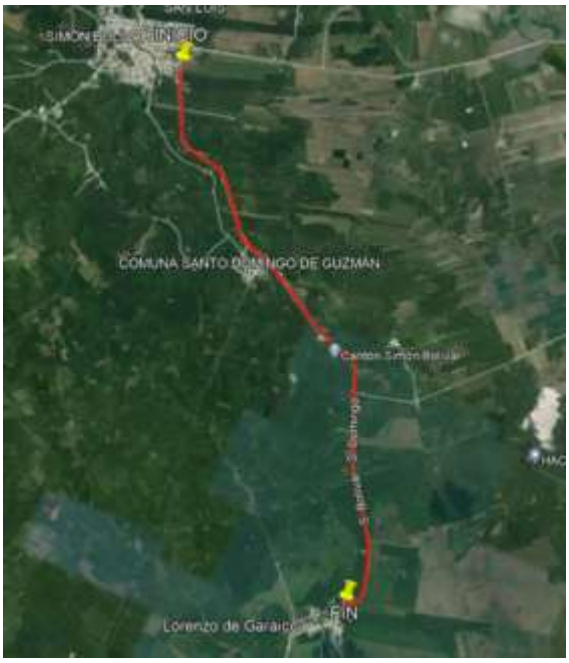


Figura 4. Ubicación del proyecto.

4 OBJETIVOS

Objetivo general

- El objetivo general es realizar los estudios que permitan la construcción de los taludes del puente y de los taludes a lo largo del proyecto vial que cumplan con el nivel de servicio garantizando la estabilidad de los mismos.

Objetivos específicos

- Proponer el diseño del terraplén para que los taludes sean estables

5 PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA

Se requiere realizar un proyecto de una carretera, como se indicó anteriormente de forma general se procuró elevar el proyecto únicamente el espesor de la estructura del pavimento y en la zona del puente en ciertas secciones se recomienda realizar un relleno de aproximadamente 2 m de altura para alcanzar la cota del proyecto.

Los terraplenes requeridos para alcanzar la cota del proyecto se muestran en la Figura 2, donde la parte superior tiene un ancho aproximado de 10 m y la base del terraplén varía de acuerdo con las condiciones del trazado vial. Esta estructura se asienta sobre un estrato de arcilla de alta plasticidad (CH), con un contenido de finos superior al 90%, límite líquido aproximado del 70% y un índice plástico promedio del 40%.

6 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

De acuerdo con la información obtenida en la campaña de exploración de campo de las calicatas se obtuvo la siguiente información:

Para el estrato 1 o estrato superficial el cual se encuentra bajo la capa de rodadura, de acuerdo con los resultados de laboratorio se encontró que es un material gravoso mal graduado con finos (GP-GM) no plástico con un contenido de finos inferior al 10% a excepción de la calicata 11 y calicata 14 en las cuales presentan un porcentaje de 16.5% y 22.2% respectivamente, este estrato tiene un espesor promedio de 0.45 m. En la tabla de parámetros mínimos se puede observar que en la calicata 14 se está excediendo solo un 2.2% del límite de porcentaje de fino. El Módulo de Young (Y) oscilan entre valores de 75 MPa a 110 MPa teniendo de promedio un valor de 94.3 MPa (13.674 psi), el cual es superior al requerido para un material de mejoramiento, por lo que este material se considera que cumple con los criterios mínimos para ser considerado como material de préstamo importado.

El material de la subrasante (estrato 2) de acuerdo con los resultados de las calicatas que se muestran en la Tabla 2 y Tabla 3 está conformada en su mayoría por una arcilla de alta plasticidad (CH), con un contenido de finos superior al 90%, límite líquido que oscila entre valores de 59% y 88% y un índice plástico entre valores de 35% y 56%. El módulo de Young (Y) se encuentra en el orden de 31 MPa a 60 MPa con un valor promedio de 44.1MPa.

Tabla 2. Resultados de los promedios de los parámetros geotécnicos para el Tramo 1

Calicata	SUCS	Estrato	Espesor [m]	Contenido de finos	Límite Líquido	Índice Plástico	E [MPa]
C-01	GP-GM	Estrato 1	0.14	8.1	N.P.	N.P.	53
	CH	Estrato 2	1.61	98.9	64	40	36
C-02	GW-GM	Estrato 1	0.15	7.5	N.P.	N.P.	45
	CH	Estrato 2	1.60	98.8	65	42	33
C-03	CH	Estrato 1	0.30	97.6	75	47	25
	SC	Estrato 2	1.00	42.4	38	18	33
	CH	Estrato 3	0.40	85.4	65	42	50
C-04	SP-SM	Estrato 1	0.16	9.0	N.P.	N.P.	36
	CH	Estrato 2	1.40	98.8	70	37	31
C-05	GP	Estrato 1	0.21	3.9	N.P.	N.P.	50
	CH	Estrato 2	1.35	98.5	73	43	20
C-06	SM	Estrato 1	0.25	40.7	38	10	27
	SP	Estrato 2	1.45	3.8	N.P.	N.P.	40

Tabla 3. Resultados de los promedios de los parámetros geotécnicos para el Tramo 2

