

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADO

DISEÑO DE CUATRO OBRAS GEOTÉCNICAS: CIMENTACIÓN CON PILOTES HINCADOS SOBRE UN ESTRATO BLANDO DE GRANO FINO, ESTRUCTURA DE SUELO REFORZADO CON ELEMENTOS METÁLICOS, SOPORTE DE UNA CAVERNA DE UN MACIZO ROCOSO FRACTURADO Y PANTALLA ANCLADA PARA LA EXCAVACIÓN DE UN SÓTANO DE UNA EDIFICACIÓN

Trabajo final de investigación aplicada sometido a la consideración de la Comisión del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil para optar al grado y título de Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica

FABRICIO CHAVARRÍA SALAS

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica

2020

## Dedicatoria y Agradecimientos

Agradezco a Dios Todopoderoso por su infinita misericordia, la oportunidad de esta vida y las innumerables bendiciones. Doy gracias a mis padres, abuelos y antepasados por su amor, ejemplo, esfuerzo, crianza y este cuerpo. También agradezco mis hermanos y a mi prometida por su comprensión, apoyo y cariño. Además, quiero reconocer a la Universidad de Costa Rica, específicamente al Programa de Ingeniería Geotécnica, por el espacio y oportunidad para continuar con mis estudios superiores y a los profesores por sus enseñanzas académicas y humanísticas. Finalmente agradezco a mis maestros por su guía y misericordia.

Dedico este trabajo especialmente a mi abuelita, mi madre y a mi prometida por el impulso por concluir mis estudios y por el tiempo que he sacrificado con ellas para atender mis obligaciones académicas.

“Este trabajo final de investigación aplicada fue aceptado por la Comisión del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, como requisito parcial para optar al grado y título de Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica”

---

Ph. D. Alberto Serrano Pacheco

**Representante del Decano**  
**Sistema de Estudios de Posgrado**

---

M. Sc. Ana Lorena Monge Sandí

**Profesora Guía**

---

M. Sc. Danilo Andrés Jiménez Ugalde

**Lector**

---

M. Sc. Marcia Cordero Sandí

**Lectora**

---

M. Sc. Marco Antonio Tapia Balladares

**Representante del Director**  
**Programa de Posgrado en Ingeniería Civil**

---

Fabricio Chavarría Salas

**Sustentante**

# Tabla de contenidos

<b>DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS.....</b>	<b>II</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>IX</b>
<b>LISTA DE CUADROS.....</b>	<b>X</b>
<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>XVIII</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS.....</b>	<b>XXXV</b>
<b>I. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
I.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	1
I.1.1 Planteamiento del problema de cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino .....	1
I.1.2 Planteamiento del problema de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos.....	1
I.1.3 Planteamiento del problema de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado .....	2
I.1.4 Planteamiento del problema de pantalla anclada para la excavación de un sótano de una edificación.....	3
I.2 OBJETIVO GENERAL .....	4
I.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	4
I.3.1 Objetivos específicos del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino .....	4
I.3.2 Objetivos específicos del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos .....	5
I.3.3 Objetivos específicos del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado .....	6
I.3.4 Objetivos específicos del caso de la pantalla anclada .....	7
I.4 IMPORTANCIA .....	7
I.4.1 Importancia del caso de cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino ...	7
I.4.2 Importancia del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos .....	9
I.4.3 Importancia del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado.....	10
I.4.4 Importancia del caso de pantalla anclada para la excavación de un sótano de una edificación ...	11
I.5 ALCANCES .....	13
I.5.1 Alcances del caso de cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino .....	13
I.5.2 Alcances del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos .....	13
I.5.3 Alcances del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado.....	14
I.5.4 Alcances del caso de pantalla anclada para la excavación de un sótano de una edificación .....	15
I.6 LIMITACIONES .....	16

1.6.1 Limitaciones del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino .....	16
1.6.2 Limitaciones del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos .....	17
1.6.3 Limitaciones del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado.....	18
1.6.4 Limitaciones del caso de la pantalla anclada.....	19
I.7 METODOLOGÍA .....	20
1.7.1 Metodología general.....	20
1.7.2 Metodología del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino .....	22
1.7.3 Metodología del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos .....	25
1.7.4 Metodología del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado .....	29
1.7.5 Metodología del caso de la pantalla anclada.....	32
<b>II. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>36</b>
II.1 MARCO TEÓRICO DEL CASO DE LA CIMENTACIÓN DE PILOTES HINCADOS SOBRE UN ESTRATO BLANDO DE GRANO FINO .....	36
II.1.1 Tipos de cimentaciones.....	36
II.1.2 Cálculo de capacidad axial individual de pilotes .....	40
II.1.3 Cálculo de capacidad axial de grupos de pilotes .....	44
II.1.4 Cálculo de fuerzas internas en pilotes sometidos a carga lateral .....	46
II.1.5 Cálculo de distribución de fuerzas en grupos de pilotes.....	50
II.1.6 Factores de seguridad a la falla de pilotes.....	51
II.1.7 Cálculo de asentamientos de cimentaciones de pilotes.....	51
II.2 MARCO TEÓRICO DEL CASO DE ESTRUCTURA DE SUELO REFORZADO CON ELEMENTOS METÁLICOS .....	54
II.2.1 Tipos de estructuras de retención .....	54
II.2.2 Muros de suelo reforzado .....	56
II.2.3 Dimensiones preliminares .....	61
II.2.4 Empujes de suelo.....	62
II.2.5 Estabilidad interna de estructuras de suelo reforzado.....	70
II.2.6 Estabilidad externa de estructuras de suelo reforzado .....	74
II.2.7 Estabilidad de taludes .....	79
II.3 MARCO TEÓRICO DEL CASO DE SOPORTE DE UNA CAVERNA DE UN MACIZO ROCOSO FRACTURADO .....	81
II.3.1 Factor de seguridad en excavaciones subterráneas .....	81
II.3.2 Teoría del bloque crítico.....	83
II.3.3 Programa Unwedge para análisis y diseño de excavaciones en rocas fracturadas.....	89
II.3.4 Sistemas de clasificación geomecánica.....	90

II.3.5 Programa RS <sup>2</sup> para análisis de elemento finito.....	107
II.4 MARCO TEÓRICO DEL CASO DE LA PANTALLA ANCLADA .....	108
II.4.1 Estructuras ancladas de pantalla anclada .....	108
II.4.2 Principios de diseño de pantallas ancladas.....	111
II.4.3 Empujes de suelo.....	114
II.4.4 Estabilidad interna de pantallas ancladas .....	123
II.4.5 Estabilidad externa de pantallas ancladas.....	124
II.4.6 Asentamientos detrás de pantallas ancladas .....	127
<b>III. CARACTERIZACIÓN DE LOS PROYECTOS Y MODELOS GEOTÉCNICOS.....</b>	<b>130</b>
III.1 CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO Y MODELO GEOTÉCNICO DEL CASO DE LA CIMENTACIÓN DE PILOTES HINCADOS SOBRE UN ESTRATO BLANDO DE GRANO FINO .....	130
III.1.1 Descripción general del proyecto .....	130
III.1.2 Descripción geológica del sitio .....	134
III.1.3 Propiedades de los materiales presentes en el sitio de cimentación .....	139
III.1.4 Modelo geotécnico .....	145
III.1.5 Modelación numérica del sitio .....	146
III.2 CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO Y MODELO GEOTÉCNICO DEL CASO DE ESTRUCTURA DE SUELO REFORZADO CON ELEMENTOS METÁLICOS.....	152
III.2.1 Descripción general del proyecto .....	152
III.2.2 Descripción geológica del sitio .....	155
III.2.3 Propiedades de los materiales presentes en el talud .....	160
III.2.4 Modelo geotécnico .....	168
III.2.5 Modelación numérica de la condición actual del talud.....	169
III.3 CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO Y MODELO GEOTÉCNICO DEL CASO DE SOPORTE DE UNA CAVERNA DE UN MACIZO ROCOSO FRACTURADO.....	172
III.3.1 Descripción general del proyecto .....	172
III.3.2 Descripción geológica del sitio .....	174
III.3.3 Modelo geotécnico .....	177
III.4 CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO Y MODELO GEOTÉCNICO DEL CASO DE LA PANTALLA ANCLADA .....	193
III.4.1 Descripción general del proyecto .....	193
III.4.2 Descripción geológica del sitio .....	198
III.4.3 Propiedades de los materiales presentes en el sitio del proyecto .....	203
III.4.4 Modelo geotécnico .....	212
<b>IV. DISEÑO DE LAS CUATRO OBRAS GEOTÉCNICAS .....</b>	<b>214</b>

IV.1 DISEÑO DEL CASO DE LA CIMENTACIÓN DE PILOTES HINCADOS SOBRE UN ESTRATO BLANDO DE GRANO FINO	214
IV.1.1 Diseño por capacidad de los pilotes .....	214
IV.1.2 Cálculo de asentamientos del grupo de pilotes .....	235
IV.1.3 Análisis de resultados.....	238
IV.2 DISEÑO DEL CASO DE ESTRUCTURA DE SUELO REFORZADO CON ELEMENTOS METÁLICOS .....	244
IV.2.1 Diseño por estabilidad externa .....	244
IV.2.2 Diseño por estabilidad interna .....	260
IV.2.3 Análisis de resultados.....	265
IV.3 DISEÑO DEL CASO DE SOPORTE DE UNA CAVERNA DE UN MACIZO ROCOSO FRACTURADO .....	270
IV.3.1 Análisis de equilibrio límite de la excavación .....	270
IV.3.2 Análisis de elemento finito.....	283
IV.3.3 Simulación de proceso de excavación.....	288
IV.3.4 Análisis de resultados.....	304
IV.4 DISEÑO DEL CASO DE LA PANTALLA ANCLADA.....	308
IV.4.1 Análisis de la excavación sin soporte.....	309
IV.4.2 Criterios de diseño y proceso constructivo.....	313
IV.4.3 Diseño por estabilidad interna de la pantalla .....	315
IV.4.4 Diseño por estabilidad externa de la pantalla.....	320
IV.4.5 Análisis de desplazamientos .....	337
IV.4.6 Análisis de resultados.....	344
<b>V. PLANOS CONSTRUCTIVOS DE LAS SOLUCIONES DE LAS CUATRO OBRAS GEOTÉCNICAS .....</b>	<b>350</b>
V.1 PLANOS DEL CASO DE LA CIMENTACIÓN DE PILOTES HINCADOS SOBRE UN ESTRATO BLANDO DE GRANO FINO	350
V.2 PLANOS DEL CASO DE ESTRUCTURA DE SUELO REFORZADO CON ELEMENTOS METÁLICOS .....	354
V.3 PLANOS DEL CASO DE SOPORTE DE UNA CAVERNA DE UN MACIZO ROCOSO FRACTURADO.....	359
V.4 PLANOS DEL CASO DE LA PANTALLA ANCLADA .....	365
<b>VI. PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....</b>	<b>374</b>
VI.1 PRESUPUESTO DEL CASO DE LA CIMENTACIÓN DE PILOTES HINCADOS SOBRE UN ESTRATO BLANDO DE GRANO FINO .....	374
VI.2 PRESUPUESTO DEL CASO DE ESTRUCTURA DE SUELO REFORZADO CON ELEMENTOS METÁLICOS .....	375
VI.3 PRESUPUESTO DEL CASO DE SOPORTE DE UNA CAVERNA DE UN MACIZO ROCOSO FRACTURADO .....	376
VI.4 PRESUPUESTO DEL CASO DE LA PANTALLA ANCLADA .....	377

VI.5 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL CASO DE LA CIMENTACIÓN DE PILOTES HINCADOS SOBRE UN ESTRATO BLANDO DE GRANO FINO .....	379
VI.6 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL CASO DE ESTRUCTURA DE SUELO REFORZADO CON ELEMENTOS METÁLICOS .....	380
VI.7 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL CASO DE SOPORTE DE UNA CAVERNA DE UN MACIZO ROCOSO FRACTURADO.....	381
VI.8 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL CASO DE LA PANTALLA ANCLADA.....	383
<b>VII. CONCLUSIONES .....</b>	<b>387</b>
VII.1 CONCLUSIONES DEL CASO DE LA CIMENTACIÓN DE PILOTES HINCADOS SOBRE UN ESTRATO BLANDO DE GRANO FINO .....	387
VII.2 CONCLUSIONES DEL CASO DE ESTRUCTURA DE SUELO REFORZADO CON ELEMENTOS METÁLICOS .....	390
VII.3 CONCLUSIONES DEL CASO DE SOPORTE DE UNA CAVERNA DE UN MACIZO ROCOSO FRACTURADO .....	392
VII.4 CONCLUSIONES DEL CASO DE LA PANTALLA ANCLADA.....	396
<b>VIII. RECOMENDACIONES .....</b>	<b>401</b>
VIII.1 RECOMENDACIONES DEL CASO DE LA CIMENTACIÓN DE PILOTES HINCADOS SOBRE UN ESTRATO BLANDO DE GRANO FINO .....	401
VIII.2 RECOMENDACIONES DEL CASO DE ESTRUCTURA DE SUELO REFORZADO CON ELEMENTOS METÁLICOS .....	402
VIII.3 RECOMENDACIONES DEL CASO DE SOPORTE DE UNA CAVERNA DE UN MACIZO ROCOSO FRACTURADO.....	405
VIII.4 RECOMENDACIONES DEL PROYECTO Y MODELO GEOTÉCNICO DEL CASO DE LA PANTALLA ANCLADA	406
<b>IX. REFERENCIAS.....</b>	<b>409</b>



## RESUMEN

El presente trabajo consiste en el diseño de cuatro obras geotécnicas, las cuales son: cimentación con pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino, estructura de suelo reforzado con elementos metálicos, soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado y pantalla anclada para la excavación de un sótano de una edificación

En el primer caso el diseño corresponde a la cimentación de un edificio de 19 pisos de apartamentos de concreto reforzado ubicado en San José. Esta estructura posee una planta de 15,85 m de ancho por 36,75 m de largo. El perfil de suelo es de 27 m de profundidad, en el cual el estrato superior de alrededor de 9 m de profundidad es un limo de baja compresibilidad con consistencia blanda a media, subyacente por un estrato de limo de compresibilidad media con consistencia media a firme. Se realiza un diseño de una cimentación profunda con pilotes hincados metálicos lograr la seguridad y asentamientos.

La segunda obra consiste en el diseño de un muro de suelo reforzado con elementos metálicos para la estabilidad de un talud de una carretera en suelo en Limón. El muro posee una longitud de 40 m y 10 m de altura. El perfil de suelo está compuesto por tres capas de suelo sobre la roca, las cuales son limos arcillosos de consistencia desde blanda a dura.

El tercer diseño consiste en el soporte de una caverna en un macizo rocoso fracturado para una casa de máquinas en la zona sur, la cual se encuentra a 450 m de profundidad y sus dimensiones son de 44,5 m de alto, 21,4 m de ancho y 146 m de largo. La obra se encuentra en una formación de rocas sedimentarias con cinco familias de diaclasas más el sistema de estratificación. El macizo rocoso es fracturado y existe el riesgo de falla de caída de bloques.

El último caso es el diseño de un muro de retención con anclajes activos para la excavación para el proceso constructivo de los niveles de sótano de un edificio en San José. El proyecto posee una altura de 11 m y una huella de 64,1 m por 38,3 m. El perfil de suelo es de 18 m con tres estratos de limos de distinta consistencia y compresibilidad.

A partir de cada diseño se realizan planos constructivos, presupuestos y especificaciones técnicas.

## Lista de cuadros

Cuadro II-1. Valores recomendados para el coeficiente de empuje lateral, $K$ , entre el coeficiente de empuje de tierras en reposo, $K_0$ . Fuente: ACG (2009).....	42
Cuadro II-2. Coeficientes de fricción entre suelos de grano grueso y pilotes, $\delta$ . Fuente: ACG (2009).....	42
Cuadro II-3. Valores de adherencia recomendados entre el pilote y el suelo para determinar la resistencia a fricción no drenada de materiales de grano fino. Fuente: ACG (2009) .....	42
Cuadro II-4. Ecuaciones para el cálculo de desplazamiento, momento y cortante para pilotes sujetos a carga lateral. Fuente: Rico y Del Castillo (2016).....	49
Cuadro II-5. Factores de seguridad. Fuente: ACG (2009) .....	51
Cuadro II-6. Valores típicos de $C_p$ del. Fuente: Das (2015).....	52
Cuadro II-7. Asentamientos totales admisibles. Fuente: ACG (2009).....	54
Cuadro II-8. Razones típicas de anchura a altura mecánica de muros de suelo reforzado. Fuente: Berg y Christopher (2009).....	61
Cuadro II-9. Profundidades mínimas de desplante de muros de suelo reforzado. Fuente: Berg y Christopher (2009) .....	62
Cuadro II-10. Coeficientes dinámicos horizontales para el diseño de obras de retención para distintos tipos de suelos y zona sísmica en Costa Rica. Fuente: CPERCSCR (2011).....	70
Cuadro II-11. Factores de seguridad a la falla mínimos de estructuras de suelo reforzado para la estabilidad interna. Fuente Das (2006).....	73
Cuadro II-12. Espesores adicionales de seguridad en las armaduras de acero dulce, $A$ , y armaduras de acero galvanizado, $AZ$ . Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980) .....	73
Cuadro II-13. Factores de seguridad mínimos de estructuras de retención. Fuente: ACG (2009).....	75
Cuadro II-14. Factores de seguridad mínimos de estructuras de suelo reforzado. Fuente: Das (2006) y Munkfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998).....	75
Cuadro II-15. Coeficientes de fricción entre suelos de grano grueso y pilotes y otras estructuras similares, $\delta$ . Fuente: ACG (2009).....	76

Cuadro II-16. Valores de adherencia recomendados entre el pilote y el suelo. Fuente: ACG (2009).....	76
Cuadro II-17. Factores de corrección para cargas inclinadas. Fuente: ACG (2009).....	78
Cuadro II-18. Factores de seguridad mínimos para el diseño de taludes permanentes y temporales y análisis de laderas. Fuente: ACG (2015). ....	81
Cuadro II-19. Coeficientes dinámicos horizontales para el diseño de taludes temporales en Costa Rica. Fuente: ACG (2015).....	81
Cuadro II-20. Valores de los parámetros característicos del índice Q. Fuente: Gonzáles de Vallejo, Ferrer Ortuño y Oteo (2002) .....	92
Cuadro II-21. Clasificación del macizo rocoso con el índice Q. Fuente: Gonzáles de Vallejo, Ferrer Ortuño y Oteo (2002) .....	96
Cuadro II-22. Valores del factor de rugosidad js. Fuente: Palmström (1996). ....	101
Cuadro II-23. Valores del factor de ondulación de las fracturas jw. Fuente: Palmström (1996). ....	101
Cuadro II-24. Valores del factor de rugosidad de las juntas jA. Fuente: Palmström (1996). ....	101
Cuadro II-25. Valores del factor de rugosidad de las juntas jr. Fuente: Palmström (1996). ....	102
Cuadro II-26. Valores del factor del tamaño y continuidad de las juntas jL. Fuente: Palmström (1996).....	103
Cuadro II-27. Clasificación del macizo rocoso con el índice R <sub>Mi</sub> . Fuente: Palmström (1996). ....	104
Cuadro II-28. Características de resistencia a tensión de tirantes. Fuente: Dirección Técnica (2001).....	111
Cuadro II-29. Coeficientes dinámicos horizontales para el diseño de obras de retención para distintos tipos de suelos y zona sísmica en Costa Rica. Fuente: CPERCSCR (2011) .....	122
Cuadro II-30. Resistencia media al deslizamiento de anclajes. Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980) recomienda .....	123

Cuadro II-31. Factores de seguridad mínimos de estructuras de retención. Fuente: ACG (2009).....	124
Cuadro III-1. Consideraciones para el cálculo de las cargas permanentes.....	132
Cuadro III-2. Consideraciones para el cálculo de las cargas de sismo .....	132
Cuadro III-3. Cálculo de las cargas de sismo por piso con base en el método pseudo estático de CPERCSCR (2011).....	133
Cuadro III-4. Reacciones para el diseño de la fundación .....	134
Cuadro III-5. Propiedades de los materiales presentes en el sitio de cimentación .....	141
Cuadro III-6. Propiedades de las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2 y valores típicos de limos colapsables. Fuente: ACG (2009).....	145
Cuadro III-7. Propiedades de las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2 para el cálculo de asentamientos.....	150
Cuadro III-8. Variación de los asentamientos a largo plazo con el desplante del proyecto con una cimentación superficial .....	151
Cuadro III-9. Propiedades de los materiales presentes en el sitio de cimentación .....	160
Cuadro III-10. Variación de número de golpes obtenidos con la prueba de penetración estándar en cada perforación con la profundidad .....	162
Cuadro III-11. Propiedades de las unidades geotécnicas UG-1, UG-2 y UG-3 y valores típicos de limos de baja resistencia. Fuente: ACG (2009).....	168
Cuadro III-12. Sistemas de discontinuidades de la Formación Curré para el análisis de la caverna de casa de máquinas de la central subterránea. ....	176
Cuadro III-13. Propiedades de los sistemas de discontinuidades de la Formación Curré para el análisis de la caverna de casa de máquinas de la central subterránea. ....	177
Cuadro III-14. Resultados de pruebas triaxiales en la Formación Curré.....	177
Cuadro III-15. Valores promedio de las propiedades mecánicas y elásticas de la roca intacta de las intercalaciones de areniscas y lutitas de la Formación Curré. ....	179
Cuadro III-16. Valores de los parámetros de clasificación RMR del macizo rocoso de la Formación Curré.....	179

Cuadro III-17. Valores de los parámetros de clasificación Q del macizo rocoso de la Formación Curré.....	189
Cuadro III-18. Resumen de datos del macizo rocoso de la Formación Curré en el sitio de la caverna.....	191
Cuadro III-19. Propiedades de los materiales presentes en el sitio del proyecto .....	203
Cuadro III-20. Variación de número de golpes para cada perforación con la profundidad .....	206
Cuadro III-21. Propiedades de las unidades geotécnicas UG-1, UG-2 y UG-3 y valores típicos de limos de baja resistencia. Fuente: ACG (2009).....	212
Cuadro IV-1. Valores de adherencia entre el pilote y el suelo para determinar la resistencia a fricción no drenada de las unidades geotécnicas del presente proyecto basados en los valores recomendados por la ACG (2009) .....	214
Cuadro IV-2. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 400 mm de diámetro de concreto y madera para tres razones de separación entre diámetro .....	221
Cuadro IV-3. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 500 mm de diámetro de concreto y madera para tres razones de separación entre diámetro .....	221
Cuadro IV-4. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 600 mm de diámetro de concreto y madera para tres razones de separación entre diámetro .....	221
Cuadro IV-5. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 800 mm de diámetro de concreto y madera para tres razones de separación entre diámetro .....	221
Cuadro IV-6. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 1000 mm de diámetro de concreto y madera para tres razones de separación entre diámetro .....	222
Cuadro IV-7. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 400 mm de diámetro de acero para tres razones de separación entre diámetro .....	223
Cuadro IV-8. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 500 mm de diámetro de acero para tres razones de separación entre diámetro .....	223
Cuadro IV-9. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 600 mm de diámetro de acero para tres razones de separación entre diámetro .....	223

Cuadro IV-10. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 800 mm de diámetro de acero para tres razones de separación entre diámetro .....	224
Cuadro IV-11. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 1000 mm de diámetro de acero para tres razones de separación entre diámetro .....	224
Cuadro IV-12. Resultados de fuerzas axiales de un grupo de 136 pilotes de acero (8 hileras y 17 columnas) de 400 mm de diámetro de 30 m de longitud para la condición estática y para la condición estática y dinámica.....	225
Cuadro IV-13. Resultados de fuerzas axiales de un grupo de 136 pilotes de acero (8 hileras y 17 columnas) de 600 mm de diámetro de 30 m de longitud para la condición estática y para la condición estática y dinámica.....	225
Cuadro IV-14. Resultados de fuerzas axiales de un grupo de 253 pilotes de acero (11 hileras y 23 columnas) de 400 mm de diámetro de 30 m de longitud para la condición estática y para la condición estática y dinámica.....	226
Cuadro IV-15. Resultados de fuerzas axiales de un grupo de 180 pilotes de acero (9 hileras y 20 columnas) de 500 mm de diámetro de 30 m de longitud para la condición estática y para la condición estática y dinámica.....	226
Cuadro IV-16. Resultados del cálculo del momento máximo con base en la longitud de empotramiento equivalente .....	229
Cuadro IV-17. Resultados del cálculo del momento máximo con base en solución de Broms de pilotes largos de grano fino .....	230
Cuadro IV-18. Resultados del cálculo del factor de seguridad de la presión pasiva de los pilotes por carga lateral obtenidos con la solución elástica.....	232
Cuadro IV-19. Resultados de momentos y cortantes de los pilotes por carga lateral obtenidos con la solución elástica.....	234
Cuadro IV-20. Momentos máximos obtenidos con las distintos modelos .....	235
Cuadro IV-21. Resultados de asentamientos elásticos de 136 pilotes de acero (8 hileras y 17 columnas) de 600 mm de diámetro de 30 m de longitud .....	237
Cuadro IV-22. Propiedades de los materiales de los rellenos .....	249

Cuadro IV-23. Factores de seguridad obtenidos del diseño por estabilidad global. ....	253
Cuadro IV-24. Empujes de diseño por estabilidad externa. ....	254
Cuadro IV-25. Cálculo de factores de seguridad ante el deslizamiento considerando las propiedades de la UG-2 en la base.....	255
Cuadro IV-26. Cálculo de factores de seguridad ante el deslizamiento considerando las propiedades de la UG-5 en la base.....	256
Cuadro IV-27. Cálculo de la sumatoria de los momentos de las fuerzas de volcamiento del muro de suelo reforzado.....	257
Cuadro IV-28. Cálculo de factores de seguridad ante el vuelco. ....	257
Cuadro IV-29. Cálculo de presiones máximas en el terreno bajo el cimiento del muro. ....	259
Cuadro IV-30. Cálculo de factores de seguridad por capacidad soportante. ....	260
Cuadro IV-31. Propiedades de las tiras metálicas de refuerzo del muro. ....	261
Cuadro IV-32. Cálculo de esfuerzos en el suelo al nivel de cada tira.....	262
Cuadro IV-33. Cálculo de factores de seguridad por cedencia y arrancamiento de las tiras de refuerzo del muro. ....	263
Cuadro IV-34. Resultados del análisis de equilibrio límite de las distintas cuñas de la caverna a la dirección óptima obtenida con la herramienta Unwegde. ....	275
Cuadro IV-35. Resultados del análisis de equilibrio límite de las distintas cuñas de la caverna a la dirección crítica obtenida con la herramienta Unwegde.....	277
Cuadro IV-36. Verificación de requisitos de recomendaciones de dimensionamiento de anclajes.....	279
Cuadro IV-37. Cambios en los factores de seguridad del análisis de equilibrio límite de las distintas cuñas de la caverna a la dirección óptima al colocar refuerzo propuesto obtenida con la herramienta Unwegde.....	280
Cuadro IV-38. Verificación de requisitos de recomendaciones de dimensionamiento de anclajes para el análisis en la orientación crítica.....	281

Cuadro IV-39. Cambios en los factores de seguridad del análisis de equilibrio límite de las distintas cuñas de la caverna a la dirección óptima al colocar refuerzo propuesto obtenida con la herramienta Unwegde. ....	282
Cuadro IV-40. Valores del módulo dentro del perímetro de la excavación en los análisis con la técnica de remplazo del núcleo. ....	284
Cuadro IV-41. Resultados de radio plástico y convergencia de los modelos con la técnica de remplazo del núcleo para la excavación con distintos valores de orientación del esfuerzo principal mayor. ....	286
Cuadro IV-42. Resultados de radio plástico y convergencia de los modelos con un solo paso de la excavación con distintos valores de perturbación y orientación del esfuerzo mayor. ....	287
Cuadro IV-43. Resultados de radio plástico y convergencia de los modelos de la etapa excavación con la técnica de remplazo del núcleo con distintos valores de orientación del esfuerzo principal mayor. ....	290
Cuadro IV-44. Estimación de convergencia en el momento que se coloca el soporte, módulo y paso de núcleo antes de colocar el soporte. ....	291
Cuadro IV-45. Proceso que se realiza en cada paso de excavación. ....	297
Cuadro IV-46. Resultados de radio plástico y convergencia de los modelos de la excavación con secciones no uniformes con distintos valores de orientación del esfuerzo principal mayor. ....	303
Cuadro IV-47. Factores de seguridad de la excavación sin soporte .....	313
Cuadro IV-48. Revisión de la capacidad de los tirantes. ....	318
Cuadro IV-49. Factores de seguridad obtenidos del diseño por estabilidad global. ....	330
Cuadro IV-50. Fuerza entre la cuña y la base para análisis de estabilidad al deslizamiento. ....	332
Cuadro IV-51. Fuerza de empuje activa para análisis de estabilidad al deslizamiento. ....	333
Cuadro IV-52. Cálculo de factores de seguridad ante el vuelco para la condición estática. ....	334



Cuadro IV-53. Cálculo de factores de seguridad ante el vuelco para la condición pseudoestática. ....	335
Cuadro IV-54. Cálculo de factores de seguridad ante el deslizamiento para la condición estática. ....	336
Cuadro IV-55. Cálculo de factores de seguridad ante el deslizamiento para la condición pseudoestática. ....	337
Cuadro VI-1. Presupuesto de la solución.....	374
Cuadro VI-2. Presupuesto de la solución con el muro con suelo reforzado con tiras metálicas .....	376
Cuadro VI-3. Cantidades de las distintas actividades del soporte .....	377
Cuadro VI-4. Presupuesto de la solución.....	377
Cuadro VI-5. Presupuesto de la solución de la pantalla anclada .....	378
Cuadro VI-6. Resumen de especificaciones y ensayos de verificación de la calidad .....	379
Cuadro VI-7. Resumen de especificaciones y ensayos de verificación de la calidad .....	380
Cuadro VI-8. Resumen de especificaciones y ensayos de verificación de la calidad .....	382
Cuadro VI-9. Resumen de especificaciones y ensayos de verificación de la calidad .....	383

## Lista de figuras

Figura I-1. Esquema de secuencia de actividades del presente trabajo .....	21
Figura I-2. Esquema de secuencia de actividades del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino .....	24
Figura I-3. Esquema de secuencia de actividades del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos .....	28
Figura I-4. Esquema de secuencia de actividades del caso de la caverna de un macizo rocoso .....	30
Figura I-5. Esquema de secuencia de actividades del caso de la pantalla anclada.....	35
Figura II-1. Tipos de cimentaciones superficiales. Fuente: Calavera Ruiz (2015) .....	37
Figura II-2. Tipos de cimentaciones profundas. Fuente: Badillo y Rodríguez (2015).....	38
Figura II-3. Tipos de cimentaciones profundas. Fuente: Calavera Ruiz (2015).....	38
Figura II-4. Situaciones en las cuales se puede necesitar el uso de cimentaciones profundas. Fuente: Samtani y Nowatzki II (2006).....	39
Figura II-5. Transmisión de cargas de pilotes al terreno. Fuente: Gonzáles de Vallejo, Ferrer, Ortuño y Oteo (2002) .....	40
Figura II-6. Tipos de pilotes en términos de la capacidad. Fuente: Fuente: Gonzáles de Vallejo, Ferrer, Ortuño y Oteo (2002) .....	41
Figura II-7. Variación del factor de capacidad de carga $N^*_q$ para cimentaciones profundas con el ángulo de fricción basado en Meyerhof. Fuente: ACG (2009).....	43
Figura II-8. Variación del coeficiente de eficiencia de un grupo de pilotes respecto a la razón de la separación, $s$ , y el diámetro, $D$ , de los pilotes. Fuente: González de Vallejo, Ferrer, Otuño y Oteo (2002) .....	44
Figura II-9. Modos de falla de grupos de pilotes. Fuente: Rico y Del Castillo (2016).....	45
Figura II-10. Eficiencias de grupos de pilotes en arcillas. Fuente: Rico y Del Castillo (2016) .	45
Figura II-11. Cálculo de falla por bloque de grupos de pilotes en arcillas. Fuente: Tomlinson (2012) .....	46

Figura II-12. Análisis de pilotes cortos con coeficiente de balastro horizontal, $K_H$ , variable con la profundidad (arenas) y constante (arcillas). Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980) ...	47
Figura II-13. Solución de carga de rotura de Broms para pilotes largos y cortos. Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980) .....	48
Figura II-14. Análisis de pilotes con modelo de viga sobre fundación elástica. Fuente: U.S. Army Corps of Engineers (1991).....	48
Figura II-15. Factores de influencia para pilotes sujetos a carga lateral. Fuente: Rico y Del Castillo (2016) .....	49
Figura II-16. Variación de factor de momento $m$ con la razón de la longitud sobre el terreno entre la longitud elástica para el cálculo del momento máximo para el análisis de longitud de empotramiento equivalente. Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980).....	50
Figura II-17. Diferentes tipos de distribución de la resistencia por fricción unitaria a lo largo del fuste del pilote. Fuente: Das (2006) .....	52
Figura II-18. Hipótesis para calcular la distribución de esfuerzos bajo grupos de pilotes por fricción. Fuente: Rico y Del Castillo (2016).....	53
Figura II-19. Concepto de fundación equivalente. Fuente: Hannigan P. , Rausche, Likins, Robinson y Becker (2016).....	53
Figura II-20. Tipos de estructuras de retención rígidas. Fuente: ACG (2009).....	55
Figura II-21. Tipos de estructuras de retención flexibles. Fuente: ACG (2009) .....	55
Figura II-22. Tipos de estructuras de retención de suelo reforzado. Fuente: ACG (2009) ....	56
Figura II-23. Tipos de estructuras de retención de suelo reforzado. Fuente: ACG (2009) ....	56
Figura II-24. Usos de muros de suelo reforzado. Fuente: Berg y Christopher (2009) .....	57
Figura II-25. Usos de suelo reforzado en taludes. Fuente: Berg y Christopher (2009).....	57
Figura II-26. Refuerzos metálicos de estructuras de suelo reforzado. Fuente Munfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998).....	59
Figura II-27. Refuerzos geosintéticos de estructuras de suelo. Fuente: Munfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998).....	59

Figura II-28. Panel prefabricado de concreto de fachada de muros de suelo reforzado. Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980) .....	60
Figura II-29. Unidades de bloques modulares de fachada de muros de suelo reforzado. Fuente: Berg y Christopher (2009) .....	60
Figura II-30. Definición de parámetros para establecer dimensiones preliminares de estructuras. Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980) .....	61
Figura II-31. Coeficientes típicos de empuje del terreno en arena y arcilla. Fuente: ACG (2009) .....	62
Figura II-32. Variación de coeficientes típicos de empuje del terreno con la rotación del muro. Fuente: Munfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998) .....	63
Figura II-33. Aplicación de la teoría de Coulomb a suelos “cohesivos” y “friccionantes”. Fuente: Rico y Del Castillo (2016).....	65
Figura II-34. Aplicación de la teoría de Coulomb a suelos “friccionantes”. Fuente: Munfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998).....	66
Figura II-35. Variación del coeficiente de empuje lateral de suelo reforzado entre el coeficiente activo con la profundidad. Fuente: Berg y Christopher (2009).....	67
Figura II-36. Diagrama de cuerpo libre de la teoría de Mononobe-Okabe para el cálculo de fuerza de sismo de obras de retención. Fuente: Das (1993).....	68
Figura II-37. Constitución de un muro de tierra armada. Fuente: Das (2006) .....	71
Figura II-38. Distribución de tensiones tangenciales en las tiras un muro de tierra armada. Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980) .....	73
Figura II-39. Modos de falla de estructuras de suelo reforzado para los análisis de estabilidad externa. Fuente: Das (2006).....	74
Figura II-40. Factores de capacidad de carga para la ecuación de capacidad de soporte. Fuente: ACG (2009) .....	78
Figura II-41. Fuerzas que actúan sobre una superficie de rotura curva. Fuente: González de Vallejo, Ortuño y Oteo (2002). .....	79
Figura II-42. Procedimiento de “dovelas” o de Fellenius. Fuente: Rico y Del Castillo (2016)	79

Figura II-43. Gráficas de estabilidad de taludes de Janbú con ángulo de fricción nulo. Fuente: U.S. Corps of Engineers (2003).....	80
Figura II-44. Tipos de bloques. Fuente: Goodman (1989) .....	84
Figura II-45. Tipos de estructuras de retención flexibles. Fuente: Goodman y Shi (1985).....	85
Figura II-46. Bloque removible compuesto por dos juntas y dos superficies libres. Fuente: Goodman (1989) .....	86
Figura II-47. Una pirámide de juntas y pirámide de la excavación para un bloque removible en dos dimensiones. Fuente: Goodman (1989) .....	87
Figura II-48. Proyección estereográfica una línea y de un plano. Fuente: Goodman (1989)	88
Figura II-49. Bloques críticos máximos de las pirámides de juntas críticas tomando en cuenta el equilibrio límite de túneles en distintas direcciones y fuerzas en el soporte dependiendo la orientación. Fuente: Goodman (1989).....	88
Figura II-50. Salida del programa Unwedge con cuñas críticas. Fuente: Rocscience (2019).	89
Figura II-51. Salida del programa UnWedge para la presión necesaria en el refuerzo para un factor de seguridad de 1 con la dirección y el buzamiento. Fuente: Rocscience (2019) .....	90
Figura II-52. Sostenimientos según el índice Q. Fuente: Gonzáles de Vallejo, Ferrer Ortuño y Oteo (2002) .....	97
Figura II-53. Relación entre el índice Q con el valor RQD y la velocidad de onda sísmica $V_p$ . Fuente: Barton (2002) .....	97
Figura II-54. Variación de la velocidad de onda sísmica $V_p$ , módulos de deformación estática, presión de los soportes considerando la porosidad y profundidad a partir del índice Q. Fuente: Barton (2002) .....	98
Figura II-55. Variación del módulo de deformación estática con el índice Q. Fuente: Barton (2002) .....	98
Figura II-56. Deformación de túneles y cavidades con las razones del índice Q con el paso o con la altura. Fuente: Barton (2002) .....	99
Figura II-57. Principio de la caracterización RMI de la resistencia a la compresión del macizo rocoso. Fuente: Palmström (1996).....	100

Figura II-58. Variación del parámetro de juntas con el factor de condición de las juntas y el volumen de bloques. Fuente: Palmström (1996). .....	103
Figura II-59. Relaciones empíricas para el efecto de escala de la resistencia a la compresión uniaxial. Fuente: Palmström (1996). .....	104
Figura II-60. Factores de ajuste para el sostenimiento en roca. Fuente: Palmström (Palmström, Recientes Desarrollos en la Estimación del sostenimiento en roca mediante el RMi, 2003) .....	105
Figura II-61. Sostenimiento para terrenos con diaclasas incluyendo zonas débiles. Fuente: Palmström (Palmström, Recientes Desarrollos en la Estimación del sostenimiento en roca mediante el RMi, 2003) .....	106
Figura II-62. Estructura anclada de pantalla anclada. Fuente: ACG (2009) .....	108
Figura II-63. Aplicaciones de anclajes. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999) .....	109
Figura II-64. Componentes de un anclaje activo. Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980) .....	110
Figura II-65. Modos de falla que deben considerarse en el diseño de pantallas ancladas. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999) .....	112
Figura II-66. Contribución de los anclajes. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999) .....	113
Figura II-67. Reglas simples para determinar la longitud de los anclajes. Fuente: Long, Weatherby y Cording (1988) .....	114
Figura II-68. Coeficientes típicos de empuje del terreno en suelos. Fuente: ACG (2009) ...	114
Figura II-69. Variación de coeficientes típicos de empuje del terreno con la rotación del muro. Fuente: Munfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998) .....	115
Figura II-70. Variación del coeficiente de empuje activo y pasivo de tomando en cuenta el efecto de variación de la inclinación del relleno. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999) ..	117
Figura II-71. Variación de las presiones en pantallas ancladas con el proceso constructivo. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999) .....	118
Figura II-72. Envoltentes de presiones aparentes de Terzaghi y Peck. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999).....	119

Figura II-73. Envolventes de presiones recomendadas para el diseño de pantallas en arena. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999) .....	120
Figura II-74. Envolventes de presiones recomendadas para el diseño de pantallas en arcillas rígidas a duras. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999) .....	120
Figura II-75. Mecanismo de falla de la base de Henkel para el diseño de pantallas en arcillas suaves a medias. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999) .....	121
Figura II-76. Diagrama de cuerpo libre de la teoría de Mononobe-Okabe para el cálculo de fuerza de sismo de obras de retención. Fuente: Das (1993) .....	121
Figura II-77. Método de equilibrio para pantallas ancladas para análisis al deslizamiento. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999) .....	125
Figura II-78. Fuerzas que actúan sobre una superficie de rotura curva. Fuente: González de Vallejo, Ortuño y Oteo (2002). .....	126
Figura II-79. Método para modelar la pantalla anclada en los análisis de equilibrio límite. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999) .....	127
Figura II-80. Perfiles de asentamiento detrás de muros arriostrados o anclados. Fuente: Brockenbrough (2009) .....	128
Figura III-1. Ubicación del presente proyecto. Fuente: Google Maps (2019).....	130
Figura III-2. Corte del edificio de apartamentos del presente proyecto .....	131
Figura III-3. Planta típica del edificio de apartamentos del presente proyecto.....	131
Figura III-4. Geotectónica regional Fuente: Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos (2018).....	134
Figura III-5. Geología de la Hoja Abra. Fuente: Universidad de Costa Rica (2018) .....	135
Figura III-6. Mapa morfoestratigráfico y geológico, sector occidental del macizo Irazú y parte este del Valle Central Occidental. Fuente: Lahar Hidalgo, Alvarado y Linkimer (2004).....	136
Figura III-7. Mapa de amenazas y peligros naturales del Cantón de San José. Fuente: Comisión Nacional de Emergencias (2018) .....	137
Figura III-8. Tipos de suelos de la Hoja San José. Fuente: ACG (2009) .....	138
Figura III-9. Zonificación Geotécnica del Gran Área Metropolitana. Fuente: ACG (2009)...	138

Figura III-10. Mapa de espesores del Gran Área Metropolitana. Fuente: ACG (2009).....	139
Figura III-11. Planta del edificio de apartamentos con ubicación de ensayos.....	140
Figura III-12. Ubicación de materiales arcillosos en la carta de plasticidad de Casagrande con los datos de las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2. Fuente: Vargas (2017). ....	142
Figura III-13. Resultados de la resistencia normalizada del cono y de la razón normalizada de fricción y presión de poro obtenidas con el ensayo CPTu.....	143
Figura III-14. Propiedades de SPT, módulo de cortante, resistencia a cortante y velocidad de onda con la profundidad obtenidas a partir del ensayo CPTu.....	144
Figura III-15. Modelo geotécnico del proyecto. ....	146
Figura III-16. Factor de seguridad a la falla de la obra con una cimentación superficial determinado con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slope/W de GeoStudio.....	147
Figura III-17. Factor de seguridad a la falla de la obra con una cimentación superficial determinado con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide. ....	148
Figura III-18. Factor de seguridad a la falla de la obra con una cimentación superficial con una sustitución de 4,5 m determinado con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.....	149
Figura III-19. Factor de seguridad a la falla de la obra con una cimentación superficial con una sustitución de 9,0 m determinado con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.....	150
Figura III-20. Asentamientos totales de la obra con una cimentación superficial determinado con la herramienta de Settle3D. ....	151
Figura III-21. Ubicación del presente proyecto. Fuente: Google Maps (2019).....	152
Figura III-22. Planta de la zona del proyecto con ubicación de perforaciones y curvas de nivel .....	153
Figura III-23. Sección típica del talud del proyecto.....	154
Figura III-24. Camión de diseño. Fuente: Highway Subcommittee on Bridges and Structures (2012).....	154



Figura III-25. Comparación de evaluación de presiones en muros producto de las cargas puntuales del camión de diseño HS20 y una sobrecarga de 14,37 kN/m <sup>2</sup> . Fuente: Shamsabadi (2011).....	155
Figura III-26. Geotectónica regional. Fuente: Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos (2018).....	156
Figura III-27. Geología de la Hoja Limón. Fuente: Denver y Alvarado (2007).....	157
Figura III-28. Mapa de amenazas y peligros naturales del Cantón de Limón. Fuente: Comisión Nacional de Emergencias (2018).....	158
Figura III-29. Atlas Tectónico de Costa Rica: Hoja Limón. Fuente: Denyer, Montero y Alvarado (2013).....	158
Figura III-30. Tipos de suelos en la zona del proyecto de la Hoja Limón. Fuente: ACG (2009).....	159
Figura III-31. Ubicación de materiales arcillosos en la carta de plasticidad de Casagrande con los datos de las unidades geotécnicas UG-1, UG-2 y UG-3. Fuente: Vargas (2017). .....	162
Figura III-32. Variación del ángulo secante totalmente suavizado con el límite líquido fracción de arcilla y esfuerzo normal. Fuente: Stark, Choi y McCone (2005).....	164
Figura III-33. Variación del ángulo de fricción pico con el índice de plasticidad realizada luego de Terzaghi, Peck y Mesri. Fuente: Lazarte y otros (2015).....	165
Figura III-34. Valores de cohesión y fricción obtenidos de varios suelos realizada por Mesri y Abdel-Ghalfar. Fuente: Vargas (2017).....	165
Figura III-35. Variación de la resistencia a la compresión inconfiada de materiales de grano fino con el número de golpes. Fuente: Naval Facilities Engineering Command (1986) .....	167
Figura III-36. Modelo geotécnico del proyecto. ....	169
Figura III-37. Factor de seguridad a la falla del talud sin intervención para la condición estática del talud con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide. ....	170
Figura III-38. Factor de seguridad a la falla del talud sin intervención para la condición pseudoestática del talud con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide. ....	171

Figura III-39. Superficies de falla con factores de seguridad inferiores a 1.5 para la condición estática y pseudoestática del talud con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide. ....	171
Figura III-40. Planta del proyecto. ....	172
Figura III-41. Sección transversal de la caverna.....	173
Figura III-42. Geotectónica regional. Fuente: Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos (2018).....	174
Figura III-43. Mapa geológico simplificado de Costa Rica. Fuente: Quesada (2015) .....	175
Figura III-44. Perfil geológico en el extremo sureste de Costa Rica. Fuente: Quesada (2015) .....	175
Figura III-45. Perfil del túnel y ubicación de la central subterránea. ....	176
Figura III-46. Cálculo del parámetro $m_i$ y la resistencia a la compresión uniaxial del criterio de Hoek y Brown de roca intacta de la Formación Curré a partir de los resultados de las pruebas triaxiales y con la aplicación RocData. ....	178
Figura III-47. Cálculo sostenimiento de túneles en la Formación Curre con base en el sistema de clasificación RMR de Bieniawski. Fuente: Gonzáles de Vallejo, Ferrer, Ortuño y Oteo (2002). ....	180
Figura III-48. Salida del cálculo del criterio de Hoek y Brown del macizo rocoso de la Formación Curré con la aplicación RocData. ....	184
Figura III-49. Sostenimientos necesarios para excavaciones en la Formación Curré según el índice Q. Fuente: Gonzáles de Vallejo, Ferrer Ortuño y Oteo (2002).....	190
Figura III-50. Deformación esperada para cavidades en la Formación Curré con claros o alturas de 2 m, 10 m y 20 m con base en del índice Q. Fuente: Barton (2002) .....	191
Figura III-51. Modelo geotécnico del proyecto. ....	193
Figura III-52. Ubicación del presente proyecto. Fuente: Google Maps (2019).....	194
Figura III-53. Fachada del edificio de apartamentos del presente proyecto .....	195
Figura III-54. Corte de niveles de sótano para parqueos del presente proyecto .....	195
Figura III-55. Planta de los sótanos A y B de los parqueos del presente proyecto .....	196

Figura III-56. Camión de diseño. Fuente: Highway Subcommittee on Bridges and Structures (2012).....	197
Figura III-57. Comparación de evaluación de presiones en muros producto de las cargas puntuales del camión de diseño HS20 y una sobrecarga de 14,37 kN/m <sup>2</sup> . Fuente: Shamsabadi (2011).....	197
Figura III-58. Geotectónica regional. Fuente: Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos (2018).....	198
Figura III-59. Geología de la Hoja Abra. Fuente: Universidad de Costa Rica (2018) .....	199
Figura III-60. Mapa morfoestratigráfico y geológico, sector occidental del macizo Irazú y parte este del Valle Central Occidental. Fuente: Lahar Hidalgo, Alvarado y Linkimer (2004).....	200
Figura III-61. Mapa de amenazas y peligros naturales del Cantón de San José. Fuente: Comisión Nacional de Emergencias (2018) .....	201
Figura III-62. Tipos de suelos de la Hoja San José. Fuente: ACG (2009) .....	201
Figura III-63. Zonificación Geotécnica del Gran Área Metropolitana. Fuente: ACG (2009) .	202
Figura III-64. Mapa de espesores del Gran Área Metropolitana. Fuente: ACG (2009) .....	202
Figura III-65. Ubicación de materiales arcillosos en la carta de plasticidad de Casagrande con los datos de las unidades geotécnicas UG-1, UG-2 y UG-3. Fuente: Vargas (2017). .....	205
Figura III-66. Variación del ángulo secante totalmente suavizado con el límite líquido fracción de arcilla y esfuerzo normal. Fuente: Stark, Choi y McCone (2005).....	208
Figura III-67. Variación del ángulo de fricción pico con el índice de plasticidad realizada luego de Terzaghi, Peck y Mesri. Fuente: Lazarte y otros (2015).....	209
Figura III-68. Valores de cohesión y fricción obtenidos de varios suelos realizada por Mesri y Abdel-Ghaffar. Fuente: Vargas (2017) .....	210
Figura III-69. Variación de la resistencia a la compresión inconfiada de materiales de grano fino con el número de golpes. Fuente: Naval Facilities Engineering Command (1986) .....	211
Figura III-70. Modelo geotécnico del proyecto. ....	213
Figura IV-1. Variación de la resistencia última individual a compresión de pilotes de concreto y madera con la profundidad y el diámetro. ....	215

Figura IV-2. Variación de la resistencia última individual a compresión de pilotes de acero con la profundidad y el diámetro.....	216
Figura IV-3. Cantidad de pilotes requeridos de concreto y madera con la profundidad y el diámetro sin considerar el efecto de grupo para la condición estática. ....	217
Figura IV-4. Cantidad de pilotes requeridos de acero con la profundidad y el diámetro sin considerar el efecto de grupo para la condición estática.....	217
Figura IV-5. Variación de la resistencia última individual a tensión de pilotes de concreto y madera con la profundidad y el diámetro sin considerar su peso propio. ....	218
Figura IV-6. Variación de la resistencia última individual a tensión de pilotes de acero con la profundidad y el diámetro sin considerar su peso propio.....	218
Figura IV-7. Variación de capacidad última y admisible de falla por bloque de grupos de pilotes con la profundidad .....	219
Figura IV-8. Distribución esquemática en planta de los 136 pilotes de 600 mm de diámetro. ....	227
Figura IV-9. Resultados a partir de la solución de carga de rotura de Broms para pilotes largos. Fuente: Del Cañijo Peralte y ortos III (1980) .....	230
Figura IV-10. Coeficiente de variación del módulo de elasticidad del pilote. Fuente: Rico y Del Castillo (2016) .....	231
Figura IV-11. Variación del factor de seguridad a la resistencia pasiva en el pilote obtenido con la solución elástica.....	232
Figura IV-12. Variación de la deflexión lateral en el pilote obtenido con la solución elástica .....	233
Figura IV-13. Variación del cortante en el pilote obtenido con la solución elástica.....	234
Figura IV-14. Variación de la flexión en el pilote obtenido con la solución elástica .....	235
Figura IV-15. Asentamientos por consolidación del sistema de pilotes determinado con la herramienta de Settle3D.....	236
Figura IV-16. Excavación propuesta para el proceso constructivo del muro de suelo reforzado. ....	245

Figura IV-17. Factor de seguridad a la falla del talud trasdós (superior) para la condición estática del talud con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.....	246
Figura IV-18. Factor de seguridad a la falla del talud trasdós (superior) para la condición pseudoestática del talud con el método de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide. .....	247
Figura IV-19. Factor de seguridad a la falla del talud intradós (inferior) para la condición estática del talud con el método de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.....	248
Figura IV-20. Factor de seguridad a la falla del talud intradós (inferior) para la condición pseudoestática del talud con el método de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide. .....	248
Figura IV-21. Geometría propuesta del muro de suelo reforzado. ....	250
Figura IV-22. Factor de seguridad a la falla del talud con el muro para la condición estática del talud sin sobrecarga con el método del Cuerpo de Ingenieros con la herramienta de Slide. .....	251
Figura IV-23. Factor de seguridad a la falla del talud con el muro para la condición estática del talud con sobrecarga con el método del Cuerpo de Ingenieros con la herramienta de Slide.....	252
Figura IV-24. Factor de seguridad a la falla del talud con el muro para la condición pseudoestática del talud con sobrecarga del talud con el método de Cuerpo de Ingenieros con la herramienta de Slide.....	252
Figura IV-25. Cálculo de la capacidad soportante de la cimentación con el método de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide. ....	258
Figura IV-26. Variación de los factores de seguridad de las tiras metálicas con la profundidad para los casos estático y pseudoestático y para los modos de falla por cedencia y arrancamiento.....	264
Figura IV-27. Sección ingresada al programa UnWedge para los análisis de equilibrio límite .....	271

Figura IV-28. Datos de entrada al programa UnWedge para los análisis de equilibrio límite .....	272
Figura IV-29. Salida del programa UnWedge para la presión necesaria en el refuerzo para un factor de seguridad de 2 con la dirección y el buzamiento de la caverna .....	273
Figura IV-30. Variación de la presión requerida para cumplir con el factor de seguridad de 2 con la dirección de la caverna obtenida con la herramienta Unwegde. ....	274
Figura IV-31. Forma de los bloques para la dirección óptima de la caverna obtenida con la herramienta Unwegde. ....	275
Figura IV-32. Forma de los bloques para la dirección crítica de la caverna obtenida con la herramienta Unwegde. ....	276
Figura IV-33. Soporte propuesto para la caverna para la orientación óptima realizado con la herramienta Unwegde. ....	280
Figura IV-34. Soporte propuesto para la caverna para la orientación crítica realizado con la herramienta Unwegde. ....	282
Figura IV-35. Etapa inicial, intermedia y final del modelo con la técnica de remplazo del núcleo para el análisis de la excavación sin soporte, con $D = 0$ y con el esfuerzo principal mayor fuera del plano realizado con la herramienta RS2. ....	285
Figura IV-36. Salida de desplazamientos y elementos en fluencia del último paso del análisis de la excavación con la técnica de remplazo del núcleo, sin soporte, con $D = 0$ y con el esfuerzo principal mayor fuera del plano realizado con la herramienta RS2. ....	286
Figura IV-37. Esquema de clasificación del comportamiento de excavaciones. Fuente: Tapia (Tapia, 2017) .....	287
Figura IV-38. Secuencia constructiva propuesta para la caverna con secciones no uniformes. ....	288
Figura IV-39. Etapa inicial, intermedia y final del modelo con la técnica de remplazo del núcleo para el análisis de la etapa 1 de la excavación sin soporte y con el esfuerzo principal mayor en el plano realizado con la herramienta RS2. ....	289

Figura IV-40. Radio plástico y desplazamientos totales para el análisis de la etapa 1 de la excavación sin soporte y con el esfuerzo principal mayor en el plano realizado con la herramienta RS2.....	289
Figura IV-41. Perfil de deformación longitudinal y razones de convergencia entre la convergencia del soporte para el paso 1. Fuente: Vlachopoulos and Diederichs (2009)....	291
Figura IV-42. Radio plástico, anclajes que alcanzan la capacidad máxima, desplazamientos totales y curvas de demanda del concreto lanzado para el último paso del modelo 6 con el refuerzo para la orientación favorable por cuñas. ....	292
Figura IV-43. Radio plástico, anclajes que alcanzan la capacidad máxima, desplazamientos totales para el último paso del modelo 2 con el refuerzo final. ....	293
Figura IV-44. Demanda y curvas de capacidad del concreto lanzado de soporte del modelo 2 con el refuerzo final. ....	294
Figura IV-45. Demanda y curvas de capacidad de los elementos metálicos de soporte del modelo 2 con el refuerzo final. ....	294
Figura IV-46. Radio plástico, anclajes que alcanzan la capacidad máxima, desplazamientos totales para el último paso del modelo 1 con el refuerzo final. ....	295
Figura IV-47. Demanda y curvas de capacidad del concreto lanzado de soporte del modelo 1 con el refuerzo final. ....	295
Figura IV-48. Demanda y curvas de capacidad de los elementos metálicos de soporte del modelo 1 con el refuerzo final. ....	296
Figura IV-49. Secuencia constructiva propuesta para la caverna con secciones no uniformes. ....	297
Figura IV-50. Forma de los bloques críticos para la orientación de la caverna en la cual el esfuerzo principal mayor se encuentra en el plano y fuera del plano obtenida con la herramienta Unwegde. ....	299
Figura IV-51. Radio plástico, anclajes que alcanzan la capacidad máxima, desplazamientos totales para el último paso del del modelo 2. ....	300

Figura IV-52. Demanda y curvas de capacidad del concreto lanzado de soporte del modelo 2. .....	300
Figura IV-53. Demanda y curvas de capacidad de los elementos la malla de refuerzo del modelo 2 con el refuerzo final. ....	301
Figura IV-54. Radio plástico, anclajes que alcanzan la capacidad máxima, desplazamientos totales para el último paso del del modelo 1. ....	302
Figura IV-55. Demanda y curvas de capacidad del concreto lanzado de soporte del modelo 2. .....	302
Figura IV-56. Demanda y curvas de capacidad de los elementos la malla de refuerzo del modelo 2 con el refuerzo final. ....	303
Figura IV-57. Factor de seguridad a la falla de la excavación sin soporte para la condición estática con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide. ....	311
Figura IV-58. Factor de seguridad a la falla de la excavación sin soporte y sin sobrecarga para la condición estática con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide..	311
Figura IV-59. Factor de seguridad a la falla de la excavación sin soporte para la condición pseudoestática del talud con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide. .....	312
Figura IV-60. Secuencia de excavación.....	315
Figura IV-61. Envolvente de presiones aparentes para el diseño de la pantalla anclada ....	316
Figura IV-62. Modelo de análisis en la herramienta Slide de la excavación con los anclajes activos. ....	324
Figura IV-63. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con anclajes para la condición estática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.....	325
Figura IV-64. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con anclajes y con la pantalla para la condición estática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide. ....	326



Figura IV-65. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con carga uniforme horizontal para la condición estática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.....	326
Figura IV-66. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con carga uniforme inclinada para la condición estática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.....	327
Figura IV-67. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con anclajes para la condición pseudoestática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.....	327
Figura IV-68. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con anclajes y con la pantalla para la condición pseudoestática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.....	328
Figura IV-69. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con carga uniforme horizontal para la condición pseudoestática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.....	329
Figura IV-70. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con carga uniforme inclinada para la condición pseudoestática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.....	329
Figura IV-71. Consideraciones de equilibrio de fuerzas de sistemas de pantallas ancladas cuya superficie cruza detrás del anclaje. Fuente: Long, Weatherby y Cording (1988) .....	331
Figura IV-72. Estabilidad total de muros anclados. Fuente: Broms (Broms, 1988) .....	331
Figura IV-73. Condición inicial del modelo de elemento finito realizado con la herramienta de RS2.....	338
Figura IV-74. Desplazamiento horizontal y vertical en la etapa inicial obtenido con la herramienta de RS2.....	339
Figura IV-75. Desplazamiento horizontal antes y luego de colocar los anclajes superiores al final de la primera etapa de excavación obtenido con la herramienta de RS2. ....	340

Figura IV-76. Desplazamiento horizontal antes y luego de colocar los anclajes intermedios al final de la segunda etapa de excavación obtenido con la herramienta de RS2. ....	340
Figura IV-77. Desplazamiento horizontal antes y luego de colocar los anclajes inferiores al final de la tercera etapa de excavación obtenido con la herramienta de RS2. ....	340
Figura IV-78. Desplazamiento horizontal antes de construida la estructura y al final de la cuarta etapa de excavación obtenido con la herramienta de RS2. ....	341
Figura IV-79. Desplazamiento horizontal antes y luego del eliminar los anclajes obtenido con la herramienta de RS2. ....	342
Figura IV-80. Desplazamiento vertical antes y luego del eliminar los anclajes obtenido con la herramienta de RS2. ....	343

## Lista de abreviaturas

ACG: Asociación Costarricense de Geotecnia.

CCCR: Código de Cimentaciones de Costa Rica.

CGTLCR: Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.

CPERCSCR: Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica.

CSCR: Código Sísmico de Costa Rica.

LANAMME: Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales.

MOPT: Ministerio de Obras Públicas y Transportes.



**Autorización para digitalización y comunicación pública de Trabajos Finales de Graduación del Sistema de Estudios de Posgrado en el Repositorio Institucional de la Universidad de Costa Rica.**

Yo, Fabricio Chavarría Salas, con cédula de identidad 4-0182-0589, en mi condición de autor del TFG titulado Diseño de cuatro obras geotécnicas: cimentación con pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino, estructura de suelo reforzado con elementos metálicos, soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado y pantalla anclada para la excavación de un sótano de una edificación

Autorizo a la Universidad de Costa Rica para digitalizar y hacer divulgación pública de forma gratuita de dicho TFG a través del Repositorio Institucional u otro medio electrónico, para ser puesto a disposición del público según lo que establezca el Sistema de Estudios de Posgrado. SI  NO \*

\*En caso de la negativa favor indicar el tiempo de restricción: \_\_\_\_\_ año (s).

Este Trabajo Final de Graduación será publicado en formato PDF, o en el formato que en el momento se establezca, de tal forma que el acceso al mismo sea libre, con el fin de permitir la consulta e impresión, pero no su modificación.

Manifiesto que mi Trabajo Final de Graduación fue debidamente subido al sistema digital Kerwá y su contenido corresponde al documento original que sirvió para la obtención de mi título, y que su información no infringe ni violenta ningún derecho a terceros. El TFG además cuenta con el visto bueno de mi Director (a) de Tesis o Tutor (a) y cumplió con lo establecido en la revisión del Formato por parte del Sistema de Estudios de Posgrado.

**INFORMACIÓN DEL ESTUDIANTE:**

Nombre Completo: Fabricio Chavarría Salas

Número de Carné: A10950 Número de cédula: 4-0182-0589

Correo Electrónico: fabricio.chavarria@ucr.ac.cr / fabriciochs@gmail.com

Fecha: 27 de enero de 2020 . Número de teléfono: 8311-2107

Nombre del Director (a) de Tesis o Tutor (a): Ing. Ana Lorena Monge Sandí, M. Sc.

**FIRMA ESTUDIANTE**

Nota: El presente documento constituye una declaración jurada, cuyos alcances aseguran a la Universidad, que su contenido sea tomado como cierto. Su importancia radica en que permite abreviar procedimientos administrativos, y al mismo tiempo genera una responsabilidad legal para que quien declare contrario a la verdad de lo que manifiesta, puede como consecuencia, enfrentar un proceso penal por delito de perjurio, tipificado en el artículo 318 de nuestro Código Penal. Lo anterior implica que el estudiante se vea forzado a realizar su mayor esfuerzo para que no sólo incluya información veraz en la Licencia de Publicación, sino que también realice diligentemente la gestión de subir el documento correcto en la plataforma digital Kerwá.

## I. Introducción

### *I.1 Planteamiento del problema*

#### **I.1.1 Planteamiento del problema de cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino**

La primera obra consiste en el diseño de la solución de la cimentación de un edificio de apartamentos de 19 pisos ubicado en un medio soportante compuesto por suelos blandos de grano fino en San José. El medio soportante consiste en un estrato de limos de baja y alta compresibilidad. El estrato superior de 9 m de profundidad es un material de consistencia blanda a media, mientras que los suelos que lo subyacen son limos de consistencia media a alta. Estos suelos se encuentran sobre una capa de lava vesicular a una profundidad media de 27 m. Esta edificación forma parte de un complejo habitacional en el cual existen limitaciones de espacio para realizar sobreanchos de una cimentación superficial. Al realizar el análisis de resistencia y de deformaciones del proyecto con un cimiento superficial, se obtiene que no se cumple con los requisitos que establece la ACG (2009).

Por ese motivo, es necesaria una alternativa para apoyar la estructura de forma segura permitir la viabilidad técnica del proyecto. Una opción es llevar a cabo un mejoramiento del terreno para aumentar la resistencia del terreno y cumplir con los requisitos de deformaciones para lo cual existen múltiples metodologías. Otra manera de dar solución al problema es realizar una cimentación profunda, la cual se desarrolla en este trabajo. Específicamente se ha optado por una cimentación con pilotes hincados de acero. Este diseño se realiza con base en la metodología de cálculo estático y lineamientos de diseño en términos de resistencia y de deformaciones de la ACG (2009).

#### **I.1.2 Planteamiento del problema de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos**

El segundo caso corresponde al diseño de una estructura de suelo reforzado con elementos metálicos para estabilizar un talud de suelo de un tramo de la carretera número 240, que se ubica en el distrito, cantón y provincia de Limón. El medio soportante consiste en depósitos

aluviales de suelos poco consolidados, los cuales son limos arcillosos. El estrato superior posee un espesor variable entre 1,5 m y 3,5 m es un material de consistencia muy blanda, mientras que los suelos que lo subyacen son también limos arcillosos con consistencias entre compacta a dura y se encuentran hasta una profundidad máxima de 15 m. Estos suelos se encuentran sobre una roca sedimentaria.

Al realizar el análisis de estabilidad de taludes para la condición actual se ha determinado que no se cumple con los factores de seguridad de la ACG (2015) tanto para la condición estática como la condición pseudoestática.

Por ese motivo, es necesario un diseño para mejorar las condiciones de estabilidad del talud y permitir el paso vehicular con seguridad, el cual se considera como moderado. En este caso se propone una estructura de suelo reforzado con elementos metálicos. Este diseño se realiza con base en los requisitos de estabilidad interna y externa de la ACG (2009) y de la ACG (2015).

### **I.1.3 Planteamiento del problema de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado**

La tercera obra consiste en el diseño del soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado, que es parte de un proyecto hidroeléctrico en la zona sur de Costa Rica. El medio soportante consiste en rocas sedimentarias fracturadas. El macizo rocoso en que se encuentra la cavidad posee tres conjuntos de discontinuidades denominados J1, J2, J3, J4 y J5. Estos poseen direcciones de buzamiento entre  $134^\circ$ , y  $263^\circ$  y sus buzamientos oscilan entre respectivamente de  $17^\circ$  y  $57^\circ$ .

En primer lugar, se realiza un análisis utilizando la teoría del bloque crítico para determinar la orientación más adecuada de la caverna. Lo anterior se lleva a cabo estudiando la cavidad y los conjuntos de discontinuidades para distintas orientaciones, determinando si existen cuñas potencialmente inestables. En el caso de las cuñas que se determina si son seguras para un factor de seguridad mínimo de 1,5 y se determina que no todas logran cumplir con ese requisito. Por ese motivo, es necesario un diseño de un refuerzo para garantizar la seguridad de la cavidad, el cual se realiza con anclajes que fijan los bloques inestables. La efectividad del refuerzo y el proceso constructivo es evaluada con una modelación del medio

junto con la cavidad y el refuerzo, con la cual se determinan los esfuerzos y los desplazamientos.

A partir de los análisis de elementos finitos, con los cuales se determinan las convergencias, radios plásticos y factores de seguridad en los soportes, se determina que el refuerzo propuesto para estabilizar los bloques no es suficiente ni seguro. Por este motivo se realizan ajustes a la propuesta de soporte adicionando concreto lanzado y elementos metálicos y aumentando la cantidad y longitud de los anclajes.

#### **I.1.4 Planteamiento del problema de pantalla anclada para la excavación de un sótano de una edificación**

El cuarto caso consiste en el diseño de una estructura de una pantalla con anclajes activos para el proceso constructivo de un muro de retención, que se ubica en el distrito, cantón y provincia de San José. El medio soportante consiste en un estrato de limos de baja y alta compresibilidad. El estrato superior de 9 m de profundidad es un material de consistencia blanda a media, mientras que los suelos que lo subyacen son limos de consistencia media a alta. Estos suelos se encuentran sobre una capa de lava vesicular a una profundidad media de 27 m. Esta edificación forma parte de un complejo habitacional en el cual existen limitaciones de espacio para realizar taludes temporales y lograr la seguridad de la construcción de los sótanos y la fundación. Además, existen construcciones vecinas cerca del borde de la excavación por lo que las deformaciones en medio deben ser controladas.

Al realizar el análisis de estabilidad de taludes de la excavación sin refuerzo se ha determinado que no se cumple con los factores de seguridad de la ACG (2015) tanto para la condición estática como la condición pseudoestática.

Por ese motivo, es necesario un diseño para mejorar las condiciones de estabilidad de la excavación para realizar la construcción del edificio cumpliendo límites de seguridad aceptables y limitar las deformaciones en las construcciones vecinas. En este caso se propone una estructura de concreto reforzado con anclajes activos. Este diseño se realiza con base en los requisitos de estabilidad interna y externa de la ACG (2009) y de la ACG (2015).

## ***1.2 Objetivo general***

- Aplicar técnicas de ingeniería geotécnica para el análisis y diseño de cuatro diferentes casos prácticos.

## ***1.3 Objetivos específicos***

Los objetivos específicos del presente trabajo son:

- Diseñar una cimentación profunda con pilotes hincados de acero en un medio de suelo blando de grano fino de un edificio de apartamentos de 19 pisos ubicado en San José conforme a los requisitos mínimos de ACG (2009).
- Diseñar una estructura de suelo reforzado con elementos metálicos para estabilizar un talud de carretera ubicado en Limón conforme a los requisitos mínimos de la ACG (2009) y de la ACG (2015).
- Diseñar el soporte de una caverna en un macizo rocoso fracturado.
- Diseñar una estructura anclada con anclajes activos para estabilizar la excavación de los sótanos de un edificio ubicado en San José conforme a los requisitos mínimos del CCCR de la ACG (2009) y del CGTLCR de la ACG (2015).
- Investigar y caracterizar el ambiente geológico de la zona de cada proyecto.
- Establecer el modelo geotécnico del sitio de cada caso.
- Elaborar modelos numéricos con herramientas computacionales para el análisis y diseño de cada problema.
- Elaborar un presupuesto global, planos y especificaciones de cada una de las soluciones.

### **1.3.1 Objetivos específicos del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino**

Los objetivos específicos del caso de la cimentación de pilotes hincados son:



- Describir el proyecto del edificio para el cual se diseña la cimentación profunda y determinar las cargas de diseño de la fundación con base en las normas nacionales de edificaciones.
- Investigar y caracterizar el ambiente geológico de lo zona del proyecto.
- Presentar las propiedades geomecánicas del medio soportante basado en estudios previos de mecánica de suelos realizados en la propiedad del proyecto y establecer el modelo geotécnico del sitio.
- Elaborar un modelo numérico del sitio en una herramienta computacional para determinar la problemática del terreno para soportar la estructura y la necesidad de realizar una cimentación profunda en términos de resistencia y deformaciones para cumplir con las disposiciones de ACG (2009) .
- Diseñar una cimentación profunda para el proyecto escogido con pilotes de acero hincados conforme a la ACG (2009).
- Analizar los resultados del diseño.
- Elaborar un presupuesto, planos y especificaciones de la solución de la cimentación con pilotes hincados.

### **I.3.2 Objetivos específicos del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos**

Los objetivos específicos del caso de la estructura de suelo reforzado son:

- Describir el proyecto del talud a intervenir con una estructura de suelo reforzado con elementos metálicos y determinar las cargas de diseño.
- Investigar y caracterizar el ambiente geológico de lo zona del proyecto.
- Determinar las propiedades geomecánicas del medio soportante basado en estudios previos de mecánica de suelos realizados en tramo de carretera del proyecto y establecer el modelo geotécnico del sitio.
- Elaborar un modelo del talud en una herramienta computacional para determinar la problemática de estabilidad y la necesidad de realizar un refuerzo para cumplir con las disposiciones de la ACG (2015).

- Diseñar una estructura de suelo reforzado con elementos metálicos para reforzar el talud conforme a la ACG (2009) y a la ACG (2015).
- Analizar los resultados del diseño y de los análisis realizados.
- Elaborar un presupuesto, planos y especificaciones de la solución de la estructura de suelo reforzado con elementos metálicos.

### **I.3.3 Objetivos específicos del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado**

Los objetivos específicos del caso de la caverna de un macizo rocoso son:

- Describir el proyecto de la caverna en términos de su forma, extensión y orientación.
- Presentar el ambiente geológico de la zona del proyecto y el levantamiento de discontinuidades del macizo rocoso.
- Determinar las propiedades geomecánicas del medio soportante basado en sistemas de clasificación geomecánica.
- Establecer la orientación más adecuada de la caverna utilizando el análisis de falla de los bloques.
- Determinar la forma y ubicación de los bloques de las paredes y corona que se requieren estabilizar para restringir los movimientos de las rocas utilizando una herramienta computacional.
- Analizar la cavidad para determinar los factores de seguridad de los bloques o cuñas por medio de una herramienta computacional.
- Diseñar de la cavidad para garantizar la estabilidad de los bloques y alcanzar factores de seguridad adecuados por medio de anclajes y concreto lanzado.
- Elaborar un modelo de elemento finito para determinar la efectividad del refuerzo en términos de esfuerzos en la roca y desplazamientos en la cavidad y realizar los ajustes necesarios.
- Proponer una secuencia constructiva de la caverna y evaluarla con un modelo de elemento finito.
- Elaborar un presupuesto, planos y especificaciones de la solución de la cavidad.

- Proponer la ubicación y tipo de instrumentación de la caverna con base en los análisis realizados para el monitoreo de la obra.

### **I.3.4 Objetivos específicos del caso de la pantalla anclada**

Los objetivos específicos del caso de la pantalla anclada son:

- Describir el proyecto de la edificación y sus sótanos a estabilizar con una estructura de pantalla anclada y determinar las cargas de diseño.
- Investigar y caracterizar el ambiente geológico de la zona del proyecto.
- Determinar las propiedades geomecánicas del medio soportante basado en estudios previos de mecánica de suelos realizados para el diseño del edificio y establecer el modelo geotécnico del sitio.
- Elaborar un modelo de la excavación con una herramienta computacional para determinar la problemática de estabilidad y la necesidad de realizar un refuerzo para cumplir con las disposiciones de la ACG (2015).
- Diseñar una estructura de suelo reforzado una pantalla anclada para estabilizar la excavación conforme a la ACG (2009) y a la ACG (2015).
- Realizar análisis de desplazamientos de elemento finito del terreno a contener al colocar los anclajes activos y luego de cortarlos al construir el sótano.
- Analizar los resultados del diseño y de los análisis realizados.
- Elaborar un presupuesto, planos y especificaciones de la solución de la estructura anclada.

## ***I.4 Importancia***

### **I.4.1 Importancia del caso de cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino**

En los últimos años en Costa Rica se ha presentado un desarrollo inmobiliario de edificios de apartamentos, el cual ha tenido un aumento en la cantidad de obras y de número de pisos especialmente en el Gran Área Metropolitana. Actualmente, se está incursionando en la construcción de estructuras entre 10 y 25 pisos, las cuales inducen en las cimentaciones

mayores esfuerzos a los presentados anteriormente. En el pasado al existir obras de menos de ocho niveles se ha utilizado con éxito cimentaciones superficiales con placas aisladas, corridas y losas de cimentación, ya que no se han presentado problemas de capacidad de soporte ni de deformaciones del terreno.

No obstante, para las obras de edificios de mayor altura que se proyectan actualmente, como los mencionados anteriormente, esas soluciones puede que no sean viables por la necesidad de cumplir con los límites de seguridad a la falla y de deformaciones que establece la normativa nacional para edificaciones. De acuerdo con la figura 1.10 de zonificación geotécnica de la ACG (2009) en San José existen suelos blandos con geología de piroclastos, cuyos problemas asociados son de capacidad de soporte para obras pesadas.

Por otro lado, las zonas con suelos competentes el Gran Área Metropolitana son cada vez más escasos, la ubicación de los proyectos usualmente se establece en necesidades comerciales y no en la existencia de terrenos con buenas características desde el punto de vista de ingeniería. De esta forma, es cada vez más frecuente en esos proyectos el uso de otras alternativas respecto a las cimentaciones superficiales, lo cual se reflejado en la práctica profesional en los últimos años.

Entre las opciones que existen se encuentra el mejoramiento de suelos, donde recientemente se ha incursionado en el uso de columnas de grava altamente compactadas. También existen opciones para aumentar la resistencia del terreno y reducir los asentamientos posteriores a la construcción con precarga y drenes (Del Cañijo Peralte, y otros, 1980), los cuales se han aplicado poco en nuestro medio.

Finalmente, una solución al problema es el uso de cimentaciones profundas con pilotes para lo cual existe tanto la tecnología como experiencia en el medio nacional y no se requiere de patentes comerciales para su uso. Por este motivo muchos de los problemas de cimientos de edificios altos se resuelven con pilotes. De esta forma, la importancia de este proyecto radica ejemplificar para un proyecto específico que una solución de pilotes hincados puede dar viabilidad técnica a proyectos de edificios de más de 10 pisos y mostrar que esta solución logra cumplir los requisitos del código antes mencionado en términos de resistencia y de deformación.

### **I.4.2 Importancia del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos**

En los últimos años en Costa Rica se ha presentado un aumento en las obras civiles de construcción de carreteras y desarrollos inmobiliarios, que se encuentran en zonas de montaña y taludes. En esos casos es necesario realizar obras de estabilización del terreno para poder construir las obras con los niveles de seguridad que solicitan los códigos, ya sea para estabilizar las laderas existentes o para ampliar el uso efectivo de los terrenos. Por otro lado, existen construcciones de caminos y edificaciones que se encuentran en laderas y en taludes realizados por el hombre, que fueron llevados a cabo previo a la publicación de las normas vigentes de diseño y construcción o sin tomarlas en cuenta.

Costa Rica se encuentra en una zona tropical con suelos transportados, que son no consolidados. Adicionalmente, el país se ubica en una zona de alto riesgo sísmico y con altas precipitaciones. Estas condiciones causan en nuestro medio sean usuales los problemas de estabilidad de laderas por condiciones estacionales y por eventos extremos de movimientos telúricos y de lluvias. Por otro lado, en el pasado existió una práctica incorrecta de realización de rellenos artificiales, contruidos de forma equivocada con materiales heterogéneos, con bajo nivel de compactación y humedad distinta a la óptima (ACG, Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009, p. 29).

Por las razones antes mencionadas, el estudio y uso correcto de obras de estabilización es de gran interés. Es por esta razón que cada vez es más frecuente el uso de distintas técnicas de refuerzo de taludes y obras de obras de contención, lo cual se reflejado en la práctica profesional en los últimos años.

Existen distintas obras de retención que pueden ejecutarse para lograr la estabilidad de los taludes y laderas, los cuales deben aplicarse de acuerdo con las construcciones y uso que se proyecte en su corona. En general esas obras se dividen en muros rígidos, muros flexibles, estructuras de suelo reforzado, estructuras ancladas y estructuras enterradas (ACG, Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009, p. 113). Las estructuras de suelo reforzado se dividen de acuerdo con el material que se utilice para su refuerzo tales como tiras metálicas, geotextil, malla metálica y geomalla. Estos poseen ventajas respecto a otras obras, ya que

son fáciles de construir, aumentan la rigidez de relleno y no requiere el uso de maquinaria especializada.

Estas condiciones causan que muchos problemas de estabilidad se puedan resolver con esta técnica. De esta forma, la importancia de este trabajo radica determinar para un proyecto específico que una solución de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos puede lograr los requisitos de los códigos antes mencionados y por ello alcanzar los niveles de seguridad requeridos.

#### **I.4.3 Importancia del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado**

En los últimos años en Costa Rica se ha determinado la necesidad de realizar excavaciones subterráneas para soluciones a obras civiles. Por ejemplo, en obras viales de carreteras y de ferrocarriles existe la necesidad de realizar túneles para el paso a través de tramos de montaña evitando así excavaciones importantes y la necesidad de estabilizar laderas. También se ha analizado la factibilidad de estas obras para evitar pasos elevados y necesidad de expropiaciones como el planteado entre la ruta Florencio del Castillo y el anillo de Circunvalación (Quesada, 2015).

Recientemente se ha realizado un estudio de prefactibilidad de un sistema masivo de personas por medio de un sistema de metro (CFIA, Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2017), que consiste en una serie de obras subterráneas como túneles y pozos. Las instituciones gubernamentales han realizado túneles y obras subterráneas para distintos proyectos y se proyecta realizar otras nuevas. Por ejemplo, el Instituto Costarricense de Electricidad ha realizado y posee planes a futuro de proyectos hidroeléctricos, que poseen galerías, túneles, pozos y cavernas. Además, el Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados ha realizado recientemente un túnel de trasvase del sistema de aguas servidas de San José (Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, 2019).

En Costa Rica se presentan rocas ígneas, sedimentarias y hasta metamórficas, las cuales poseen estructuras geológicas tales como fallas y juntas con muchos niveles de fracturación y degradación. En primer lugar, existen fallas, las cuales a nivel global se deben a que existen

esfuerzos regionales producto de la acción de las placas Cocos y Caribe y a afectos locales de topografía, entonces es usual que los macizos se encuentren fracturados. Al encontrarse en una zona tropical estos se encuentran sujetos a la meteorización tanto de la roca y de sus discontinuidades, las cuales pueden estar limpias o con rellenos. Estas condiciones causan que sea frecuente problemas de estabilidad de excavaciones subterráneas y sea necesario su estabilización para lograr niveles adecuados de seguridad.

Por las razones antes mencionadas, el análisis y el diseño adecuado de sistemas de estabilización de obras subterráneas en macizos rocosos fracturados es de gran interés. Existen muchas técnicas de refuerzo y estabilización de túneles y cavidades tales como la colocación de arcos metálicos, arcos reticulares, pernos, anclajes, inyecciones, sombrilla de tubos entre otros. De esta forma, la importancia de este trabajo corresponde en realizar un análisis de un proyecto específico de una caverna para determinar la necesidad de su estabilización y el diseño de la estabilizada de la misma. De esta forma, este estudio corresponde a un ejemplo académico que aporta en la investigación y formación en el área de excavaciones subterráneas.

#### **I.4.4 Importancia del caso de pantalla anclada para la excavación de un sótano de una edificación**

En los últimos años en Costa Rica se ha presentado un desarrollo inmobiliario de edificios de apartamentos, el cual ha tenido un aumento en la cantidad de obras y de número de pisos especialmente en el Gran Área Metropolitana. Actualmente, se está incursionando en la construcción de estructuras entre 10 y 25 pisos, las cuales incluyen sótanos para parqueos y colocación de tanques de agua para consumo humano y de incendio. El proceso constructivo de la excavación de esos niveles bajo el nivel de terreno actual requiere que se cumplan requisitos de seguridad para los trabajadores, de la inversión realizada y de las construcciones vecinas. Por las condiciones geotécnicas de los suelos es usual que se requiera de realizar refuerzos en el terreno para estabilizar los cortes.

Por otro lado, existen construcciones de caminos que se atraviesan laderas o que se propone que el nivel de la vía se encuentre bajo el nivel de terreno actual junto con la condición de existencia de construcciones en la corona. En los casos mencionados anteriormente se

puede realizar distintas obras de contención como tablestacas, pantallas de pilotes y muros, los cuales pueden estar en voladizo o anclados con pernos pasivos o activos.

Costa Rica se encuentra en una zona tropical con suelos transportados, que son no consolidados. Adicionalmente, el país se ubica en una zona de alto riesgo sísmico y con altas precipitaciones. Estas condiciones causan que en nuestro medio sean usuales los problemas de estabilidad de taludes y excavaciones por condiciones estacionales y por eventos extremos de movimientos telúricos y de lluvias.

Por las razones antes mencionadas, el estudio y uso correcto de obras de estabilización es de gran interés. Es por esta razón que cada vez es más frecuente el uso de distintas técnicas de refuerzo de taludes y obras de obras de contención con estructuras ancladas, lo cual se reflejado en la práctica profesional en los últimos años.

Existen distintas obras de retención que pueden ejecutarse para lograr la estabilidad de excavaciones, los cuales deben aplicarse de acuerdo con las construcciones y uso que se proyecte en su corona. En general esas obras se dividen en muros rígidos, muros flexibles, estructuras de suelo reforzado, estructuras ancladas y estructuras enterradas (ACG, Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009, p. 113). Las estructuras ancladas se dividen en pernos individuales, muros anclados y suelo cosido. El primero de ellos se utiliza cuando el medio es rocoso y las otras dos alternativas en general se emplean cuando es suelo. Los muros o pantallas ancladas poseen la ventaja que se pueden construir de forma progresiva descendente y limitan las deformaciones en la corona, que son características ideales para la solución de excavaciones con construcciones aledañas. No obstante, se pueden presentar subsidencias en edificaciones aledañas por lo que se es necesario determinarlas con modelos numéricos.

Estas condiciones causan que muchos problemas de estabilidad se puedan resolver con esa técnica. De esta forma, la importancia de este trabajo radica determinar para un proyecto específico que una solución de un muro anclado con pernos activos puede lograr los requisitos de los códigos antes mencionados y por ello alcanzar los niveles de seguridad y de deformación requeridos.



## ***1.5 Alcances***

### **1.5.1 Alcances del caso de cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino**

Los alcances del caso de la cimentación con pilotes hincados son:

- Diseñar la cimentación con pilotes en suelo blanco un solo edificio de más de 10 pisos.
- Las cargas sísmicas de la estructura son estimadas con base únicamente con el método pseudoestático.
- La interacción de la estructura con la cimentación considera que el conjunto losa de fundación y superestructura es un elemento rígido, que distribuye uniformemente la carga cortante y axial de la base de la estructura en los pilotes y es infinitamente rígida a flexión.
- La geología del sitio se basa en información general, ya que no se cuenta con la específica del sitio.
- Los análisis parten de modelo geotécnico determinístico del medio establecido con base en perforaciones con la prueba de penetración estándar y de cono estático y geofísica con capas de espesores y profundidades espacialmente uniformes.
- Se realiza un modelo numérico se realiza con la herramienta computacional Slide.
- El diseño de los pilotes hincados se realiza desde el punto de vista geotécnico considerando elementos de acero y no se contempla el dimensionamiento estructural detallado.
- La determinación de los asentamientos se basa en las propiedades determinadas con los estudios de suelos de referencia, de modo que no se cuenta con propiedades de resultados de consolidación para realizar estimaciones con menor incertidumbre.
- El presupuesto se realiza con base en datos referenciales de obras similares dado que no se realiza el diseño estructural detallado de la cimentación.

### **1.5.2 Alcances del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos**

Los alcances del caso de la estructura de suelo reforzado son:

- Diseñar la estabilización de un talud con una estructura de suelo reforzado con elementos metálicos para la condición estática y para la condición pseudoestática.
- Los análisis sísmicos del talud se basan en el método pseudoestático de la ACG (2015).
- La sobrecarga en el camino es uniformemente distribuida y se basa en la línea de carga de diseño de puentes de AASHTO.
- La geología del sitio se basa en información general, ya que no se cuenta con la específica del sitio.
- Los análisis parten de un modelo geotécnico determinístico del medio establecido con base en perforaciones con la prueba de penetración estándar.
- Se realizan modelos con la herramienta computacional Slide para los análisis de estabilidad de equilibrio límite.
- El diseño de la estructura de suelo reforzado se realiza desde el punto de vista geotécnico y no se contempla el diseño estructural de los elementos de fachada.
- Se realiza un análisis de la condición del talud temporal de la excavación necesaria para alcanzar el nivel de desplante considerando movimiento de tierras.
- Los análisis y el diseño se realizan para la sección crítica del talud basado en la topografía disponible y corresponde a un modelo en dos dimensiones.
- El presupuesto se realiza con base en datos referenciales de obras similares.

### **1.5.3 Alcances del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado**

Los alcances del caso de la caverna de un macizo rocoso son:

- Diseñar la estabilización de una caverna en un macizo rocoso fracturado con anclajes metálicos y concreto lanzado para la condición estática.
- La geología del sitio se basa en información previa.
- Las características de las juntas del macizo rocoso se basan en un levantamiento geológico de superficie realizado anteriormente, ya que no se realiza un levantamiento en el campo para este trabajo.
- Las propiedades geomecánicas del macizo rocoso se obtienen de modelos de clasificación geomecánica.

- Los análisis parten de modelo geotécnico determinístico del medio establecido con base en referencias bibliográficas.
- El sitio de la obra se encuentra afectado por las fracturas de las rocas y no se considera que se encuentre influenciado por otras estructuras geológicas como fallas y pliegues ni por el flujo de agua.
- Se realizan modelos con la herramienta computacional Unwedge y RS2 de la empresa Rocscience, que corresponden a los programas de cómputo que posee el programa de maestría para este trabajo. De esta forma, el modelo de elemento finito es en dos direcciones.
- La modelación con elemento finito considera que los esfuerzos in situ corresponden a las acciones gravitacionales y se determinan los esfuerzos inducidos por la excavación.
- El diseño del refuerzo de la caverna se realiza desde el punto de vista geotécnico y no se contempla el diseño de otras disciplinas como estructural y de flujo de agua.
- El presupuesto se realiza con base en datos referenciales de obras similares.
- La propuesta de instrumentación consiste en establecer los puntos y parámetros que deben ser controlados, de modo que no considera las necesidades y los detalles de los instrumentos, toma de datos y toma de decisiones a partir de los datos.

#### **I.5.4 Alcances del caso de pantalla anclada para la excavación de un sótano de una edificación**

Los alcances del caso de la pantalla anclada son los siguientes:

- El diseño se realiza para brindar estabilidad a una estructura anclada con muro y anclajes pasivos para la condición estática y para la condición pseudoestática.
- Los análisis sísmicos del talud de la excavación se basan en el método pseudoestático de la ACG (2015).
- La sobrecarga en la corona es uniformemente distribuida y se basa en la línea de carga de diseño de puentes de AASHTO y altura de las construcciones vecinas.

- La geología del sitio se basa en información general, ya que no se cuenta con la específica del sitio.
- Los análisis parten de un modelo geotécnico determinístico del medio establecido con base en perforaciones con pruebas de penetración estándar.
- Se realizan modelos con la herramienta computacional Slide y RS2 de la empresa Rocscience, que corresponden a los programas de cómputo que posee el programa de maestría para este trabajo. Estos modelos se realizan para determinar el equilibrio límite y las deformaciones en las zonas aledañas por colocar los anclajes.
- El diseño de la estructura de muro anclado se realiza desde el punto de vista geotécnico y no se contempla el diseño estructural.
- Se realizan análisis de la condición del talud temporal de la excavación necesaria para alcanzar el nivel de desplante de la edificación.
- Los análisis y el diseño se realizan para la sección crítica del sótano y corresponde a un modelo en dos dimensiones.
- El presupuesto se realiza con base en datos referenciales obtenidos de consultas a expertos de obras similares obtenidas en experiencias previas ya construidas.

## ***1.6 Limitaciones***

### **1.6.1 Limitaciones del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino**

A continuación, se enlistan las limitaciones de la obra de la cimentación con pilotes hincados.

- La determinación de la geología específica y de detalle de la zona del sitio del proyecto no forma parte del estudio.
- La elaboración de ensayos de campo y de laboratorio adicionales para corroborar el modelo geotécnico y la resistencia de los pilotes no se realiza en este trabajo.
- El modelo geotécnico para el diseño considera que los espesores y profundidades de los estratos son uniformes espacialmente que se han determinado como un

promedio de la información existente, de modo que no se consideran variaciones de los estratos.

- No se realizan modelaciones numéricas del medio, estimaciones de resistencia ni de deformaciones con modelos probabilísticos del terreno. Tampoco se realiza un análisis de sensibilidad de los resultados al modificarse las propiedades del terreno.
- La evaluación de otras alternativas para el diseño de la cimentación tales como sustitución de suelos, mejoramiento de suelos, precarga no es realizada.
- No se realiza un análisis detallado de la estructura para determinar las reacciones por sismo con métodos detallados como dinámicos y estáticos no lineales. Tampoco se realiza un análisis para determinar de las fuerzas internas en la losa de fundación.
- La acción de obras vecinas y de rellenos en la cimentación del presente trabajo no es evaluada, de modo que no se considera el efecto de carga de fricción negativa.
- El diseño estructural de la superestructura y de los elementos estructurales de la cimentación tales como losa de cimentación, cabezales, pilotes, sus conexiones y uniones no es llevado a cabo.
- La determinación de la resistencia de los pilotes se basa en elementos de acero, de modo que no se evalúa la resistencia de elementos prefabricados de concreto.

### **I.6.2 Limitaciones del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos**

A continuación, se enlistan las limitaciones del caso de la estructura de suelo reforzado.

- La determinación de la geología específica y de detalle de la zona del sitio del proyecto no forma parte del presente estudio.
- La elaboración de ensayos de campo y de laboratorio adicionales para corroborar el modelo geotécnico no se realiza en este trabajo.
- La resistencia interna y de arrancamiento de los elementos metálicos de refuerzo se basa en referencias de diseño, ya que no se considera realizar pruebas de laboratorio para su cuantificación.

- El modelo geotécnico y la sección crítica se basa en la información existente, de modo que no se realiza una modelación tridimensional del problema ni variaciones en los espesores.
- La realización de un levantamiento topográfico no es parte del presente trabajo, ya que se parte de la información disponible.
- No se realizan modelaciones numéricas del medio y ni análisis de equilibrio límite con modelos probabilísticos del terreno. Tampoco se realiza un análisis de sensibilidad de los resultados al modificarse las propiedades del terreno y de la amenaza sísmica.
- No se estiman las deformaciones para la condiciones estáticas ni dinámicas del talud, ya que las obras sobre el talud no son sensibles a deformaciones.
- La evaluación de otras alternativas para el diseño de la estabilización del talud con estructuras ancladas, enterradas y otras técnicas de estabilización con suelo reforzado no es parte del presente trabajo.
- El diseño del talud temporal con anclajes, muros, pantalla de pilotes u otros no se realiza, sino que se considera sólo un movimiento de tierras.
- El diseño estructural del muro de la cara exterior y de los apoyos de las tiras metálicas no es llevado a cabo.

### **I.6.3 Limitaciones del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado**

A continuación, se enlistan las limitaciones de la obra de la caverna de un macizo rocoso.

- La determinación de la geología específica y de detalle de la zona del sitio del proyecto no forma parte del estudio.
- La elaboración de ensayos de campo y de laboratorio adicionales para corroborar las propiedades geomecánicas del macizo rocoso no son parte del presente trabajo.
- La resistencia de los anclajes se basa en referencias de diseño, ya que no se considera realizar pruebas de laboratorio para su cuantificación.

- El modelo geotécnico se basa en la información existente, de modo que no se realiza una modelación tridimensional del problema ni variaciones en la orientación y propiedades de las discontinuidades.
- La realización de un levantamiento en campo de las fracturas no es parte del presente trabajo, ya que se parte de la información disponible.
- No se realizan modelaciones numéricas del medio y los análisis de equilibrio límite con modelos probabilísticos del terreno. Tampoco se realiza un análisis de sensibilidad de los resultados al modificarse las propiedades del terreno y de la amenaza sísmica.
- No se estiman las deformaciones para la condición dinámica, ya que el diseño corresponde únicamente al caso estático.
- La evaluación de otras alternativas para el diseño de la estabilización de la caverna tales como arcos e inyecciones no es parte del presente trabajo.
- El diseño de la galería de acceso y la interacción de esta u otra obra con la caverna no se realiza.
- El análisis de la cavidad considerando esfuerzos tectónicos, esfuerzos residuales y esfuerzos terrestres no es considerado, ya que sólo se analiza la acción de los esfuerzos gravitacionales y los esfuerzos inducidos.

#### **I.6.4 Limitaciones del caso de la pantalla anclada**

A continuación, se enlistan las limitaciones del caso de la pantalla anclada.

- La determinación de la geología específica y de detalle de la zona del sitio del proyecto no forma parte del presente estudio.
- La elaboración de ensayos de campo y de laboratorio adicionales para corroborar el modelo geotécnico no se realiza en este trabajo.
- La resistencia interna y de arrancamiento de los anclajes se basa en referencias de diseño, ya que no se considera realizar pruebas de laboratorio para su cuantificación.

- El modelo geotécnico y la sección crítica se basa en la información existente, de modo que no se realiza una modelación tridimensional del problema ni variaciones en los espesores de las unidades geotécnicas.
- La realización de un levantamiento topográfico no es parte del presente trabajo, ya que se parte de la información disponible.
- No se realizan modelaciones numéricas del medio y ni análisis de equilibrio límite con modelos probabilísticos del terreno sino con determinísticos. Tampoco se realiza un análisis de sensibilidad de los resultados al modificarse las propiedades del terreno y de la amenaza sísmica.
- No se estiman las deformaciones para la condición dinámica de la excavación, ya que la condición de diseño es para el proceso constructivo con un tiempo corto.
- La evaluación de otras alternativas para el diseño de la estabilización de la excavación no es parte del presente trabajo.
- El diseño del talud temporal con anclajes, muros, pantalla de pilotes u otros no se realiza, sino que se considera sólo un movimiento de tierras.
- El diseño estructural del muro de la cara exterior y de los apoyos de los tirantes no es llevado a cabo.