Calicata	SUCS	Estrato	Espesor [m]	Contenido de finos	Límite Líquido	Índice Plástico	E [MPa]
C-07	GW-GM	Estrato 1	0.37	5.3	N.P.	N.P.	98
	CH	Estrato 2	0.60	95.4	71	33	52
	SM	Estrato 3	0.60	14.5	N.P.	N.P.	51
C-08	GP-GM	Estrato 1	0.32	5.8	N.P.	N.P.	104
	CH	Estrato 2	0.47	93.5	68	38	68
	MH	Estrato 3	0.81	80.4	60	29	41
C-09	GW-GM	Estrato 1	0.50	6.5	N.P.	N.P.	46
	MH	Estrato 2	0.97	87.8	59	29	39
C-10	GP-GM	Estrato 1	0.66	5.8	N.P.	N.P.	99
	CH	Estrato 2	0.58	96.1	70	41	46
C-11	GP-GM	Estrato 1	0.44	16.5	N.P.	N.P.	94
	CH	Estrato 2	1.13	92.6	67	40	42
C-12	GP-GM	Estrato 1	0.65	4.8	N.P.	N.P.	95
	CH	Estrato 2	1.05	96.7	88	56	32
C-13	GP	Estrato 1	0.39	3.5	N.P.	N.P.	88
	CH	Estrato 2	1.17	99.2	76	48	47
C-14	GM	Estrato 1	0.50	22.2	N.P.	N.P.	98
	CH	Estrato 2	1.02	95.6	61	35	44
C-15	CH	Estrato 1	1.60	93.6	68	41	31
C-16	GM-GP	Estrato 1	0.36	6.3	N.P.	N.P.	92
	SM	Estrato 2	1.23	21.1	N.P.	N.P.	60
C-17	GM-GW	Estrato 1	0.37	8.7	N.P.	N.P.	113
	CH	Estrato 2	1.25	97.8	72	44	44
C-18	GM	Estrato 1	0.57	12.3	N.P.	N.P.	32
	CH	Estrato 2	1.06	97.5	73	45	43
C-19	GP	Estrato 1	0.39	2.7	N.P.	N.P.	78
	CH	Estrato 2	1.23	98.8	75	43	45

Según el módulo de Young obtenido, el material se clasifica como una subrasante compuesta por un suelo blando, específicamente arcillas de alta plasticidad. Esto sugiere que el valor del CBR (California Bearing Ratio) sería relativamente bajo, oscilando aproximadamente entre el 3% y el 6%. Las propiedades resistentes de los materiales cohesivos que se encuentran bajo la profundidad explorada en las calicatas fueron obtenidas del sondeo P-01 realizado para uno de los estribos del puente.

Para realizar la evaluación de estabilidad de taludes se consideraron dos escenarios, uno en términos de esfuerzos totales y otro en esfuerzos efectivos, para cada uno de estos análisis se consideraron propiedades resistentes de los materiales. Para los análisis en esfuerzos totales se utilizan la resistencia al corte no drenado (Su) en materiales cohesivos y el ángulo de fricción para materiales granulares.

Los valores de resistencia al corte no drenado fueron obtenidos a partir de correlaciones que utilizan el número de golpes corregido por energía N_{60}, según Burt Look (2007) la correlación varía entre 2 N_{60} a 8 N_{60}, en el caso del presente proyecto se consideraron valores de 4 N_{60}.

El ángulo de fricción de los materiales granulares fue obtenido a partir de la relación entre el número de golpes corregido por energía y confinamiento ($N_{1,60}$), para obtener estos valores se utilizaron las gráficas de correlaciones existentes de ϕ de acuerdo al $N_{1,60}$ propuesto por varios autores y preparado por Vera Grunauer (2009).