## ***1.7 Metodología***

### **1.7.1 Metodología general**

A continuación, se presenta un diagrama de flujo de la actividades de la solución del problema del trabajo, la cual corresponde a la metodología.

En primer lugar, se seleccionan cuatro sitios con estudios geotécnicos donde se puedan aplicar las técnicas de ingeniería geotécnica planteadas. Posteriormente se define la geología, las propiedades mecánicas y de deformación y los problemas a resolver en cada lugar. Con esa información se establece el modelo geológico y geotécnico de cada sitio. Posteriormente, se definen las secciones de análisis y los criterios de diseño y se realizan



modelos y análisis de las condiciones sin refuerzo, que justifican la necesidad de realizar una intervención.

Seguidamente, se realizan propuestas de solución, que son estudiadas con modelos numéricos y análisis, con los cuales se dimensionan los elementos de refuerzo. Con ese diseño se realizan planos y especificaciones y finalmente con esa información y datos referenciales se calcula un presupuesto de cada obra.

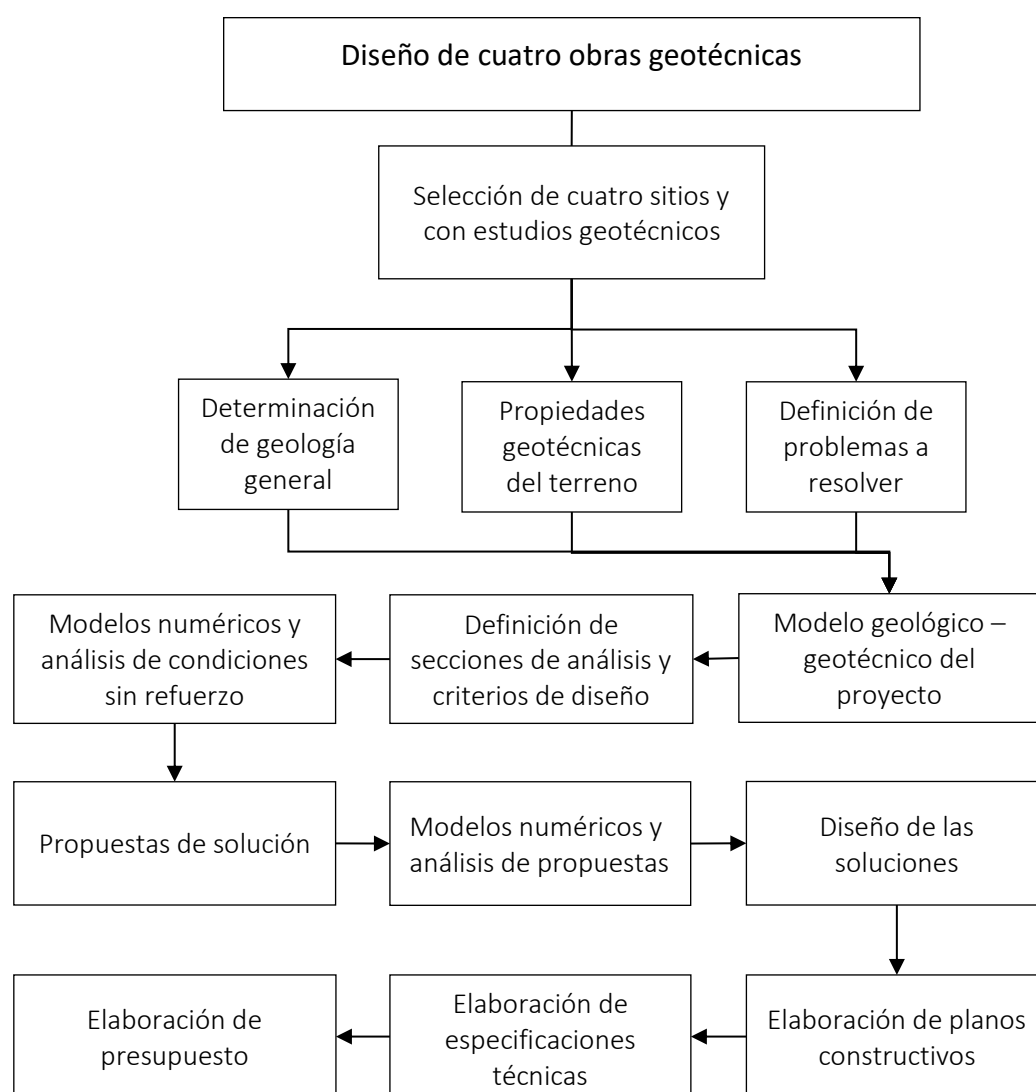


Figura I-1. Esquema de secuencia de actividades del presente trabajo

### **I.7.2 Metodología del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino**

En primer lugar, el proyecto parte de un edificio de más de seis pisos con un suelo de grano fino blando donde sea necesaria una solución de su cimentación con pilotes hincados. Para ello se realiza una entrevista personal a un propietario de una firma de diseño estructural para solicitarle información geotécnica de un sitio con estas características y proponer en conjunto un edificio de apartamentos similar a los desarrollados actualmente.

A partir de la geometría y tipo de estructura se estiman las reacciones en la base de la estructura, que serán utilizadas como punto de partida para el diseño de la fundación. El cálculo de las cargas de basa en la geometría, tamaños y materiales del proyecto propuesto. Posteriormente es necesario establecer el marco geológico geotécnico del sitio. A partir de investigación bibliográfica de acceso público se establece la geología general del sitio. En el caso del modelo geotécnico, este parte de las propiedades de los suelos obtenidas de estudios de mecánica de suelos realizados en la propiedad del proyecto. Para ello se han realizado ensayos de campo, pruebas de laboratorio y trabajo de escritorio. En este caso se han realizado ensayos de campo de penetración estándar, de cono estático y geofísica y en el laboratorio se han realizado ensayos necesarios para caracterizar los estratos.

Posteriormente se realiza una modelación del medio soportante para evaluar la capacidad de carga y las deformaciones esperadas si la estructura se cimenta superficialmente y se determina la necesidad de realizar una cimentación profunda. En el caso de la resistencia la modelación se realiza con el programa programas de cómputo Slide de la empresa Rocscience, del cual el programa de maestría tiene acceso según se indica en la página de Laboratorio de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (Software-Escuela de Ingeniería Civil, 2018). La determinación de los asentamientos se realiza con la herramienta Settle 3D, que también es de la empresa Rocscience.

Seguidamente se realiza el diseño de la cimentación profunda con pilotes hincados. La resistencia geotécnica axial de los pilotes se realiza con el cálculo estático del apartado 5.4.1 del CCCR de la ACG (2009), donde se determina la resistencia de fuste y de la punta. A partir de ambas resistencias se establece la resistencia de un pilote. Con este valor y la carga

vertical estática y los factores de seguridad del apartado 3.4.1.2 de ACG (2009) se establece la cantidad de pilotes necesaria y se realiza una distribución. Con esta propuesta de colocación de los elementos se determina la resistencia de grupo de pilotes considerando lo indicado en la sección 5.10 de la ACG (2009) y de corrige la resistencia individual.

Una vez determinada la resistencia de los pilotes y su distribución se determinan las fuerzas axiales requeridas con base en lo indicado en el apartado 5.9 de ACG (2009). En caso de que la razón entre la capacidad y la resistencia requerida en cada pilote sea inferior al factor de seguridad mínimo establecido en el apartado 3.4.1.2 de la ACG (2009) se deben hacer ajustes, los cuales pueden ser en términos de la cantidad de pilotes, distribución de estos, dimensiones de su sección transversal o su longitud. Estos ajustes se realizarán de forma iterativa hasta cumplir con los factores de seguridad.

Posteriormente se realiza un análisis de un pilote sometido a carga lateral para determinar las fuerzas internas de cortante y flexión y las presiones en el terreno, que se comparan con las presiones pasivas. La distribución del cortante basal se basa en lo indicado en el apartado 5.9 de la ACG (2009).

Una vez que se cumple con los factores de seguridad por resistencia se determinan los asentamientos del sistema de pilotes con base en el apartado 7.4.2 de la ACG (2009). Si estos no cumplen con los límites dados en el apartado 3.5 del mismo código es necesario realizar ajustes y repetir el cálculo por resistencia. Todos estos cálculos se realizan con hojas de Excel. Finalmente se realiza un plano, especificaciones técnicas y presupuesto de la solución. En el caso de la estimación del costo esta se basa en costos unitarios obtenidos a partir de entrevistas personales e investigaciones bibliográficas de obras similares.

En la Figura I-5 se muestra un diagrama de flujo de las actividades de la solución del problema del presente trabajo, lo cual se basa en lo mencionado anteriormente.

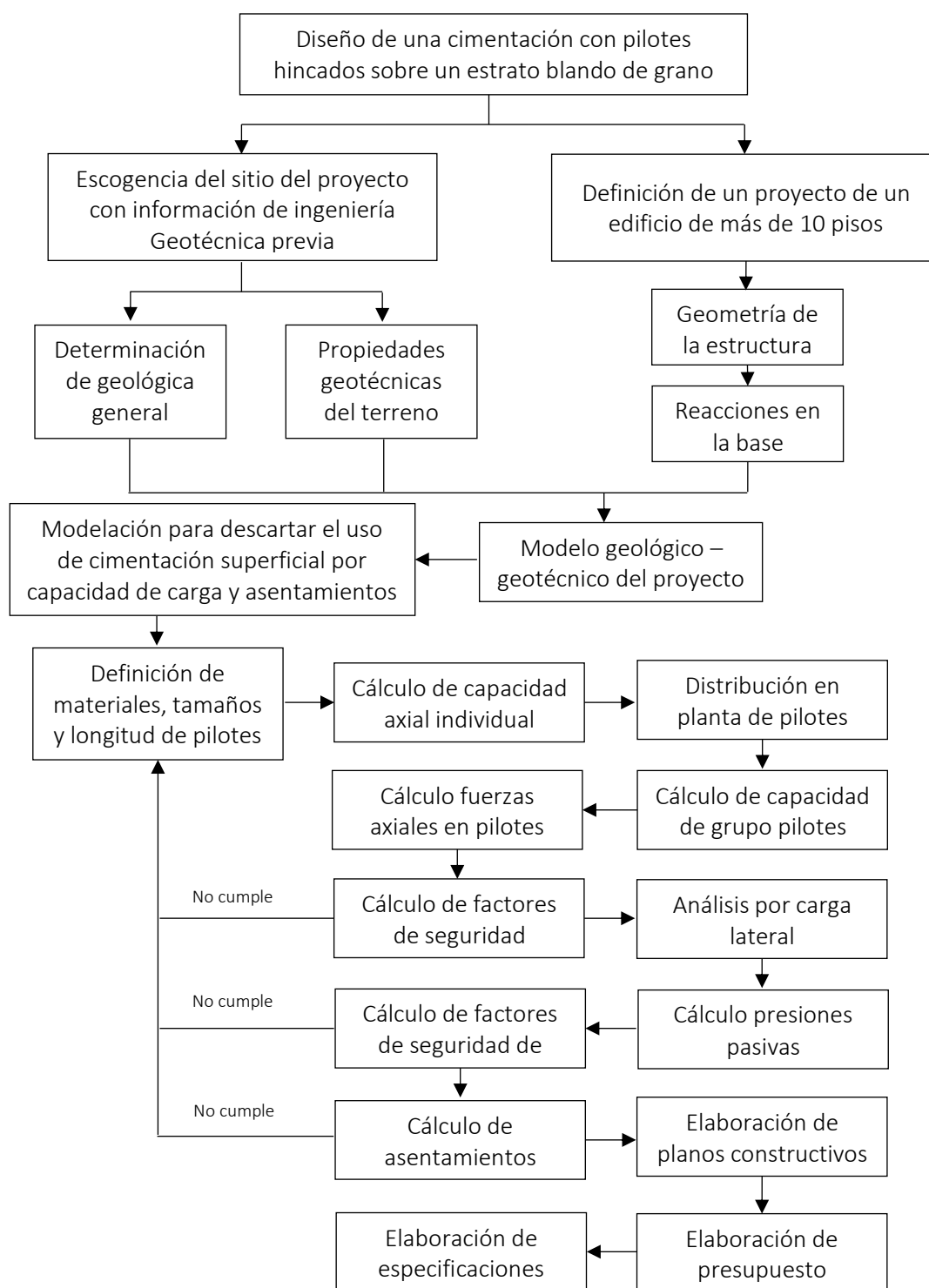


Figura I-2. Esquema de secuencia de actividades del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino

### **I.7.3 Metodología del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos**

La metodología para la elaboración del segundo caso se muestra en la Figura I-5. En esta se muestra un diagrama de flujo de las actividades de la solución del problema, lo cual se describe a continuación.

En primer lugar, el proyecto parte de un talud que posee problemas de estabilidad en el cual se han realizado estudios geotécnicos. De esta forma, en primer lugar, se realiza una entrevista personal a un propietario de una firma de diseño geotécnico para solicitarle información geotécnica de un sitio con estas características y poder proponer una intervención con una estructura con suelo reforzado con elementos metálicos.

A partir de la información disponible se procede a plantear el problema. En primer lugar, es necesario establecer el marco geológico geotécnico del sitio. A partir de investigación bibliográfica de acceso público se establece la geología general del sitio.

Seguidamente se define el modelo geotécnico, el cual parte de los parámetros de los suelos obtenidas de estudios de mecánica de suelos realizados en la zona del proyecto. Para ello se han realizado ensayos de campo, pruebas de laboratorio y trabajo de escritorio. En este caso se han realizado ensayos de campo de penetración estándar y en el laboratorio se han realizado ensayos necesarios para caracterizar los estratos.

Por último, se selecciona la sección crítica de análisis y diseño, la cual se basa en la topografía disponible. Con estos tres elementos se plantea el problema del talud a estabilizar y con ello el modelo geológico geotécnico de la obra.

Posteriormente se realiza una modelación del talud existente con una herramienta computacional para comprobar que posee problemas de estabilidad y es necesario su refuerzo para alcanzar los factores de seguridad establecidos en el capítulo 2 de la ACG (2015). En el caso el análisis es de equilibrio límite y se realiza con el programa de cómputo Slide de la empresa Rocscience. Se realizan análisis para la condición estática y para la condición con sismo.

Seguidamente se realiza el diseño de la estructura de suelo reforzado con elementos metálicos para las condiciones de estabilidad interna y externa. En primer lugar, se realiza un dimensionamiento del refuerzo con tiras metálicas, el cual se basa en criterios de estabilidad

interna. Estos criterios se basan en factores de seguridad a la falla de las tiras por fluencia y por arrancamiento, los cuales se encuentran en Das (2015) y en Berg y Christopher (2009).

Las consideraciones de diseño de estabilidad externa se basan en las disposiciones de la sección 6.3 de ACG (2009), donde se establecen los factores de seguridad al vuelco, al deslizamiento, de capacidad soportante y de estabilidad global.

El diseño del muro es un proceso iterativo, ya que deben proponerse dimensiones y luego se comprueba que se cumplen los requisitos de diseño y que la solución es económica. En primer lugar, se debe establecer la altura del muro y las propiedades del relleno en el cual se colocarán las tiras metálicas. Las dimensiones preliminares se basan en Del Canijo Peralte y Otros (1980). Para esto es necesario proponer una excavación para ser sustituida por un relleno de material granular con tiras metálicas.

De esta forma, es necesario establecer el perfil de la excavación, la cual se considera como temporal y los factores de seguridad correspondientes de la ACG (2015). Para ello se propone realizar análisis de equilibrio límite, que debe cumplir con los requisitos de taludes temporales tanto para el caso estático y con sismo.

En segundo lugar, el proceso consiste en calcular la separación vertical y horizontal de estas piezas. Luego se determinan los empujes en el muro y las fuerzas en las tiras con las cuales se determina el espesor y la longitud de estas, de modo que satisfagan los factores de seguridad a la falla de cedencia y arrancamiento.

Para ello es necesario determinar los empujes estáticos y dinámicos que se basan en la teoría de Rankine y Coulomb que se presenta en la sección 6.2 de la ACG (2009). En el caso de los empujes estáticos se consideran las recomendaciones adicionales de Berg y Christopher (2009).

Una vez que se definen estas variables se ha establecido la geometría de la estructura de suelo reforzado y se procede con el tercer paso que consiste en análisis de estabilidad externa.

El cálculo de la estabilidad externa consiste en realizar análisis de equilibrio límite para determinar los factores de seguridad a la falla de las condiciones de vuelco, deslizamiento, capacidad soportante y falla global. En el caso que los niveles de seguridad no cumplan con

los requisitos de la ACG (2009) y de la ACG (2015), entonces es necesario realizar ajustes en la estructura de suelo reforzado en términos de su altura y longitud por lo que se deben recalcular los requisitos de estabilidad interna. Lo anterior implica volver al primer paso de diseño. Todos estos cálculos se basan en cálculos con hojas de Excel excepto la estabilidad global, la cual se realiza con la herramienta Slide.

Los empujes para la estabilidad externa pueden ser distintos a los determinados en el segundo paso, ya que la superficie de falla puede que se encuentre dentro de la masa de tierra existente. Estos se determinarán con la teoría de empuje estático y dinámico de Coulomb tal y como recomienda la ACG (2009).

La capacidad soportante se determinará con mediante un análisis de equilibrio límite y se comprobará la sección 4.2 de la ACG (2009).

Finalmente, se realizan planos, especificaciones técnicas y presupuesto de la solución. En el caso de la estimación del costo esta se basa en datos obtenidos a partir de entrevistas personales e investigaciones bibliográficas de obras similares.

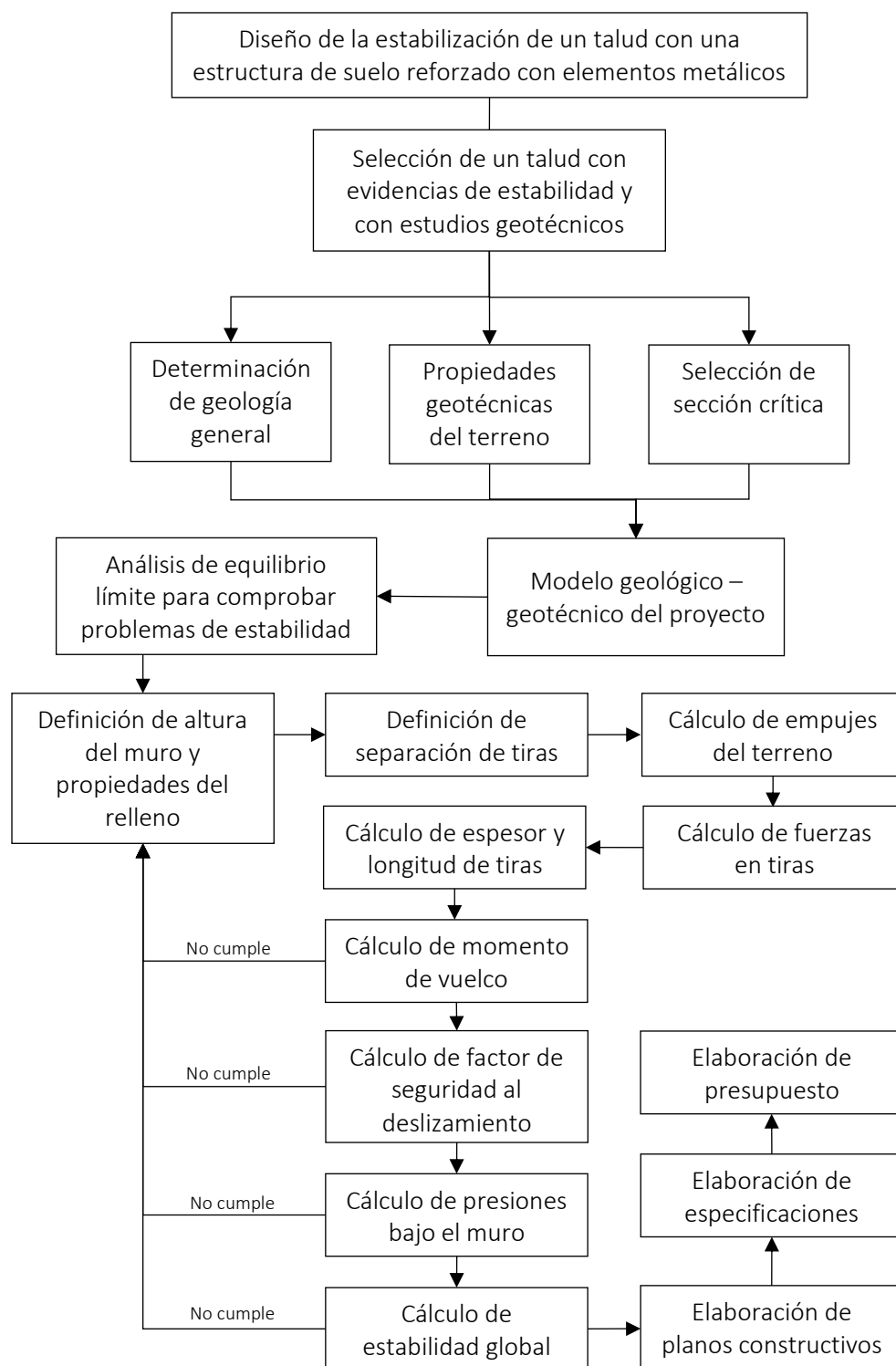


Figura I-3. Esquema de secuencia de actividades del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos



#### **I.7.4 Metodología del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado**

La metodología por seguir para la elaboración del caso de la caverna se muestra en la Figura I-5. En esta se muestra un diagrama de flujo de las actividades de la solución del problema del presente trabajo, lo cual se describe a continuación.

En primer lugar, el proyecto consiste en realizar el diseño del soporte de una caverna en un macizo rocoso fracturado. De esta forma, se realiza una investigación de un caso real de una cavidad realizada en una roca que se encuentre fracturada y el problema de estabilidad sea por caída o deslizamiento de bloques o cuñas. Por este motivo, la condición del macizo debe ser tal que se descarte condiciones de roca masiva con pocas fracturas, rocas muy fracturadas y rocas parcialmente fracturadas con altos esfuerzos in situ.

A partir de ese caso se obtiene la información del proyecto que consiste en las dimensiones, forma, orientación y profundidad de la caverna, geología general y características de la roca intacta y de las fracturas. En el caso de la roca sana es necesario conocer la resistencia a la compresión simple y el índice RQD (Rock Quality Designation) (Deere & Deere, 1988) de la roca, cantidad y orientación de las discontinuidades, condición de las discontinuidades, condición de esfuerzo y condición del agua subterránea. En el caso de la condición de las discontinuidades esta está compuesta por la rugosidad, separación, persistencia, grado de meteorización y relleno. Por otro lado, la condición de agua subterránea se refiere al caudal y estado general.

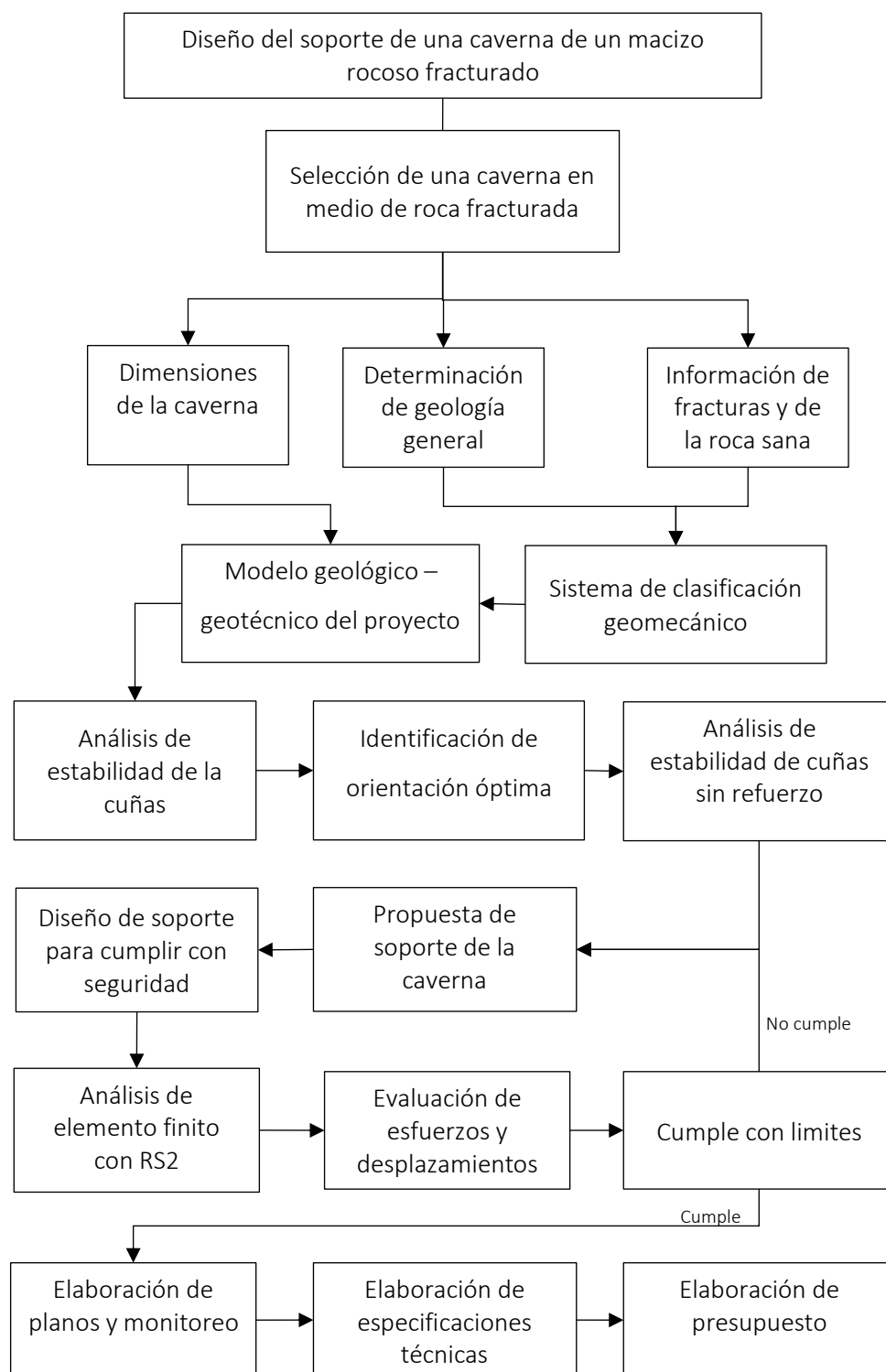


Figura I-4. Esquema de secuencia de actividades del caso de la caverna de un macizo rocoso

Con base en los sistemas de clasificación geomecánica y relaciones empíricas se determinan las propiedades mecánicas del macizo rocoso. De esta forma, se obtiene la información para establecer la envolvente de resistencia y las características de deformación del terreno. Con esta información y junto con la geología se define un modelo geológico – geotécnico del proyecto.

Seguidamente se procede a identificar la orientación óptima de la caverna, lo cual se obtiene con un análisis de estabilidad de los bloques de la caverna, el cual se puede realizar con el perfil de la excavación y las discontinuidades con la teoría del bloque clave (Goodman & Shi, Block Theory and Its Application to Rock Engineering, 1985). Este consiste en identificar para los bordes más largos y para distintas orientaciones la posibilidad de existencia de bloques removibles y la cantidad de bloques removibles.

En este caso se realizará un modelo en la herramienta Unwedge que permite identificar los bloques, su forma, sus dimensiones, factor de seguridad y presión interna necesaria para garantizar un factor de seguridad para distintas orientaciones e inclinación de la caverna. Lo anterior se realiza para combinaciones de tres conjuntos de discontinuidades. A partir de los resultados se identifica la orientación más favorable de la excavación subterránea, la cual implica que se debe colocar la menor cantidad de refuerzo para lograr los factores de seguridad requeridos. Esa orientación se establece como la definitiva para realizar el diseño del soporte y análisis de elemento finito.

En esa herramienta se pueden incluir varios patrones de refuerzo de excavaciones subterráneas con anclajes y concreto lanzado. De esta forma, luego del análisis de la excavación sin soporte se plantea un refuerzo para cumplir el factor de seguridad mínimo contra la falla de bloques. Este parte de los resultados de equilibrio límite antes realizado y las recomendaciones del sistema de clasificación geomecánico.

Posteriormente, se realiza un modelo de elemento finito en la herramienta RS2 de la excavación junto con el refuerzo propuesto. Para ello se propone una secuencia constructiva a partir de la información anterior. Con ese análisis numérico se determinan los esfuerzos en el medio, del refuerzo y los desplazamientos en el borde de la cavidad, con lo cual se evalúa la secuencia constructiva planteada anteriormente. En el caso que no se cumplan con los

límites se debe realizar un ajuste en el sistema de soporte o secuencia constructiva, por lo que debe realizarse nuevamente el diseño y análisis de elemento finito hasta que se logre cumplir con los criterios de aceptación.

Los programas de cómputo para los análisis de equilibrio límite y de elemento finito son de la empresa Rocscience, los cuales corresponden a los disponibles en el programa de maestría para los estudiantes.

Finalmente, se realizan planos y una propuesta de monitoreo de la excavación durante el proceso constructivo, que se basa en los análisis y diseños antes realizados. Además, se realizan especificaciones técnicas y presupuesto de la solución. En el caso de la estimación del costo esta se basa en datos obtenidos a partir de entrevistas personales a expertos.

### **I.7.5 Metodología del caso de la pantalla anclada**

La metodología para la elaboración del proyecto de la pantalla anclada se muestra en la Figura I-5. En esta se muestra un diagrama de flujo de las actividades de la solución del problema del presente trabajo, lo cual se describe a continuación.

En primer lugar, el trabajo parte de un proyecto de una edificación que requiere la realización de sótanos donde se requiera diseñar una pantalla anclada y se cuenten con estudios geotécnicos de campo y de laboratorio. De esta forma, en primer lugar, se realiza una entrevista personal a un propietario de una firma de diseño geotécnico o estructural para solicitarle información geotécnica de un sitio con estas características y poder proponer una solución de la excavación con una estructura anclada.

A partir de la información disponible se procede a plantear el problema. En primer lugar, es necesario establecer el marco geológico geotécnico del sitio. A partir de investigación bibliográfica de acceso público se establece la geología general del sitio con el fin de establecer el contexto en que se ubica la obra.

Posteriormente se define el modelo geotécnico, el cual se define a partir de las investigaciones de los estudios de mecánica de suelos realizados en el proyecto. Para ello se han realizado ensayos de campo, pruebas de laboratorio y trabajo de escritorio. En este caso

se han realizado ensayos de campo de penetración estándar y en el laboratorio se han realizado ensayos necesarios para caracterizar los estratos.

Por último, se selecciona las secciones críticas de análisis y diseño, las cuales se basan en los niveles de los entrepisos definidos por la arquitectura y nivel de desplante de la fundación del edificio establecido por el ingeniero estructural. Con estos tres elementos se plantea el problema el modelo geotécnico del proyecto del diseño de la pantalla anclada.

Posteriormente se realiza una modelación de la excavación con una herramienta computacional para comprobar que posee problemas de estabilidad sin ninguna intervención y por ende es necesario su refuerzo para alcanzar los factores de seguridad establecidos en el capítulo 2 de la ACG (2015). El análisis es de equilibrio límite y se realiza con el programa de cómputo Slide de la empresa Rocscience. Se analiza la condición estática y con sismo para taludes temporales según ACG (2015).

Seguidamente se realiza el diseño de la estructura anclada para las condiciones de estabilidad interna y externa. En primer lugar, se definen las cargas de empuje estáticas y provocadas por sobrecargas que debe soportar la obra de retención. En este caso no se considera la presión por sismo en el diseño interno al ser una obra temporal. También se definen los factores de seguridad requeridos con base en Sabatini, Pass y Bachus (1999). Los empujes que se basan en los diagramas de presión aparente como los por Terzaghi y Peck que se detallan en Das (2015), pero en este caso se usan las recomendaciones de Sabatini, Pass y Bachus (1999).

Luego se define el proceso constructivo de excavación con base en las limitaciones constructivas de la pantalla y de los entrepisos de los sótanos. Con estas consideraciones y con el fin de reducir las fuerzas internas en la pantalla de concreto se propone la ubicación de los anclajes y separaciones de los anclajes.

Al realizar los análisis de equilibrio se calculan las fuerzas horizontales en los anclajes y se procede con el dimensionamiento del muro y diseño de los anclajes, el cual se basa en criterios de estabilidad interna. Estos criterios se basan en factores de seguridad a la falla del elemento metálico por fluencia y por arrancamiento del anclaje con el medio, los cuales se encuentran en con base en Sabatini, Pass y Bachus (1999) y en Dirección Técnica (2001). En

este proceso se define el tipo de tirante en términos de su diámetro y material y también se define la longitud necesaria para lograr la fijación en el terreno y no se presente una falla por deslizamiento del anclaje.

Las consideraciones de diseño de estabilidad externa se basan en las disposiciones de la sección 6.3 de ACG (2009), donde se establecen los factores de seguridad al vuelco, al deslizamiento, de capacidad soportante y de estabilidad global. La estabilidad al vuelco y al deslizamiento se realizan con cálculos manuales, mientras que la estabilidad global es establecida con la herramienta computacional Slide. Además, se determina el desplazamiento del muro y los asentamientos en la corona con el programa RS2. De esta forma, se estima la subsidencia en las zonas y construcciones aledañas para determinar la influencia de los anclajes en esas obras.

El diseño del muro es un proceso iterativo, ya que deben proponerse dimensiones y luego se comprueba que se cumplen los requisitos de diseño y que la solución es económica. En primer lugar, se debe establecer la ubicación, longitud y separación de los anclajes para cumplir la estabilidad interna y en segundo lugar se comprueba que estos cumplen los requisitos de estabilidad externa y de deformaciones. En caso de que no se cumplan los factores de seguridad o subsidencias en zonas aledañas, entonces es necesario realizar ajustes desde el planteamiento del proceso constructivo.

Finalmente, se realizan planos, especificaciones técnicas y presupuesto de la solución.

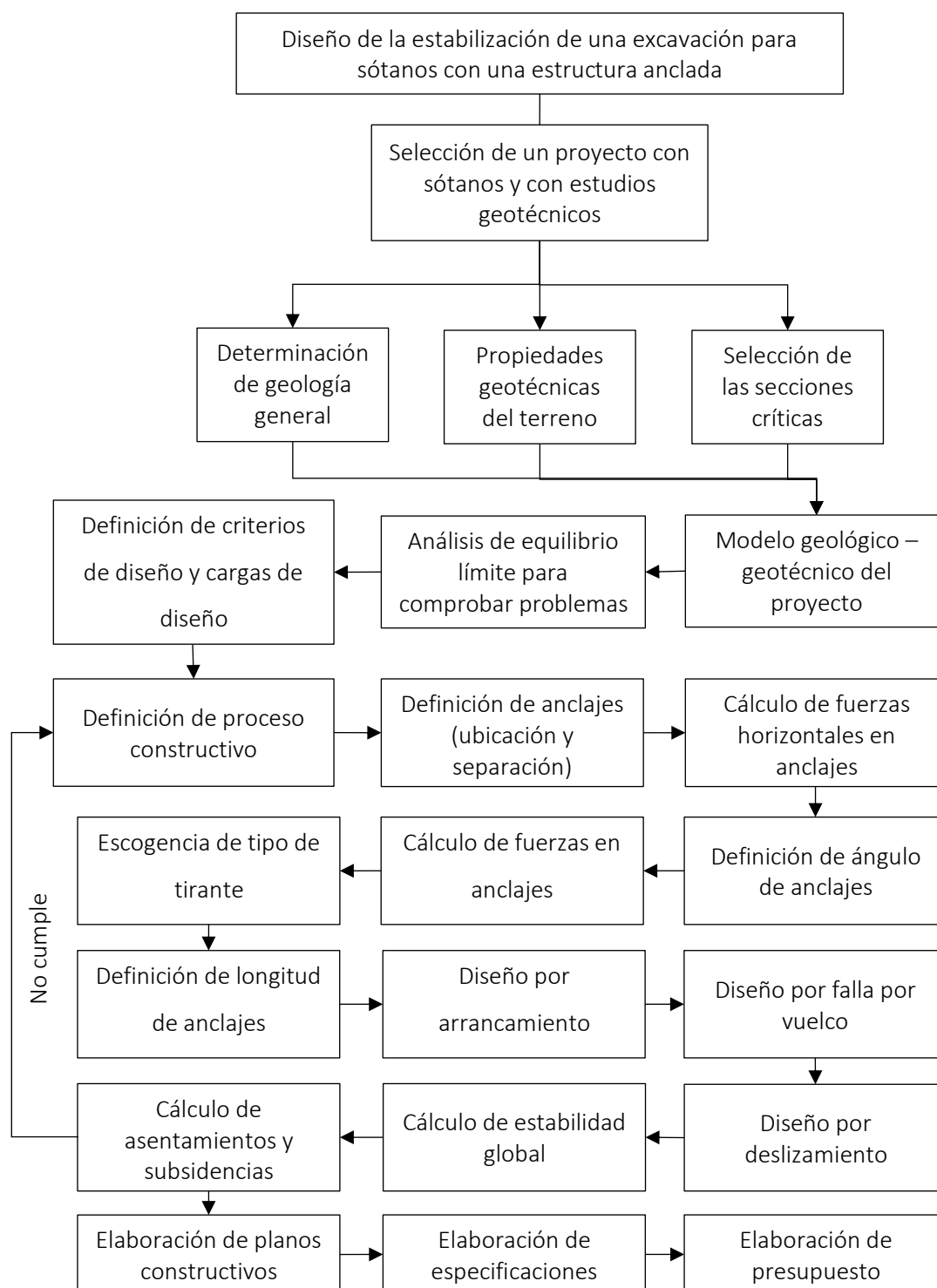


Figura I-5. Esquema de secuencia de actividades del caso de la pantalla anclada

## II. Marco teórico

### *II.1 Marco teórico del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino*

#### **II.1.1 Tipos de cimentaciones**

De acuerdo con la ACG (2009) se define como cimentación a aquel conjunto formado por elementos estructurales que transmite la carga de la superestructura al suelo y por el medio soportante que puede ser suelo, roca o una combinación de ambos. La superestructura mencionada anteriormente corresponde al sistema de elementos que conforman una construcción, entre los cuales se pueden tener edificios, casas, tanques, puentes, muros de retención.

En general la resistencia y rigidez del terreno es muy inferior a las de la estructura, por lo que la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de las columnas y muros (Calavera Ruiz, 2015). Por esto la fundación debe proyectarse de acuerdo con las propiedades de resistencia y de deformación del terreno y la configuración propia de la edificación. Estas propiedades causan que existan distintas soluciones que en general se agrupan de dos maneras, las cuales se denominan como superficiales y profundas (Rico & Del Castillo, La Ingeniería de Suelos En las Vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas Volumen 2, 2016).

La clasificación de las cimentaciones antes mencionada se basa en la razón de la profundidad de desplante y el ancho del cimientto. Es común en Ingeniería Geotécnica que se denomine  $D_f$  a la profundidad de desplante,  $B$  al ancho del cimientto y  $L$  a su longitud, lo cual se adopta acá. El CCCR de la ACG (2009) en el apartado 4.1.1 indica que los cimienttos superficiales son aquellos cuya razón  $D_f/B$  es inferior a 1 y los profundos son aquellos en los cuales esta razón es superior a 4. De esta forma, adicionalmente establece una clasificación intermedia denominada como semi-profundas, en la cual la razón  $D_f/B$  se encuentra entre 1 y 4.

Las cimentaciones superficiales se utilizan cuando las propiedades del terreno en la zona inferior o próxima a la estructura posee propiedades adecuadas en términos de asentamientos y resistencia. Existen distintos tipos de estas fundaciones entre las cuales se



tienen placas aisladas, placas corridas, placas combinadas, losas de fundación, bloques rígidos y pozos de cimentación (ACG, Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009). En la Figura II-44 se muestra ejemplos de cimientos superficiales.

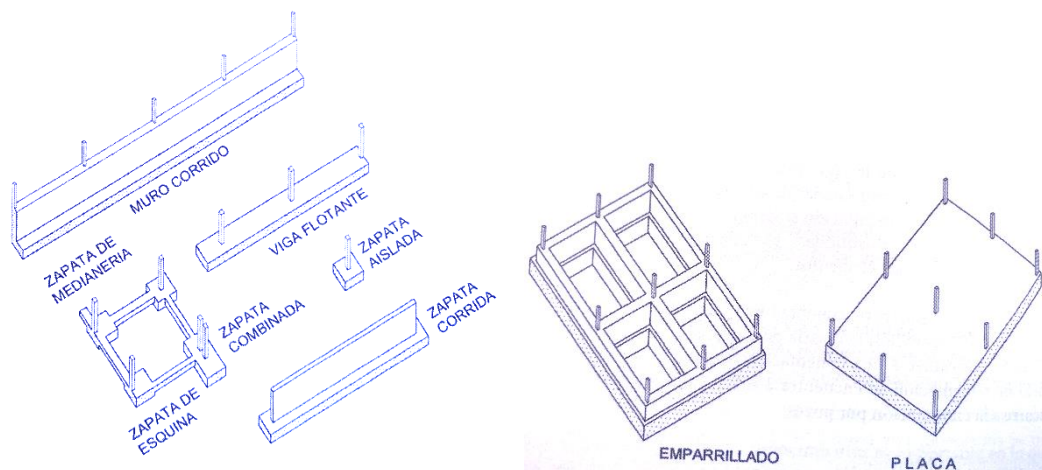


Figura II-1. Tipos de cimentaciones superficiales. Fuente: Calavera Ruiz (2015)

Las cimentaciones profundas se utilizan se generan por la búsqueda de estratos más resistentes en profundidad, de modo que estas consisten en elementos que transmiten las cargas de la estructura a niveles donde la resistencia y deformabilidad es adecuada. La transmisión de las cargas al medio soportante se da por medio de fricción entre el fuste del elemento estructural con el terreno y la carga que soporta la punta de ese elemento.

En la Figura II-45 se muestran varios tipos de cimentaciones profundas entre los que se tienen pilotes, pilas, cilindros y cajones, los cuales difieren en las dimensiones transversales. De acuerdo con el CCCR (2009) existen también micropilotes, los cuales tienen diámetros entre 100 mm y 200 mm. Por otro lado, esta referencia indica que los pilotes son elementos con diámetros entre 250 mm y 600 mm, los cuales pueden ser de acero, concreto, madera y también pueden ser colados en el sitio o hincados. En la Figura II-3 se muestra la variación entre los elementos prefabricados o hincados y los colados en el sitio, que consiste básicamente en la punta. En un caso la punta puede cónica para lograr su penetración, mientras que en la otra la punta puede tener un sobrecancho usualmente utilizado para aumentar la resistencia de la punta.

Cuando el ancho de los elementos supera 1 m, pero no excede el doble de ese valor, en general se denominan pilas (Rico & Del Castillo, La Ingeniería de Suelos En las Vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas Volumen 2, 2016). Por otra parte, los cilindros de cimentación son de mayor diámetro, que usualmente es superior a 3 m (ACG, Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009).

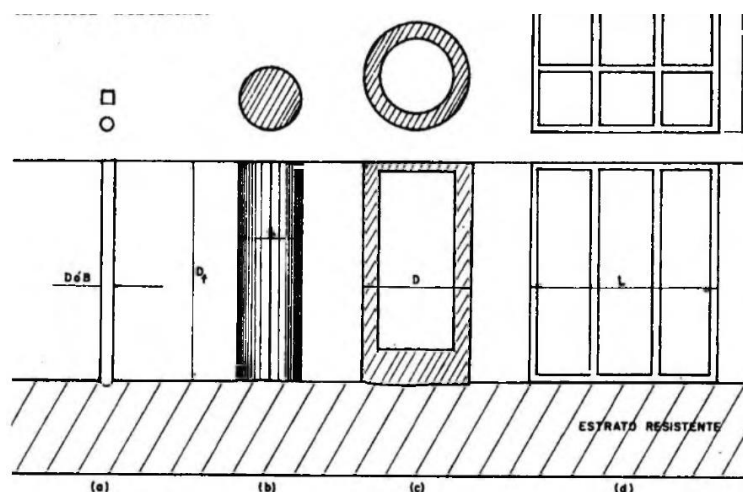


FIG. IX-1. Tipos de cimentaciones profundas

- a) Pilote
- b) Pila
- c) Cilindro (corte)
- d) Cajón de 6 celdas (corte)

Figura II-2. Tipos de cimentaciones profundas. Fuente: Badillo y Rodríguez (2015)

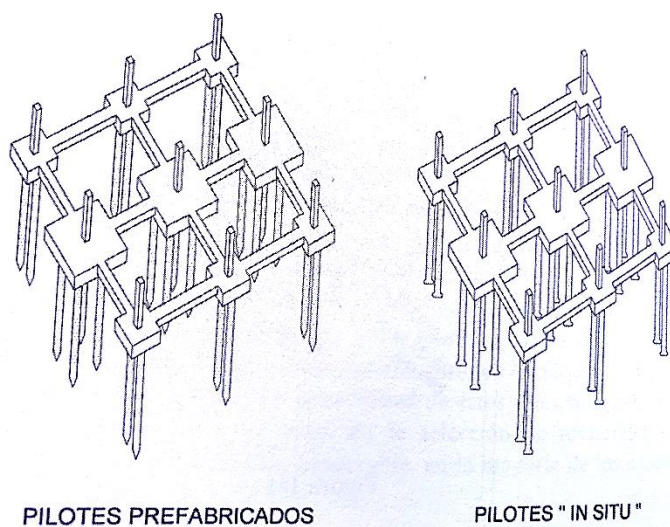


Figura II-3. Tipos de cimentaciones profundas. Fuente: Calavera Ruiz (2015)

En la Figura II-46 se muestran varios casos en los cuales puede ser necesario el uso de fundaciones profundas. En Figura II-46 (a) y en la Figura II-46 (b) se muestran los casos en los cuales existen suelos blandos. Por otro lado, en la Figura II-46 (c) y en la Figura II-46 (d) corresponden a las situaciones en los cuales la estructura transmite cargas de extracción y laterales, pero la Figura II-46(e) corresponde a una cimentación en la cual las cargas inducen flexión y carga lateral en la base. La Figura II-46(f) es el caso de estructuras y edificaciones con altas cargas laterales de viento y sismo. Las fundaciones profundas también se aplican cuando existe la posibilidad de socavación, licuefacción suelos expansivos o colapsables (Figura II-46(g), Figura II-46(h) y Figura II-46(k)). En proyectos donde en el futuro se realizará una excavación profunda al lado se recomienda el uso de pilotes como se muestra en la Figura II-46(j).

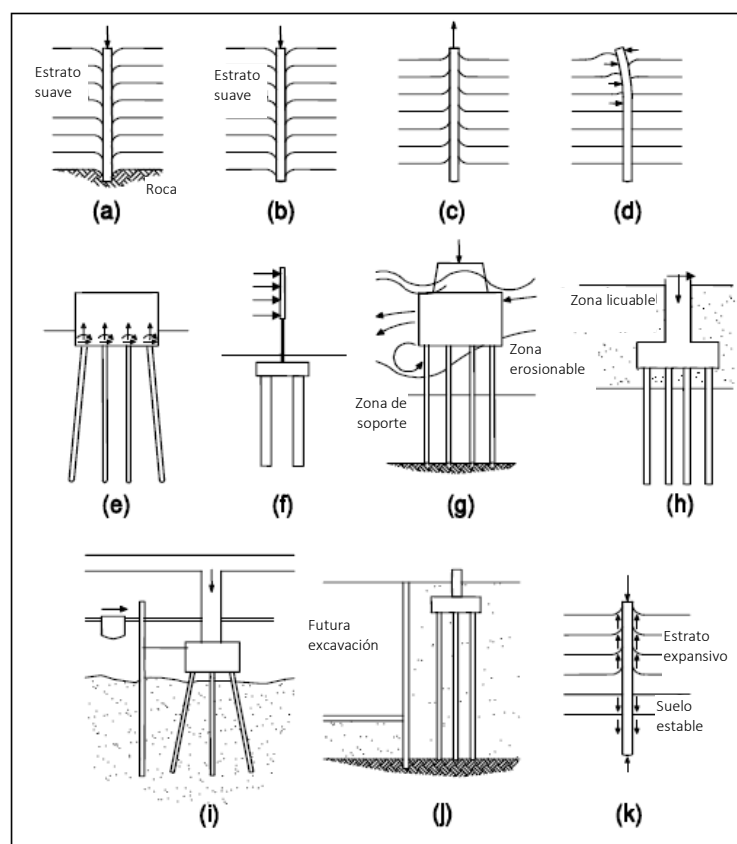


Figura II-4. Situaciones en las cuales se puede necesitar el uso de cimentaciones profundas.

Fuente: Samtani y Nowatzki II (2006)

### II.1.2 Cálculo de capacidad axial individual de pilotes

La resistencia axial de los pilotes se puede determinar de varias maneras entre las cuales se tiene: cálculo estático, correlaciones empíricas, pruebas de carga y métodos dinámicos (ACG, Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009). A continuación, se presenta el método de cálculo estático, el cual es el que se utiliza para el diseño de la cimentación del presente informe.

En el caso del método estático esta se determina como la suma aritmética de la resistencia de fricción del fuste entre el elemento estructural y el medio y la resistencia de la punta. En la Figura II-62 se muestra esquemáticamente la transmisión de la carga estructural  $Q$  del pilote al medio soportante tal y como se mencionó anteriormente.

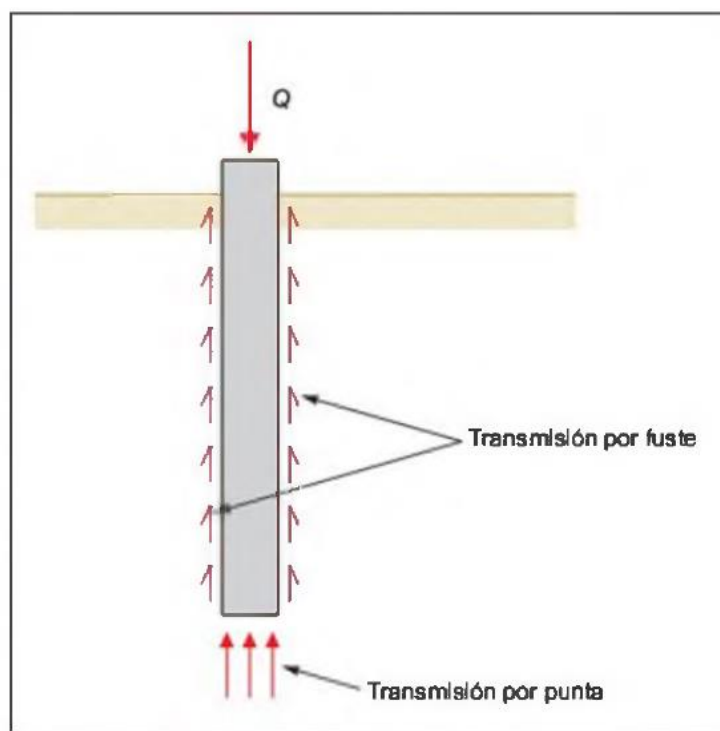


Figura II-5. Transmisión de cargas de pilotes al terreno. Fuente: Gonzáles de Vallejo, Ferrer, Ortuño y Oteo (2002)

La fracción máxima que puede soportar el medio en fricción o en punta depende de las características mecánicas del terreno y su estratigrafía. Los pilotes en los cuales la mayor parte de la carga estructural es soportada por la punta se denominan pilotes columnas o

pilotes apoyados por punta. Por otro lado, los elementos que soportan la carga fundamentalmente por la fricción del fuste se denominan pilotes flotantes o pilotes de fricción. En la Figura II-63 se presenta esquemáticamente como estos dos tipos de elementos.

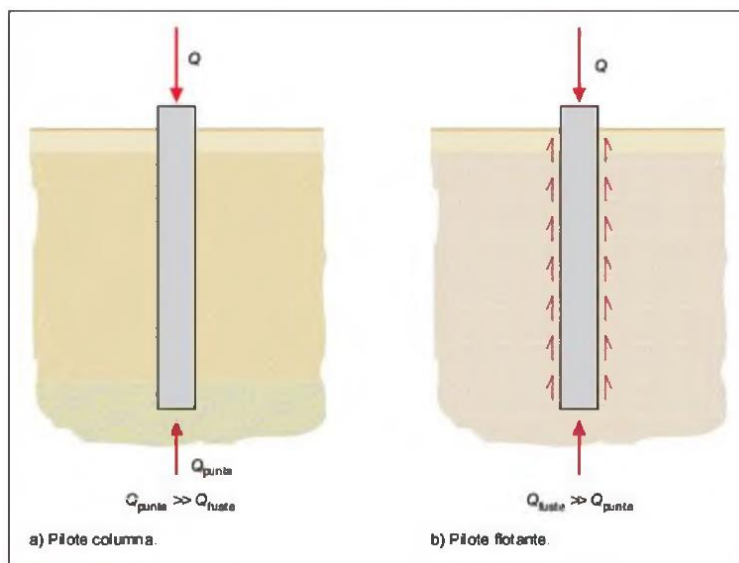


Figura II-6. Tipos de pilotes en términos de la capacidad. Fuente: Fuente: González de Vallejo, Ferrer, Ortuño y Oteo (2002)

Matemáticamente la capacidad última de los pilotes,  $Q_{ult}$ , se expresa de la siguiente manera:

$$Q_{ult} = Q_{fricción} + Q_{punta} \quad II-1$$

La resistencia a fricción,  $Q_{fricción}$ , en el caso de materiales de grano grueso o granulares se calcula con la Ecuación II-2, donde  $K$  es el coeficiente de empuje lateral (ver Cuadro II-20),  $\sigma'_{oi}$  es el esfuerzo vertical efectivo promedio en el tramo  $\Delta L_i$ ,  $\delta$  es el ángulo de fricción entre el material del pilote y el fuste (ver Cuadro II-9),  $P$  es el perímetro del pilote y  $\Delta L_i$  es la longitud del tramo analizado.

$$Q_{fricción} = \sum_{i=0}^L K \cdot \sigma'_{oi} \cdot \tan(\delta) \cdot P \cdot \Delta L_i \quad II-2$$

Cuadro II-1. Valores recomendados para el coeficiente de empuje lateral,  $K$ , entre el coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $K_0$ . Fuente: ACG (2009)

Tipo de pilote	$K/K_0$
Perforado con chorro	1/2 a 2/3
Excavado	2/3 a 1
Bajo desplazamiento	3/4 a 5/4
Alto desplazamiento	1 a 2

Cuadro II-2. Coeficientes de fricción entre suelos de grano grueso y pilotes,  $\delta$ . Fuente: ACG (2009)

Material	$\delta$
Madera	0,8 $\phi$ a 0,9 $\phi$
Concreto rugoso, colado en sitio	1,0 $\phi$
Concreto liso, prefabricado	0,8 $\phi$ a 1,0 $\phi$
Acero liso	0,5 $\phi$ a 0,7 $\phi$
Acero corrugado	0,7 $\phi$ a 0,9 $\phi$

Por otro lado, la resistencia a fricción,  $Q_{\text{fricción}}$ , en materiales de grano fino en condición no drenada se calcula conforme a la Ecuación II-3. En este caso  $C_a$  es la adherencia entre el pilote y el suelo que se puede determinar con el Cuadro II-11 a partir de la resistencia no drenada ( $C_u$ ) y  $A_f$  es el área del fuste en contacto con el suelo.

$$Q_{\text{fricción}} = C_a \cdot A_f \quad \text{II-3}$$

Cuadro II-3. Valores de adherencia recomendados entre el pilote y el suelo para determinar la resistencia a fricción no drenada de materiales de grano fino. Fuente: ACG (2009)

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Resistencia no drenada, $C_u$ (kPa)	Adherencia $C_a$ (kPa)
Concreto y madera	Blanda	0 – 40	0 – 35
	Firma	40 – 80	35 – 45
	Dura	80 – 150	45 – 70
Acero	Blanda	0 – 40	0 – 30
	Firma	40 – 80	30 – 40
	Dura	80 – 150	¿?

En el caso de estratos estratificados la capacidad a fricción se determina como la suma de las resistencias de los materiales de grano grueso y fino de cada capa con las anteriores expresiones según corresponda.

La resistencia de la punta,  $Q_{\text{punta}}$ , de pilotes apoyados en materiales de grano grueso se determina con la Ecuación II-4. En este caso  $q_b$  es la capacidad de soporte del suelo a nivel de la punta,  $\sigma'$  es el esfuerzo vertical efectivo al nivel de la base del pilote,  $N_q^*$  es el factor de capacidad de carga para una cimentación profunda (ver Figura II-7),  $A_b$  es el área de la base del pilote y  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material a nivel de la punta.

$$Q_{\text{punta}} = q_b \cdot A_b = (\sigma' \cdot N_q^*) \cdot A_b \leq q_{\text{lim}} \cdot A_b = (50 \cdot N_q^* \tan(\phi)) \cdot A_b \quad \text{II-4}$$

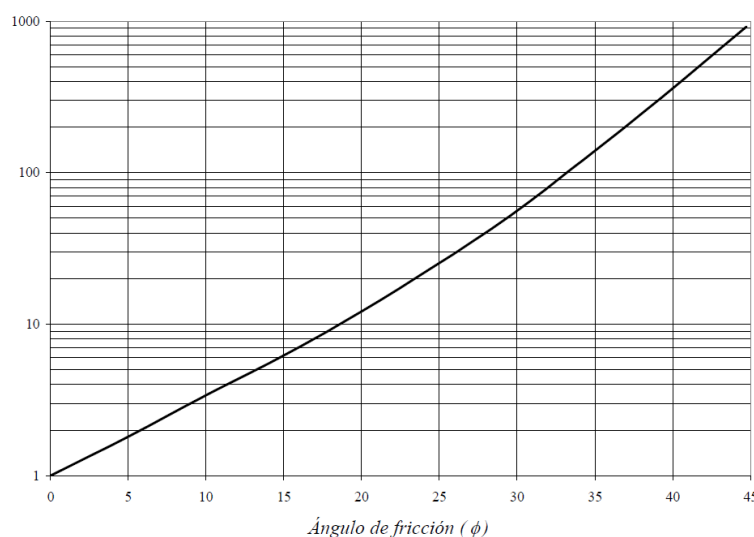


Figura II-7. Variación del factor de capacidad de carga  $N_q^*$  para cimentaciones profundas con el ángulo de fricción basado en Meyerhof. Fuente: ACG (2009)

En el caso que la punta se apoye en un material de grano fino la resistencia de la punta,  $Q_{\text{punta}}$ , de pilotes se calcula con la Ecuación II-5. En este caso las variables tienen las mismas definiciones antes mencionadas y  $c_u$  es la resistencia promedio al corte no drenado del suelo.

$$Q_{\text{punta}} = q_b \cdot A_b = (c_u \cdot N_c^*) \cdot A_b = (c_u \cdot 9) \cdot A_b \quad \text{II-5}$$

Para el uso de los factores de capacidad de carga de la punta se debe garantizar que el pilote quede empotrado dentro de la capa de apoyo una distancia  $D_{emp}$  que se calcula de la siguiente forma:

$$D_{emp} = 4 \cdot B \cdot \tan(\phi) \quad \text{II-6}$$

### II.1.3 Cálculo de capacidad axial de grupos de pilotes

La resistencia axial de un grupo de pilotes en general no es igual a la suma aritmética de las capacidades individuales de los pilotes que conforman el grupo. Por ello se ha definido el término de eficiencia, que corresponde a la razón entre la capacidad del grupo respecto a la suma de las capacidades individuales de los pilotes y se define como  $E$  o  $\epsilon$  según la referencia que se utilice.

En general se ha determinado que la eficiencia depende de la razón de la separación de los pilotes,  $s$ , y su diámetro,  $D$ . En la Figura II-37 se muestra la variación de la eficiencia con esta razón tanto para arenas como para arcillas. Tal y como se puede ver para arenas el factor es superior a la unidad, que usualmente se desprecia como criterio del lado de la seguridad. Por otro lado, la eficiencia en arcillas es inferior a la unidad para separaciones menores a 8 veces el diámetro.

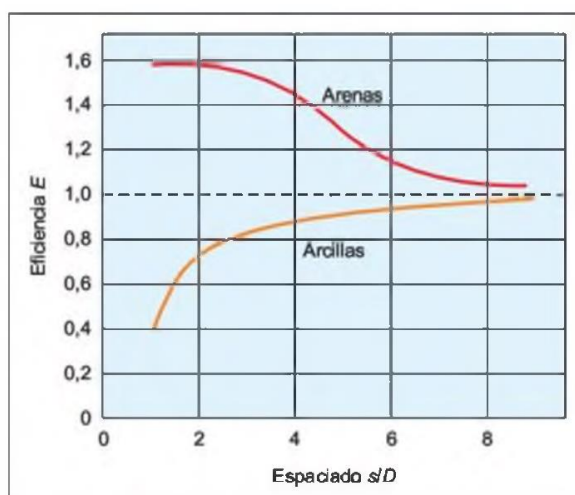


Figura II-8. Variación del coeficiente de eficiencia de un grupo de pilotes respecto a la razón de la separación,  $s$ , y el diámetro,  $D$ , de los pilotes. Fuente: González de Vallejo, Ferrer, Otuño y Oteo (2002)



Lo anterior se debe a que cuando los pilotes se encuentran juntos la falla es del bloque de pilotes, mientras que si la separación es mayor se presentan fallas individuales de pilotes, tal y como se puede apreciar en la Figura II-39. En la Figura II-10 se presentan valores de eficiencias de grupos de pilotes en arcillas obtenidas de modelos.

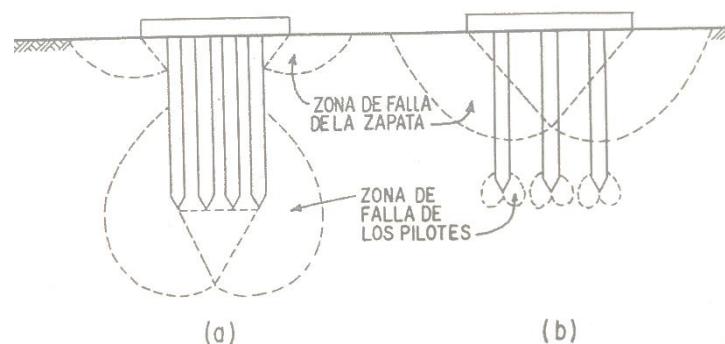


Figura II-9. Modos de falla de grupos de pilotes. Fuente: Rico y Del Castillo (2016)

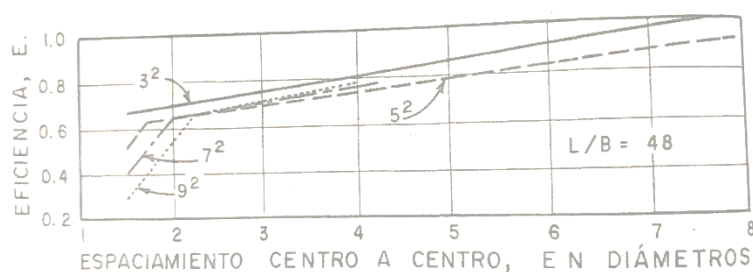


Figura II-10. Eficiencias de grupos de pilotes en arcillas. Fuente: Rico y Del Castillo (2016)

La ACG (2009) recomienda el uso de la siguiente expresión, donde  $\epsilon$  es la eficiencia,  $D$  es el diámetro de los pilotes,  $s$  es su separación centro a centro,  $m$  es el número de hileras de pilotes en el grupo y  $n$  es el número de pilotes en cada hilera.

$$\epsilon = 1 - \left[ \tan^{-1} \left( \frac{D}{S} \right) \right] \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad \text{II-7}$$

Otras referencias recomiendan calcular la resistencia de un grupo de pilotes en arcillas con la Ecuación II-8, donde las variables  $D$ ,  $L$  y  $B$  se muestran en la Figura II-40. Por otro lado,  $\bar{c}$  es la resistencia al corte no drenado promedio de la arcilla alrededor del grupo de pilotes y  $c$  es la resistencia no drenada de la arcilla bajo el grupo.

$$Q_{ult} = 2 \cdot D \cdot (B+L) \bar{c} + 1,3 \cdot c \cdot N_c^* \cdot B \cdot L$$

II-8

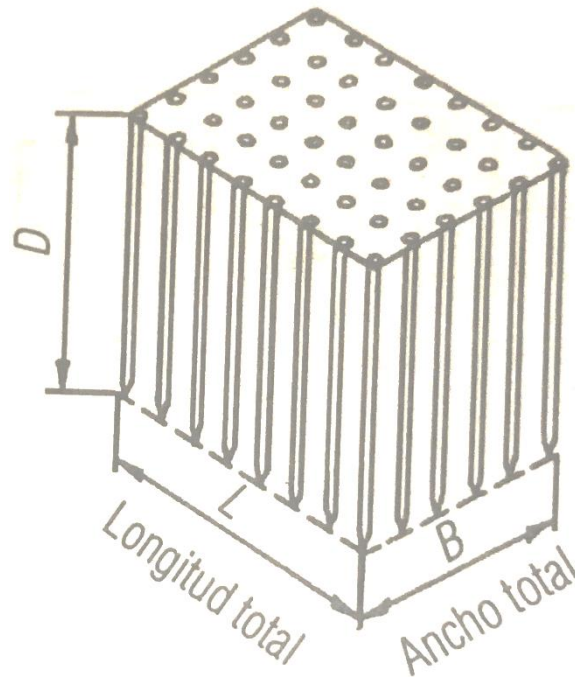


Figura II-11. Cálculo de falla por bloque de grupos de pilotes en arcillas. Fuente: Tomlinson (2012)

#### II.1.4 Cálculo de fuerzas internas en pilotes sometidos a carga lateral

En el caso que el cimiento con pilotes este sometido a cargas laterales, entonces en el elemento estructural se presentan cortantes y momentos flectores internos, lo cual genera presiones pasivas en el terreno. Estas presiones a las cuales se somete el terreno deben ser inferiores a la resistencia pasiva. La forma que se desarrollan estas presiones depende de la longitud del pilote por lo que se definen pilotes cortos y largos.

Los pilotes cortos son aquellos que cuya razón de la longitud,  $L$ , entre la longitud elástica,  $Z$ , es inferior a 2 en terrenos granulares e inferior a 1,5 para terrenos de grano fino. Las longitudes elásticas se determinan con las siguientes expresiones, donde  $E_p$  es el módulo de Young del pilote  $I_p$  es el segundo momento de área del pilote,  $L$  es la longitud del pilote y  $E_0$  es el módulo de deformación del suelo en la punta del pilote.

$$Z = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p \cdot L}{0.75E_0}} \quad \text{II-9}$$

$$Z = \sqrt[4]{\frac{4E_p \cdot I_p}{0.75E_0}} \quad \text{II-10}$$

En el caso de pilotes cortos las presiones se determinan con la solución de Broms para el caso en que el pilote incursiona en el rango no lineal, que se encuentra en la referencia Geotecnia y Cimientos III (1980) y cuyo análisis gráficamente se muestra en la Figura II-12. En el caso que sea el terreno que plastifica se utiliza la teoría de Meyerhof.

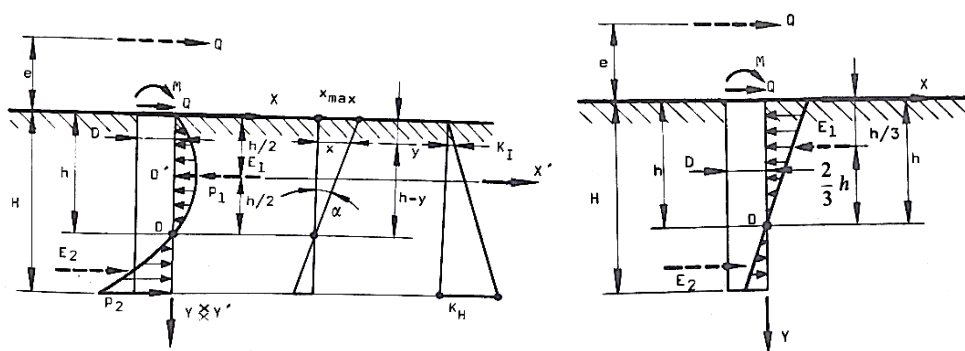


Figura II-12. Análisis de pilotes cortos con coeficiente de balastro horizontal,  $K_H$ , variable con la profundidad (arenas) y constante (arcillas). Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980)

En el caso de pilotes largos para la condición última se puede también utilizar la solución correspondiente de Broms o de Meyerhof. En la Figura II-13 se presenta la solución de Broms de la carga de rotura de pilotes flexibles (largos) y rígidos (cortos). En el caso de pilotes largos también se puede obtener con un modelo de viga sobre fundación elástica con discretización de los elementos estructurales y la interacción con el terreno tal y como se muestra en la Figura II-14.

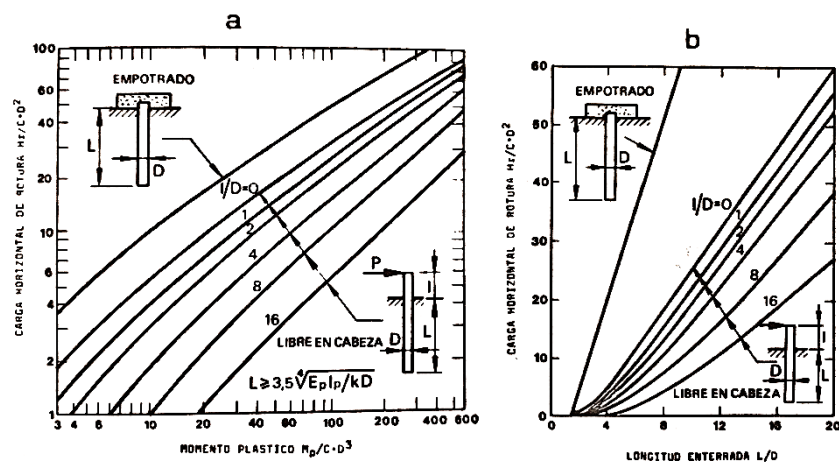


Figura II-13. Solución de carga de rotura de Broms para pilotes largos y cortos. Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980)

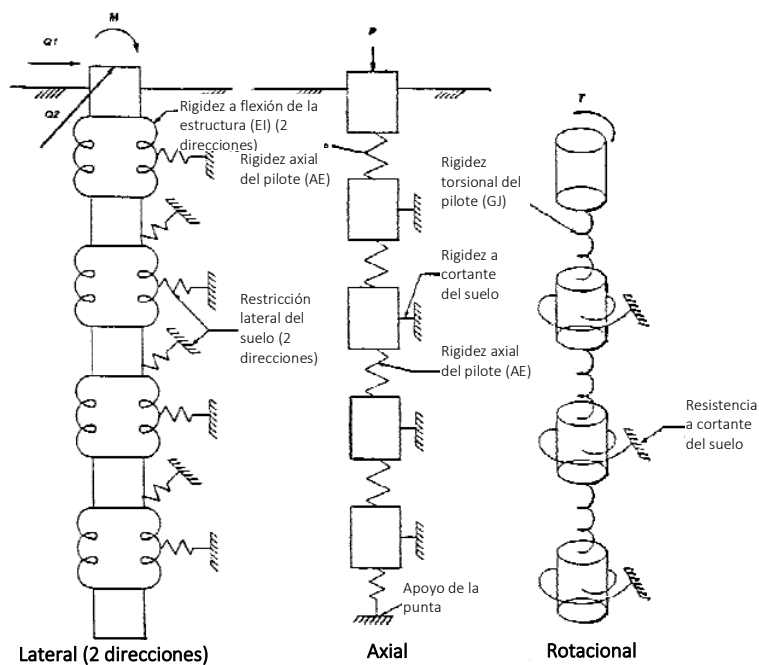


Figura II-14. Análisis de pilotes con modelo de viga sobre fundación elástica. Fuente: U.S. Army Corps of Engineers (1991)

Por otro lado, se pueden utilizar soluciones elásticas como las realizadas por Reese y Matlock o por Davinson y Gill (ACG, Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009). En la Figura II-15 se muestra la variación de los factores de desplazamiento cortante y momento que se

utilizan en las expresiones del Cuadro II-12, las cuales se basan en las soluciones de esos autores.

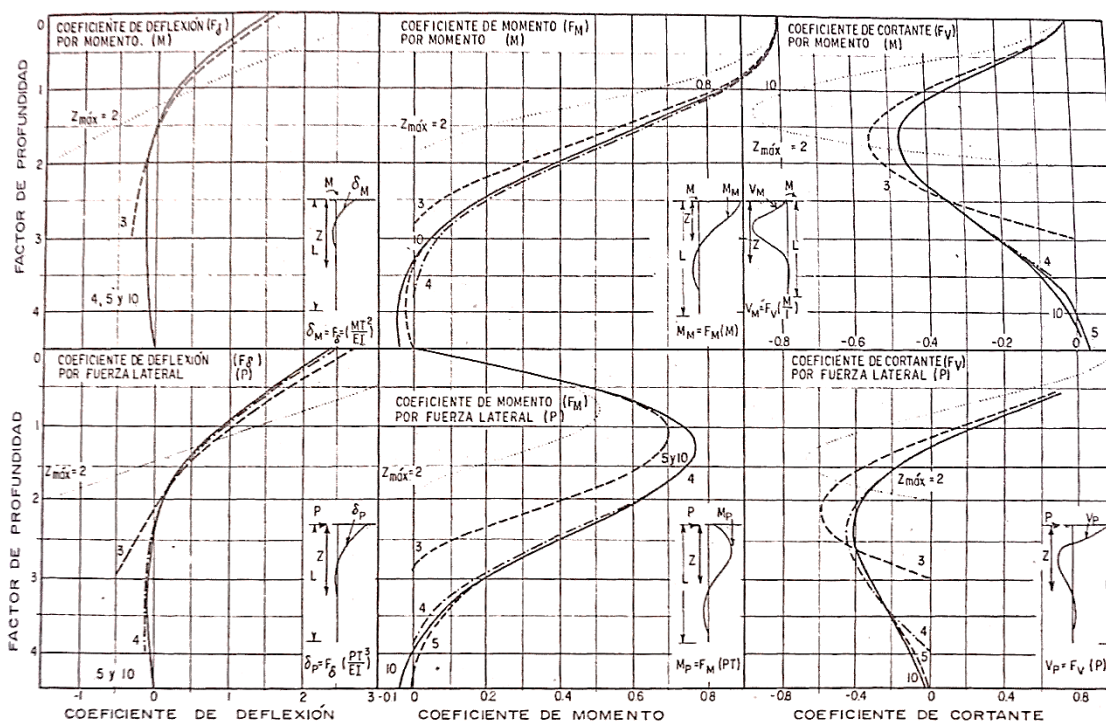


Figura II-15. Factores de influencia para pilotes sujetos a carga lateral. Fuente: Rico y Del Castillo (2016)

Cuadro II-4. Ecuaciones para el cálculo de desplazamiento, momento y cortante para pilotes sujetos a carga lateral. Fuente: Rico y Del Castillo (2016)

	Efecto del momento $M = P \cdot H$	Efecto de la fuerza Cortante $P$
Desplazamiento	$\delta_M = F_\delta \frac{M \cdot T^2}{E \cdot I}$	$\delta_P = F_\delta \frac{M \cdot T^3}{E \cdot I}$
Momento	$M_M = F_M M$	$M_P = F_M P \cdot T$
Cortante	$V_M = F_V \frac{M}{T}$	$V_P = F_V P$

El momento máximo en el pilote se puede determinar por medio de la longitud de empotramiento equivalente. Esta se determina con la Ecuación II-11, donde H es la carga lateral, m es el factor de momento que se obtiene con la Figura II-16 y  $L_T$  es la longitud total desde el punto de aplicación de la carga hasta el punto de empotramiento equivalente. Esta

se obtiene como la suma de la longitud libre más la longitud de empotramiento que se determina con la Ecuación II-12.

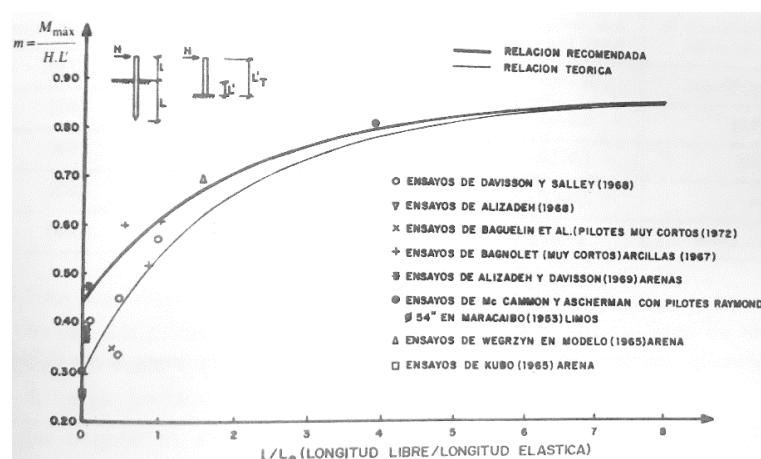


Figura II-16. Variación de factor de momento  $m$  con la razón de la longitud sobre el terreno entre la longitud elástica para el cálculo del momento máximo para el análisis de longitud de empotramiento equivalente. Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980)

$$M_{\max} = m \cdot H \cdot L'_T \quad \text{II-11}$$

$$L' = 1,2 \cdot L_e = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{E_o / 3}} \quad \text{II-12}$$

### II.1.5 Cálculo de distribución de fuerzas en grupos de pilotes

En el caso de cimentaciones con pilotes la ACG (2009) indica que se puede considerar la placa de amarre como rígida. En el caso de la carga vertical,  $P$ , y momentos flectores de la fundación estos se distribuyen en los pilotes de la siguiente forma:

$$P_i = \frac{P \cdot k_i}{K_T} \pm \frac{P \cdot e_x \cdot d_{xi} \cdot k_i}{k_{\theta y}} \mp \frac{P \cdot e_y \cdot d_{yi} \cdot k_i}{k_{\theta x}} \quad \text{II-13}$$

Por otro lado, cuando la cimentación está sometida a carga lateral el cortante basal se distribuye en los pilotes con base en la siguiente ecuación:

$$V_i = V \frac{K_{Li}}{\sum K_{Li}} \quad \text{II-14}$$

La definición de las variables se encuentra en el CCCR de la ACG (2009) por lo que se omiten acá. Con ese cortante se obtienen las fuerzas internas de flexión y cortante en cada pilote con alguna de las soluciones mencionadas en el apartado anterior.

### II.1.6 Factores de seguridad a la falla de pilotes

En el capítulo 3 del CCCR de la ACG (2009) se encuentran los factores de seguridad, F.S., de cimentaciones. En el caso que se calcule la resistencia con métodos de hincas se deben utilizar los recomendados en el apartado 5.4.5, pero al utilizarse el cálculo estático se utilizan los factores del Cuadro II-5.

*Cuadro II-5. Factores de seguridad. Fuente: ACG (2009)*

Condición de Carga	Factor de seguridad Tradicional (F.S.)
Estática	3,0
Estática + Dinámica	2,0

El diseño por resistencia consiste en cumplir con la siguiente expresión:

$$P_1 = \varepsilon \frac{Q_{ult}}{F.S.} \quad \text{II-15}$$

### II.1.7 Cálculo de asentamientos de cimentaciones de pilotes

El asentamiento de grupo de pilotes se debe realizar conforme a lo indicado en la sección 7.4.5 de la ACG (2009). Este debe obtenerse como la suma de las deformaciones elásticas,  $\delta_e$ , y las de consolidación,  $\delta_c$ . En el caso de los asentamientos elásticos se obtienen como el desplazamiento de la punta más el acortamiento elástico del pilote entre el extremo superior y el inferior, lo cual se expresa de la siguiente manera:

$$\delta_e = \delta_{e1} + \delta_{e2} + \delta_{e3} = \left[ \frac{(Q_{\text{punta trabajo}} + \xi Q_{\text{fricción trabajo}})L}{A_p \cdot E_p} \right] + \left[ \frac{Q_{\text{punta trabajo}} \cdot C_p}{D \cdot Q_{\text{punta}} / A_p} \right] + \left[ \frac{Q_{\text{fricción trabajo}} \cdot C_s}{L \cdot Q_{\text{punta}} / A_p} \right] \quad \text{II-16}$$

Para mayor detalle de las variables se puede consultar la referencia Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (2015), pero  $C_p$  se obtiene del Cuadro II-6 y  $C_s$  de la Ecuación II-17. Por otro lado, el valor de  $\xi$  se obtiene con el tipo de distribución de la resistencia por fricción unitaria a lo largo del fuste conforme a la Figura II-17, que en el caso de arcillas es de 0.5 y para arenas es de 0,67.

Cuadro II-6. Valores típicos de  $C_p$  del. Fuente: Das (2015)

Tipo de suelo	Pilote hincado	Pilote excavado
Arena (densa a suelta)	0,02 – 0,04	0,09 - 0,018
Arcilla (rígida a blanda)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,016
Limo (denso a suelto)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

$$C_s = \left( 0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) C_p \quad \text{II-17}$$

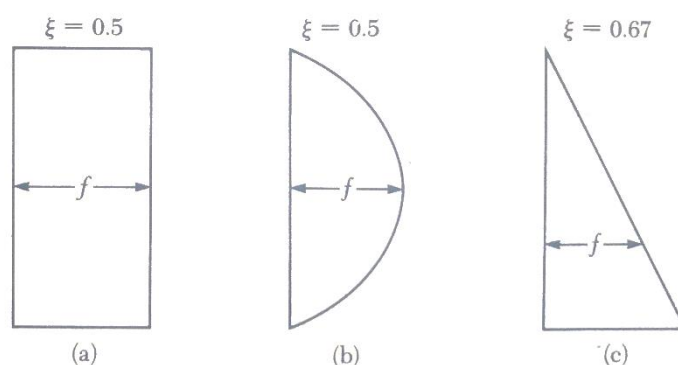


Figura II-17. Diferentes tipos de distribución de la resistencia por fricción unitaria a lo largo del fuste del pilote. Fuente: Das (2006)



El asentamiento por consolidación se calcula considerando que la carga se transfiere a partir un tercio inferior de los pilotes (ver (a) de la Figura II-18) considerando el concepto de fundación equivalente a esa profundidad (ver Figura II-19) y la siguiente expresión:

$$\delta_c = H \frac{C_c}{1+e_0} \log \left( \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right) \quad \text{II-18}$$

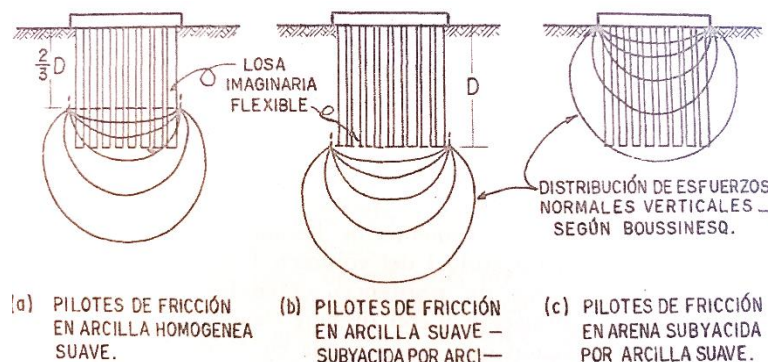


Figura II-18. Hipótesis para calcular la distribución de esfuerzos bajo grupos de pilotes por fricción. Fuente: Rico y Del Castillo (2016)

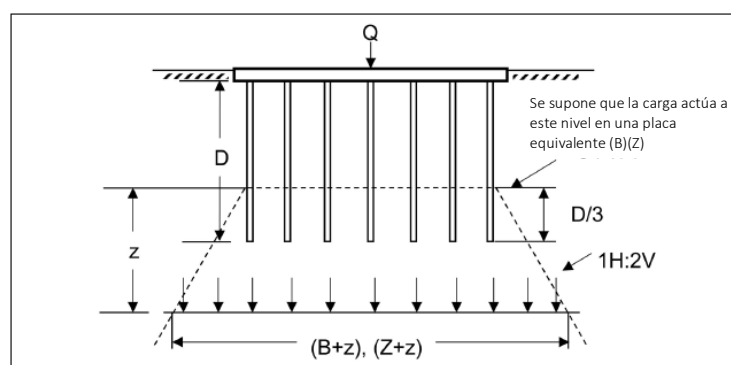


Figura II-19. Concepto de fundación equivalente. Fuente: Hannigan P., Rausche, Likins, Robinson y Becker (2016)

El asentamiento total, que es la suma del asentamiento elástico y el de consolidación, debe ser menor que los valores del Cuadro II-7. En caso de que las deformaciones del terreno sean mayores a esos límites, entonces es necesario hacer ajustes en el diseño. Entre los ajustes

puede ser el incremento de las dimensiones en planta del conjunto de pilotes o la profundidad de estos.

*Cuadro II-7. Asentamientos totales admisibles. Fuente: ACG (2009)*

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje	15 cm – 30 cm
	Acceso	30 cm – 60 cm
	Estructura con muros de mampostería	2,5 cm – 5,0 cm
	Estructuras reticulares	5,0 cm – 10 cm
	Silos y placas	7,0 cm – 30 cm
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y ancho
	Inclinación de chimeneas y torres	0,004 l
	Rodadura de caminos, etc.	0,010 l
	Almacenamiento de mercancías	0,010 l
	Funcionamiento de máquinas telares de algodón	0,003 l
	Funcionamiento de máquinas turbo generadoras	0,0002 l
	Carriles de grúas	0,003 l
	Drenaje de soleras	0,01 l – 0,02 l
Asentamientos diferenciales	Muros de ladrillos continuos y elevados	0,0005 l – 0,001 l
	Fábrica de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0,001 l – 0,002 l
	Fisuración de repellos	0,001 l
	Marcos de concreto reforzado	0,0025 l – 0,004 l
	Muros de concreto reforzado	0,003 l
	Marcos metálicos continuos	0,002 l
	Marcos metálicos sencillos	0,005 l

l: es la distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados para los asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden con asentamientos irregulares y estructuras delicadas.

## ***II.2 Marco teórico del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos***

### **II.2.1 Tipos de estructuras de retención**

Las obras de retención son estructuras que conceptualizan, diseñan y se construyen para retener el terreno y soportar las presiones que este le transmite, las cuales se denominan empujes del terreno. También estas son realizadas para mantener la diferencia de elevación de la superficie del terreno. De acuerdo con la ACG (2009) existen dos tipos de estructuras de retención, las cuales son rígidas o semirrígidas y flexibles.

Las obras de retención rígidas son aquellas en las cuales su forma no se modifica por la acción de los empujes y solo presentan desplazamientos o giros como un bloque rígido sin que se desarrollen deformaciones por flexión. Dentro de este grupo se encuentran los muros de concreto reforzado, de concreto masivo y de concreto ciclópeo, los cuales se muestran en la

Figura II-20. Este tipo de estructuras son muros de altura moderada, ya que usualmente tienen una altura máxima entre 8 m y 10 m (Rico & Del Castillo, La Ingeniería de Suelos En las Vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas Volumen 2, 2016, p. 235).

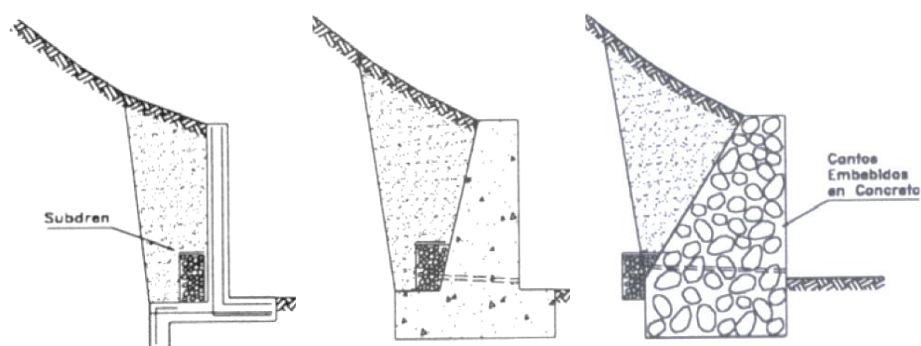


Figura II-20. Tipos de estructuras de retención rígidas. Fuente: ACG (2009)

Por otro lado, las estructuras flexibles presentan deformaciones y distorsiones angulares sin daños. De acuerdo con la ACG (2009) entre los muros de este grupo se tienen los realizados a partir de gaviones, de celosías y de suelo reforzado con llantas. En la Figura II-21 se muestran ejemplos de estas obras.

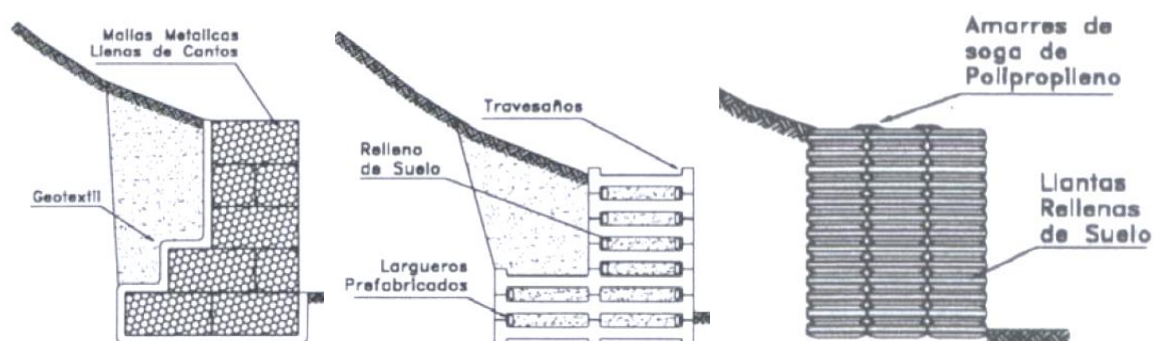


Figura II-21. Tipos de estructuras de retención flexibles. Fuente: ACG (2009)

Los muros también se dividen considerando si estos poseen sistemas externos o internos de estabilización. Las estructuras con sistemas de estabilización externos poseen anclajes y pernos, cuyas variantes se muestran en la Figura II-22.

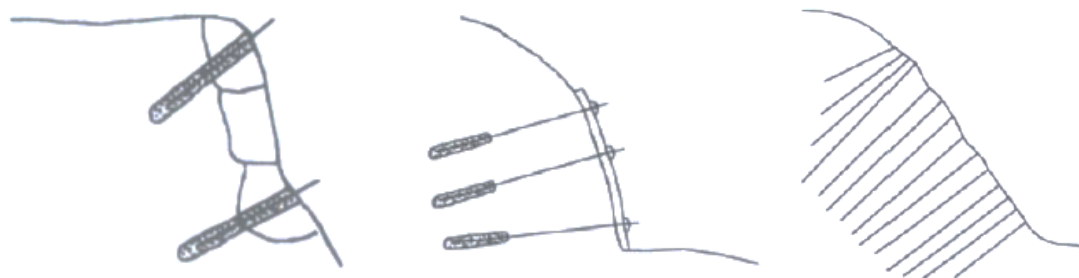


Figura II-22. Tipos de estructuras de retención de suelo reforzado. Fuente: ACG (2009)

## II.2.2 Muros de suelo reforzado

Dentro de estructuras flexibles y con estabilización interna se encuentran también las obras de suelo reforzado. En la Figura II-23 se muestran algunos ejemplos de suelo reforzado, los cuales consisten en suelos compactados con tiras metálicas, geotextiles y geomallas.

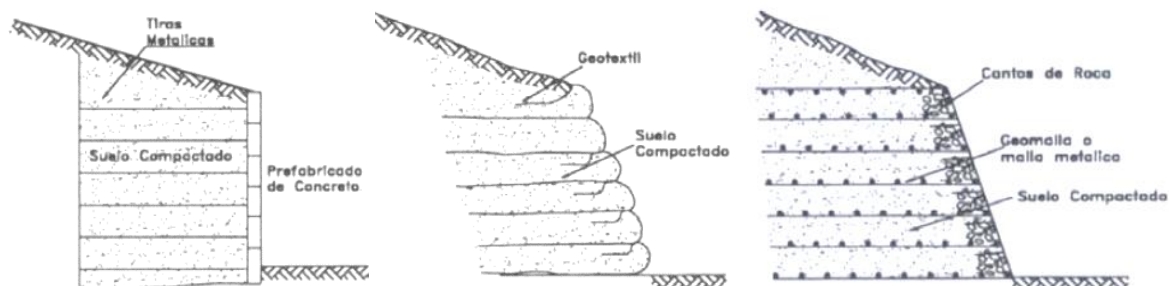


Figura II-23. Tipos de estructuras de retención de suelo reforzado. Fuente: ACG (2009)

En la Figura II-24 se presenta varios usos de estructura con suelo reforzado, entre los cuales se tiene muros de retención, rampas de acceso vehicular, estructuras frente al mar y bastiones de apoyo de puentes. Esas estructuras con suelo reforzado también se utilizan en taludes, cuyas principales aplicaciones se muestran en la Figura II-25.

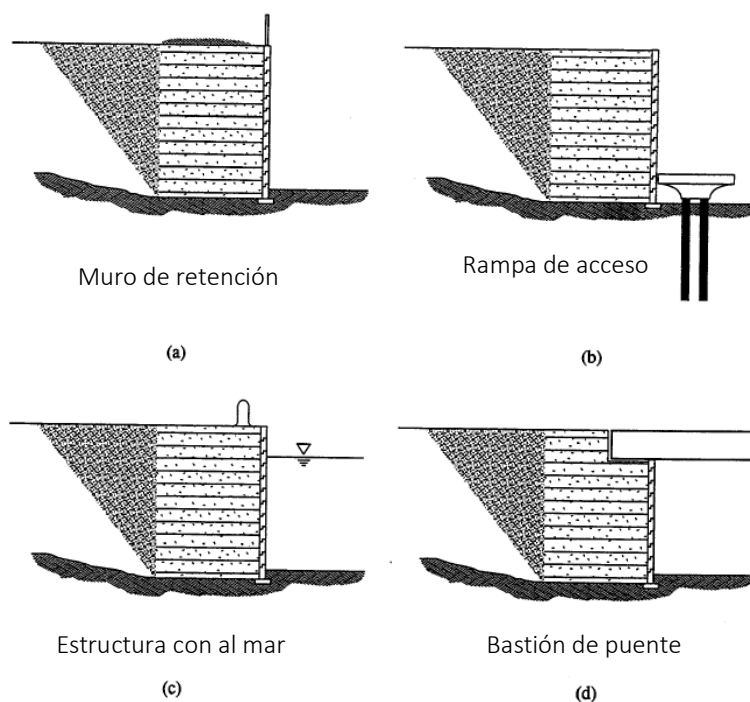


Figura II-24. Usos de muros de suelo reforzado. Fuente: Berg y Christopher (2009)

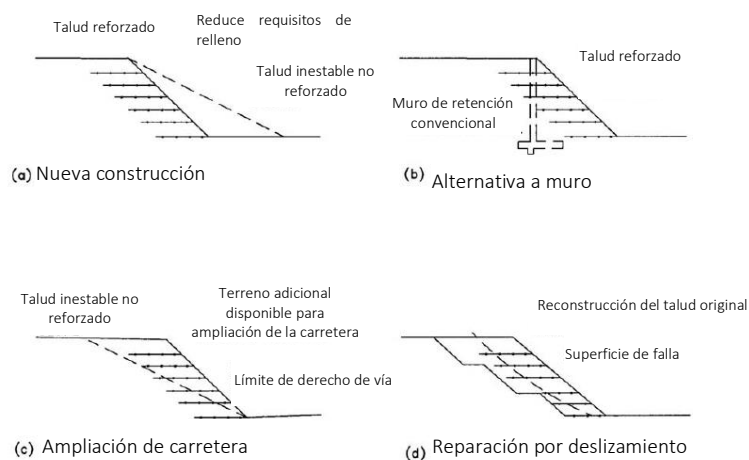


Figura II-25. Usos de suelo reforzado en taludes. Fuente: Berg y Christopher (2009)

Berg y Christopher (2009) detallan algunas ventajas y desventajas de muros con suelo reforzado. Entre las ventajas se tiene:

- Procedimientos de construcción simple y rápido.
- No requiere equipos de construcción pesados.

- No requiere habilidades especiales de construcción.
- Requiere menor espacio para operaciones de construcción frente al muro.
- Requiere menor cantidad de obras de preparación del sitio que otras alternativas.
- Reduce adquisición de derecho de vía.
- No requiere una fundación rígida bajo el muro.
- Efectiva en costo.
- Es técnicamente posible para alturas superiores a 30 m.