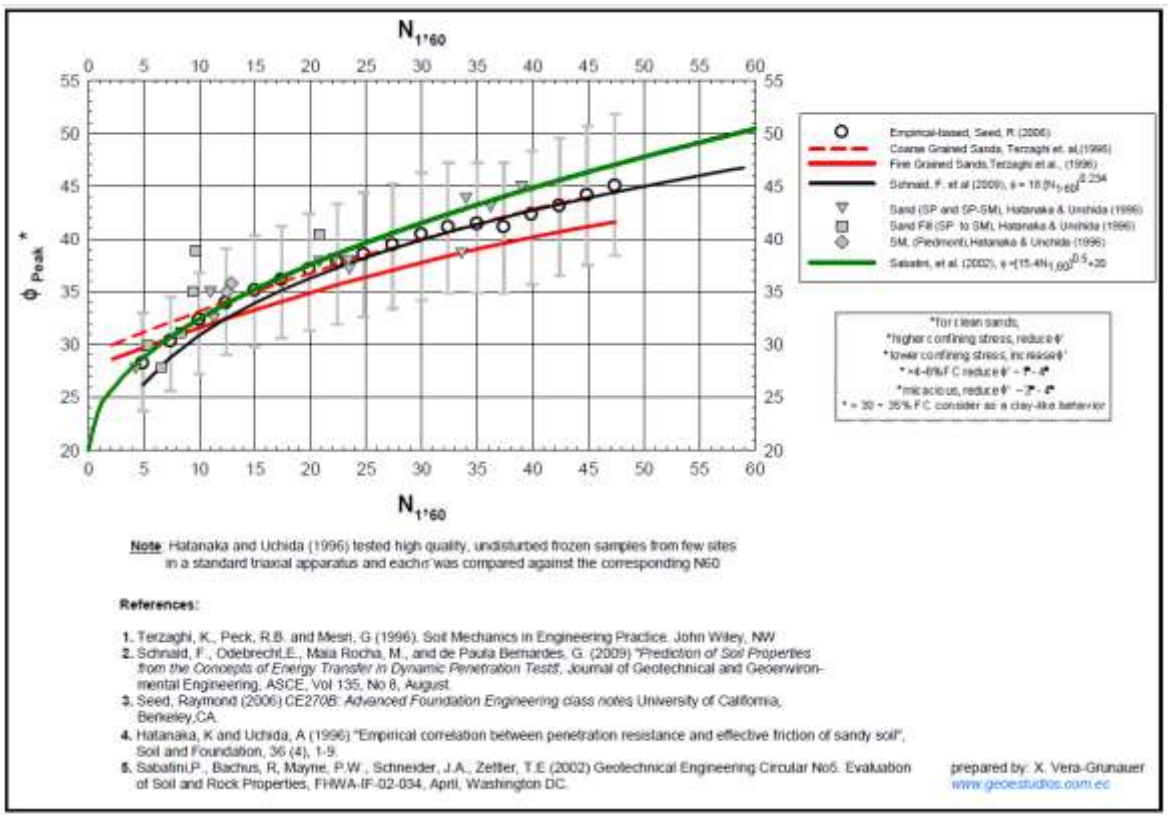


Figura 5. Correlaciones existentes de ϕ de acuerdo al $N_{1,60}$.

En la siguiente figura se observan los valores de Su (kPa) para los materiales cohesivos y ϕ (°) para los granulares.

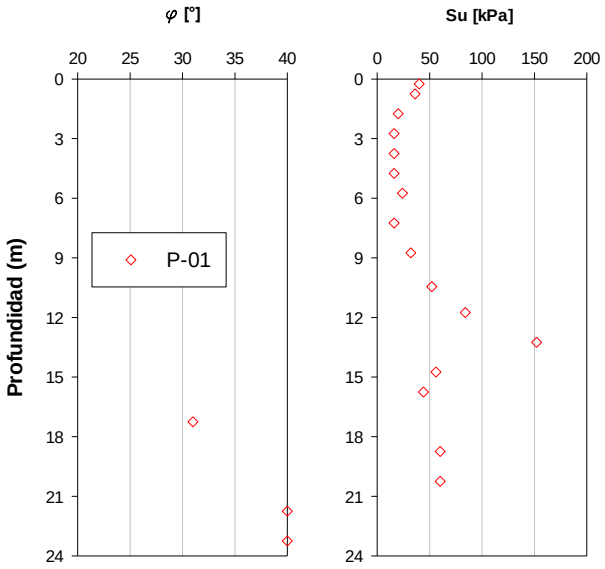


Figura 6. Valores de Ángulo de fricción y Resistencia al corte no drenado de los materiales encontrados

Para el caso de esfuerzos efectivos, la investigación de Bjerrum y Simons (1960), representada en la Figura 8, establece una correlación entre el índice plástico y el ángulo de fricción para materiales que contengan plasticidad. En este caso específico, se han considerado 3 estratos de arcilla, el primero correspondiente a la subrasante encontrada de las calicatas y los otros 2 corresponden a los materiales encontrados a una mayor profundidad en el sondeo ejecutado en el estribo del puente, en la Figura 7 se aprecian los valores de IP obtenidos del sondeo.

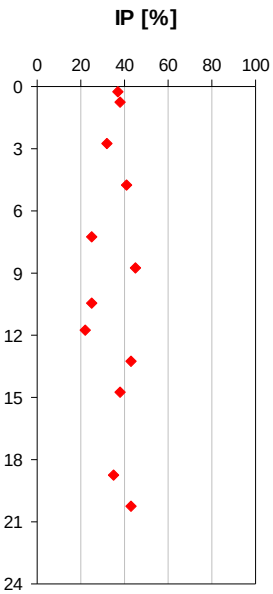


Figura 7. Valores de índice de Plasticidad de los materiales encontrados

Los ensayos de laboratorio indican un índice plástico medio de 37% en la subrasante a lo largo de la vía. Según la investigación, este índice plástico corresponde a un ángulo de fricción medio de 27°, para los demás materiales se obtuvieron valores de ángulo de fricción promedio igual a 28° (IP promedio de 35%) y 29° (IP promedio de 32%).