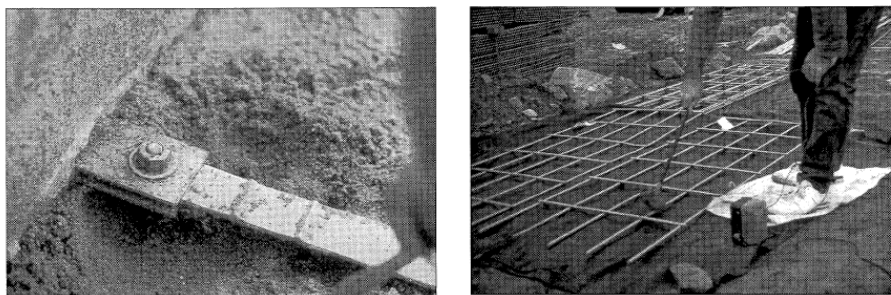
Las desventajas que señala ese documento son:

- Requiere relativamente un gran espacio detrás del muro de la cara del talud para instalar el refuerzo requerido.
- Muros de suelo reforzado requieren del uso de un relleno granular, de modo que en algunos sitios el acarreo de los materiales puede causar que esta opción no sea económica.
- El diseño de sistemas de suelo reforzado implica una responsabilidad compartida del propietario y de los suplidores de los materiales.

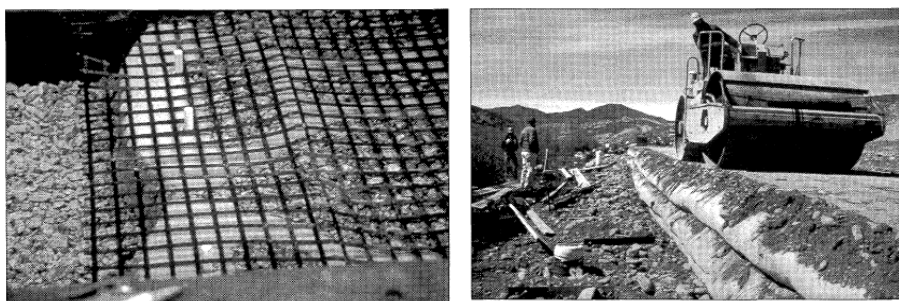
Según Berg y Christopher (2009), las estructuras de suelo reforzado poseen distintos tipos de sistemas de acuerdo con su geometría, mecanismo de transferencia de esfuerzos, material de refuerzo, elongación del material y tipo de fachada.

En el caso de la geometría de refuerzo se pueden tener muros de suelo reforzado con refuerzo lineal unidireccional, unidireccional compuesto y planar bidireccional. En el primer caso se incluyen las tiras de acero y tiras geosintéticas. El segundo grupo está conformado por mallas con una separación mayor a 150 mm. En el tercer grupo se tiene láminas de geosintéticos, mallas electrosoldadas son una separación menor a 150 mm.

La división de las estructuras de suelo reforzado en términos de material se realiza considerando si el refuerzo es metálico o no metálico. En el caso de refuerzo metálico usualmente se usan tiras galvanizadas (ver Figura II-26) y los refuerzos no metálicos están compuestos de poliéster y polietileno.



*Figura II-26. Refuerzos metálicos de estructuras de suelo reforzado. Fuente Munfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998)*



*Figura II-27. Refuerzos geosintéticos de estructuras de suelo. Fuente: Munfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998)*

Por otro lado, estas obras también se agrupan de acuerdo con la elongación del refuerzo en comparación con la del terreno. Los muros se denominan como inextensibles cuando la deformación del refuerzo en la falla es mucho menor a la deformabilidad del suelo, tales como tiras de acero. En el caso contrario se denominan como extensibles dentro de los cuales se tienen geogrillas, geotextiles y mallas electrosoldadas.

Los elementos de fachada pueden ser de distinto tipo entre las cuales se tiene: paneles de concreto prefabricado (ver Figura II-28), unidades de bloques modulares (ver Figura II-29), malla de alambres soldados, gaviones, fachada de geosintéticos y fachada construida posteriormente.

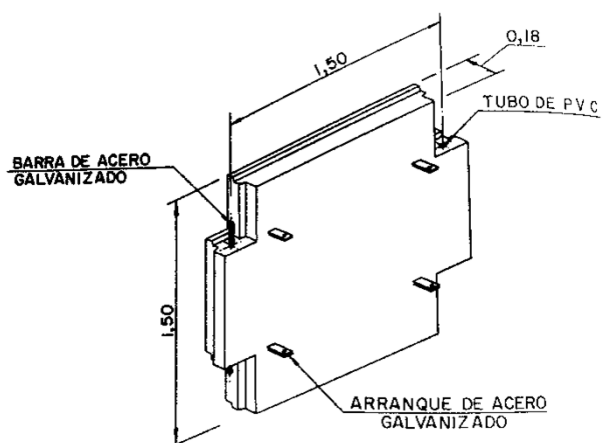


Figura II-28. Panel prefabricado de concreto de fachada de muros de suelo reforzado.  
Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980)

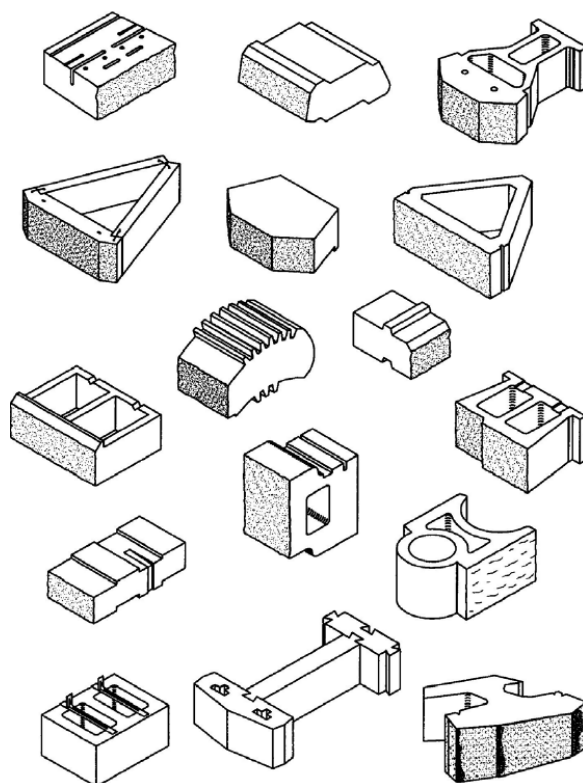


Figura II-29. Unidades de bloques modulares de fachada de muros de suelo reforzado.  
Fuente: Berg y Christopher (2009)



### II.2.3 Dimensiones preliminares

Existen recomendaciones para establecer las dimensiones preliminares de estructuras de suelo reforzado. Los parámetros se muestran en la Figura II-30.

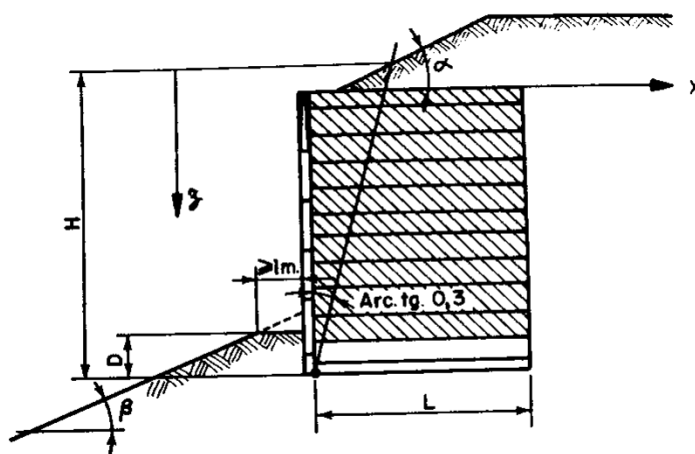


Figura II-30. Definición de parámetros para establecer dimensiones preliminares de estructuras. Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980)

La altura mecánica del muro,  $H$ , se establece para cumplir los requisitos geométricos del proyecto y su estabilidad, de modo que es el elemento base del proyecto. La anchura del macizo,  $L$ , es usualmente rectangular, excepto en caso de taludes sobre roca, y se recomienda que sea como mínimo  $0,7 H$ . En el Cuadro II-8 se presentan recomendaciones de la razón de la anchura del macizo a la altura mecánica para distintas condiciones

Cuadro II-8. Razones típicas de anchura a altura mecánica de muros de suelo reforzado. Fuente: Berg y Christopher (2009)

Tipo de pilote	Razón típica de $L/H$
Carga estática con sobrecarga o tráfico	0,7
Con sobrecarga de terreno con pendiente	0,8
Carga de sismo	0,8 a 1,1

La entrega o profundidad de desplante,  $D$ , es la profundidad respecto a la superficie del terreno a la que se cimenta el macizo. Esta es necesaria para aumentar la capacidad de soporte y en general se establece como un porcentaje de la altura mecánica. En el Cuadro II-9 se encuentran algunas recomendaciones del desplante mínimo.

Cuadro II-9. Profundidades mínimas de desplante de muros de suelo reforzado. Fuente: Berg y Christopher (2009)

Pendiente en frente del muro	Desplante mínimo del muro, D
Todos los geosintéticos	0,610 m
Horizontal (muros)	H/20
Horizontal (bastiones)	H/110
3H:1V	H/10
2H:1V	H/7
1.5H:1V	H/5

Frente al muro se recomienda realizar una berma entre 1 m y 1,2 m.

### II.2.4 Empujes de suelo

Los empujes del terreno en obras de retención se determinan como una fracción del esfuerzo vertical, la cual se denomina coeficiente de empuje y depende de la deformación lateral que puede presentarse en el muro. Lo anterior implica que la estructura debe soportar presiones del terreno en condición de reposo, pasiva o activa. En la Figura II-31 se muestran valores típicos de coeficientes de empuje de arenas y arcillas.

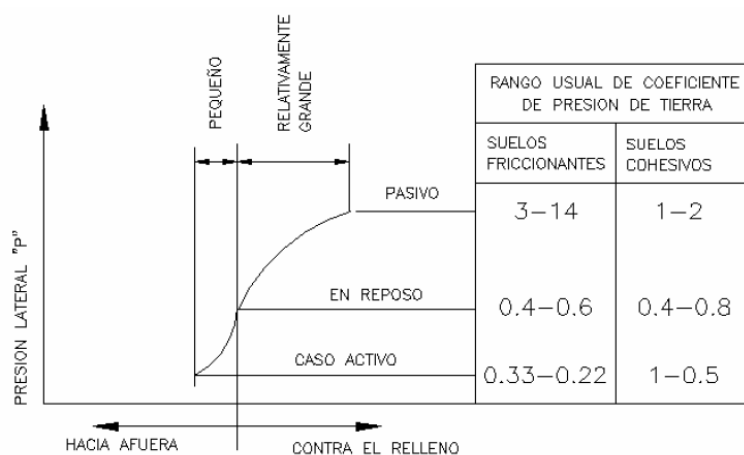


Figura II-31. Coeficientes típicos de empuje del terreno en arena y arcilla. Fuente: ACG (2009)

En la Figura II-32 se presenta la relación de la razón del esfuerzo vertical entre el horizontal con la rotación en la base del muro para materiales de suelo con distinta densidad relativa.

El empuje de la condición en reposo se tiene cuando la construcción del muro se realiza de tal manera que no se permite la deformación lateral, lo cual se presenta en muros apuntalados. Este coeficiente se denomina como  $K_0$ , el cual se puede determinar con la siguiente ecuación, que se encuentra en el documento de la ACG (2009).

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$$

II-19

Donde:

$K_0$ : coeficiente de empuje de tierras en reposo del suelo detrás del muro.

$\phi'$ : ángulo de fricción interna del suelo detrás del muro.

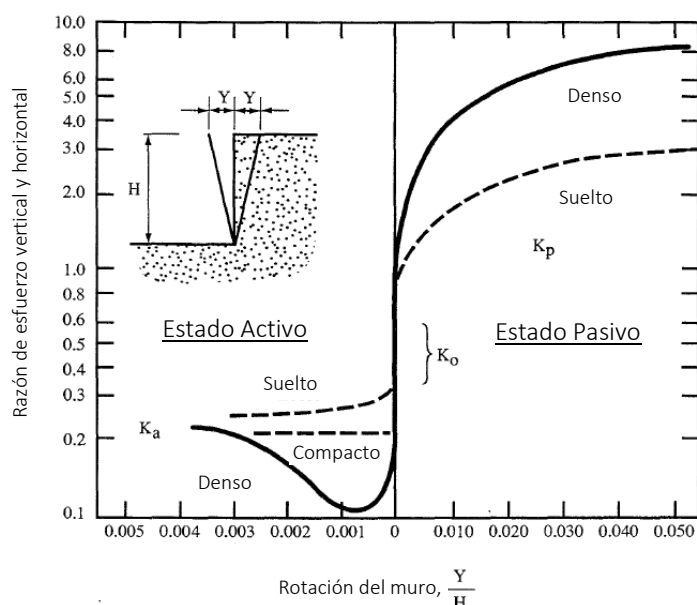


Figura II-32. Variación de coeficientes típicos de empuje del terreno con la rotación del muro. Fuente: Munfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998)

El empuje de la condición pasiva se presenta cuando el muro se deforma trasdós o hacia la cara interior por la acción de fuerzas. En ese caso el coeficiente de empuje se denomina coeficiente de empuje pasivo y se presenta en el caso de muros con anclajes activos.

Por otro lado, el empuje de la condición activa se presenta cuando el muro se deforma intradós o hacia la cara exterior. En ese caso el coeficiente de empuje se conoce como coeficiente de empuje activo.

Existen varias teorías que describen la forma de calcular las presiones activas y pasivas. Entre las propuestas más aceptadas y utilizadas se encuentran las teorías de Rankine y Coulomb. A continuación, se presenta la expresión de empuje activo de Rankine, que fue tomada de la ACG (2009).

$$p_a = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a \quad \text{II-20}$$

Donde:

$p_a$ : presión activa del suelo detrás del muro.

$\gamma$ : peso unitario del suelo detrás del muro.

$z$ : profundidad a la cual se calcula la presión del suelo detrás del muro.

$K_a$ : coeficiente de empuje activo del suelo detrás del muro.

$c$ : cohesión o intercepto de la envolvente de resistencia de la teoría de Mohr-Coulomb del suelo detrás del muro.

$q$ : sobrecarga en la superficie del suelo detrás del muro.

Según la ACG (2009), el coeficiente de empuje activo  $K_a$  se calcula con la Ecuación II-44 si la superficie del terreno en la corona es plana. Por otro lado, Rico y Del Castillo (2016) indican que si el suelo a retener posee una inclinación  $\beta$  con respecto a la horizontal  $K_a$  se calcula con la Ecuación II-22.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \varphi'}{1 + \text{sen } \varphi'} \quad \text{II-21}$$

Donde:

$K_a$ : coeficiente de empuje activo del suelo detrás del muro.

$\varphi'$ : ángulo de fricción interna del suelo detrás del muro.

$$K_a = \cos(\beta) \frac{\cos(\beta) - \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\varphi)}}{\cos(\beta) + \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\varphi)}} \quad \text{II-22}$$

Donde:

$K_a$ : coeficiente de empuje activo del suelo detrás del muro.

$\varphi'$ : ángulo de fricción interna del suelo detrás del muro.

$\beta$ : ángulo respecto a la horizontal de la superficie del suelo detrás del muro.

En el caso de la teoría de Coulomb, según la ACG (2009), la fuerza activa se determina con la Ecuación II-23, la cual tiene la ventaja sobre la anterior en que toma en cuenta la fricción entre la masa del suelo y el terreno y se prefiere utilizar en suelos de grano fino. La presión activa se obtiene al realizar equilibrio del polígono de fuerzas que se muestra en la Figura II-33.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad \text{II-23}$$

Donde:

$P_a$ : fuerza activa de empuje del suelo detrás del muro.

$\gamma$ : peso unitario del suelo detrás del muro.

$H$ : altura del suelo a retener detrás del muro.

$K_a$ : coeficiente de empuje activo del suelo detrás del muro.

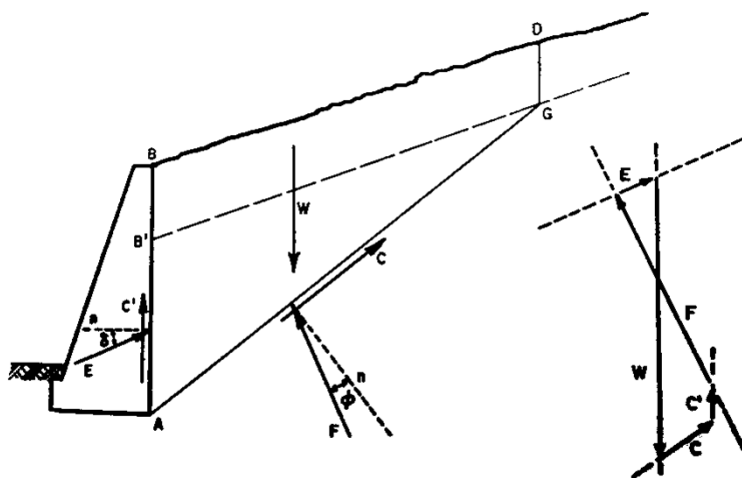


Figura II-33. Aplicación de la teoría de Coulomb a suelos "cohesivos" y "friccionantes".

Fuente: Rico y Del Castillo (2016)

Donde:

$E$ : fuerza de empuje activa de Coulomb del suelo detrás del muro.

$C'$ : fuerza tangente entre el muro y la cuña de falla.

$n$ : normal respecto a la cara interior del muro y respecto a la superficie de falla de la cuña.

$\delta$ : ángulo entre la normal  $n$  y la fuerza  $E$ .

$W$ : peso de la cuña de falla del suelo detrás del muro.

C: fuerza tangente entre la cuña de falla del suelo detrás del muro y el terreno de base.

$\varphi'$ : ángulo de fricción interna del suelo detrás del muro.

F: fuerza normal tangente entre la cuña de falla del suelo detrás del muro y el terreno de base.

En el caso que la envolvente de falla de Mohr Coulomb no posea intercepto (suelo "friccionante"), Munfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998) indican que el coeficiente de empuje activo de Coulomb se calcula con la Ecuación II-24. Las variables de este caso se muestran gráficamente en la Figura II-34 y se explican posteriormente.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\sin^2(\theta) \sin(\theta + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta - \beta)}} \right]^2} \quad \text{II-24}$$

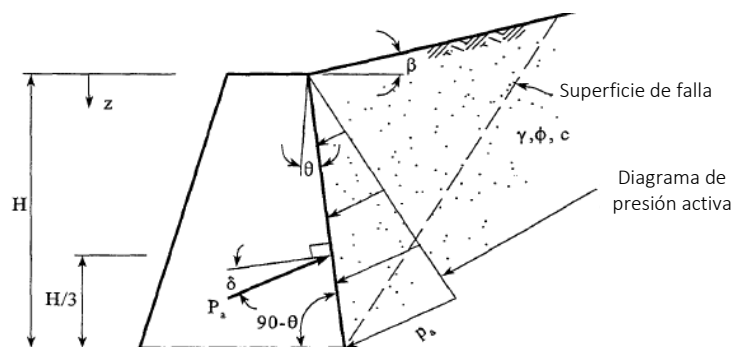


Figura II-34. Aplicación de la teoría de Coulomb a suelos "friccionantes". Fuente: Munfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998)

Donde:

H: altura del suelo a retener detrás del muro.

$P_a$ : fuerza de empuje activa de Coulomb del suelo detrás del muro.

$\delta$ : ángulo entre la normal respecto a la cara interior del muro y la fuerza E.

$\gamma$ : peso unitario del suelo detrás del muro.

$\varphi$ : ángulo de fricción interna del suelo detrás del muro.

$c$ : cohesión o intercepto de la envolvente de resistencia de la teoría de Mohr-Coulomb del suelo detrás del muro.

$\theta$ : ángulo de inclinación de la cara interior del muro respecto a la vertical.

$p_a$ : presión activa del suelo en la base del muro.

$\beta$ : ángulo respecto a la horizontal de la superficie del suelo detrás del muro.

En el caso de muros de suelo reforzado se consideran los empujes activos. En el cálculo de la estabilidad interna se considera el coeficiente de empuje del relleno, mientras que en la estabilidad externa de la masa de suelo trasdós. De esta forma, en el primer caso se puede considerar la teoría de Rankine y en el segundo se debe utilizar la teoría de Coulomb.

No obstante, en el caso de la estimación de los empujes para el diseño del refuerzo de muros con suelo reforzado se recomienda modificar el coeficiente de empuje, ya que es superior al activo. De esta forma, en la determinación de los empujes del terreno se utiliza el coeficiente denominado como  $K_r$  en lugar de  $K_a$ . El valor de  $K_r$  varía con la profundidad desde la superficie del suelo a retener y se puede determinar con la Figura II-35 y con el valor de  $K_a$ .

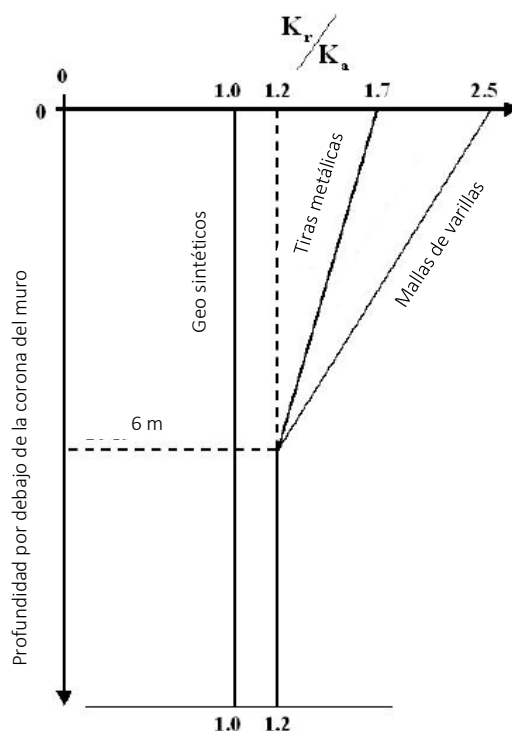


Figura II-35. Variación del coeficiente de empuje lateral de suelo reforzado entre el coeficiente activo con la profundidad. Fuente: Berg y Christopher (2009)

En condiciones sísmicas las presiones laterales en las obras de retención se aumentan por la oscilación vertical y horizontal, cuya resultante es  $P_{ae}$ . Existen distintas metodologías para la estimación de las presiones en el terreno en condición dinámica. La propuesta de Mononobe-Okabe es la más utilizada y que se encuentra en muchas referencias, la cual es una extensión de la teoría de Coulomb. En la Figura II-36 se muestra el diagrama de cuerpo libre y polígono de fuerzas para el cálculo de la presión de sismo en caso de existir una componente vertical de la aceleración del sismo,  $k_v$ , y una componente horizontal de la aceleración del sismo,  $k_h$ . Este análisis aplica tanto a materiales de grano grueso (“friccionantes”) o de grano fino (“cohesivos”).

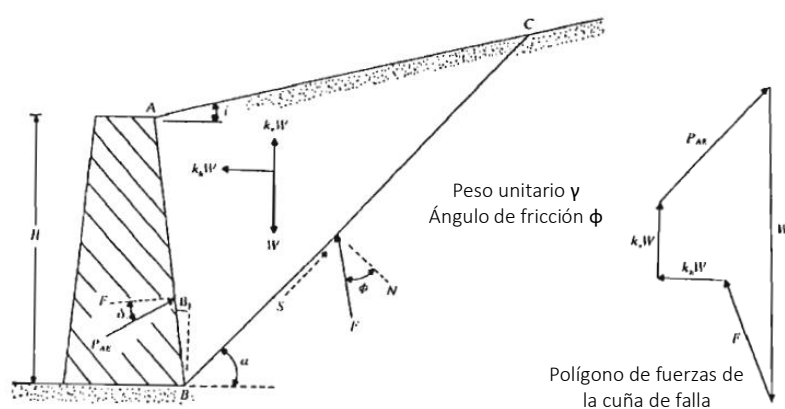


Figura II-36. Diagrama de cuerpo libre de la teoría de Mononobe-Okabe para el cálculo de fuerza de sismo de obras de retención. Fuente: Das (1993)

Donde:

H: altura del suelo a retener detrás del muro.

$\gamma$ : peso unitario del suelo detrás del muro.

$\phi$ : ángulo de fricción interna del suelo detrás del muro.

$P_{AE}$ : fuerza de empuje activa de Coulomb del suelo detrás del muro.

$\delta$ : ángulo entre la normal de la cara interna del muro y la fuerza  $P_{AE}$ .

F: normal respecto a la cara interior del muro y respecto a la superficie de falla de la cuña.

$\beta$ : ángulo de inclinación de la cara interior del muro respecto a la vertical.

W: peso de la cuña de falla detrás del muro.

$k_h$ : componente horizontal de la aceleración del sismo.

$k_v$ : componente vertical de la aceleración del sismo.



S: fuerza tangente entre el muro y la cuña de falla.

N: normal respecto a la superficie de falla de la cuña.

F: fuerza normal tangente entre la cuña de falla del suelo detrás del muro y el terreno de base.

i: ángulo respecto a la horizontal de la superficie del suelo detrás del muro.

$\alpha$ : ángulo de la superficie de la cuña de falla respecto a la horizontal.

En el caso que la masa de suelo es granular (“friccionante”) la fuerza activa según Mononobe-Okabe se calcula con la Ecuación II-48, la cual se encuentra en Das (1993).

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad \text{II-25}$$

Donde:

$P_{AE}$ : fuerza de empuje activa del suelo detrás del muro con el efecto sísmico.

$\gamma$ : peso unitario del suelo detrás del muro.

H: altura del suelo a retener detrás del muro.

$k_v$ : componente vertical de la aceleración del sismo.

$K_{ae}$ : coeficiente de empuje activo de suelo detrás del muro con el efecto sísmico.

En este caso  $K_{ae}$  es el coeficiente de presión activa con el efecto sísmico, que se calcula con la Ecuación II-26, que se ha tomado de Das (1993) y cuyas variables se muestran en la Figura II-76. El ángulo se calcula con la Ecuación II-27.

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos(\theta) \cos^2(\beta) \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \theta - i)}{\text{sen}(\delta + \beta + \theta) \text{sen}(i - \beta)}} \right]^2} \quad \text{II-26}$$

Donde:

$K_{AE}$ : coeficiente de empuje activo de suelo detrás del muro con el efecto sísmico.

$\varphi$ : ángulo de fricción interna del suelo detrás del muro.

$\beta$ : ángulo de inclinación de la cara interior del muro respecto a la vertical.

$\delta$ : ángulo entre la normal de la cara interna del muro y la fuerza  $P_{AE}$ .

i: ángulo respecto a la horizontal de la superficie del suelo detrás del muro.

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad \text{II-27}$$

La CPERCSCR (2011) presenta una propuesta de cálculo de la fuerza activa por sismo sin considerar la presión activa del terreno para suelos es granular (“friccionantes”) y con una masa de suelo horizontal. Esta fuerza se denomina P y se calcula con la Ecuación II-28, que se ha tomado de Das (1993).

$$P = P_{ae} - P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left( \frac{3}{4} \right) k_h \quad \text{II-28}$$

La CPERCSCR (2011) presentan los coeficientes dinámicos horizontales,  $k_h$ , para el diseño de obras de retención, los cuales se encuentran también en ACG (2009) y en ACG (2015). En el Cuadro II-29 se encuentran los valores de  $k_h$  para los distintos tipos de suelos y zona sísmica del país, cuyo detalle se encuentra en CPERCSCR (2011).

*Cuadro II-10. Coeficientes dinámicos horizontales para el diseño de obras de retención para distintos tipos de suelos y zona sísmica en Costa Rica. Fuente: CPERCSCR (2011)*

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S <sub>1</sub>	0,15	0,15	0,20
S <sub>2</sub>	0,15	0,20	0,20
S <sub>3</sub>	0,15	0,20	0,25
S <sub>4</sub>	0,15	0,20	0,25

Es importante destacar que en la CPERCSCR (2011) indica que se considera que la componente vertical de la aceleración del sismo es igual a cero.

### II.2.5 Estabilidad interna de estructuras de suelo reforzado

En el diseño de estructuras de suelo reforzado se debe asegurar que se cumplan los requisitos de estabilidad interna. Estos consisten en evitar la falla de los elementos de refuerzo por cedencia y por arrancamiento. A continuación, se presentan los requisitos de muros de suelo reforzado con tiras metálicas, pero los conceptos son similares para otros tipos de refuerzo.

En la Figura II-37 se muestra la distribución usual de tiras metálicas en estructuras de suelo reforzado, las cuales poseen una separación horizontal,  $S_h$ , separación vertical,  $S_v$ , y una longitud. Según Das (2006), las fuerzas en las tiras, T, producto de los empujes se calculan con la Ecuación II-29.

$$T = \sigma_h \cdot S_v \cdot S_h = (K_r \cdot \sigma_v) \cdot S_v \cdot S_h \quad \text{II-29}$$

Donde:

T: fuerza en las tiras.

$\sigma_h$ : esfuerzo horizontal sobre de las tiras del suelo detrás del muro.

$S_h$ : separación horizontal de las tiras del suelo detrás del muro.

$S_v$ : separación vertical de las tiras del suelo detrás del muro.

$K_r$ : coeficiente de empuje en el suelo reforzado detrás del muro.

$\sigma_v$ : esfuerzo vertical sobre de las tiras del suelo detrás del muro.

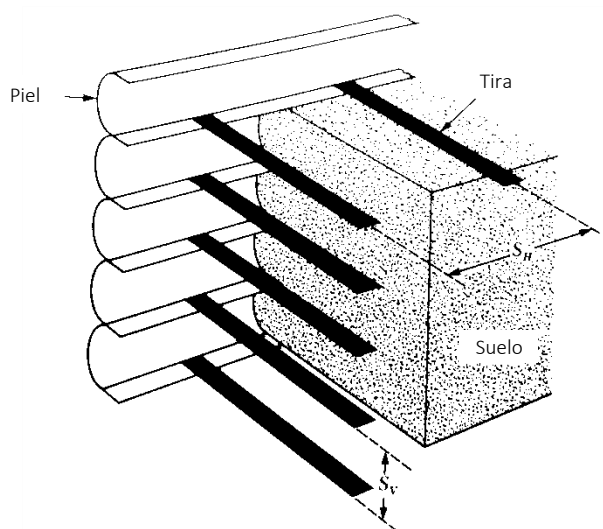


Figura II-37. Constitución de un muro de tierra armada. Fuente: Das (2006)

De acuerdo con Das (2006) la resistencia a la falla por cedencia de las tiras se determina con la Ecuación II-30.

$$F_c = f_y \cdot w \cdot t \quad \text{II-30}$$

Donde:

$F_c$ : resistencia por cedencia de las tiras.

$f_c$ : esfuerzo por cedencia de las tiras.

w: ancho de las tiras.

t: espesor de las tiras.

De esta manera, Das (2006) indica que el factor de seguridad a la falla por cedencia de las tiras,  $FS_{(c)}$ , se calcula como la razón entre la resistencia por cedencia y la fuerza en la tira,  $T$  (ver Ecuación II-31)

$$FS_{(c)} = \frac{F_c}{T} = \frac{f_y \cdot w \cdot t}{(K_r \cdot \sigma_v) \cdot S_v \cdot S_h} \quad \text{II-31}$$

Donde:

$FS_{(c)}$ : factor de seguridad por cedencia de las tiras.

$F_c$ : resistencia por cedencia de las tiras (ver Ecuación II-30).

$T$ : fuerza en las tiras (ver Ecuación II-51).

Das (2006) también indica que en el diseño de las tiras también es necesario determinar la resistencia al arrancamiento de las tiras,  $F_a$ , y comprobar que la longitud de anclaje  $L_a$  (ver Figura II-38) es suficiente para resistir esas fuerzas.  $F_a$  se calcula con la Ecuación II-32. La zona donde se desarrolla la resistencia al arrancamiento se encuentra en la denominada como resistente. El factor de seguridad al arrancamiento de las tiras,  $FS_{(a)}$  se calcula con la Ecuación II-33.

$$F_a = 2 \cdot L_a \cdot w \cdot \sigma_v \cdot \tan(\varphi) \quad \text{II-32}$$

Donde:

$F_a$ : resistencia al arrancamiento de las tiras.

$L_a$ : longitud de anclaje de las tiras.

$w$ : ancho de las tiras.

$\sigma_v$ : esfuerzo vertical sobre de las tiras del suelo detrás del muro.

$\varphi$ : ángulo de fricción interna del suelo detrás del muro.

$$FS_{(a)} = \frac{F_a}{T} = \frac{2 \cdot L_a \cdot w \cdot \sigma_v \cdot \tan(\varphi)}{(K_r \cdot \sigma_v) \cdot S_v \cdot S_h} \quad \text{II-33}$$

Donde:

$FS_{(c)}$ : factor de seguridad por cedencia de las tiras.

$F_a$ : resistencia por cedencia de las tiras (ver Ecuación II-32).

$T$ : fuerza en las tiras (ver Ecuación II-51).

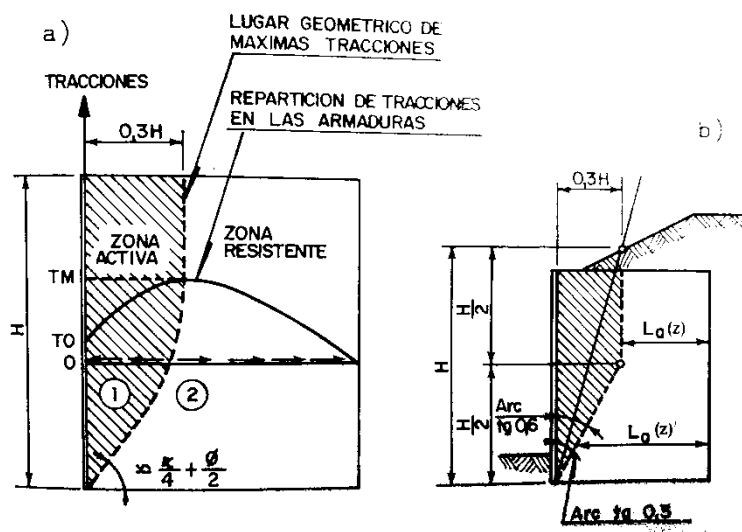


Figura II-38. Distribución de tensiones tangenciales en las tiras un muro de tierra armada.  
Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980)

En el Cuadro II-11 se encuentran factores de seguridad recomendados para las tiras tanto para la falla de cedencia del material y como de arrancamiento del terreno.

Cuadro II-11. Factores de seguridad a la falla mínimos de estructuras de suelo reforzado para la estabilidad interna. Fuente Das (2006)

Tipo de refuerzo	Factor de seguridad a la cedencia, $FS_{(c)}$	Factor de seguridad al arrancamiento, $FS_{(a)}$
Tiras metálicas	2,5 – 3,0	2,5 – 3,0
Geotextiles	1,3 – 1,5	1,3 – 1,5

En los cálculos anteriores es necesario tomar en cuenta la pérdida de sección de las tiras por oxidación durante la vida útil de las tiras metálicas. En la referencia Geotecnia y Cimientos III se presentan requisitos de espesor adicional, los cuales se encuentra en el Cuadro II-12.

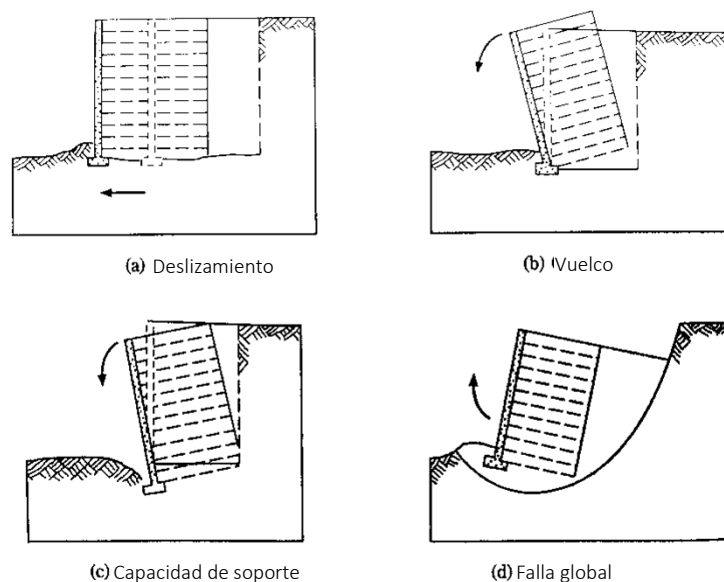
Cuadro II-12. Espesores adicionales de seguridad en las armaduras de acero dulce, A, y armaduras de acero galvanizado, AZ. Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980)

Tipo de obra	Ambiente		
	Seco	Saturada	Marina
Provisional 5 años	A = 0.5 mm AZ = 0.0 mm	A = 0,5 mm AZ = 0,0 mm	A = 1,0 mm
Permanente 100 años	AZ = 1.5 mm	AZ = 0,0 mm	A = 7,0 mm

De acuerdo con Elias, Fishman, Christopher y Berg (2009, pp. 2-27) se recomienda considerar una vida útil de 75 años para una estructura permanente y 100 años para bastiones de puentes. En el caso se una vida útil de 75 años se recomienda considerar un espesor de sacrificio de 1,5 mm. En el caso de una obra temporal se recomienda una vida útil no mayor a 3 años y se recomienda una tasa de corrosión de  $28 \mu\text{m/año}$  para estimar el espesor de sacrificio.

### II.2.6 Estabilidad externa de estructuras de suelo reforzado

Las obras de suelo reforzado deben cumplir con requisitos mínimos de seguridad contra la estabilidad externa. Esta posee cuatro modos de falla, los cuales son: deslizamiento, vuelco, capacidad de soporte y estabilidad global. Estos tipos de falla se pueden apreciar en la Figura II-39.



*Figura II-39. Modos de falla de estructuras de suelo reforzado para los análisis de estabilidad externa. Fuente: Das (2006)*

ACG (2009) establece los factores de seguridad mínimos de los distintos modos de falla antes mencionados. Los valores se presentan en el Cuadro II-13, los cuales se han obtenido se lo indicado en la sección 6.3, en el Cuadro 3.4 y en el Cuadro 3.3 de ACG (2009).

Cuadro II-13. Factores de seguridad mínimos de estructuras de retención. Fuente: ACG (2009)

Concepto o modo de falla	Condición de Carga	Factor de Seguridad (FS)
Deslizamiento	Estática	1,50
	Estática + Dinámica	1,15
Vuelco	Estática	1,50
	Estática + Dinámica	1,50
Capacidad soportante	Estática	3,0 si $q_{\min} / q_{\max} \geq 0,25$ 2,5 si $q_{\min} / q_{\max} < 0,25$
	Estática + Dinámica	2,0 si $q_{\min} / q_{\max} \geq 0,25$ 1,6 si $q_{\min} / q_{\max} < 0,25$
Falla global	Estática	1,50
	Pseudoestático	1,30

Por otra parte, Das (2006) y Munkfakh, Samtani, Castelli y Wang se recomiendan los factores del Cuadro II-14. Los valores de la segunda referencia son similares a los valores mínimos de ACG (2009).

Cuadro II-14. Factores de seguridad mínimos de estructuras de suelo reforzado. Fuente: Das (2006) y Munkfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998)

Concepto o modo de falla	Factor de Seguridad (FS)	
	Das	Munkfakh, Samtani, Castelli y Wang
Deslizamiento	3	1,5
Vuelco	3	2,0
Capacidad soportante	3 a 5	2,5
Falla global	---	1,3

ACG (2009) indica que el factor de seguridad al deslizamiento,  $FS_{(d)}$ , se calcula como la razón de la resistencia al deslizamiento,  $S_{\max}$ , entre la fuerza de empuje,  $P_H$  (ver Ecuación II-34). Esta última corresponde al empuje activo para la condición estática y para la condición con sismo. A continuación, se presenta la expresión para el cálculo de  $FS_{(d)}$ , donde  $V$  es el peso de la obra de retención,  $\delta$  es el ángulo de fricción entre la estructura de suelo reforzado y la cimentación, el cual se determina con el Cuadro II-15. Das (2006) recomienda considerar que

$\delta = 2/3\phi$ . Por otro lado, L es la anchura del macizo y  $C_a$  es la adherencia entre la estructura de suelo reforzado y la cimentación, que se determina con el Cuadro II-16.

$$FS_{(d)} = \frac{S_{\max}}{P_H} = \frac{V \tan(\delta) + L \cdot C_a}{P_H} \quad \text{II-34}$$

Donde:

$FS_{(d)}$ : factor de seguridad al deslizamiento del muro de suelo reforzado.

$S_{\max}$ : resistencia al deslizamiento del muro de suelo reforzado.

$P_H$ : fuerza de empuje en el muro de suelo reforzado.

V: Componente vertical de la resultante de fuerzas en la base del muro de suelo reforzado.

$\delta$ : ángulo de fricción entre el muro de suelo reforzado y el suelo o la roca de cimentación.

$C_a$ : adherencia entre la cimentación del muro de suelo reforzado y el suelo.

L: ancho del muro del muro de suelo reforzado.

*Cuadro II-15. Coeficientes de fricción entre suelos de grano grueso y pilotes y otras estructuras similares,  $\delta$ . Fuente: ACG (2009)*

Material	$\delta$
Madera	0,8 $\phi$ a 0,9 $\phi$
Concreto rugoso, colado en sitio	1,0 $\phi$
Concreto liso, prefabricado	0,8 $\phi$ a 1,0 $\phi$
Acero liso	0,5 $\phi$ a 0,7 $\phi$
Acero corrugado	0,7 $\phi$ a 0,9 $\phi$

*Cuadro II-16. Valores de adherencia recomendados entre el pilote y el suelo. Fuente: ACG (2009)*

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Resistencia no drenada, $C_u$ (kPa)	Adherencia $C_a$ (kPa)
Concreto y madera	Blanda	0 – 40	0 – 35
	Firma	40 – 80	35 – 45
	Dura	80 – 150	45- 70
Acero	Blanda	0 – 40	0 – 30
	Firma	40 – 80	30 – 40
	Dura	80 – 150	¿?

En el caso del vuelo el factor de seguridad,  $FS_{(v)}$ , ACG (2009) indica que se determina como la razón entre la sumatoria de los momentos de las fuerzas estabilizadoras,  $M_{est}$ , entre la



sumatoria de los momentos de las fuerzas de volcamiento,  $M_{vol}$  (ver Ecuación II-35). Los momentos estabilizadores son proporcionados por el peso de la estructura y la sobrecarga en la corona, mientras que los momentos de vuelco son causados por las fuerzas de empuje estático y dinámico de la masa de suelo trasdós de la estructura de suelo reforzado.

$$FS_{(v)} = \frac{M_{est}}{M_{vol}} \quad \text{II-35}$$

Donde:

$FS_{(v)}$ : factor de seguridad al vuelco del muro de suelo reforzado.

$M_{est}$ : sumatoria de los momentos de las fuerzas estabilizadoras del muro de suelo reforzado.

$M_{vol}$ : sumatoria de los momentos de las fuerzas de vuelco del muro de suelo reforzado.

*En el caso del factor de seguridad por capacidad soportante,  $FS_{(CS)}$ , esta se obtiene como la razón entre la capacidad soportante última entre la presión máxima que soporta el terreno bajo la estructura de suelo reforzado. En la Ecuación II-36 muestra el cálculo de  $FS_{(CS)}$ , donde el valor  $B$  es el ancho,  $L$  es el largo,  $P$  es el peso,  $D_f$  es la profundidad de desplante de la estructura de suelo reforzado. Los valores de  $N_\gamma$ ,  $N_c$  y  $N_q$  son factores de capacidad de carga que se obtienen del Figura II-40 y corregidos con el Cuadro II-17. Por otro lado,  $e$  es la excentricidad de la carga vertical producto de la fuerza de empuje estática o dinámica,  $P_H$ .*

$$FS_{(CS)} = \frac{q_{ult}}{q_{max}} = \frac{\frac{\gamma_2 \cdot B}{2} N_\gamma + C \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q}{\frac{2P}{3L \left( \frac{B}{2} - e \right)}} \quad \text{II-36}$$

Donde:

$FS_{(CS)}$ : factor de seguridad por capacidad soportante del muro de suelo reforzado.

$q_{ult}$ : capacidad de soporte última.

$q_{max}$ : presión máxima en la cimentación del muro de suelo reforzado.

$B$ : ancho de la cimentación del muro de suelo reforzado.

$L$ : largo de la cimentación del muro de suelo reforzado.

$D_f$ : desplante de la cimentación del muro de suelo reforzado

$\gamma_2$ : peso volumétrico del suelo por encima del nivel de desplante y frente al muro.

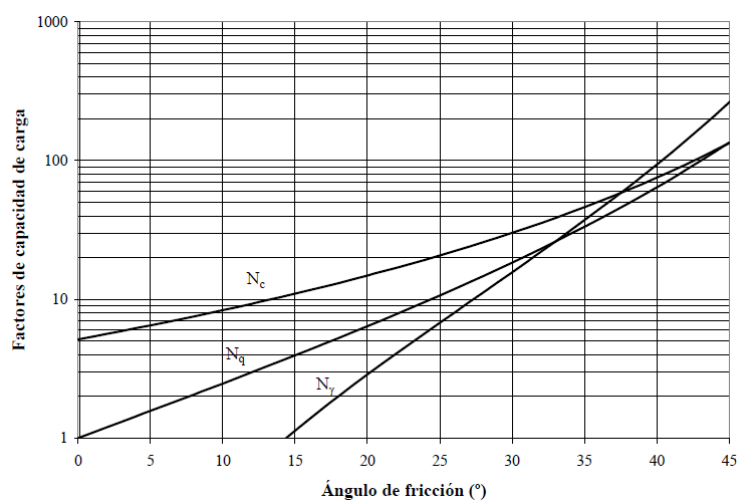
$N_\gamma$ ,  $N_c$  y  $N_q$ : factores de capacidad de carga (ver Figura II-40).

$P$ : componente vertical de la resultante de fuerzas en la base del muro de suelo reforzado.

e: excentricidad de P respecto al centro de B.

c: cohesión o intercepto de la envolvente de resistencia de la teoría de Mohr-Coulomb del suelo detrás del muro.

Figura II-40. Factores de capacidad de carga para la ecuación de capacidad de soporte.  
Fuente: ACG (2009)



Cuadro II-17. Factores de corrección para cargas inclinadas. Fuente: ACG (2009)

Factor de capacidad de carga	Nivel de desplante ( $D_f$ )	Inclinación de la carga con respecto a la vertical			
		0°	10°	20°	30°
$N_\gamma$	0	1,0	0,5	0,2	0
$N_c$	B	1,0	0,6	0,4	0,25
$N_q$	0 a B	1,0	0,8	0,6	0,4

La estabilidad global se obtiene por medio de análisis de equilibrio límite, el cual es un análisis iterativo en el cual consiste en establecer una superficie de falla y determinar el factor de seguridad al deslizamiento considerando que se alcanza la resistencia al corte en la superficie de falla. En la Figura II-78 se muestran las fuerzas que actúan sobre una superficie de rotura curva en la condición de equilibrio límite.



Figura II-41. Fuerzas que actúan sobre una superficie de rotura curva. Fuente: González de Vallejo, Ortuño y Oteo (2002).

La superficie de falla con el menor factor de seguridad corresponde a la superficie crítica y el valor corresponde al factor de seguridad global. Este procedimiento aplica tanto para la falla general de taludes como global de estructuras de retención. Para la determinación del factor de seguridad es usual dividir la masa de suelo sobre la superficie de falla supuesta en dovelas tal y como se muestra en la Figura II-42. Existen muchos métodos de estabilidad que consideran distintos tipos de superficies de falla y equilibrio de fuerzas o momentos.

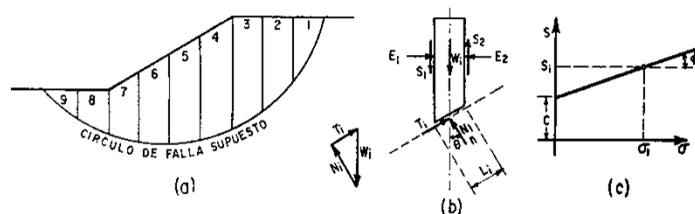


Figura II-42. Procedimiento de "dovelas" o de Fellenius. Fuente: Rico y Del Castillo (2016)

## II.2.7 Estabilidad de taludes

La estabilidad de los taludes se realiza con el análisis de equilibrio límite antes mencionado. Existen gráficas de taludes con suelos uniformes que se pueden utilizar de referencia para analizar condiciones simples y corroborar los análisis de herramientas computacionales. Una de ellas se muestra en la Figura II-43 que corresponde a taludes con ángulo de fricción nulo, que aplica a suelos de grano fino para una condición a corto plazo.

Los factores de seguridad mínimos para el diseño de taludes y de laderas se encuentran en ACG (2015). Para ello es necesario definir el nivel de seguridad en términos del riesgo de

pérdida de vidas humanas y de daños económicos y ambientales. Una vez definido el nivel de seguridad deseado se obtienen los factores de seguridad mínimos para las distintas condiciones de análisis, los cuales se encuentran en el Cuadro II-18.

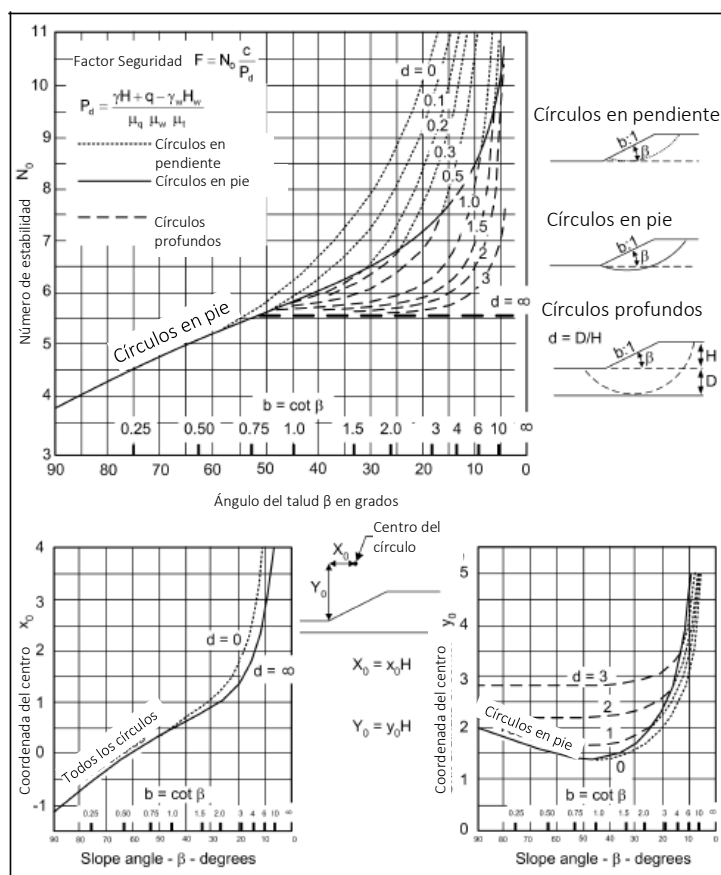


Figura II-43. Gráficas de estabilidad de taludes de Janbú con ángulo de fricción nulo. Fuente: U.S. Corps of Engineers (2003).

*Cuadro II-18. Factores de seguridad mínimos para el diseño de taludes permanentes y temporales y análisis de laderas. Fuente: ACG (2015).*

		Taludes permanentes y laderas			Taludes temporales
Condición de análisis	Riesgo de pérdida de vidas	Riesgo de daños económicos y ambientales			
		Bajo	Medio	Alto	
Estática	Bajo	1,2	1,30	1,40	>1,10
	Medio	1,3	1,40	1,50	1,20
	Alto	1,4	1,50	1,50	1,30
Pseudoestático (dinámico)	Bajo	>1,00	>1,00	1,05	>1,00
	Medio	>1,00	1,05	1,10	>1,00
	Alto	1,05	1,10	1,10	>1,00

Los análisis pseudo estáticos consisten en considerar una fuerza lateral horizontal igual el producto del peso por un coeficiente dinámico horizontal,  $k_h$ , tal y como se realiza en la estimación de los empujes de obras de retención. Los coeficientes horizontales,  $k_h$ , para el análisis de taludes permanentes y laderas son los que se presentan en el Cuadro II-10 y para taludes temporales se utilizan los que se muestran en el Cuadro II-19.

*Cuadro II-19. Coeficientes dinámicos horizontales para el diseño de taludes temporales en Costa Rica. Fuente: ACG (2015)*

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S1	0,10	0,10	0,15
S2	0,10	0,15	0,15
S3	0,10	0,15	0,20
S4	0,10	0,15	0,20

### ***II.3 Marco teórico del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado***

#### **II.3.1 Factor de seguridad en excavaciones subterráneas**

El factor de seguridad de excavaciones subterráneas y de obras en roca es un tema de mucha discusión. No existen reglas universales para la aceptación ni existen factores de seguridad que puedan garantizar que una estructura de roca es segura y que su desempeño es

adecuado (Hoek, Practical Rock Engineering, 2007). El diseño de obras en rocas debe considerar las condiciones particulares de cada proyecto en términos del tipo de roca existente, estratigrafía, condición de esas rocas, influencia de estructuras geológicas, cargas, esfuerzos in situ y el uso mismo de la obra. Por este motivo, no existen normas específicas que establezcan los factores de seguridad que deban utilizarse, pero existen recomendaciones de autores que se basan en experiencias previas.

En la referencia "Practical Rock Engineering" (Hoek, Practical Rock Engineering, 2007) se indican problemas, parámetros críticos, metodologías de análisis y criterio de aceptación de distintos problemas que el autor recomienda con base en su experiencia como consultor. A continuación, se describe el caso de cavernas de largas dimensiones en rocas fracturadas.

En general, la falla usualmente se encuentra gobernada por las discontinuidades tales como fallas, zonas de cizalla, planos de estratificación y juntas, los cuales general bloques y cuñas al realizarse excavaciones. Por este motivo, los problemas más importantes que se pueden presentar en esos casos es la caída y deslizamiento de cuñas por gravedad, tensión y falla a cortante del macizo rocoso, que depende de la separación de las diaclasas y de la magnitud de los esfuerzos in situ. De esta forma, la falla de roca intacta pocas veces es una dificultad en estas construcciones.

Con base en los problemas antes mencionados, entonces existen ciertas características que son más relevantes en el diseño y construcción de estas obras. En primer lugar, se tiene la forma y orientación de la obra, la cual se analiza en términos de la separación, buzamiento, dirección del buzamiento y resistencia al corte de las discontinuidades de la roca. En segundo lugar, se tienen los esfuerzos del macizo en el sitio de la roca. Finalmente, se tiene la secuencia constructiva de la excavación y la colocación de los soportes, así como la calidad de la perforación y explosión.

Los métodos de análisis más empleados en estos casos es la proyección estereográfica o métodos analíticos que permitan determinar y visualizar las cuñas potencialmente inestables del medio. Adicionalmente los esfuerzos y los desplazamientos inducidos por la realización de la cavidad de cada etapa constructiva son analizados con métodos numéricos de elemento finito y son utilizados para determinar los requisitos del soporte.

El criterio de aceptación de cavernas de largas dimensiones es cuando los modelos numéricos indican que la extensión de la zona del macizo rocoso alrededor de la excavación que ha plastificado se encuentra controlada al colocar el soporte. Además, cuando el soporte no se encuentra sobre esforzado y que los desplazamientos se han estabilizado. En estos casos, el monitoreo de los desplazamientos es fundamental durante la ejecución para poder confirmar que los supuestos de diseño son correctos o dentro de los límites tolerables.

En el caso de túneles superficiales en rocas fracturadas el autor antes mencionado recomienda que el refuerzo debe tener un factor de seguridad tal que sea superior a 1,5 para el deslizamiento y de 2,0 para la caída de cuñas y bloques. Este mismo criterio fue utilizando en el diseño de la caverna del proyecto de Río Grande en Argentina.

### **II.3.2 Teoría del bloque crítico**

Las excavaciones subterráneas realizadas en macizos rocosos con varios conjuntos de discontinuidades pueden generar la movilización de bloques de distinta forma y tamaño. Existen algunos de ellos que tienen características importantes en la estabilidad de la cavidad. Lo anterior se debe a que el movimiento de ellos puede socavar otros vecinos, causar caída y deslizamiento de bloques a tal punto que puede amenazar la integridad de la obra.

Si la obra no posee un soporte, entonces los desplazamientos de los bloques pueden alterar la forma de la excavación y poner en peligro la vida humana y las inversiones que se encuentran dentro de la cavidad. Es por este motivo es usual que se coloque un refuerzo para lograr niveles de seguridad adecuados. En el caso que se coloque el refuerzo el movimiento de los bloques genera que se transfiera fuerzas a los soportes, los cuales deben ser capaces de tolerar las acciones inducidas por el medio.

Es importante destacar que en general la resistencia de la roca es suficiente para poder soportar los esfuerzos inducidos por las excavaciones subterráneas. Por este motivo, el objetivo del diseñador consiste en restringir la caída bloques y de cuñas, que, si son atendidas correctamente, entonces se logra la estabilidad de la obra.

La teoría del bloque se basa en el principio de identificar los bloques potencialmente peligrosos durante la excavación de obras subterráneas antes de su movimiento y asegurar su estabilidad, lo cual causa que no se genere ningún movimiento y por ende se logra la estabilidad. Este principio también aplica a la excavación de taludes en rocas fracturadas. Los bloques anteriormente mencionados se denominan bloques clave.

En la referencia “Block Theory and Its Application to Rock Engineering” (Goodman & Shi, Block Theory and Its Application to Rock Engineering, 1985) se presentan todos los detalles del sustento de esta teoría y ejemplos de aplicación, que proponen procedimientos para poder identificar los bloques críticos, orientar las excavaciones para reducir o eliminar la necesidad de su refuerzo y establecer esquemas de soporte óptimas.

En una excavación en una roca fracturada existen varios tipos de bloques. En la Figura II-44 se muestra una excavación, en la cual se han identificado los seis tipos de bloques existentes.

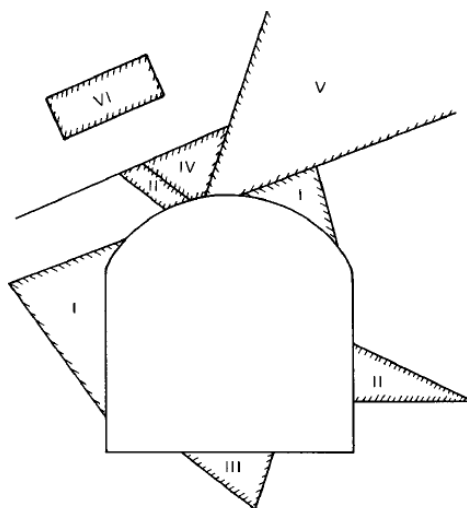


Figura II-44. Tipos de bloques. Fuente: Goodman (1989)

El bloque VI es un bloque formado por juntas dentro de la masa rocosa que no aflora en la excavación. El bloque V si aflora, pero es de tamaño infinito. El bloque IV aflora y tiene dimensiones finitas. A menos que se formen nuevas fracturas estos tres bloques son estables y en el caso del bloque tipo IV no existe forma que este bloque sea removido sin que presione a otros bloques.



Los bloques tipo I, II y III son finitos y removibles, ya que se pueden extraer sin que presionen a otros bloques. La estabilidad de estos depende de la dirección de la resultante de las fuerzas y magnitudes de los ángulos de fricción de sus caras. Por ejemplo, el bloque III es estable para las fuerzas gravitacionales y los bloques II lo son por la fricción.

El bloque tipo I probablemente se puede movilizar sin la existencia de soporte tan pronto como la excavación logre aislarlos como unidades. Por este motivo este tipo se denominan bloques críticos o claves.

En la Figura II-45 se presenta un esquema de los distintos tipos de bloques antes señalados. De esta forma, la teoría del bloque consiste en poder identificar los distintos tipos e identificar aquellos que son finitos, removibles y potencialmente inestables, los cuales son los críticos.

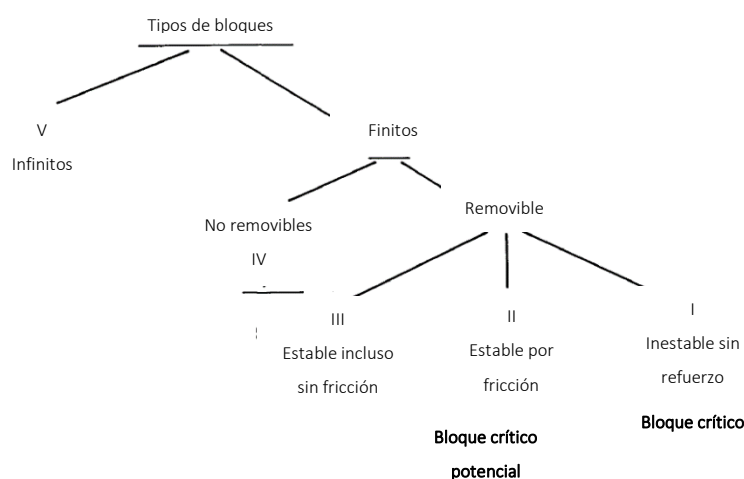


Figura II-45. Tipos de estructuras de retención flexibles. Fuente: Goodman y Shi (1985)

Para poder identificar si los bloques son finitos se utiliza el teorema de finitud, el cual establece que el bloque es finito si y solo si la pirámide de juntas y la pirámide de la excavación no tienen intersección. De esta forma, es infinito si la intersección de las dos pirámides no es conjunto vacío (Goodman & Shi, Block Theory and Its Application to Rock Engineering, 1985).

Para explicar estas pirámides se toma el bloque I de la pared izquierda de la excavación de la Figura II-44. En la Figura II-46 se muestra con detalle ese bloque, el cual es finito, removible y consiste en cuatro subespacios. El subespacio  $U_1$  se encuentra sobre la cara 1,  $L_2$  es el subespacio por debajo de la cara 2, los cuales forman los planos de juntas. Por otro lado,  $U_3$  es el subespacio sobre la cara 3 y  $U_4$  es el que se encuentra sobre la cara 4, que forman las superficies libres. En la Figura II-47 se muestran estas superficies que se han desplazado sin rotación de modo que pasen por el punto 0. La intersección  $U_1L_2$  se denomina la pirámide de juntas y se abrevia como JP, mientras que  $U_3U_4$  se denomina pirámide de la excavación y se abrevia como EP. En este caso se muestra que las dos pirámides no se intersecan y por ello el bloque es finito.

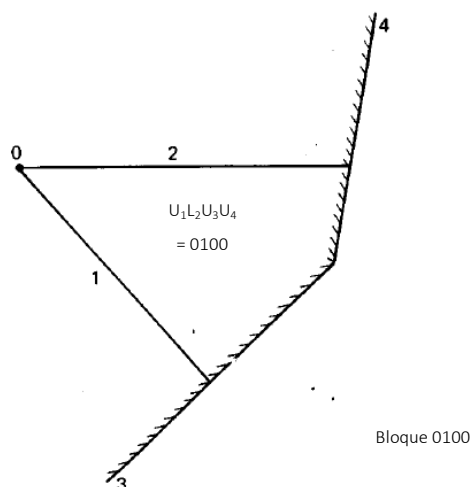
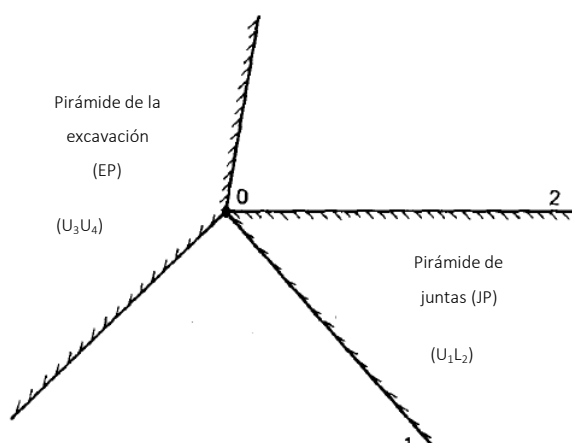


Figura II-46. Bloque removible compuesto por dos juntas y dos superficies libres. Fuente:  
Goodman (1989)



*Figura II-47. Una pirámide de juntas y pirámide de la excavación para un bloque removible en dos dimensiones. Fuente: Goodman (1989)*

Por otro lado, para identificar si los bloques finitos son removibles se utiliza el teorema de removilidad, el cual establece que se puede extraer si su pirámide de bloque EP es vacía y su pirámide de junta, JP, no lo es. De esta forma, no es removible si ambas pirámides son conjunto vacío (Goodman & Shi, Block Theory and Its Application to Rock Engineering, 1985). El proceso para determinar si los bloques son finitos y removibles se puede realizar por medio de proyección estereográfica, la cual simplifica el problema de 3 dimensiones a tan solo 2. Esta consiste en determinar la intersección de una línea o un plano en el extremo inferior de una esfera y luego obtener la intersección en el hemisferio cero, que es el plano de proyección, de los rayos entre el perímetro de la intersección de la esfera y el plano o línea con el extremo superior de la esfera, que se denomina foco.

En la Figura II-48 se muestra el procedimiento para proyectar una línea y un plano en el plano de proyección. Tal y como se puede ver las líneas se proyectan como un punto "p" y los planos se muestran como unos círculos. En el apéndice 5 y en el capítulo 7 de la referencia "Introducción to Rock Mechanics" (1989) se describe con detalle el procedimiento entre los cuales se tiene la obtención de ángulos entre líneas, intersección de planos, la obtención de bloques infinitos, finitos y removibles.

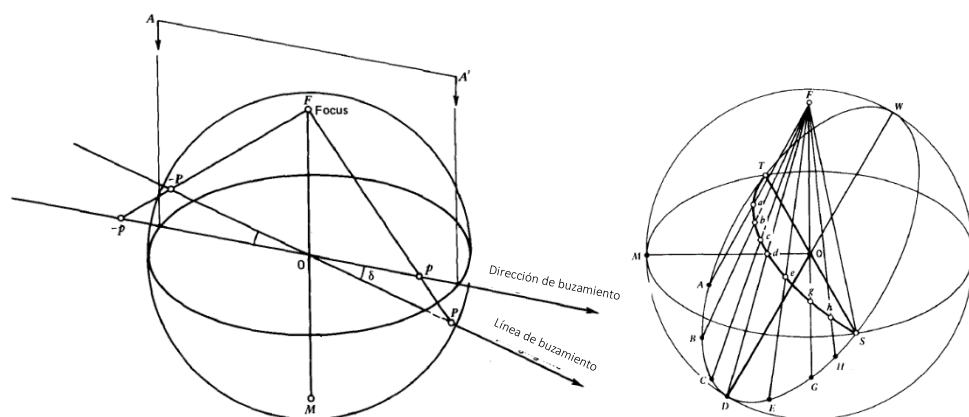


Figura II-48. Proyección estereográfica una línea y de un plano. Fuente: Goodman (1989)

Utilizando esos principios se puede analizar la existencia del bloques críticos de una excavación y por ello determinar la orientación que genera la menor cantidad de bloques o cuyo tamaño es menor. Por ejemplo, en la Figura II-49 se muestra la salida de un programa de cómputo que analiza excavaciones con esta teoría. En ella se muestran los tamaños máximos de los bloques críticos y las fuerzas de los soportes para distintas orientaciones, del cual se obtiene que la dirección más favorable es entre  $30^\circ$  y  $90^\circ$ .

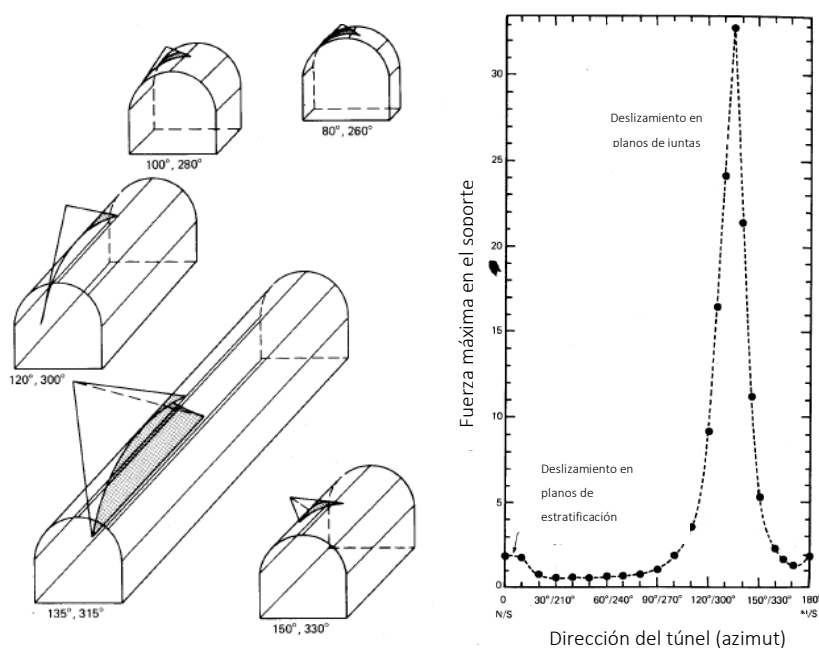


Figura II-49. Bloques críticos máximos de las pirámides de juntas críticas tomando en cuenta el equilibrio límite de túneles en distintas direcciones y fuerzas en el soporte dependiendo la orientación. Fuente: Goodman (1989)

### II.3.3 Programa Unwedge para análisis y diseño de excavaciones en rocas fracturadas

La herramienta computacional Unwedge es un programa de análisis de estabilidad y visualización de excavaciones subterráneas en rocas que poseen discontinuidades estructurales que se intersecan. Este utiliza la teoría del bloque crítico (Rocscience Inc., 2019) para determinar todas las posibles cuñas que se pueden formar por la intersección de tres conjuntos de fracturas y calcula sus factores de seguridad a la falla. En el perímetro de la excavación puede determinar hasta seis cuñas y también puede obtenerlas en los bordes, que puede ser en el piso y en el techo de la cavidad.

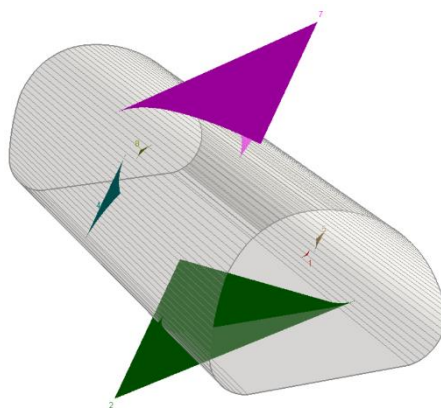


Figura II-50. Salida del programa Unwedge con cuñas críticas. Fuente: Rocscience (2019)

En ese programa se puede realizar el diseño de soporte para lograr la seguridad de las cuñas con tres tipos de, los cuales son: pernos, concreto lanzado y presión. En el caso de los pernos se puede analizar distintos patrones a lo largo del perímetro y distintos tipos como anclajes, clavijas inyectadas, cables entre otros. Por otro lado, en el caso del concreto lanzado se puede variar tanto el espesor como la resistencia, que es definida por el diseñador. Finalmente, otros tipos de soporte se pueden estudiar con una presión uniforme, que simulan una carga equivalente aplicada.

Esa herramienta permite analizar distintas orientaciones de la excavación en un rango de valores y genera una gráfica de los resultados. De esta forma, se puede obtener la relación entre la orientación del eje y distintos parámetros como la presión requerida en el soporte, máximo volumen de las cuñas, el menor factor de seguridad entre otros. Con esta

información se puede establecer cuál es la dirección más crítica o favorable de la orientación de la obra para cada variable. En la Figura II-51 se muestra una de las salidas de ese programa en que se muestra la variación de la presión en el soporte con el buzamiento y dirección de un túnel.

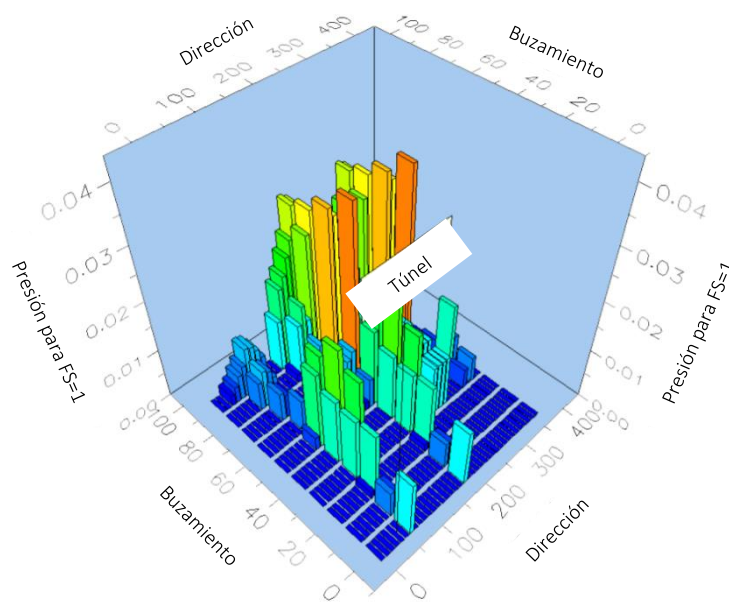


Figura II-51. Salida del programa UnWedge para la presión necesaria en el refuerzo para un factor de seguridad de 1 con la dirección y el buzamiento. Fuente: Rocscience (2019)

### II.3.4 Sistemas de clasificación geomecánica

#### II.3.4.1 Generalidades

Los macizos rocosos se clasifican para usos ingenieriles para cuantificar sus propiedades mecánicas y poder realizar cálculos de diseño. Los sistemas de clasificación más útiles son los geomecánicos, ya que establecen grados de calidad del conjunto, estimaciones de las propiedades de resistencia globales, características de los sostenimientos de excavaciones y excavabilidad de las rocas tomando en cuenta la matriz rocosa y sus fracturas.

Esos sistemas toman varios factores de la siguiente lista (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002):

- Propiedades de la matriz rocosa.

- Índice RQD.
- Frecuencia y tipo de las discontinuidades entre las cuales se tiene el grado de fracturas, tamaño y forma de los bloques y propiedades hidrogeológicas.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Grado de meteorización o alteración.
- Filtraciones y presencia de agua.
- Estado de tensiones in situ.
- Presencia de agua.

Esos parámetros se obtienen por medio de observaciones directa de los macizos y ensayos y los sistemas más utilizados son el denominado RMR (rock mass rating) propuesto por Bieniaswski (1989) y el sistema Q de Barton, Lien y Lunde (1974) y otros.

#### *II.3.4.2 Método para la estimación de la calidad del macizo rocoso Q*

El sistema de clasificación del macizo rocoso Q ha sido desarrollado por Barton, Lien y Lunde en 1974, el cual considera los siguientes seis parámetros (Barton N. , Rock Mass Classification and Tunnel Reinforcement Selection Using The Q-System, 1988):

- RQD.
- Número de conjunto de discontinuidades.
- Rugosidad de las juntas.
- Alteración de las juntas.
- Agua en las juntas.
- Factor de esfuerzos.

Estos parámetros se evalúan de forma matemática con la siguiente expresión (Barton, Lien, & Lunde, 1974):

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad \text{II-37}$$

Donde:

Q: calidad del macizo rocoso.

RQD: designación de la calidad de la roca (Deere & Deere, 1988).

J<sub>n</sub>: índice de juntas, que indica el grado de fracturación.

Jr: índice de rugosidad de las juntas o discontinuidades.

Ja: índice de alteración de las discontinuidades.

Jw: factor de reducción por la presencia de agua.

SRF: factor de reducción por esfuerzos, que toma en cuenta el estado tensional del macizo.

Como se puede ver el valor de Q es producto de la multiplicadora de tres razones (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002). La razón  $\frac{RQD}{J_n}$  representa el tamaño de los bloques,

$\frac{J_r}{J_a}$  indica la resistencia al corte entre los bloques y  $\frac{J_w}{SRF}$  considera la influencia del estado tensional.

En el Cuadro II-20 se presentan los criterios de valoración de los seis parámetros antes mencionados.

*Cuadro II-20. Valores de los parámetros característicos del índice Q. Fuente: González de Vallejo, Ferrer Ortuño y Oteo (2002)*

1. Calidad del testigo RQD		RQD (%)
A	Muy mala	0-25
B	Mala	25-50
C	Media	50-75
D	Buena	75-90
E	Excelente	90-100
Notas:		
i) Cuanto RQD es menor a 10 se usa 10.		
ii) Los intervalos de 5 unidades tienen suficiente precisión.		
2. Índice de juntas		J <sub>n</sub>
A	Roca masiva, sin diaclasas o con fisuración escasa	0,5-1,0
B	Una familia de diaclasas	2
C	Una familia de diaclasas y algunas diaclasas aleatorias	3
D	Dos familias de diaclasas	4
E	Dos familias de diaclasas y algunas diaclasas aleatorias	6
F	Tres familias de diaclasas	9
G	Tres familias de diaclasas y algunas diaclasas aleatorias	12
H	Cuatro o más familias de diaclasas, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	15
J	Roca triturada, terrosa	20
3. Índice de rugosidad de las discontinuidades		J <sub>r</sub>
a) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad.		
b) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm.		



A	Diaclasas discontinuas	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares	3
C	Diaclasas onduladas, lisas	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas	1,5
E	Diaclasas planas, rugosas e irregulares	1,5
F	Diaclasas planas, lisas	1
G	Diaclasas planas, perfectamente lisas	0,5
Nota: Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por ese orden.		
c) No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante		
H	Zona que contiene minerales arcillosos con espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad	1,0
J	Zona arenosa, de graba o triturada con espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad	1,0
Notas: i) Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3 m, se debe aumentar el índice Jr en una unidad. ii) En el caso de las diaclasas perfectamente lisas que presenten lineaciones y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección mínima resistencia, se puede utilizar el valor Jr = 0,5.		
4. Índice de alteración de las discontinuidades		$\phi_r$ Ja
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios)		
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo	-      0,75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25°-35°      1,0
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25°-30°      2,0
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda)	20°-25°      3,0
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, es decir caolinita y mica. También clorita, talco, yeso y grafito, etc. Y pequeñas cantidades de arcillas expansivas.	8°-16°      4,0
b) Contacto entre los planos de discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores)		
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25°-30°      4,0

G	Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm)	16°-24°	6,0
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm)	12°-16°	8,0
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm). El valor de $J_a$ depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas.	6°-12°	8-12
c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (relleno de mineral de gran espesor)			
K L M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	6,8 o 8-12
N	Zonas blandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles	-	5,0
O P Q	Zonas o bandas continuas de arcillas, de espesor grueso (ver G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	10, 13 o 13-20
Nota: Los valores expresados para los parámetros $J_r$ y $J_a$ se aplican a las familias o discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por la orientación de las mismas como por sus resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión $T \approx \sigma_n \operatorname{tg}^{-1}(J_r/J_a)$ )			
5. Factor de reducción por la presencia de agua		Presión de agua (kg/cm <sup>2</sup> )	$J_w$
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada	< 1	1,0
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	1-2,5	0,66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno	2,5-10	0,5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas	2,5-10	0,33
E	Afluencia excepcionalmente alta presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo	>10	0,2-0,1
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable	> 10	0,1-0,05
Notas:			
i) Los valores de las clases C, D, E y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor $J_w$ .			
ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo.			
6. Condiciones tensionales de la roca		SRF	

a) Las zonas débiles intersecan a la excavación, pudiendo producirse desprendimiento de la roca a medida que la excavación del túnel va avanzando				
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad)	10		
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla, o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación $\leq 50$ m)	5		
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación $> 50$ m)	2,5		
D	Múltiples zonas de fracturas en corca competente (libres de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)	7,5		
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación $\leq 50$ m)	5,0		
F	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación $> 50$ m)	2,5		
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	5,0		
Notas:				
i) Se reducen los valores expresados de SRF entre un 20-50% si las zonas de fracturas sólo ejercen ciertas influencia, pero no intersecan a la excavación.				
b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas		$\sigma_c/\sigma_1$	$\sigma_\theta/\sigma_1$	SRF
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	$>200$	$<0,01$	2,5
J	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	200-10	0,01-0,3	1
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	10-5	0,3-0,4	0,5-2
L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-3	0,5-0,65	5-50
M	Lajamiento y estallido después de algunos minutos en rocas masivas	3-2	0,65-1	50-200
N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas intermedias en rocas masivas	$<2$	$>1$	200-400
Notas:				
i) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ , se disminuye el parámetro $\sigma_c$ hasta $0,75 \sigma_c$ ; si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ se tomará el valor $0,5 \sigma_c$ . $\sigma_c$ es la resistencia a la compresión simple, $\sigma_1$ y $\sigma_3$ son las tensiones principales mayor y menos y $\sigma_\theta$ es la tensión tangencial máxima, estimada a partir de la teoría de elasticidad.				

ii) En los casos en que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2,5 y 5 unidades (véase clase H).			
c) Rocas deformables: flujo plástico de rocas incompetente sometida a altas presiones litográficas		$\sigma_{\theta} / \sigma_c$	SRF
O	Presión de deformación baja	1-5	5-10
P	Presión de deformación alta	>5	10-20
Nota:			
i) Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: $H > 350 \cdot Q^{1/3}$ . La resistencia a compresión del macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: $q$ (MPa) $\approx 7 \cdot \gamma \cdot Q^{1/3}$ , donde $\gamma$ es la densidad de la roca en $g/cm^3$ .			
d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua		SRF	
R	Presión de expansión baja	5-10	
S	Presión de expansión alta	10-15	

El valor de Q oscila entre 0.001 y 1000 que implica la siguiente clasificación:

*Cuadro II-21. Clasificación del macizo rocoso con el índice Q. Fuente: Gonzáles de Vallejo, Ferrer Ortuño y Oteo (2002)*

Valor de Q	Clasificación
Entre 0,001 y 0,01	Roca excepcionalmente mala
Entre 0,01 y 0,1	Roca extremadamente mala
Entre 0,1 y 1	Roca muy mala
Entre 1 y 4	Roca mala
Entre 4 y 10	Roca media
Entre 10 y 40	Roca buena
Entre 40 y 100	Roca muy buena
Entre 100 y 400	Roca extremadamente buena
Entre 400 y 1000	Roca excepcionalmente buena

Con el valor de Q se puede obtener el tipo de sostenimiento o claro sin sostenimiento, lo cual se puede ver la Figura II-52. De acuerdo con esta existen distintos tipos de soporte propuestos, los cuales son: anclajes puntuales, anclajes sistemáticos, anclajes sistemáticos con concreto lanzado, concreto lanzado con fibras y anclajes, concreto lanzado con fibras con anclajes y arcos metálicos y finalmente revestimiento de concreto.

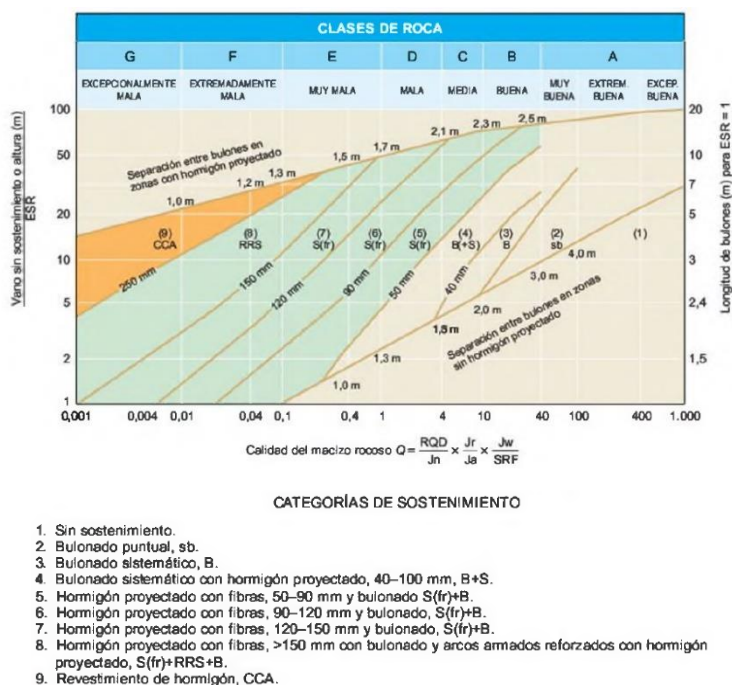


Figura II-52. Sostenimientos según el índice Q. Fuente: Gonzáles de Vallejo, Ferrer Ortuño y Oteo (2002)

En múltiples publicaciones existen correlaciones del índice Q con distintas propiedades. Por ejemplo, en la Figura II-53 se presenta la variación del índice RQD y de la velocidad de onda p. Además, en la Figura II-54 se encuentra la corrección de los módulos, presiones de soporte y velocidad de onda considerando la variación en la profundidad, porosidad y el índice Q.

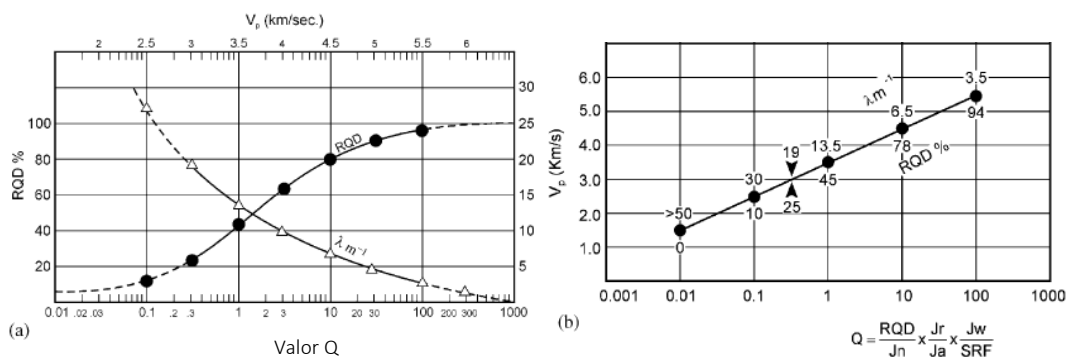


Figura II-53. Relación entre el índice Q con el valor RQD y la velocidad de onda sísmica Vp. Fuente: Barton (2002)

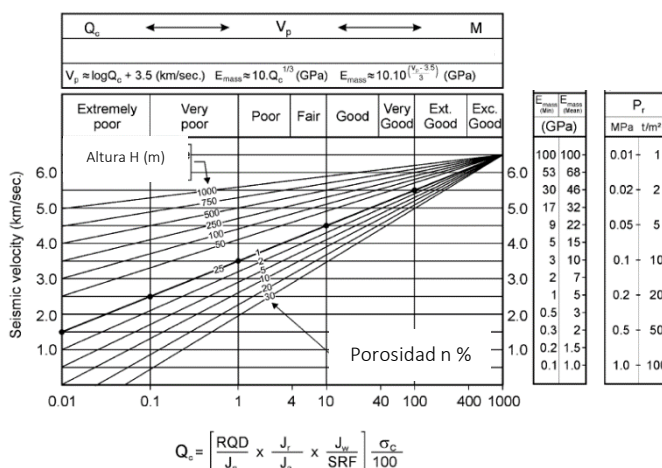


Figura II-54. Variación de la velocidad de onda sísmica  $V_p$ , módulos de deformación estática, presión de los soportes considerando la porosidad y profundidad a partir del índice  $Q$ . Fuente: Barton (2002)

Adicionalmente, en la Figura II-55 se encuentra la variación del módulo de deformación con el índice  $Q$  y las tendencias de expresiones con ese valor y el RMR. Finalmente, en la Figura II-56 se muestra la variación de la deformación de túneles y cavernas con la razón del índice  $Q$  entre el claro sin soporte.

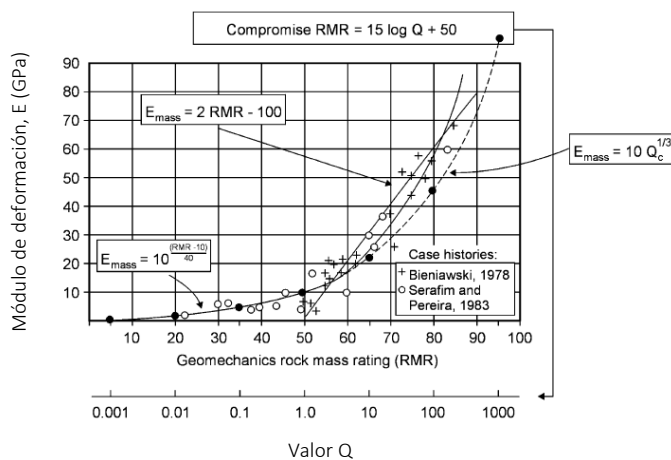


Figura II-55. Variación del módulo de deformación estática con el índice  $Q$ . Fuente: Barton (2002)

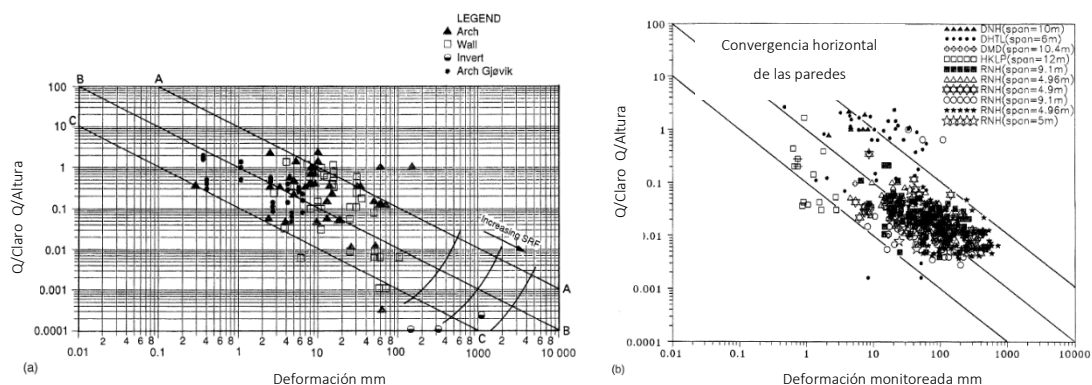


Figura II-56. Deformación de túneles y cavidades con las razones del índice Q con el paso o con la altura. Fuente: Barton (2002)

### II.3.4.3 Índice de macizo rocoso RMI

El sistema para caracterizar la resistencia del macizo rocoso RMI ha sido desarrollado por Palmström en 1995, el cual considera los siguientes dos parámetros (Palmström, RMI - a system for characterizing rock mass strength for use in rock engineering, 1996):

- Resistencia de la roca intacta.
- Parámetro de juntas.

En el caso del parámetro de juntas considera 4 características de las discontinuidades, las cuales son volumen de bloques o densidad de juntas, rugosidad, alteración, y tamaño de las diaclasas. Estos parámetros se evalúan de forma matemática con la siguiente expresión (Palmström, RMI - a system for characterizing rock mass strength for use in rock engineering, 1996)

$$RMI = \sigma_c \cdot JP$$

II-38

Donde:

RMI: índice macizo rocoso.

$\sigma_c$ : resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.

JP: parámetro de juntas, que es un coeficiente de reducción que se debe a la existencia de diaclasas en la masa rocosa y varía alrededor de 0 para rocas muy fracturadas y 1 para roca

intacta.

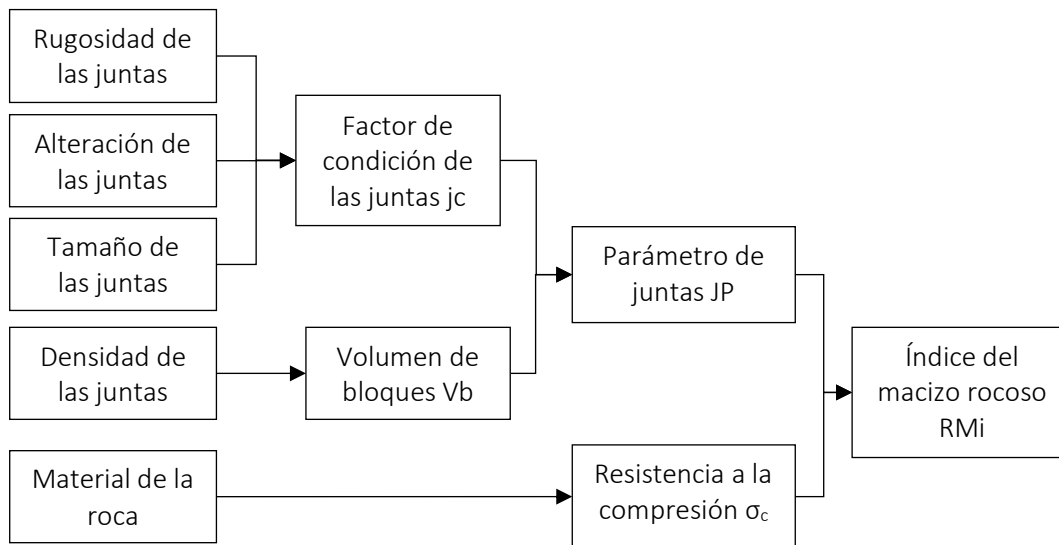


Figura II-57. Principio de la caracterización RMI de la resistencia a la compresión del macizo rocoso. Fuente: Palmström (1996).

El procedimiento para caracterizar el macizo rocoso con el índice RMI sigue el procedimiento que se muestra en la Figura II-57. En esta se muestran las cuatro características, que definen el parámetro de juntas, JP. Este parámetro depende del parámetro jC y Vb. El primero de ellos se obtiene con la siguiente expresión:

$$jC = \frac{jL \cdot jR}{jA} \quad \text{II-39}$$

Donde:

jC: factor de condición de juntas.

jL: factor del tamaño y continuidad de las juntas.

jR: factor de rugosidad de las juntas de la superficie de las paredes y planicidad de las juntas.

jA: factor de alteración de las juntas que toma en cuenta la presencia de revestimiento, meteorización y relleno.

El factor de jR es similar al factor Jr del sistema Q antes mencionado. En este caso este se puede obtener al multiplicar el factor de rugosidad, js, y el factor de ondulación de las fracturas, jw. Js se obtiene con el Cuadro II-22, mientras que jw se obtiene con el Cuadro II-23, donde u es la razón de la amplitud y de la longitud de las ondulaciones.



Cuadro II-22. Valores del factor de rugosidad  $j_s$ . Fuente: Palmström (1996).

Término	Descripción	Valor de $j_s$
Muy áspero	Pasos casi verticales y crestas se presentan con efecto de entrapado en la superficie de la junta	3
Áspero	Algunas crestas, asperezas son claramente visibles, continuadas de la superficie se siente muy abrasiva	2
Ligeramente áspero	Asperezas en las superficies de discontinuidad son distinguibles y se pueden sentir	1,5
Suave	La superficie parece suave y se siente al tacto	1
Pulido	Existe evidencia visual de pulido una superficie muy suave que son usuales en revestimientos de cloritas y talco	0,75
Espejo de cortante	Pulidas y usualmente superficies con estrías que resultan de la fricción a lo largo de la superficie de falla u otro movimiento de la superficie	0,6-1,5

Cuadro II-23. Valores del factor de ondulación de las fracturas  $j_w$ . Fuente: Palmström (1996).

Término de ondulación	Ondulación	Valor de $j_s$
Entrabado		3
Escalonado		2,5
Largas ondulaciones	$u > 3 \%$	2
Ondulaciones pequeñas a moderadas	$u = 0,3 \% - 3 \%$	1,5
Planar	$u < 0,3 \%$	1

El factor de rugosidad de las juntas se obtiene del Cuadro II-24.

Cuadro II-24. Valores del factor de rugosidad de las juntas  $j_A$ . Fuente: Palmström (1996).

a) Contacto entre las paredes de la junta			
Características de las paredes de las juntas		Condición	Contacto entre paredes
Juntas limpias	Pegadas o soldadas	Relleno de cuarzo, epidota, etc.	0,75
	Roca inalterada (fresca)	Sin cubierta o relleno, excepto decoloración (pátina de óxido)	1
	Superficies alteradas	Un grado más de alteración que la roca	2
		Dos grados más de alteración que la roca	4

Cubiertos o rellenos de poco espesor	Materiales de fricción	Arenas, limo, calcita, etc. Sin contenido de arcilla	3
	Materiales cohesivos	Arcilla, clorita, talco, etc.	4
b) Contacto entre las paredes de la junta			
Rellenos de	Tipo	Relleno fino (<5 mm)	Relleno grueso
Material friccional	Arena, limo, calcita, etc. (sin reblandecimiento)	4	8
Materiales duros y cohesivos	Relleno compactado de arcilla, clorita, talco, etc.	6	6-10
Materiales blandos y cohesivos	Arcillas de media a baja sobreconsolidación, clorita, talco, etc.	8	12
Materiales expansivos y arcillosos	Materiales de relleno que exhiben propiedades expansivas	8-12	13-20

Por otro lado, el factor de alteración de las juntas se obtiene con el Cuadro II-25.