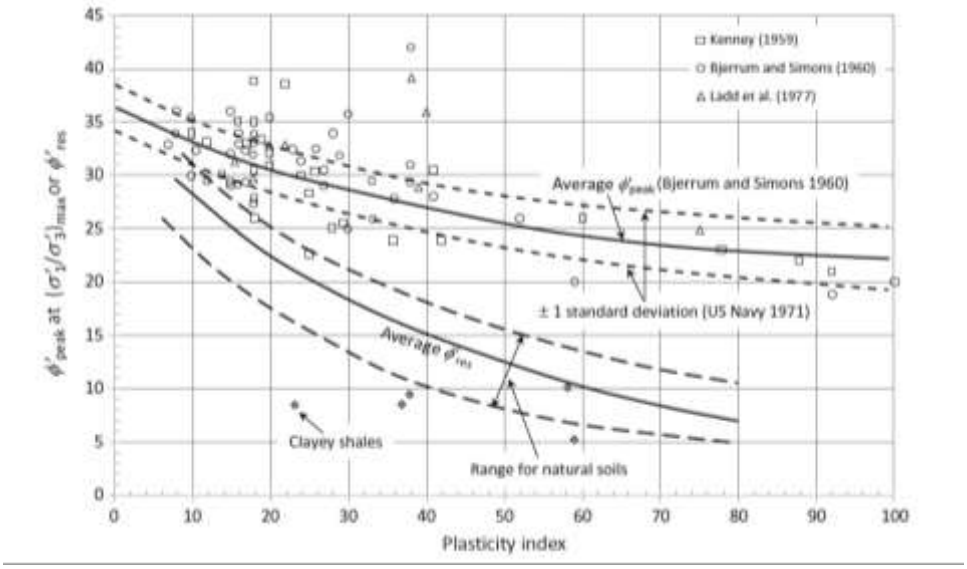


Figura 8. Ángulo de fricción para arcillas de alta plasticidad

Para los materiales cohesivos se presentan valores de cohesión iguales a 0. Andrew Schofield de la Universidad de Cambridge, señaló que no existe una cohesión verdadera en el estado crítico en suelos secos, la resistencia pico de estos se debe a la fricción y trabazón entre partículas.

En la Figura 9 se muestra el esquema del terraplén que representa la condición más crítica de los taludes a lo largo de la vía. El terraplén está conformado por un material tipo mejoramiento más la estructura del pavimento, el cual está asentado sobre los estratos arcillosos descritos con antelación.

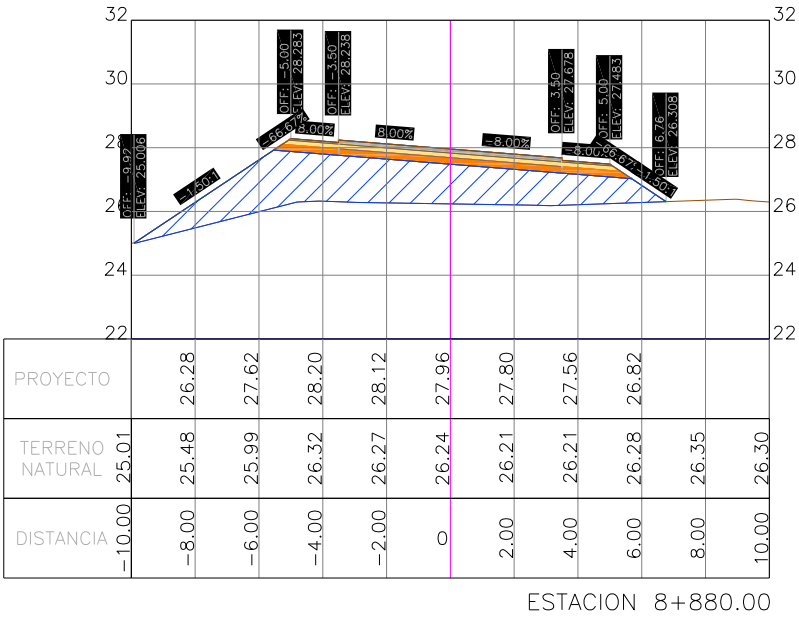


Figura 9. Sección crítica de análisis para taludes de la vía

7 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TERRAPLÉN

7.1 Metodología de cálculo para la estabilidad del Terraplén

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 10. 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.

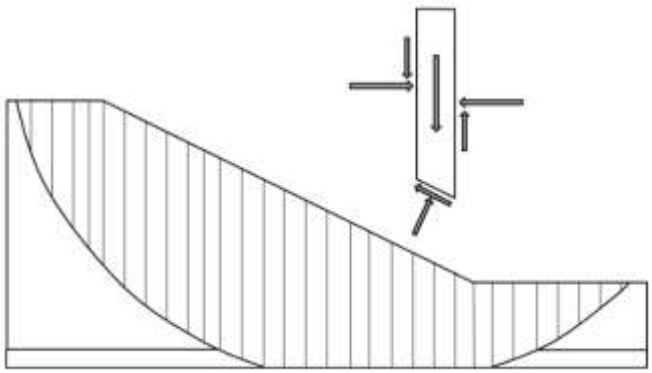


Figura 10. Discretización de dovelas en una masa deslizante

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 tomó en cuenta los efectos a corto y largo plazo, es decir, realizando un análisis en términos de esfuerzos efectivo y totales. Para el caso del análisis en términos efectivos se utilizará el modelo de Mohr Coulomb el cual se muestra a continuación:

Modelo de Mohr Coulomb

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

Donde,

τ: $Esfuerzo\ Cortante$
C: $cohesión$
σ'_v: $Esfuerzo\ efectivo$
φ: $ángulo\ de\ fricción$

7.2 Cálculo del factor de seguridad del terraplén

Para realizar el cálculo del factor de seguridad del Terraplén se utilizó el Software Geostudios-SLOPE utilizando el método de Morgenstern-Price. Los análisis se realizaron en términos de esfuerzos totales y efectivos. El modelo matemático con sus parámetros se muestra en la Figura 11 y Tabla 4, respectivamente.

Los taludes estudiados tienen una pendiente correspondiente a 1 V 1.5 H.