*Cuadro II-25. Valores del factor de rugosidad de las juntas jr. Fuente: Palmström (1996).*

Suavidad del plano de la junta a pequeña escala	Ondulación del plano de diaclasado a gran escala				
	Planar	Ligeramente ondulado	Ondulado	Altamente ondulado	Escalonado o entrelazado
Muy rugoso	2	3	4	6	6
Rugoso	1,5	2	3	4,5	6
Suave	1	1,5	2	3	4
Pulido o espejo de falla	0,5	1	1,5	2	3
Para juntas rellenas $jR = 1$ . Para diaclasas irregulares se sugiere una valoración $jR = 5$					

El factor del tamaño y continuidad de las juntas,  $jL$ .

Cuadro II-26. Valores del factor del tamaño y continuidad de las juntas  $jL$ . Fuente: Palmström (1996).

Tipo	Longitud	Tamaño	Juntas continuas	Juntas discontinuas
División de la estratificación o foliación	< 0.5m	Muy corto	3	6
Diaclasas o juntas	0.1 – 1 m	Corto o pequeño	2	4
	1 – 10 m	Mediano	1	2
	10 – 30 m	Grande o largo	0,75	1,5
Junta (sellada), dique o cizalla	> 30m	Muy grande o largo	0,50	1

El parámetro de juntas JP depende del parámetro  $jC$  y  $V_b$  y se calcula así:

$$JP = 0.2 \cdot \sqrt{jC} \cdot V_b^D \quad \text{II-40}$$

Donde:

$V_b$ : volumen de los bloques en  $m^3$ .

D: factor que se obtiene con la siguiente expresión.

$$D = 0.37 \cdot jC^{-0.2} \quad \text{II-41}$$

El parámetro de juntas JP se puede obtener también con la gráfica que se muestra en la Figura II-58.

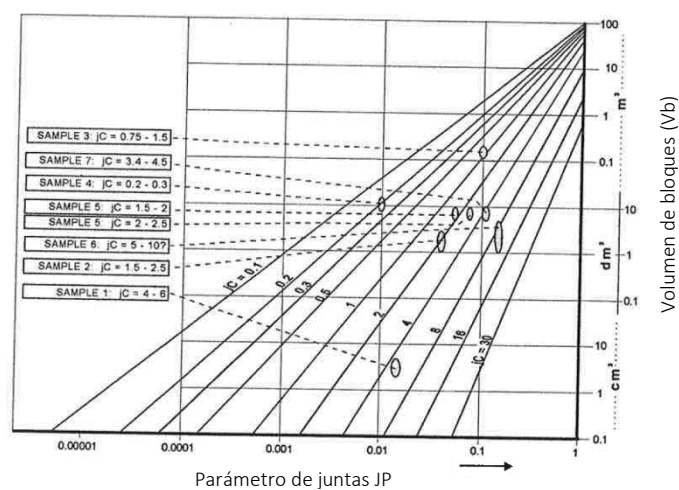


Figura II-58. Variación del parámetro de juntas con el factor de condición de las juntas y el volumen de bloques. Fuente: Palmström (1996).

La resistencia a la compresión usualmente se obtiene de núcleos de 50 mm de diámetro, los cuales poseen problemas por efecto de escala. Para poder obtener la resistencia de la roca a partir de esos ensayos se recomienda usar la siguiente expresión y en el caso de utilizar otros diámetros se puede utilizar la Figura II-59.

$$\sigma_c f = \sigma_c 50 \cdot \left(\frac{0.05}{Db}\right)^{0,2} = \sigma_c 50 \cdot \left(\frac{0.05}{\sqrt[3]{Vb}}\right)^{0,2} \quad \text{II-42}$$

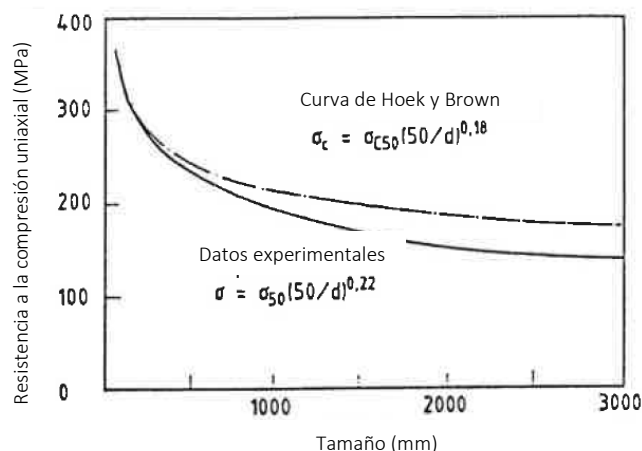


Figura II-59. Relaciones empíricas para el efecto de escala de la resistencia a la compresión uniaxial. Fuente: Palmström (1996).

De acuerdo con el valor de R<sub>Mi</sub> el macizo rocoso se clasifica como:

Cuadro II-27. Clasificación del macizo rocoso con el índice R<sub>Mi</sub>. Fuente: Palmström (1996).

Clasificación		Valor de R <sub>Mi</sub>
En términos de R <sub>Mi</sub>	En términos de la resistencia del macizo rocoso	
Extremadamente bajo	Extremadamente débil	<0,001
Muy bajo	Muy débil	0,001 – 0,01
Bajo	Débil	0,01 – 0,1
Moderadamente alto	Moderadamente fuerte	0,1 – 1
Alto	Fuerte	1 – 10
Muy alto	Muy fuerte	10 – 100
Extremadamente alto	Extremadamente fuerte	>100

Este sistema de clasificación posee recomendaciones de soporte de excavaciones, los cuales se basan en el RMI y factores que se muestran en la Figura II-60. Esas indicaciones de estabilidad se muestran en la Figura II-61.

FACTORES DE AJUSTE PARA EL SOSTENIMIENTO EN ROCA								
NIVEL DE TENSIONES			Recubrimiento aproximado	Valoración SL	NÚMERO DE FAMILIAS DE JUNTAS <sup>*)</sup>	Valoración Nj	NÚMERO DE FAMILIAS DE JUNTAS <sup>*)</sup>	Valoración Nj
Muy bajo (en portales, etc.)			< 10 m	0,1	Una familia	3	Tres familias	1
Bajo			10 - 35 m	0,5	Una familia + aleatorias	2	Tres familias+aleatorias	0,85
Moderado			35 - 350 m	1	Dos familias	1,5	Cuatro familias	0,75
Alto			> 350 m	1,5 <sup>*)</sup>	Dos familias+ aleatorias	1,2	Cuatro familias+aleatorias	0,65
*) Un alto nivel de tensiones puede ser desfavorable para la estabilidad de hastiales altos. Valoración posible SL= 0,5-0,75					*) Significa el número de familias de juntas dentro del sitio de observación. (no el número de juntas observadas dentro de una gran área))			
ORIENTACIÓN DE LAS JUNTAS (en relación al eje del túnel)					Valoración Co y Co <sub>s</sub>	INCLINACIÓN DE TECHOS O HASTIALES		Valoración c
EN HASTIALES		EN TECHO		TÉRMINO				
para rumbos > 30°	para rumbos < 30°	para cualquier rumbo				Horizontal (techo)		1
buzamiento < 30°	buzamiento < 20°	buzamiento > 60°		favorable	1	30° inclinación		1,5
buzamiento = 30 - 60°	buzamiento = 20 - 45°	buzamiento = 45 - 60°		admisible	1,5	45° inclinación		2,2
buzamiento > 60°	buzamiento = 45 - 60°	buzamiento = 20 - 45°		desfavorable	2	60° inclinación		3
-	buzamiento > 60°	buzamiento < 20°		muy desfavorable	3	Vertical (hastiales)		5

Figura II-60. Factores de ajuste para el sostenimiento en roca. Fuente: Palmström (Palmström, Recientes Desarrollos en la Estimación del sostenimiento en roca mediante el RMI, 2003)

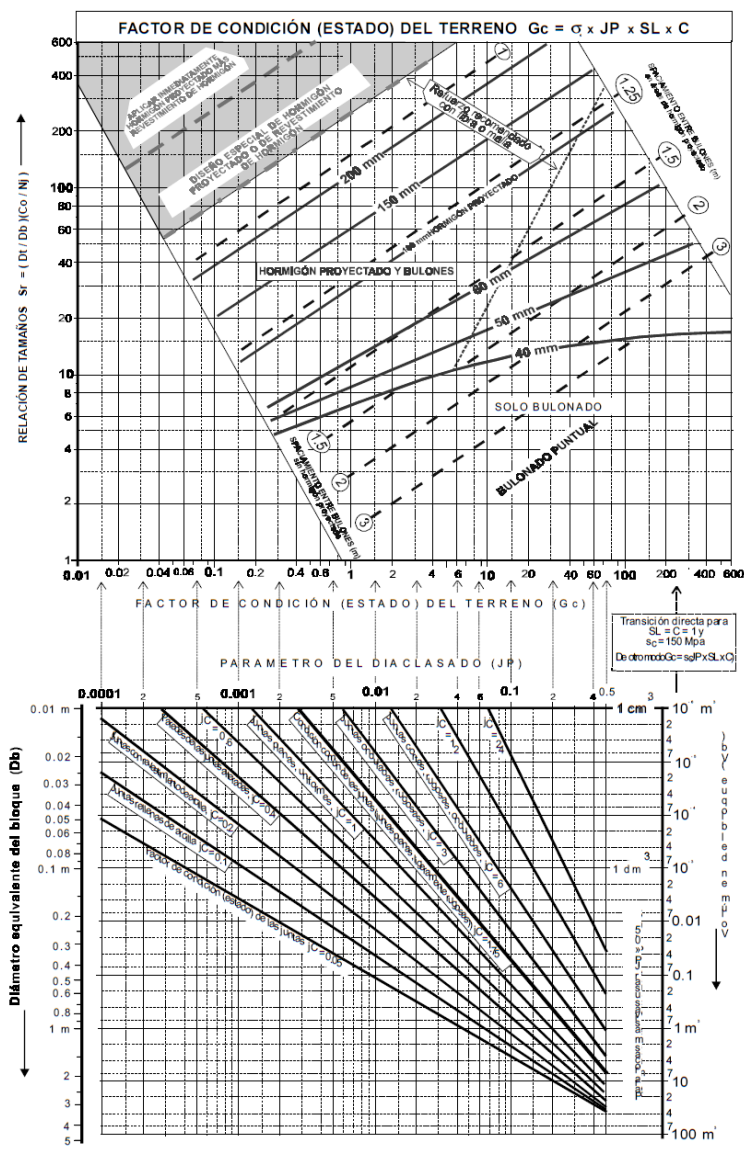


Figura II-61. Sostenimiento para terrenos con diaclasas incluyendo zonas débiles. Fuente: Palmström (Palmström, Recientes Desarrollos en la Estimación del sostenimiento en roca mediante el RMI, 2003)

### II.3.5 Programa RS<sup>2</sup> para análisis de elemento finito

La empresa Rocscience ha desarrollado programas de análisis de elemento finito, entre los cuales se tiene el denominado RS2, que se conoce como Phase<sup>2</sup> (Rocscience Inc., 2019). Este tiene varias aplicaciones tales como el diseño de excavaciones subterráneas, como la planteada en este trabajo. En esta herramienta se pueden realizar modelos de múltiples etapas de túneles en roca blanda y en roca fracturada y cavernas subterráneas de modo que se puede analizar fallas progresivas e interacción de soportes.

El RS2 considera varios criterios de falla en sus análisis tales como el denominado como Mohr-Coulomb, el criterio generalizado de Hoek-Brown y el de Cam-Clay. El análisis de elemento finito posee ventajas respecto al método de equilibrio límite, ya que no requiere ninguna suposición respecto a la superficie de falla en términos de su ubicación y forma. En este caso se utiliza una reducción de la resistencia al corte, el cual determina automáticamente el modo de falla crítico y el factor de seguridad correspondiente.

En el caso de macizos fracturados ese programa permite realizar análisis de redes de juntas, el cual consiste en generar redes de juntas en las fronteras que simulan los patrones naturales o juntas inducidas. En este caso se pueden incluir distintos modelos probabilísticos y determinísticos para definir los conjuntos de juntas entre los cuales se tiene: paralelo determinístico y estadístico, juntas cruzadas, Baecher, Veneziano y Voronoi.

Finalmente, en esta herramienta permite el diseño de soportes de excavaciones subterráneas, tales como concreto lanzado, concreto, sistemas de acero, revestimientos compuestos de múltiples capas. En este caso se puede obtener gráficos de la capacidad de los soportes que permiten determinar el factor de seguridad. Dentro de los tipos de pernos se encuentran los anclados en el extremo, totalmente adheridos, cables y anclajes activos.

## II.4 Marco teórico del caso de la pantalla anclada

### II.4.1 Estructuras ancladas de pantalla anclada

Los taludes y laderas pueden ser estabilizados utilizando varias técnicas de estabilización. La ACG (2015) menciona que existen los siguientes sistemas: movimiento de tierras, drenaje, muros de retención, estructuras enterradas y estructuras ancladas.

Entre las estructuras ancladas se pueden identificar tres tipos: con pernos individuales, muros anclados y suelo cosido. Los anclajes individuales son empleados en macizos rocosos fracturados donde existen bloques inestables. En el caso de suelo cosido estos consisten en anclajes que trabajan a corte, mientras que las pantallas ancladas trabajan a tensión.

Los muros anclados son utilizados en las excavaciones que deben ser estabilizadas y para la lograr la seguridad de taludes. En la Figura II-62 se muestran los elementos que componen una estructura de muro anclado, la cual posee anclajes y una pantalla de concreto reforzado o pilotes en la cara exterior.

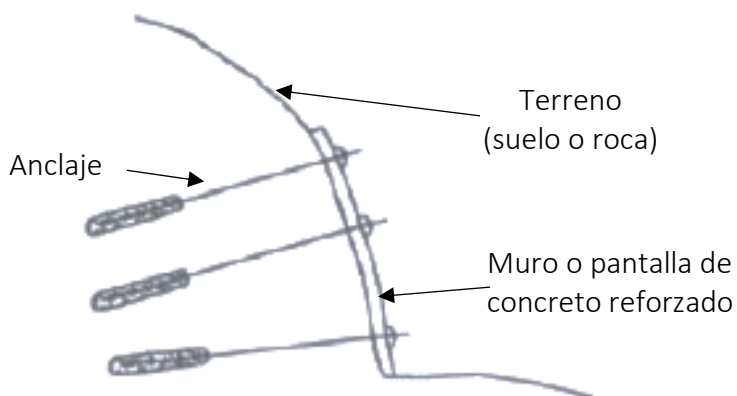


Figura II-62. Estructura anclada de pantalla anclada. Fuente: ACG (2009)

En la Figura II-63 se presenta varios usos de anclajes como muros de retención, estabilidad de taludes, soporte de losas susceptibles a flotación y estabilidad de presas de concreto.

De acuerdo con Dirección Técnica (2001), los anclajes provisionales son aquellos cuya vida útil no es superior a 2 años y Sabatini, Pass y Bachus (1999) indican que usualmente los sistemas considerados como temporales poseen una vida entre 18 meses y 24 meses, pero que según características particulares de cada proyecto este rango puede variar. La vida de



servicio de obras permanentes oscila entre 75 años y 100 años (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999, p. 1).

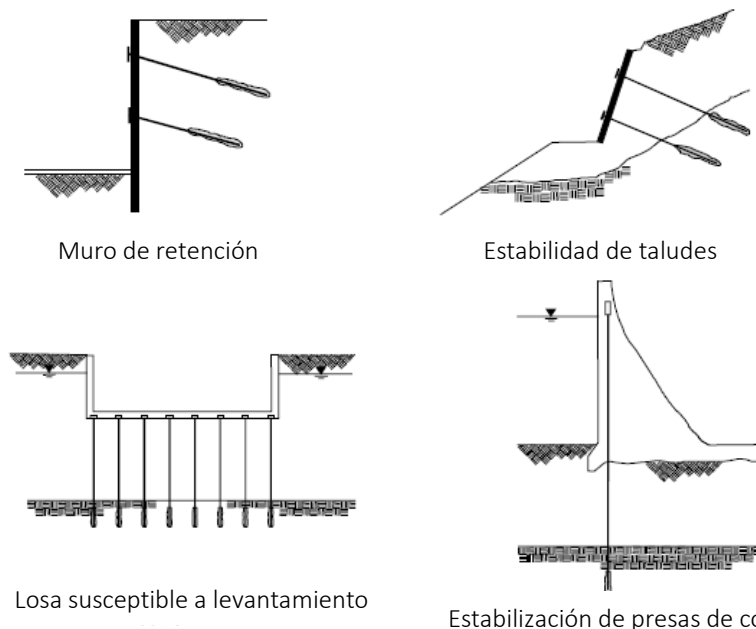


Figura II-63. Aplicaciones de anclajes. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999)

De acuerdo con Dirección Técnica (2001) los anclajes se distinguen entre activos y pasivos, entre permanentes y temporales y entre cables y barras. Los primeros son elementos de refuerzo para transmitir una carga al terreno por medio de la tensión de un tirante. La carga de tensión es aplicada una vez colocado el anclaje posee una magnitud no menor a la mitad de la resistencia última y usualmente es igual a la tensión prevista en el proyecto. Por otro lado, los anclajes pasivos son aquellos en los cuales la carga aplicada es baja, pero no menor al 10 % de la resistencia última (Dirección Técnica, 2001, p. 11).

En la Figura II-64 se muestran los distintos componentes de un anclaje activo, el cual es construido al realizar una perforación colocar un tirante metálico y lechada de agua cemento. En la longitud se distinguen dos zonas, donde la primera y más cercana a la cara exterior es la zona libre para tensar, donde el tirante no se encuentra adherido a la lechada, ya que el tirante está envuelto en vainas de plástico y grasa sujetas por abrazaderas y con juntas estancas con el siguiente tramo. La segunda zona se denomina zona de bulbo o longitud adherida del tensor, donde el tirante está expuesto y en contacto con la lechada y con

separadores para asegurar el recubrimiento. Finalmente, en la cara exterior se encuentra la cabeza, donde existe una estructura de reacción para transmitir la carga del tirante al muro de concreto, donde existe una placa de reparto, cabeza porta-cuñas, cuñas y revestimiento anticorrosión.

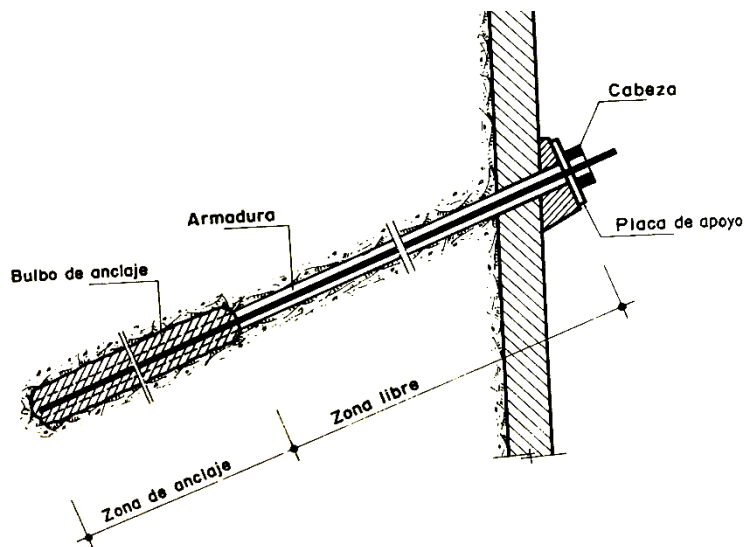


Figura II-64. Componentes de un anclaje activo. Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980)

De acuerdo Sabatini, Pass y Bachus (1999) los cables utilizados como tirantes deben cumplir con la norma ASTM A722 y las barras con la norma ASTM A415. Los diámetros comerciales existentes de las varillas son de 26 mm, 32 mm, 36 mm, 45 mm y 64 mm con longitudes hasta 18 m. La carga máxima que puede soportar una barra de 64 mm es de 2,077 kN. Los cables están compuestos por torones de siete hilos y comúnmente se utilizan diámetros de 15 mm. Estos no presentan limitaciones en la longitud y al utilizar múltiples torones casi no existen restricciones por la carga.

Por otro lado, Dirección Técnica (2001) indica que en Europa se utilizan aceros de tirantes que cumplen la normativa EHE y PG-3. Las propiedades de las barras y cables se muestran en el Cuadro II-28, donde las tensiones de trabajo son del 60% de su límite elástico en anclajes permanentes y del 75 % en provisionales.

*Cuadro II-28. Características de resistencia a tensión de tirantes. Fuente: Dirección Técnica (2001)*

Tipo de tirante	Límite elástico (MPa)	Límite de ruptura (MPa)
Barra Diwidag o similar	850	1 050
Barra Gewi o similar	500	550
Cables	1 710	1 910

La lechada utilizada en anclajes está compuesta por agua y cemento conforme a la norma INTE C147, de modo que no posee agregados, pero puede utilizarse arena cuando el diámetro de la perforación es grande. Según Sabatini, Pass y Bachus (1999) si se utiliza una relación agua cemento entre 0,4 y 0,55 se tiene una resistencia a la compresión simple alrededor de 21 MPa. De acuerdo con Dirección Técnica (2001) esta puede ser utilizada como único elemento de protección del tirante en el caso de anclajes provisionales si el recubrimiento es no menor a 10 mm.

#### **II.4.2 Principios de diseño de pantallas ancladas**

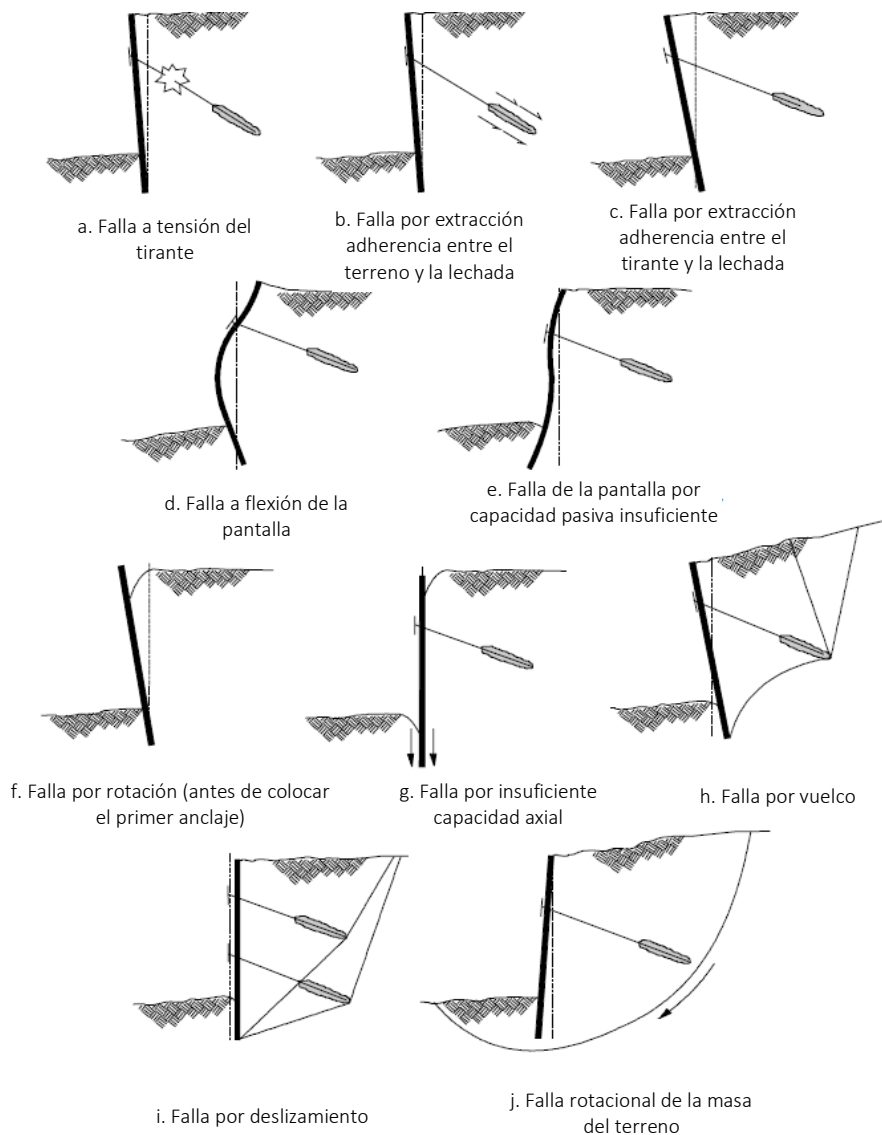
El diseño de las pantallas ancladas consiste el refuerzo de la masa de terreno para lograr la seguridad por la acción de distintas cargas, lo cual se logra al adicionar anclajes en el terreno y elementos en la cara exterior tales como pilotes o un muro de concreto. Existen distintos modos de falla que deben ser considerados en el proceso de diseño de modo que se el riesgo de colapso se encuentre dentro de los límites tolerables.

En la Figura II-65 se ilustran las distintas formas de colapso de estructuras de estructuras de pantallas ancladas que menciona Sabatini, Pass y Bachus (1999). Existen condiciones internas y externas de falla, que se distinguen si la estabilidad depende de la capacidad interna de la pantalla y de los anclajes o si depende de las condiciones propias del medio.

Los primeros tres modos de falla corresponden a las condiciones del anclaje, ya que el primero se debe a la ruptura a tensión del tirante, el segundo por arrancamiento por adherencia entre la lechada y el medio y el tercero también es por extracción por resistencia entre el tirante y la lechada.

Los siguientes dos modos de colapso se debe a la resistencia de la pantalla, ya que se debe a la capacidad a flexión y por insuficiente profundidad de empotramiento.

Las siguientes cinco formas de falla corresponden a la estabilidad externa, ya que se deben a condiciones de equilibrio límite por vuelco, capacidad soportante, rotación, deslizamiento y global.



*Figura II-65. Modos de falla que deben considerarse en el diseño de pantallas ancladas.  
Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999)*

Las fuerzas en los anclajes dependen de las cargas externas tales como la presión de suelos, hidrostáticas, sobrecargas y sismo. En la Figura II-66 se presenta la contribución de los anclajes en la estabilidad de la masa de terreno a contener. En primer lugar, los anclajes desarrollan fuerzas para lograr la estabilidad de la masa activa, que luego son transmitidas al terreno detrás de la misma. Es importante destacar que se establece un mínimo entre la zona del bulbo y la superficie de falla de la cuña activa. Por otro lado, la longitud de los anclajes debe ser suficiente para lograr la estabilidad global, de modo que la zona de anclaje debe estar detrás de la envolvente de las superficies de falla que requieren de fuerzas en los anclajes para ser estables.

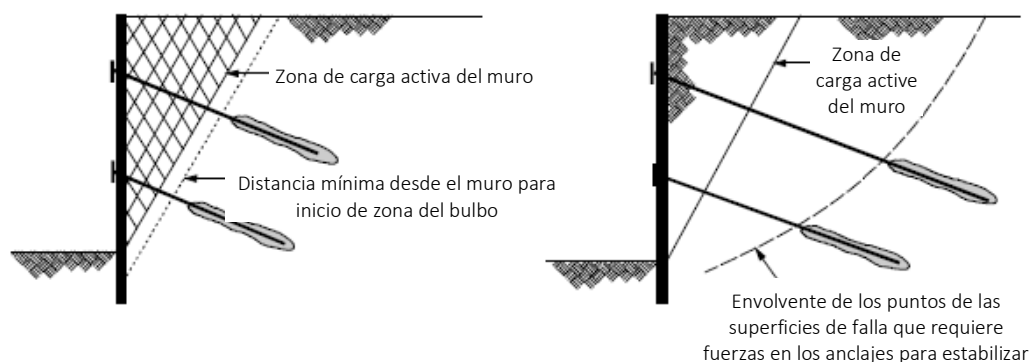


Figura II-66. Contribución de los anclajes. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999)

Con base en esos requisitos se establece la longitud requerida de los anclajes. Long, Weatherby y Cording (1988) proponen reglas simples para establecer la profundidad de los anclajes, los cuales se muestran en la Figura II-67. De esta forma, la distancia mínima entre la superficie de la cuña activa y la zona del bulbo es de 1,5 m o una quinta parte de la altura libre a retener, la longitud mínima libre debe ser de 3,0 m para barras y de 4,5 m para cables. Por otro lado, Sabatini, Pass y Bachus (1999) indican que la separación horizontal debe ser mayor a 1,2 m y la profundidad mínima del extremo superior de la zona adherida deber ser mayor a 4,5 m. Finalmente, Del Cañijo Peralte y Otros (1980) recomiendan que la separación de los anclajes sea entre 2 m y 5 m para evitar problemas de efecto de grupo, que la longitud libre sea mayor a 5 m y que la inclinación sea entre 10° y 15°.

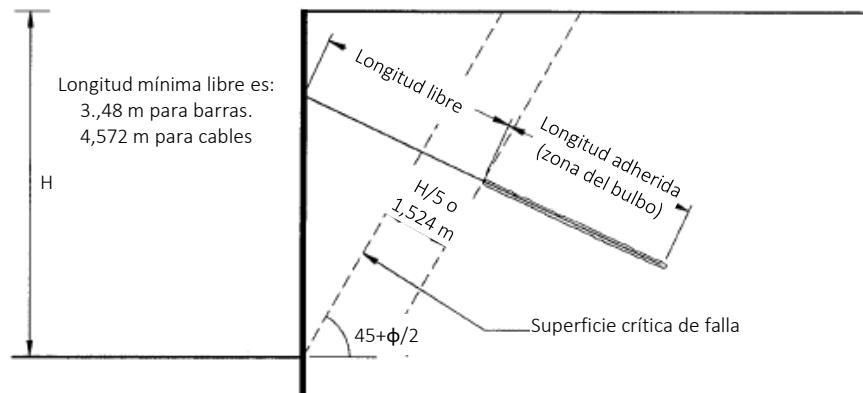


Figura II-67. Reglas simples para determinar la longitud de los anclajes. Fuente: Long, Weatherby y Cording (1988)

### II.4.3 Empujes de suelo

Los empujes del terreno en obras de retención se determinan como una fracción del esfuerzo vertical, la cual se denomina coeficiente de empuje y depende de la deformación lateral que puede presentarse en el muro. Lo anterior implica que la estructura debe soportar presiones del terreno en condición de reposo, pasiva o activa. En la Figura II-68 se muestran valores típicos de coeficientes de empuje de arenas y arcillas.

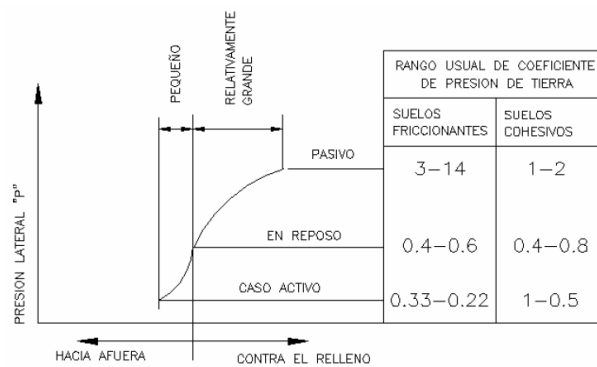


Figura II-68. Coeficientes típicos de empuje del terreno en suelos. Fuente: ACG (2009)

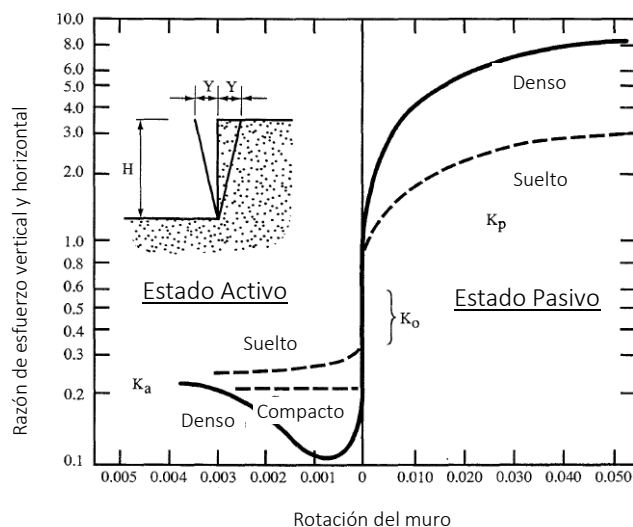


Figura II-69. Variación de coeficientes típicos de empuje del terreno con la rotación del muro. Fuente: Munfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998)

En la Figura II-69 se presenta la relación de la razón del esfuerzo vertical entre el horizontal con la rotación en la base del muro para suelos con distinta densidad relativa.

El empuje de la condición en reposo se tiene cuando no se permite la deformación lateral del suelo. Este coeficiente se denomina como  $K_o$ . De acuerdo con Sabatini, Pass y Bachus (1999) ese coeficiente oscila entre 0,55 y 0,65 para arcillas normalmente consolidadas, entre 0,4 y 0,5 para arenas, es cercano a 1 para arcillas ligeramente consolidadas ( $OCR < 4$ ) y para arcillas altamente consolidadas ( $OCR > 4$ ) es superior hasta más de 2. En pantallas ancladas no se consideran presiones en reposo.

El empuje de la condición pasiva se presenta cuando el muro se deforma trasdós por la acción de fuerzas, donde se tiene el coeficiente de empuje pasivo y en pantallas se presenta en la zona enterrada. Por otro lado, el empuje de la condición activa se presenta cuando el muro se deforma intradós. En ese caso el coeficiente de empuje se conoce como coeficiente de empuje activo.

Existen varias teorías que describen la forma de calcular las presiones activas y pasivas. A continuación, se presenta la expresión de empuje activo de Rankine, que fue tomada de la ACG (2009).

$$p_a = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \sqrt{K_a} + q \cdot K_a$$

II-43

En este caso  $p_a$  es la presión activa del suelo detrás del muro,  $\gamma$  es el peso unitario del suelo detrás del muro,  $z$  es la profundidad a la cual se calcula la presión del suelo detrás del muro,  $K_a$  es el coeficiente de empuje activo del suelo detrás del muro,  $c$  es la cohesión y  $q$  es sobrecarga en la superficie del suelo detrás del muro.

Según la ACG (2009), el coeficiente de empuje activo se calcula con la Ecuación II-44, que aplica si la superficie del terreno en la corona es plana y es de grano grueso con un ángulo de fricción interna del suelo detrás del muro igual a  $\phi'$ .

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad \text{II-44}$$

En el caso de suelos de grano fino con parámetros de resistencia efectivos  $c'$  y  $\phi'$  Sabatini, Pass y Bachus (1999) indican que el coeficiente de empuje activo se determina con la siguiente expresión donde  $\sigma'_v$  es el esfuerzo efectivo vertical:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) - \frac{2c'}{\sigma'_v} \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{II-45}$$

En el caso de suelos de grano fino en condiciones no drenadas con  $c = S_u$  y  $\phi = 0$  se tiene:

$$K_a = 1 - \frac{2S_u}{\sigma'_v} \quad \text{II-46}$$

En el caso de pantallas ancladas Sabatini, Pass y Bachus (1999) señalan que no se considera la fricción entre la pantalla y la masa de suelo y recomiendan el uso de la Figura II-70 para la determinación de los coeficientes de empuje activo y pasivo.



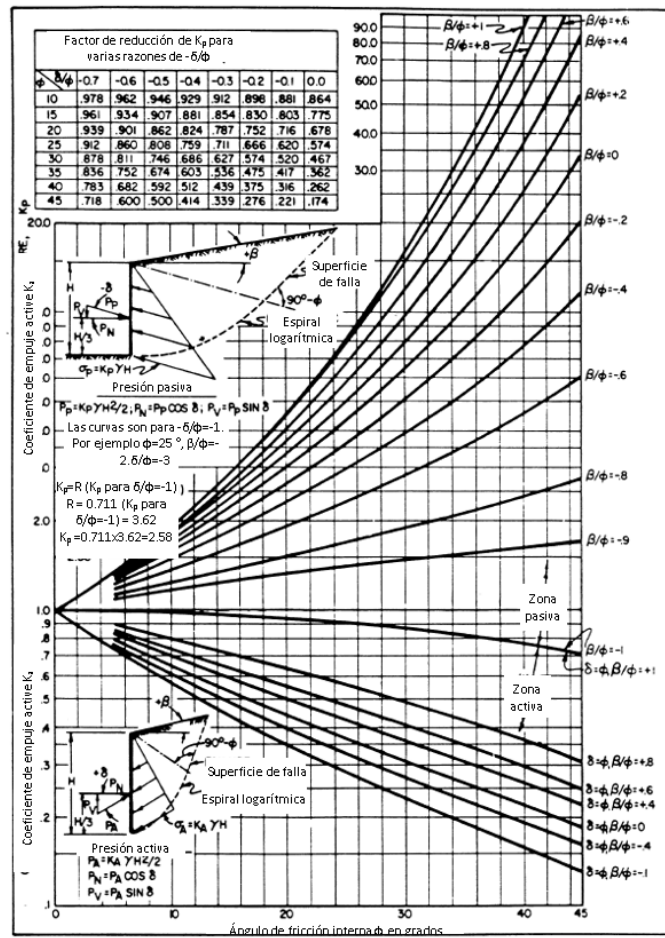


Figura II-70. Variación del coeficiente de empuje activo y pasivo de tomando en cuenta el efecto de variación de la inclinación del relleno. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999)

Las presiones de tierra varían con el movimiento de la pantalla. En la Figura II-71 se presentan los resultados de un modelo de una pantalla con dos anclajes y la variación de las presiones en las distintas etapas constructivas.

De acuerdo con Sabatini, Pass y Bachus (1999) de esos resultados se concluye que de utilizarse presiones activas se sobreestima la presión de empuje en la base, la flexión en la pantalla en la base y se subestima las fuerzas en los anclajes y la flexión en la pantalla en la zona de los anclajes superiores.

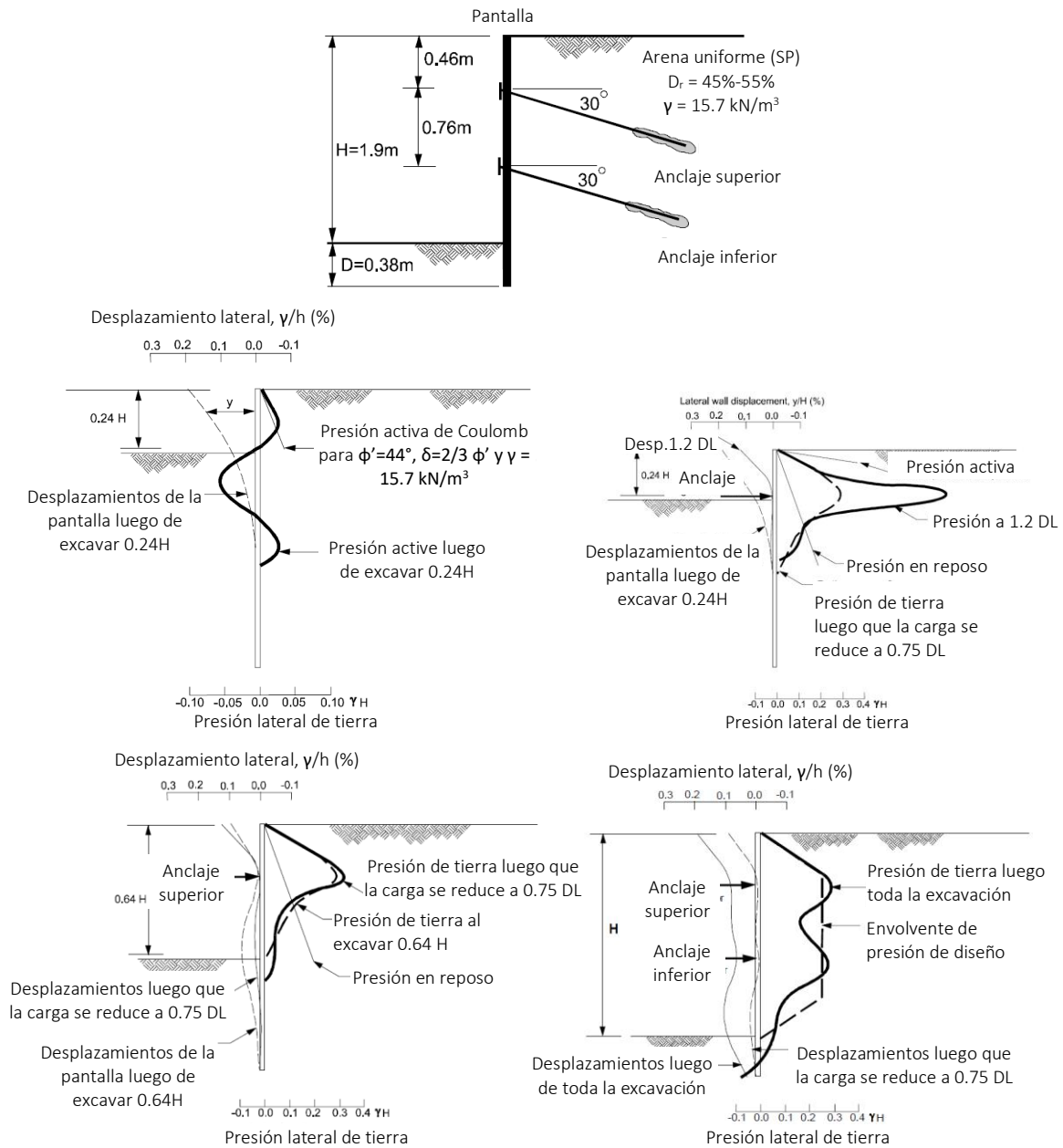


Figura II-71. Variación de las presiones en pantallas ancladas con el proceso constructivo. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999)

En el caso de estructuras ancladas realizadas con el procedimiento anterior no se utilizan las presiones activas. En lugar se utilizan las recomendaciones para ademes con ajustes. En la Figura II-72 se muestran envolventes de presiones de tierra planteadas por Terzaghi y Peck.

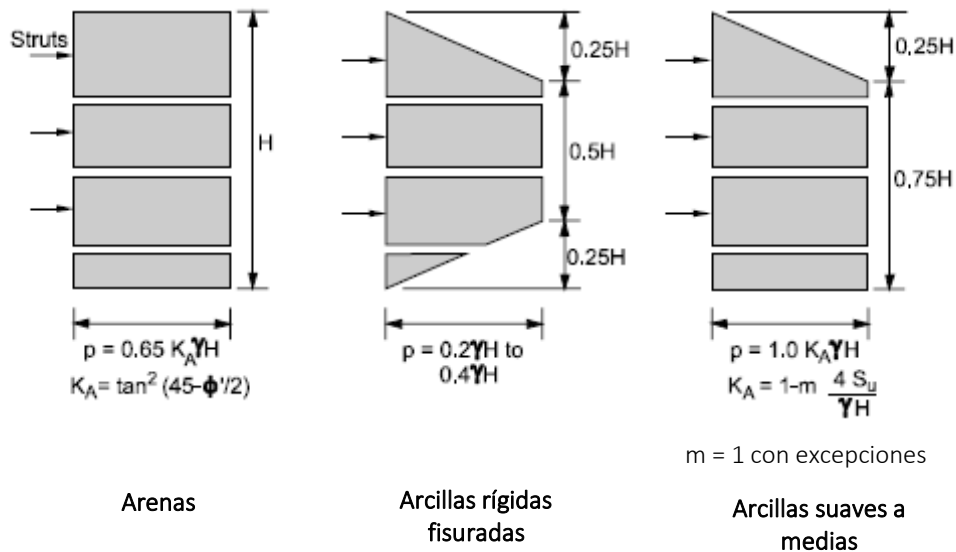


Figura II-72. Envoltentes de presiones aparentes de Terzaghi y Peck. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999)

De acuerdo con Sabatini, Pass y Bachus (1999) esos diagramas consideran que la excavación tiene una profundidad superior a 6 m y relativamente ancha, que la tabla de agua se encuentra por debajo del nivel inferior o base en arenas, que la masa del terreno es homogénea y el comportamiento es drenado para arenas y no drenado para arcillas, de modo que solo se considera la condición a corto plazo y que las presiones sólo aplican para el segmento de la pantalla que se encuentra en la parte expuesta y por ende no aplican para la el tramo enterrado.

Para diseño en arenas, tanto a corto como a largo plazo, se recomienda utilizar la distribución que se muestra en la Figura II-73, donde  $H_1$  es la distancia desde la superficie superior del terreno al anclaje superior,  $H_{n+1}$  es la distancia desde la superficie inferior del terreno al anclaje inferior,  $T_{hi}$  es fuerza en el anclaje  $i$ -ésimo y  $R$  es la reacción que debe soportar el terreno por debajo de la excavación.

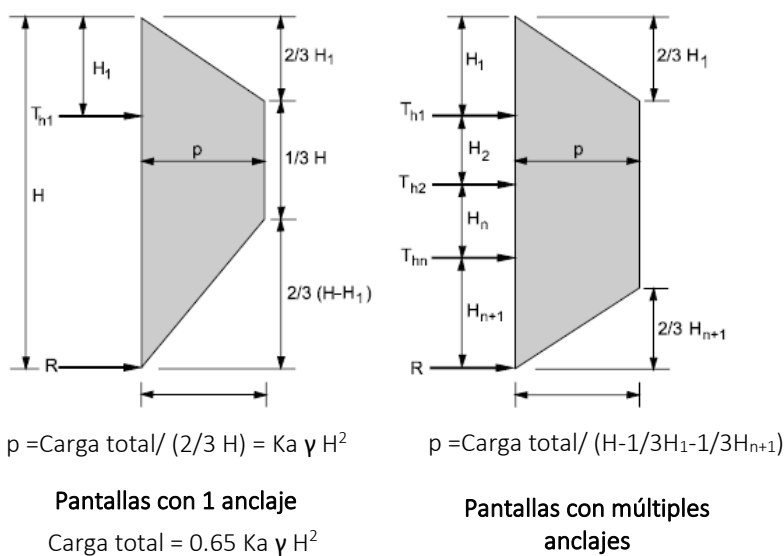


Figura II-73. Envolventes de presiones recomendadas para el diseño de pantallas en arena.  
Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999)

En el caso de arcillas rígidas a duras fisuradas los mismos autores recomiendan utilizar la distribución de presiones que se muestra en la Figura II-74, donde la razón  $\gamma H/S_u$  sea menor a 4 y para condiciones temporales en las cuales de duración controlada y que no existe agua libre. En el caso que no se cumplan esas condiciones se deben utilizar los diagramas permanentes con las propiedades de resistencia drenadas.

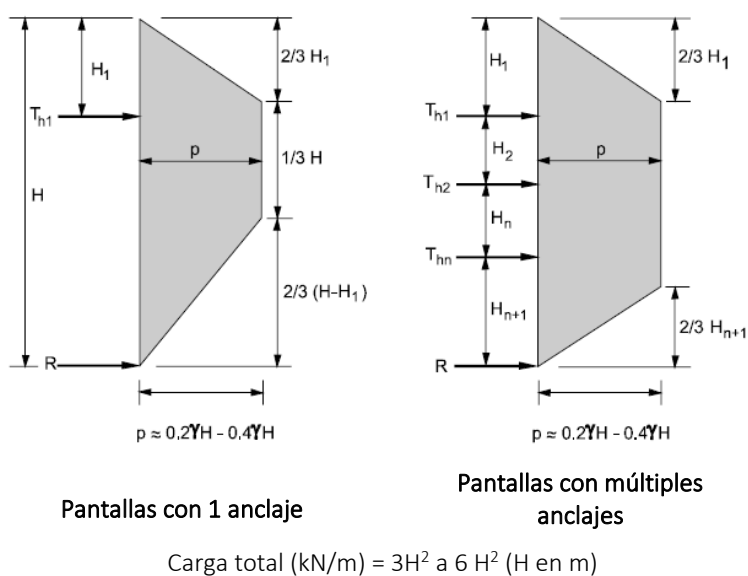


Figura II-74. Envolventes de presiones recomendadas para el diseño de pantallas en arcillas rígidas a duras. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999)

Para las condiciones permanentes en arcillas duras a rígidas se considera una presión aparente en la cual la fuerza resultante es de  $0,65K_a\gamma H^2$ , donde  $K_a$  se obtiene para el ángulo de fricción suavizado drenado de la arcilla.