Tabla 4. Parámetros de resistencia utilizados en el modelamiento de estabilidad

Estrato	Parámetros Esfuerzos Efectivos			Parámetros Esfuerzos Totales		
	C (Kpa)	Φ	γ (kN/m³)	Su	Φ	γ (kN/m³)
Estructura de Pavimento	5	40	19	-	40	19
Relleno	12	38	18	-	38	18
Arcilla 1	0	27	15	30	-	15
Arcilla 2	0	28	15	20	-	15
Arcilla 3	0	29	15	68	-	15

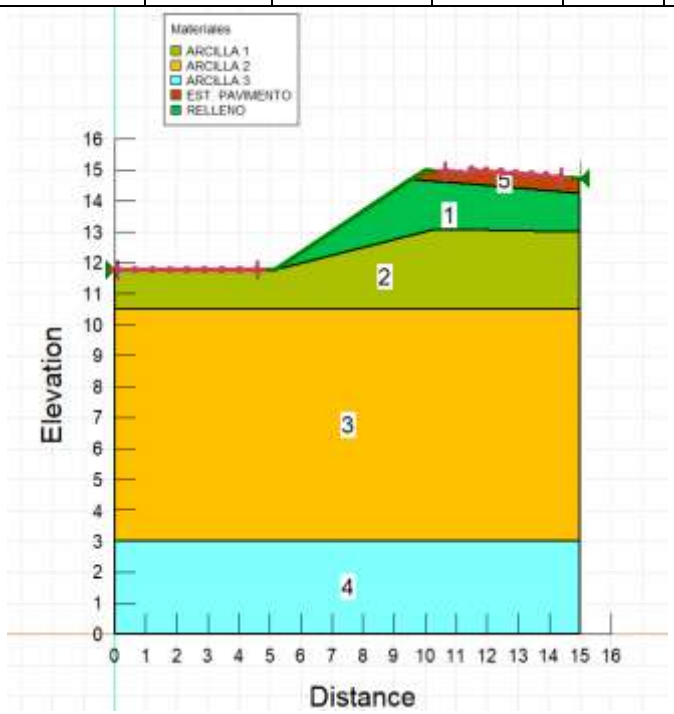


Figura 11. Modelo matemático del Terraplén en el programa SLOPE.

ANÁLISIS EN ESFUERZOS TOTALES

En la Tabla 5 se muestran los resultados de factores de seguridad, los resultados muestran que el factor de seguridad a largo plazo se encuentra en el orden de 2.36 mientras que para el corto plazo (sismo) es de aproximadamente 1.46.

Tabla 5. Resultados de factores de seguridad

Condición	Factor de Seguridad	Factor de seguridad Mínimo	Observación
Estático	2.36	1.50	Cumple
Pseudoestático	1.46	1.05	Cumple

Para los terraplenes de la vía se recomienda utilizar taludes con pendiente 1V:1.5H para optimizar recursos en el suministró y acarreo del material, así como reducir el ancho total necesario y evitar realizar expropiaciones en el caso que el proyecto lo requiera. De acuerdo con estos resultados los terraplenes del proyecto satisfacen los requisitos de la NEC-15.

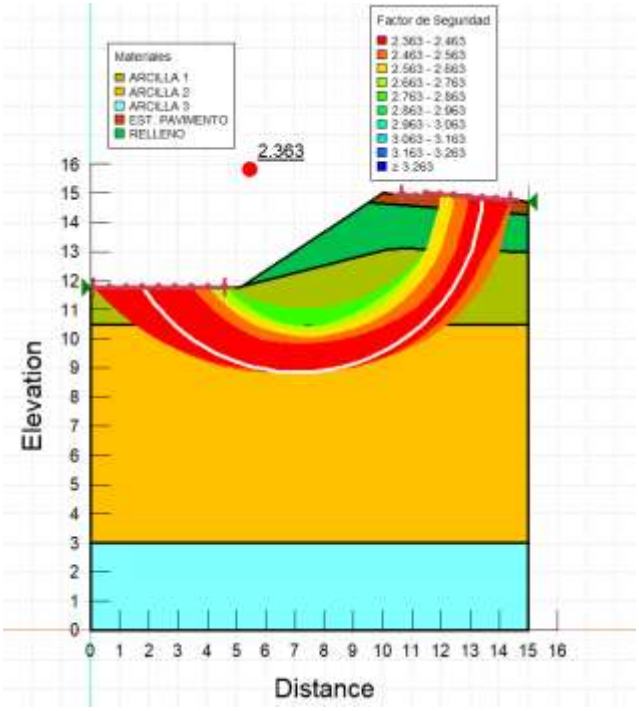


Figura 12. Factor de seguridad en condiciones estáticas

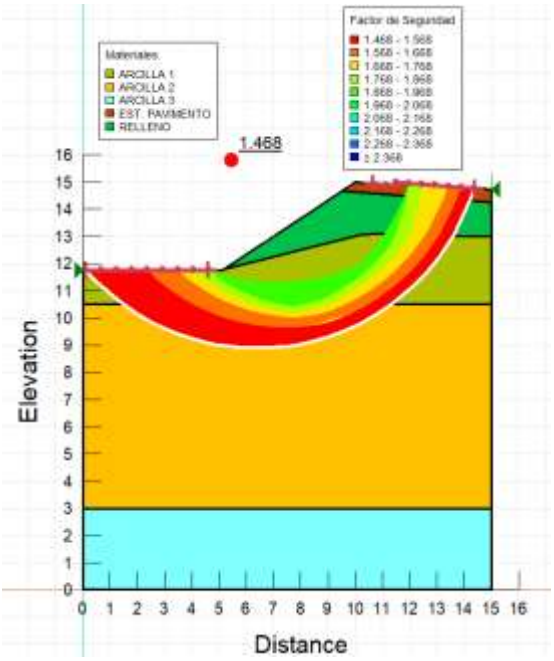


Figura 13. Factor de seguridad en condiciones sísmicas

ANÁLISIS EN ESFUERZOS EFECTIVOS

Los resultados muestran que el factor de seguridad a largo plazo es de 1.63 mientras que para el corto plazo (sismo) es de aproximadamente 1.14.

Condición	Factor de Seguridad	Factor de seguridad Mínimo	Observación
Estático	1.63	1.50	Cumple
Pseudoestático	1.14	1.05	Cumple

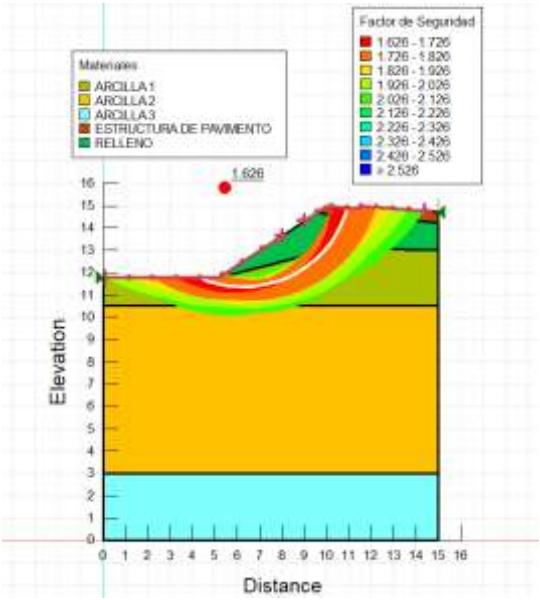


Figura 14. Factor de seguridad en condiciones estáticas

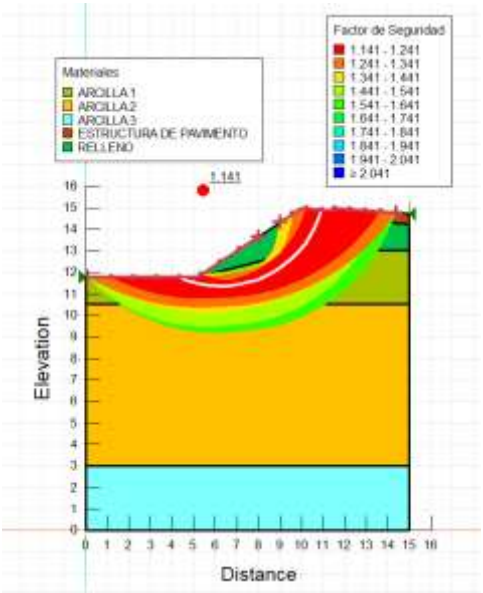


Figura 15. Factor de seguridad en condiciones sísmicas

En el caso de los estribos se realizaron los siguientes análisis:

8 ESTABILIDAD DE ESTRIBOS

8.1 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 Figura 16 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.

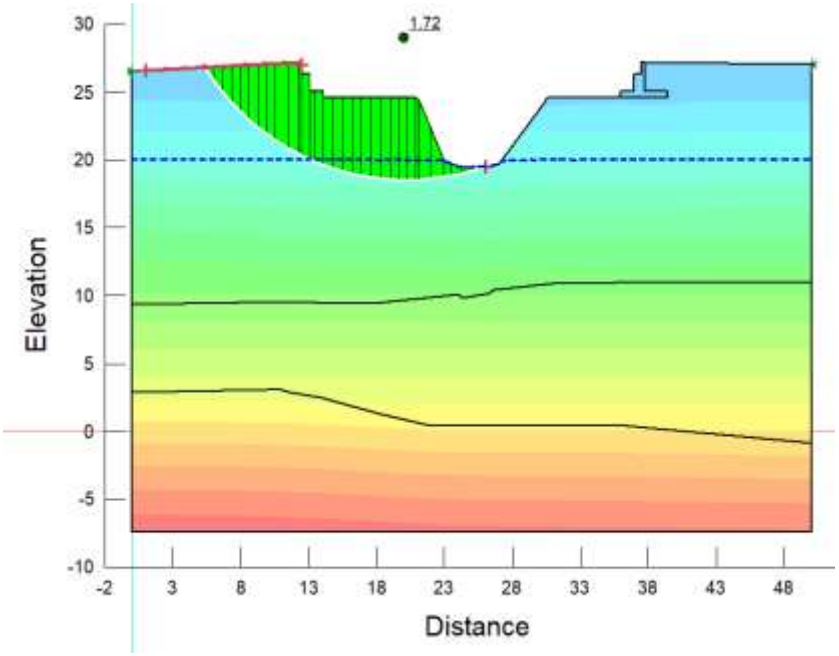


Figura 16. Resultados del factor de seguridad para el estado Límite de Resistencia 1

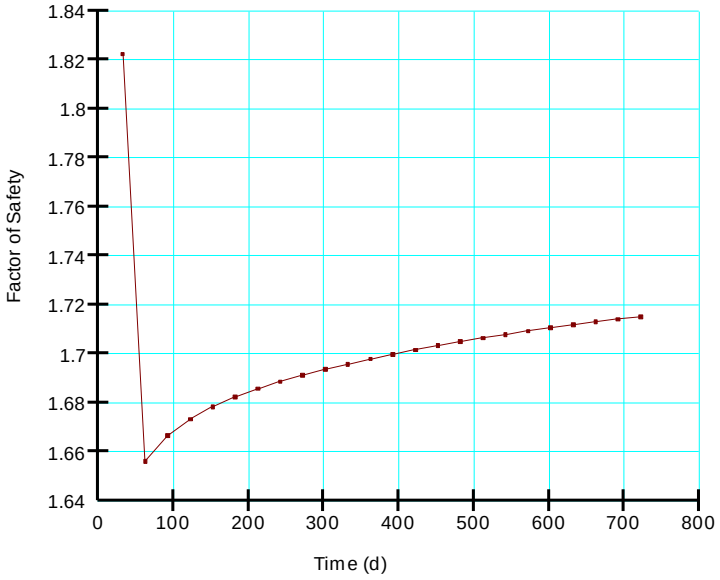


Figura 17. Variación del factor de seguridad para el estado Límite de Resistencia 1**.**

8.2 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 18. Este factor de seguridad cumple con los criterios establecidas en ASHTHO para evento extremo de 1.

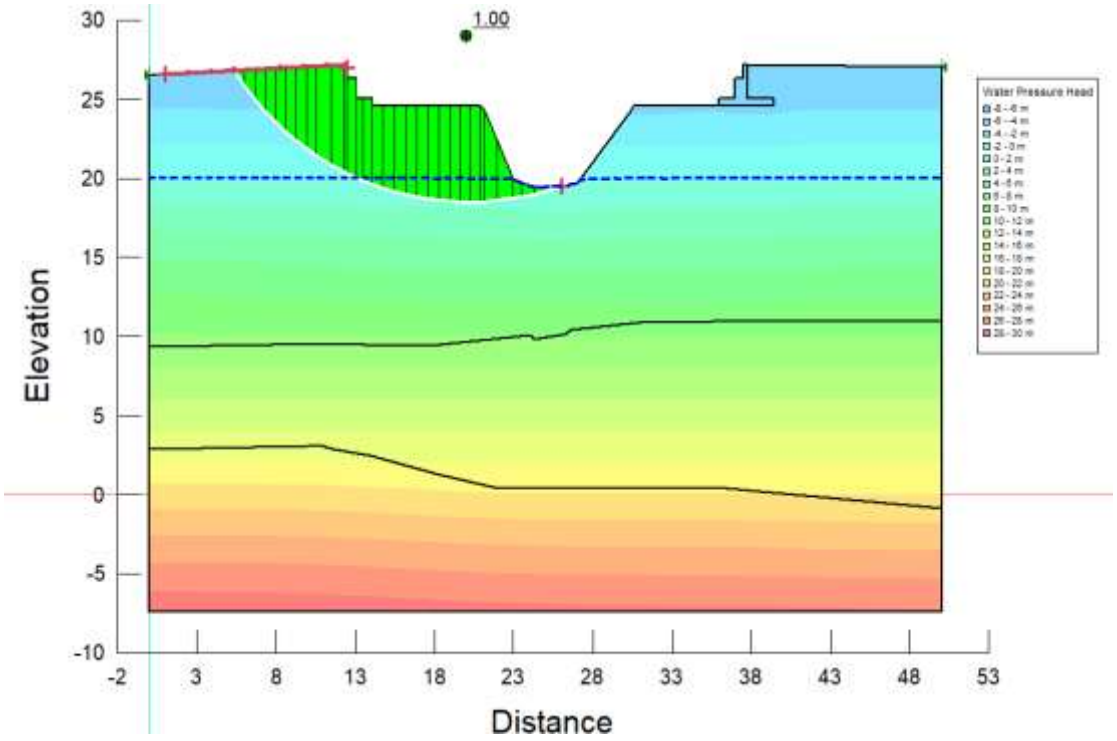


Figura 18. Resultados del factor de seguridad para Evento Extremo 1 considerando una aceleración correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años.

8.3 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 19 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 20 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.

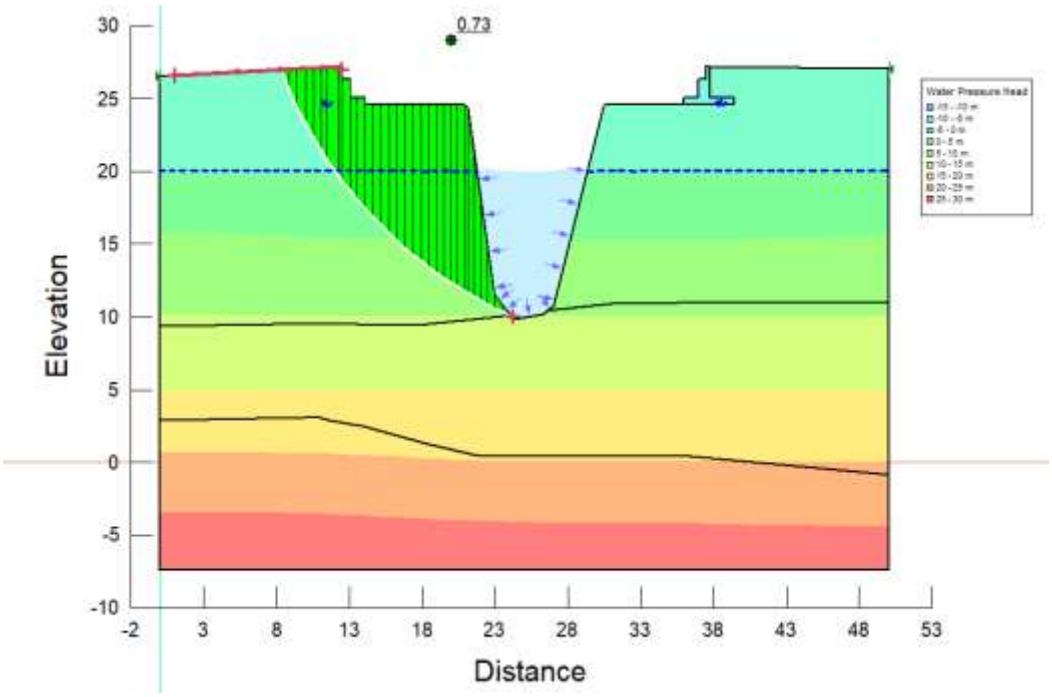


Figura 19. Resultados del factor de seguridad para Evento Extremo 2 considerando una tormenta de diseño de 100 años de periodo de retorno sin tomar en cuenta la resistencia de los pilotes de la cimentación

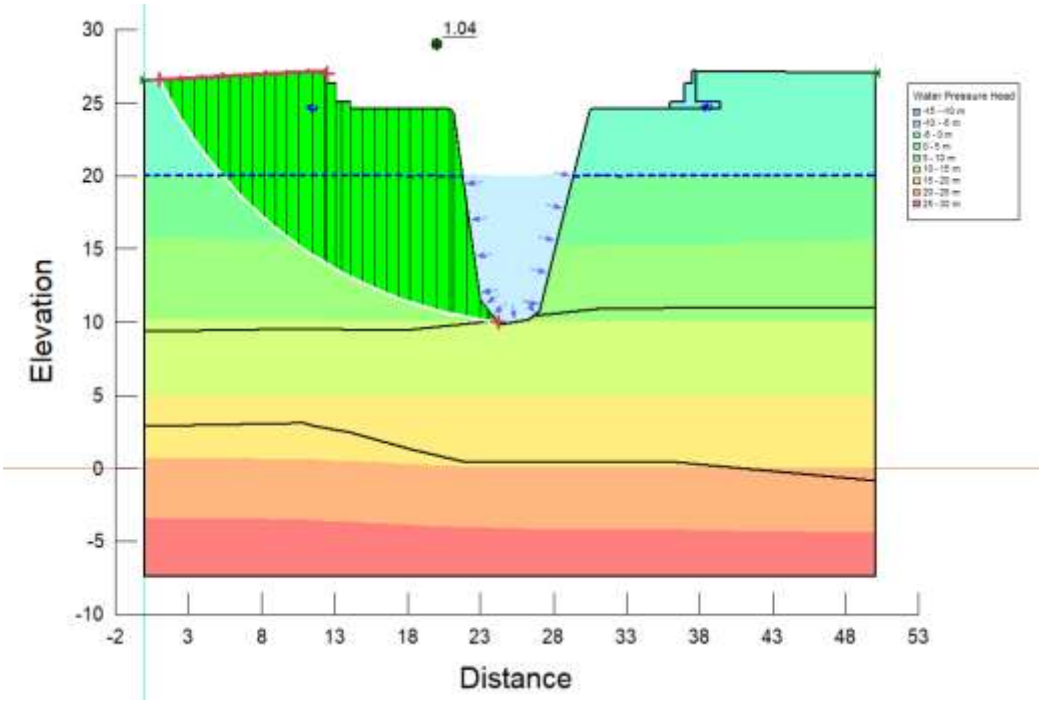


Figura 20. Resultados del factor de seguridad para Evento Extremo 2 considerando una tormenta de diseño de 100 años de periodo de retorno tomando en cuenta la resistencia de los pilotes de la cimentación

9 CONCLUSIONES

Para el terraplén tanto en condición drenada como no drenada, se concluye que el factor de seguridad satisface lo recomendado en la normativa NEC-15. Por lo tanto, se sugiere utilizar una pendiente 1V:1.5H para optimizar recursos en el suministró y acarreo del material, así como reducir el ancho total necesario y evitar realizar expropiaciones en el caso que el proyecto lo requiera.

Los taludes en los estribos del puente cumplen con los factores de seguridad que se solicitan en la norma.

Elaborado:	**Revisado:**	**Aprobado:**
Firmado electrónicamente por: FERNANDO GUILLERMO CORNEJO AYON Ing. Fernando Cornejo Especialista en Geotecnia	Firmado electrónicamente por: FERNANDO ENRIQUE ZANABRIA VILLAMAR Ing. Fernando Zanabria Director del Proyecto	Firmado electrónicamente por: JOHAN ALBERTO SUDARIO SUAREZ Ing. Johan Sudario Administrador de Contrato