Finalmente, para arcillas suaves a medias, donde la razón  $\gamma H/S_u$  es mayor a 4, la recomendación es utilizar la distribución de presiones que se presenta en la Figura II-72. No obstante, el coeficiente de empuje de tierras  $K_a$  se calcula con la ecuación II-47 cuando  $\gamma H/S_u$  es mayor a 5.14, que se basa en el mecanismo de falla de la base que se presenta en la Figura II-75. Cuando  $\gamma H/S_u$  se encuentra entre 4 y 5.14 se recomienda utilizar  $K_a$  como 0,22.

$$K_a = 1 - \frac{4S_u}{\gamma H} + \frac{2\sqrt{2}d}{H} \left\{ 1 + \frac{\Delta H}{H} \left( 1 + \frac{H + \Delta H}{(2-x)\sqrt{2}d} \right) - \frac{4S_{ub}}{\gamma H} \left( 5,14 + \frac{2S_u\Delta H}{\sqrt{2}S_{ub}d} \right) \right\} \quad \text{II-47}$$

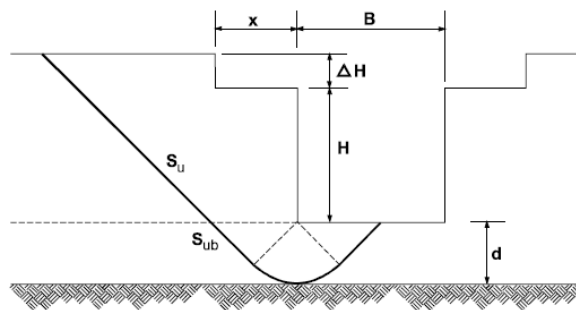


Figura II-75. Mecanismo de falla de la base de Henkel para el diseño de pantallas en arcillas suaves a medias. Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999)

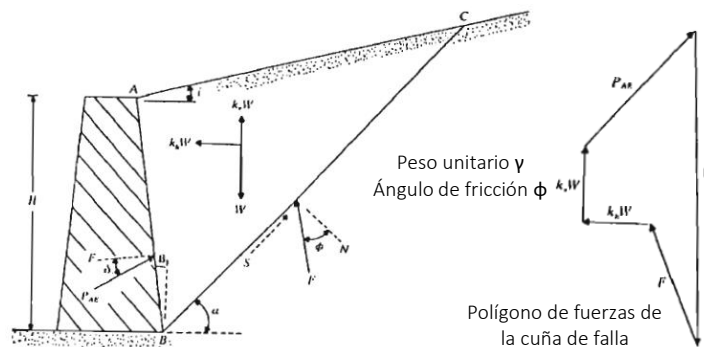


Figura II-76. Diagrama de cuerpo libre de la teoría de Mononobe-Okabe para el cálculo de fuerza de sismo de obras de retención. Fuente: Das (1993)

En condiciones sísmicas las presiones laterales en las obras de retención se aumentan por la oscilación vertical y horizontal, cuya resultante es  $P_{ae}$ . Existen distintas metodologías para la estimación en esa condición, pero la realizada por Mononobe-Okabe es la más utilizada, la cual es una extensión de la teoría de Coulomb. En la Figura II-76 se muestra el diagrama de cuerpo libre y polígono de fuerzas para el cálculo de la presión de sismo en caso de existir una componente vertical de la aceleración del sismo,  $k_v$ , y una componente horizontal de la aceleración del sismo,  $k_h$ .

En el caso que la masa de suelo es granular (“friccionante”) la fuerza activa según Mononobe-Okabe se calcula con la Ecuación II-48, la cual se encuentra en Das (1993).

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad \text{II-48}$$

Donde:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\theta) \cos^2(\beta) \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\sin(\delta + \delta + \theta) \sin(i - \beta)}} \right]^2} \quad \text{II-49}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad \text{II-50}$$

La CPERCSCR (2011) presentan los coeficientes dinámicos horizontales,  $k_h$ , para el diseño de obras de retención, los cuales se encuentran también en ACG (2009) y en ACG (2015). En el Cuadro II-29 se encuentran los valores de  $k_h$  para los distintos tipos de suelos y zona sísmica del país. Es usual despreciar la componente vertical.

*Cuadro II-29. Coeficientes dinámicos horizontales para el diseño de obras de retención para distintos tipos de suelos y zona sísmica en Costa Rica. Fuente: CPERCSCR (2011)*

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S <sub>1</sub>	0,15	0,15	0,20
S <sub>2</sub>	0,15	0,20	0,20
S <sub>3</sub>	0,15	0,20	0,25
S <sub>4</sub>	0,15	0,20	0,25

#### II.4.4 Estabilidad interna de pantallas ancladas

En el diseño se debe asegurar que se cumplan los requisitos de estabilidad interna, cuyos modos de falla se encuentran en la Figura II-65. La demanda de los anclajes debe ser menor a la capacidad admisible a tensión del tirante. Según Del Cañijo Peralte y Otros (1980) la resistencia de los tirantes,  $T_a$ , se calcula con la Ecuación II-51, donde  $T_a$  es la resistencia admisible a tensión de los tirantes,  $\sigma_e$  es el límite de cedencia del tirante,  $A$  es el área del tirante y  $\alpha$  es el coeficiente de seguridad. Además, recomiendan que el factor de seguridad sea de 0,60 para anclajes permanentes y 0,75 para temporales. No obstante, según Sabatini, Pass y Bachus (1999) recomienda un factor 0,80 para temporales.

En el caso de falla por extracción por la adherencia entre el terreno y la lechada Del Cañijo Peralte y Otros (1980) recomiendan utilizar factores de seguridad para anclajes permanentes entre 2, y 3 y entre 1,75 y 2,0 para provisionales. La resistencia debe determinarse con pruebas, pero en el Cuadro II-30 se encuentran valores medios para distintos materiales. En las Tablas 7 y 8 de Del Cañijo Peralte y Otros (1980) se proponen valores de adherencia entre la lechada y el terreno para suelos y rocas.

$$T_a = \alpha \cdot \sigma_e \cdot A \quad \text{II-51}$$

*Cuadro II-30. Resistencia media al deslizamiento de anclajes. Fuente: Del Cañijo Peralte y Otros (1980) recomienda*

Tipo de terreno		Resistencia entre la lechada y el terreno
Rocas duras		0,981 a 2,4525
Roca floja		0,294 a 0,981
Gravas y arenas gruesas		0,687 a 0,981
Arcillas con resistencia a compresión simple	$\geq 0,392$ MPa	$> 0,785$ MPa
	0,0981 MPa y 0,392 MPa	0,392 MPa a 0,785 MPa
	0,0491 MPa y 0,0981 MPa	0,245 MPa a 0,392 MPa

En el caso de falla por adherencia entre el tirante y la lechada esta debe determinarse con pruebas como la ASTM A981, la cual aplica a cables. Además, Sabatini, Pass y Bachus (1999) explican que la resistencia no es proporcional a la capacidad de la lechada. Por ejemplo, si esta posee una resistencia a la compresión de 27,6 MPa la adherencia es de 17,2 MPa y para una resistencia de 34,5 MPa la adherencia es de 19,3 MPa. En el caso de la falla a flexión se controla calculando la resistencia admisible de la pantalla mayor a la demanda. En elementos de acero se considera un esfuerzo admisible a flexión de 0,5 veces el esfuerzo de cedencia.

#### II.4.5 Estabilidad externa de pantallas ancladas

Las estructuras ancladas deben cumplir con requisitos mínimos de seguridad contra la estabilidad externa. La estabilidad externa posee cuatro modos de falla, los cuales son: deslizamiento, vuelco, capacidad de soporte y estabilidad global. ACG (2009) establece los factores de seguridad mínimos de los distintos modos de falla antes mencionados. Los valores se presentan en el Cuadro II-31, los cuales se han obtenido se lo indicado en la sección 6.3, en el Cuadro 3.4 y en el Cuadro 3.3 de ACG (2009).

*Cuadro II-31. Factores de seguridad mínimos de estructuras de retención. Fuente: ACG (2009)*

Concepto o modo de falla	Condición de Carga	Factor de Seguridad (FS)
Deslizamiento	Estática	1,50
	Estática + Dinámica	1,15
Vuelco	Estática	1,50
	Estática + Dinámica	1,50
Capacidad soportante	Estática	3,0 si $q_{\min} / q_{\max} \geq 0,25$ 2,5 si $q_{\min} / q_{\max} < 0,25$
	Estática + Dinámica	2,0 si $q_{\min} / q_{\max} \geq 0,25$ 1,6 si $q_{\min} / q_{\max} < 0,25$
Falla global	Estática	1,50
	Pseudoestático	1,30



Es importante destacar que en el caso de pantallas la capacidad soportante se determina con las expresiones de cimentaciones profundas. De esta forma, los factores de seguridad a la falla corresponden a los indicados en el Cuadro 5.13 de ACG (2009).

En el caso del análisis al deslizamiento interno Sabatini, Pass y Bachus (1999) para arenas recomiendan utilizar el método de equilibrio que se muestra en la Figura II-77, donde T es la fuerza en los anclajes y  $SP_H$  y  $SP_V$  es la fuerza horizontal y vertical en la pantalla respectivamente. La fuerza requerida se obtiene con la siguiente expresión. Para ello se considera que el ángulo  $\delta$  es igual al ángulo  $\phi$  entre un factor de seguridad.

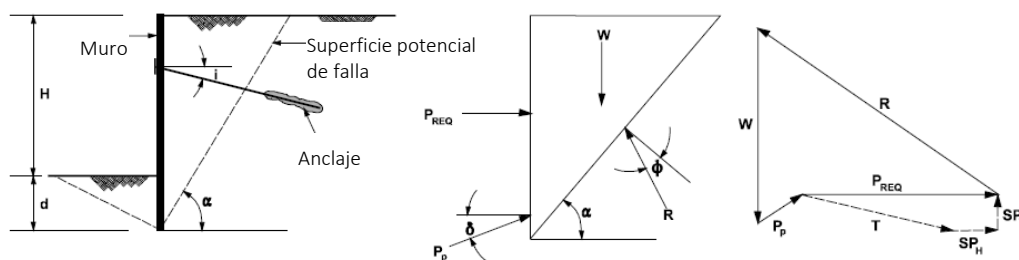


Figura II-77. Método de equilibrio para pantallas ancladas para análisis al deslizamiento.

Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999)

$$P_{req} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \frac{(1 + d/H)^2}{\tan(\alpha)} - K_p (d/H)^2 \left( \sin(\delta) + \frac{\cos(\delta)}{\tan(\alpha - \phi)} \right) \right] \tan(\alpha - \phi) \quad II-52$$

A partir de este análisis se obtiene la demanda vertical en la pantalla, la cual debe compararse con la capacidad vertical. Esta se determina con la ecuación 5.2 de ACG (2009), que corresponde a pilotes. El factor de seguridad por capacidad soportante,  $FS_{(CS)}$ , se calcula con la ecuación II-53 como la razón de la capacidad de soporte última,  $Q_{ult}$ , y la carga máxima vertical en la pantalla,  $Q_{max}$ , la cual es la suma de las componentes verticales de las fuerzas en los anclajes y el peso de la pantalla.

$$FS_{(CS)} = \frac{Q_{ult}}{Q_{max}} = \frac{Q_{fricción} + Q_{punta}}{SP_v + W_{pantalla}} \quad II-53$$

ACG (2009) indica que el factor de seguridad al deslizamiento,  $FS_{(d)}$ , se calcula como la razón de la resistencia al deslizamiento,  $S_{max}$ , entre la fuerza de empuje,  $P_H$  (ver Ecuación II-54). Esta última corresponde al empuje activo para la condición estática y para la condición con sismo.

$$FS_{(d)} = \frac{S_{max}}{P_H} \quad \text{II-54}$$

En el caso del vuelco el factor de seguridad,  $FS_{(v)}$ , ACG (2009) indica que se determina como la razón entre la sumatoria de los momentos de las fuerzas estabilizadoras,  $M_{est}$ , entre la sumatoria de los momentos de las fuerzas de volcamiento,  $M_{vol}$  (ver Ecuación II-55)..

$$FS_{(v)} = \frac{M_{est}}{M_{vol}} \quad \text{II-55}$$

La estabilidad global se obtiene por medio de análisis de equilibrio límite, el cual es un análisis iterativo en el cual consiste en establecer una superficie de falla y determinar el factor de seguridad al deslizamiento considerando que se alcanza la resistencia al corte en la superficie de falla. En la Figura II-78 se muestran las fuerzas que actúan sobre una superficie de rotura curva en la condición de equilibrio límite.



Figura II-78. Fuerzas que actúan sobre una superficie de rotura curva. Fuente: González de Vallejo, Ortuño y Oteo (2002).

La superficie de falla con el menor factor de seguridad corresponde a la superficie crítica y el valor corresponde al factor de seguridad global. Existen muchos métodos de estabilidad que consideran distintos tipos de superficies de falla y equilibrio de fuerzas o momentos. En el

caso de pantallas ancladas existen métodos para incluir la existencia del refuerzo como el que se muestra en la Figura II-79.

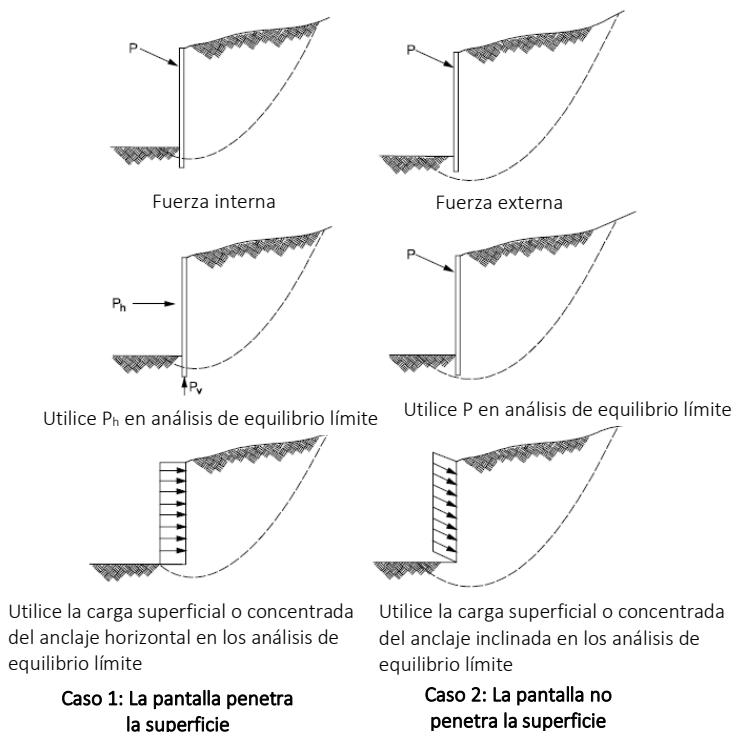
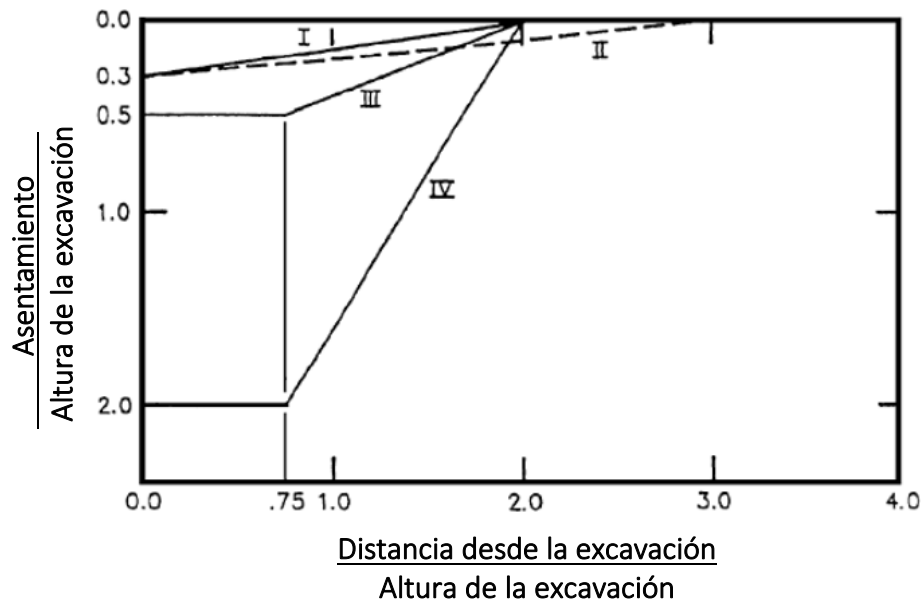


Figura II-79. Método para modelar la pantalla anclada en los análisis de equilibrio límite.  
Fuente: Sabatini, Pass y Bachus (1999)

#### II.4.6 Asentamientos detrás de pantallas ancladas

La colocación de los anclajes, aunque reducen los desplazamientos horizontales en los muros estos no son cero y causan asentamientos en la masa de terreno que se contiene. Es importante tener en cuenta la influencia de la subsidencia en las construcciones vecinas y en las instalaciones enterradas, por lo que deben ser determinadas en el proceso de diseño. La determinación de los asentamientos detrás de muros anclados debe ser realizada con métodos que tomen en cuenta la interacción suelo y estructura, tales como elemento finito y de viga sobre fundación elástica (Brockenbrough, 2009). Existen algunas recomendaciones de la subsidencia que se puede esperar para distintos materiales de suelo con las cuales se pueden realizar estimaciones iniciales como la Figura II-80.



Curva I: Arena.

Curva II: Arcilla rígida a muy fuerte.

Curva III: Arcilla suave a media. Factor de Seguridad contra levantamiento de la base igual a 2.

Curva IV: Arcilla suave a media. Factor de Seguridad contra levantamiento de la base igual a 1.2.

*Figura II-80. Perfiles de asentamiento detrás de muros arriostrados o anclados. Fuente: Brockenbrough (2009)*

No obstante, en el caso que exista una obra altamente sensible a los desplazamientos del terreno es necesario calcularlo considerando las condiciones de carga, propiedades del suelo, espaciado de los anclajes y la rigidez del muro. Brockenbrough (2009) indica que se debe evitar sobreesfuerzos en los anclajes, ya que fuerzas muy altas en los tirantes relativos a la resistencia del medio puede causar deflexiones no deseadas o falla pasiva del muro hacia el suelo retenido.

Sabatini, Pass y Bachus (1999) indican que es de esperar que el desplazamiento horizontal máximo de muros anclados en arenas y arcillas rígidas tiene un valor promedio de 0.2 % H aproximadamente y con un máximo de 0,5 % H, donde H es la altura del muro. En el caso de los asentamientos verticales detrás del muro tiene un promedio de 0,15 % H y con un máximo de 0.5 % H.

Además, esos autores indican que existen distintos tipos de movimientos en estos muros. El primero de ellos es movimientos en voladizo asociados con la instalación del primer anclaje, el segundo se debe a la movilización de la placa de borde, la tercera se debe a la deformación elástica del tirante, el cuarto se debe a la cedencia del anclaje en la zona adherida y por último el movimiento de la masa del terreno detrás de los anclajes.

### III. Caracterización de los proyectos y modelos geotécnicos

En este capítulo se presentan las características de los cuatro proyectos, de modo que se describe la ubicación, geometría y cargas de diseño. Además, se muestra la geología de los sitios basado en referencias bibliográficas, las características de los suelos basadas en los estudios de mecánica de suelos realizados y el modelo geotécnico para los análisis y diseño de las obras.

#### *III.1 Caracterización del proyecto y modelo geotécnico del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino*

##### III.1.1 Descripción general del proyecto

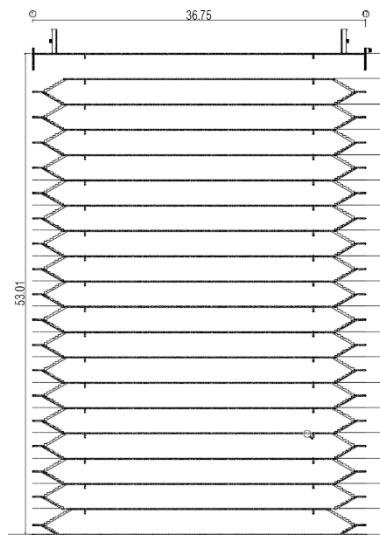
El proyecto se encuentra en el Distrito de La Uruca en la provincia de San José. En la Figura III-1 se muestra un segmento del mapa de San José, en el cual se encuentra marcado con una estrella la ubicación del proyecto. La obra se localiza entre las rutas nacionales 1, 3, 39 y 109. Asimismo, en esa Figura se muestran los alrededores del proyecto.



*Figura III-1. Ubicación del presente proyecto. Fuente: Google Maps (2019)*

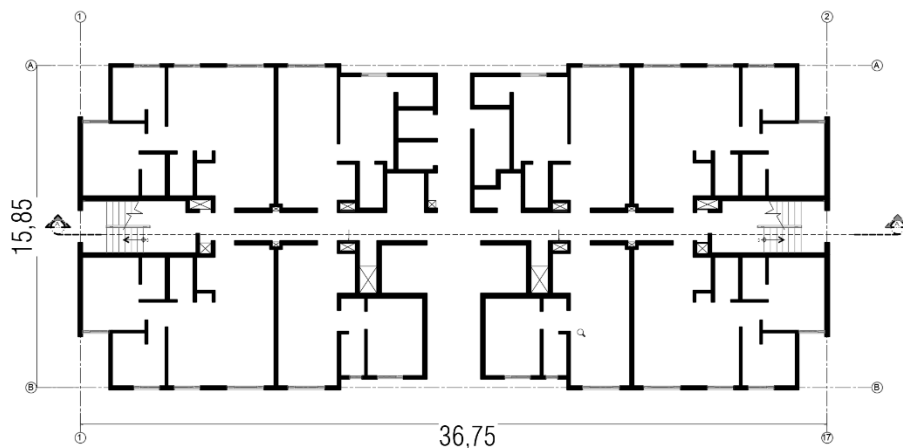
La obra consiste en un edificio de apartamentos de 19 pisos a nivel de terreno, de modo que no existen rellenos adicionales ni sótanos. La altura entre cada piso es de 2,79 m de modo

que el nivel de la azotea es de 53 m por encima del nivel del terreno. En la Figura III-2 se muestra un corte longitudinal esquemático de la estructura.



*Figura III-2. Corte del edificio de apartamentos del presente proyecto*

En este caso, las plantas de todos los niveles es la misma, la cual posee un ancho de 15,85 m y un largo de 36,75 m. En la Figura III-3 se muestra una de esas plantas, donde se puede ver la forma de la estructura y la distribución de los elementos estructurales verticales, que en ese caso son muros de concreto reforzado. En esa Figura también se muestra la indicación del corte, que corresponde al mostrado en la Figura III-22.



*Figura III-3. Planta típica del edificio de apartamentos del presente proyecto*

En el Cuadro III-1 se encuentran las consideraciones de las cargas permanentes de la obra por área de entrepiso, la cual es de 582,5 m<sup>2</sup> en todos los niveles. Estas consideraciones han sido obtenidas de un consultor estructural, las cuales son usuales en el diseño de obras de este tipo. Con base en estas consideraciones, la carga por nivel es de 5 475 kN para todos los niveles, excepto en la azotea donde la carga es de 4041 kN. De esta forma, la carga permanente total de la construcción es de 116 300 kN.

*Cuadro III-1. Consideraciones para el cálculo de las cargas permanentes*

Tipo de carga	Valor
Área de paredes/Área de entrepiso	0,075
Peso unitario del concreto (paredes)	23,5 kN/m <sup>3</sup>
Acabado de piso	0,736 kN/m <sup>2</sup>
Sistemas electromecánicos	0,196 kN/m <sup>2</sup>
Cielos	0,245 kN/m <sup>2</sup>
Entrepiso y azotea	0,330 kN/m <sup>2</sup>
Losa de fundación	23,5 kN/m <sup>2</sup>

La carga temporal por área de entrepiso en este caso es de 1,962 kN/m<sup>2</sup>, que corresponde al valor recomendado para apartamentos en la Tabla 6.1 del CSCR de la CPERCSCR (2011). Con base en este valor y el área del entrepiso antes mencionada, la carga temporal por piso es de 1 143 kN, por lo que la carga temporal total del edificio es de 21 700 kN.

En el Cuadro III-2 se muestran las consideraciones para la determinación de las cargas de sismo, que se basan en el CSCR de la CPERCSCR (2011), en la ubicación del proyecto y las condiciones del sitio de cimentación del proyecto.

*Cuadro III-2. Consideraciones para el cálculo de las cargas de sismo*

Parámetro	Valor
Zona sísmica	III
Sitio de cimentación	S <sub>3</sub>
Aceleración pico efectiva	0,36
Factor de importancia	1,00
Sobrerresistencia	2,00
Ductilidad global asignada	1,0
Periodo fundamental	0,95 s
Factor espectral dinámico	1,579
Coefficiente sísmico	0,284



Considerando una fracción de 0,15 veces la carga temporal por nivel y la carga permanente se determina el peso por nivel, que se utiliza para determinar la distribución de carga de sismo, la cual se realiza con el método pseudo estático de la sección 7.4 del CSCR-2010. En el Cuadro III-3 se presenta el cálculo de la distribución de las fuerzas de sismo de la estructura. De acuerdo con estos cálculos, la fuerza cortante en la base es de 30 085 kN y el momento en la base es de 1 078 045 kNm.

*Cuadro III-3. Cálculo de las cargas de sismo por piso con base en el método pseudo estático de CPERCSCR (2011)*

Piso	Altura desde la base $h_i$ (m)	Peso, $W_i$ (kN)	$W_i \cdot h_i / \Sigma(W_i \cdot h_i)$	Fuerza sísmica $F_i$ (kN)	Momento sísmico $M_i$ (kNm)
Azotea	53,01	4212	2303	2303	---
19	50,22	5647	2924	2924	6424
18	47,43	5647	2762	2762	21007
17	44,64	5647	2600	2600	43297
16	41,85	5647	2437	2437	72838
15	39,06	5647	2275	2275	109180
14	36,27	5647	2112	2112	151867
13	33,48	5647	1950	1950	200447
12	30,69	5647	1787	1787	254466
11	27,90	5647	1625	1625	313472
10	25,11	5647	1462	1462	377010
9	22,32	5647	1300	1300	444629
8	19,53	5647	1137	1137	515873
7	16,74	5647	975	975	590291
6	13,95	5647	812	812	667428
5	11,16	5647	650	650	746831
4	8,37	5647	487	487	828048
3	5,58	5647	325	325	910625
2	2,79	5647	162	162	994108
Sumatoria		105854	1,0	30085	1078045

En el Cuadro III-4 se resumen las reacciones en la base de la estructura para el diseño de la fundación, que se basan en lo mencionado anteriormente.

Cuadro III-4. Reacciones para el diseño de la fundación

Carga	Carga vertical P (kN)	Cortante basal V (kN)	Momento basal M (kNm)
Permanente	116 300	0	0
Temporal	21 700	0	0
Sismo	0	30 100	1 078 000

### III.1.2 Descripción geológica del sitio

A continuación, se presenta la geología general del sitio del proyecto, la cual se basa en una serie de referencias consultadas. En cuanto a la geología general del país, esta se muestra en la Figura III-4. De acuerdo con esta en el centro del país, donde se ubica el proyecto, existen rocas volcánicas ígneas.

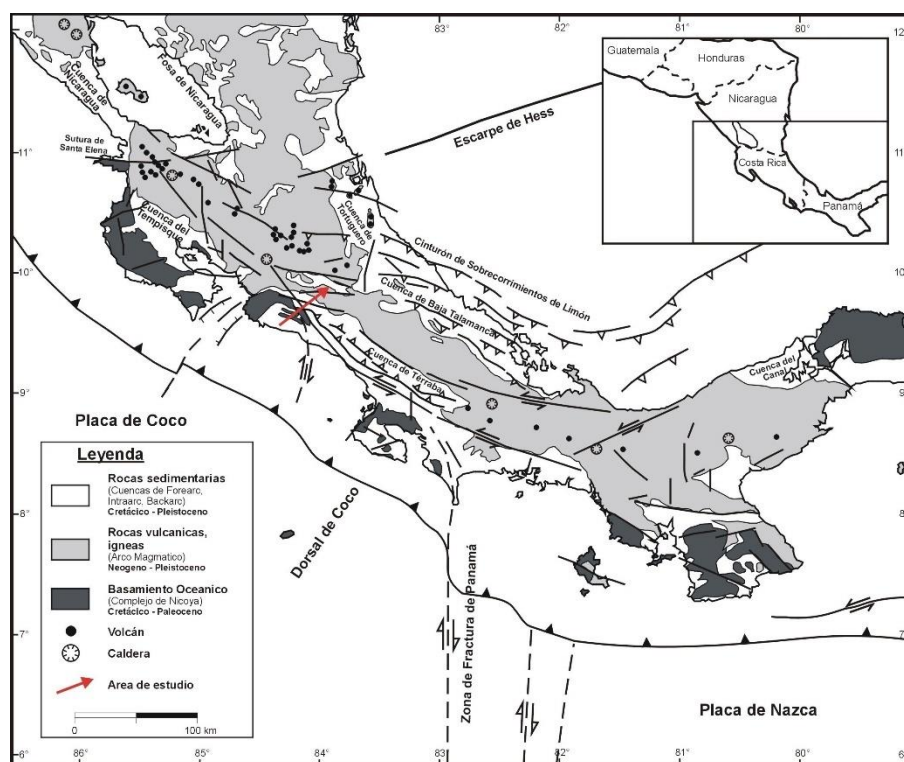


Figura III-4. Geotectónica regional Fuente: Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos (2018)

En cuanto a la geología general de San José esta se encuentra en el mapa realizado por Denver y Arias, que se presenta en la Figura III-5. En esta y en las siguientes Figuras se ha incluido con una estrella la ubicación del proyecto.

De acuerdo con ese mapa la construcción se encuentra en la zona identificada como Qv1, que corresponden a Lahares y Cenizas del Cuaternario. También se puede ver que no existen fallas que atraviesen el proyecto siendo la más cercana la falla de Higuito, que se encuentra hacia el sur y se identifica como cubierta. Es importante destacar que el proyecto se encuentra cerca con la frontera con la formación Lavas Intracañón, denominada como Qv4.

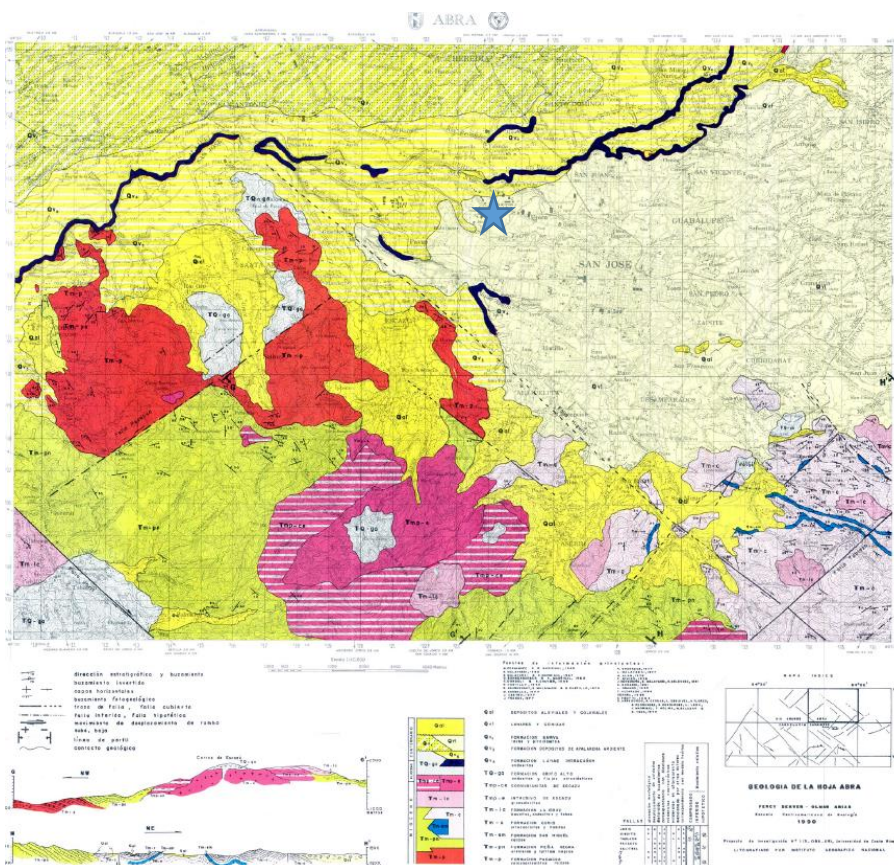


Figura III-5. Geología de la Hoja Abra. Fuente: Universidad de Costa Rica (2018)

En la referencia Microzonificación Sísmica de San José, Costa Rica (Schmidt, Moya, Climent, Rojas, & Boschini, 2005) se describe la geología que forma parte del proyecto, que se menciona a continuación. La geología de la zona de San José consiste principalmente de rocas volcánicas, de modo que el ambiente geológico es de rocas ígneas extrusivas. En





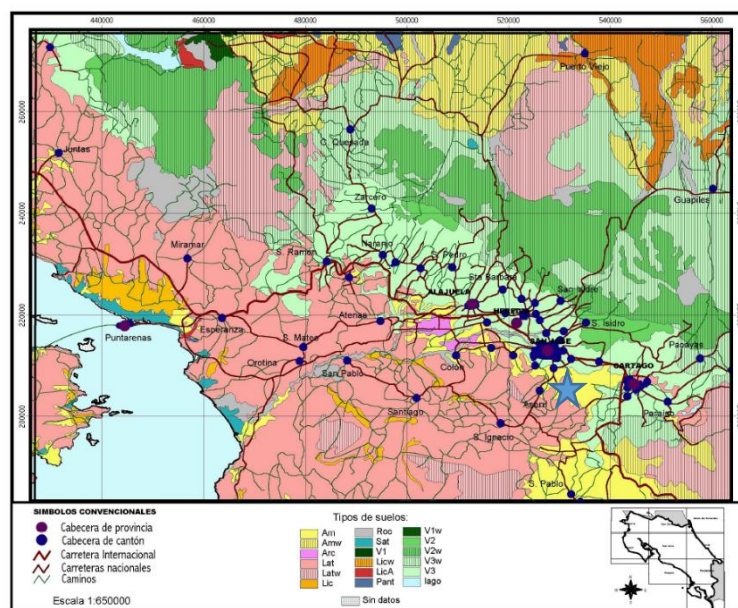


Figura III-8. Tipos de suelos de la Hoja San José. Fuente: ACG (2009)

Por otro lado, la ACG (2009) posee un mapa con la zonificación geotécnica del Gran Área Metropolitana, el cual se presenta en la Figura III-9. La obra se encuentra en la zona 8, la cual se caracteriza por tener suelos blandos, profundos, con clasificación MH, con problemas de capacidad de soporte de obras pesadas y por geología de piroclastos.

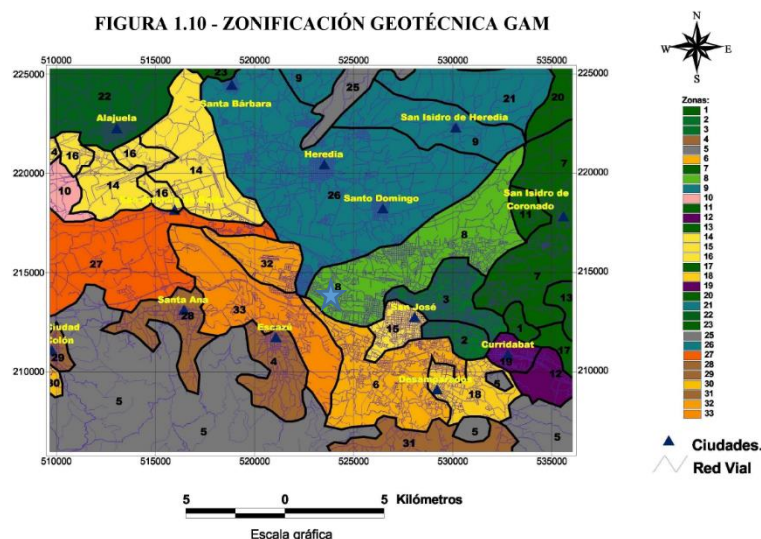


Figura III-9. Zonificación Geotécnica del Gran Área Metropolitana. Fuente: ACG (2009)

Por otro lado, en el CCCR de la ACG (2009) se presenta un mapa con espesores de suelos del Gran Área Metropolitana, que se encuentra en la Figura III-10. En este caso también se ha señalado la ubicación del proyecto. De acuerdo con este mapa el espesor de suelos oscila entre 10 m y 20 m.

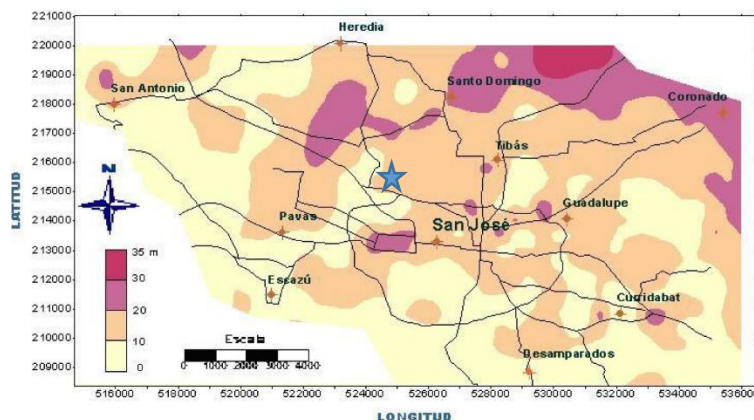


Figura III-10. Mapa de espesores del Gran Área Metropolitana. Fuente: ACG (2009)

### III.1.3 Propiedades de los materiales presentes en el sitio de cimentación

En la propiedad de la proyecto se han realizado tres perforaciones con el método de penetración estándar conforme a la norma ASTM D1586 con profundidades entre 20 m y 27 m. Con base en las muestras y ensayos de laboratorio se han obtenido las propiedades de los suelos. También se ha realizado dos pruebas de campo de prospección geofísica tipos MASW y una prueba de penetración de cono estático. En la Figura III-11 se encuentra la planta de la construcción con la ubicación de las pruebas antes mencionadas, donde las P y los círculos corresponden a los ensayos de penetración estándar. Por otro lado, CPTu y el triángulo es la prueba de cono, y finalmente MASW y las líneas rojas son las pruebas de geofísica.

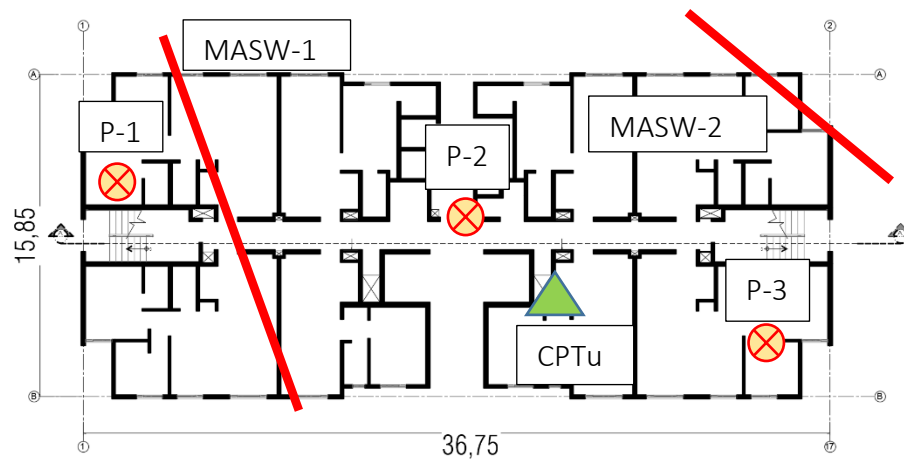


Figura III-11. Planta del edificio de apartamentos con ubicación de ensayos.

De acuerdo con las perforaciones existen dos unidades geotécnicas de suelos sobre la roca, que se encuentra a 27 m de profundidad. En el Cuadro III-5. Propiedades de los materiales presentes en el sitio de cimentación se muestran las propiedades y características geotécnicas de los estratos identificados.



Cuadro III-5. Propiedades de los materiales presentes en el sitio de cimentación

Unidad geotécnica	UG-1	UG-2	UG-3
Descripción	Limo arenoso de color marrón y marrón amarillento	Limo arenoso de color marrón-marrón amarillento	Lava andesítica vesicular con poca meteorización. Bloques grises
Espesor promedio	9,0 m	18 m	15 m a 20 m
Clasificación SUSCS	ML	MH	---
Límites de Atterberg	LL = 44%, LP = 38 %, IP = 7 %	LL = 56%, LP = 43 %, IP = 14 %	---
Humedad natural	wn = 44 %	wn = 53 %	---
Contenido de finos	CF = 68 %	CF = 77 %	---
Fracción de arena	FS = 32 %	FS = 23 %	---
Resistencia no drenada, Su	39,2 kPa	108 kPa (9 m – 22 m), 157 kPa (22 m – 27 m)	---
Nspt	4 a 12	20 a 30	Rebote
Consistencia	Blanda a media	Media a firme	
Recuperación	---	---	87%
Porosidad	---	---	5%
RQD	---	---	41%
Resistencia a la compresión simple, qu	---	---	20 MPa
Cohesión, C'	---	---	196 kPa
Ángulo de fricción, $\Phi'$			38°
Peso unitario total	16,7 kN/m <sup>3</sup>	17.2 kN/m <sup>3</sup>	21,6 kN/m <sup>3</sup>
Velocidad de onda P, Vp	350 m/s	800 m/s	3000 m/s
Velocidad de onda S, Vs	100 m/s	100-350 m/s (9 m – 22 m), 350-600 m/s (22 m – 27 m)	600-850 m/s

En el Cuadro III-12 se muestra la ubicación general de los límites de Atterberg en la carta de plasticidad de Casagrande de las unidades UG-1 y UG-2. El valor más frecuente de la UG-1 se muestra con un triángulo, mientras que el valor correspondiente a la UG-2 se muestra con

una equis. Se ha utilizado la carta de plasticidad con las zonas donde se encuentran los distintos minerales, de modo que la UG-1 coincide con la franja de Caolinita, mientras que la UG-2 con la Haloisita.

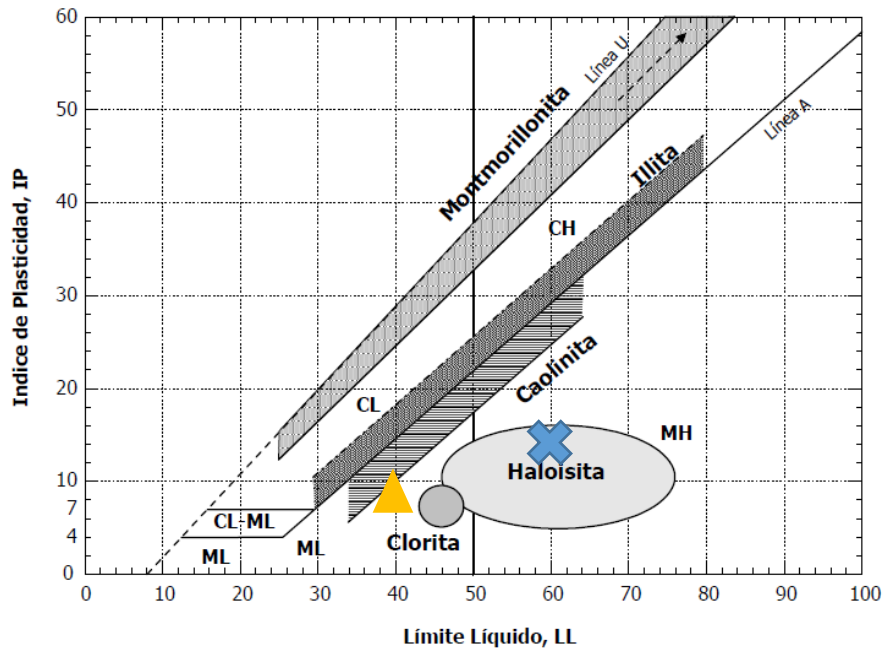


Figura III-12. Ubicación de materiales arcillosos en la carta de plasticidad de Casagrande con los datos de las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2. Fuente: Vargas (2017).

En la Figura III-13 se muestran los resultados de la prueba de cono estático con la profundidad. Estos corresponden a la resistencia normalizada del cono, la razón de fricción normalizada y la presión de poro normalizada.

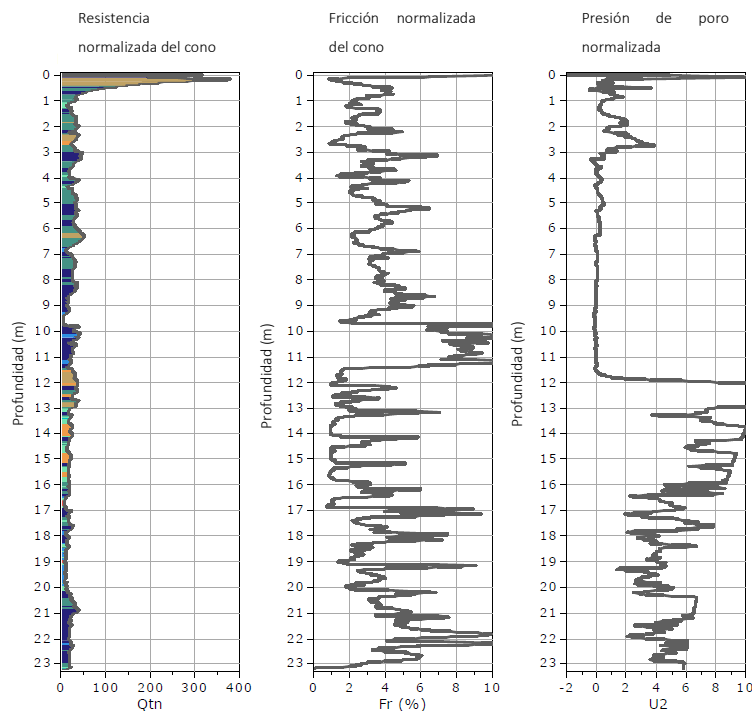


Figura III-13. Resultados de la resistencia normalizada del cono y de la razón normalizada de fricción y presión de poro obtenidas con el ensayo CPTu.

En la Figura III-14 se muestra la variación con la profundidad de las propiedades mecánicas obtenidas por medio de correlaciones. Estas son el módulo de cortante, la resistencia al corte, la razón de resistencia no drenada y la velocidad de onda cortante. Tal y como se puede apreciar en las curvas existe un cambio entre los 9 m y 10 m de profundidad.

En el cálculo de las fuerzas de sismo se consideró un sitio de cimentación  $S_3$ , el cual se caracteriza por tener una velocidad de onda cortante entre 180 m/s y 360 m/s en los 30 m superficiales. Tal y como se puede ver en la última gráfica de la Figura III-14 esta suposición es correcta.

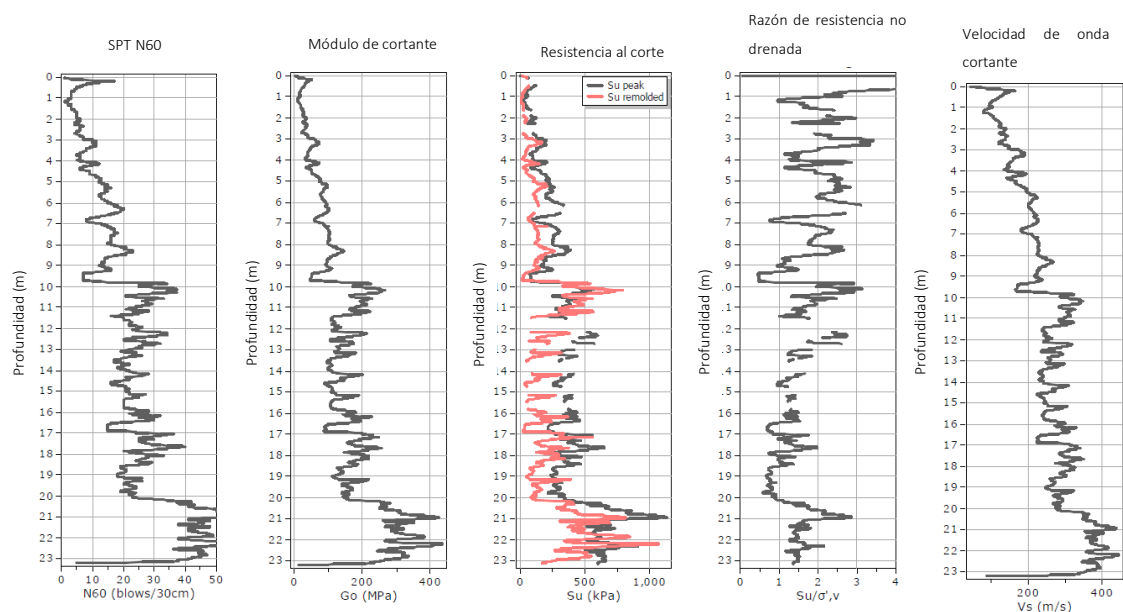


Figura III-14. Propiedades de SPT, módulo de cortante, resistencia a cortante y velocidad de onda con la profundidad obtenidas a partir del ensayo CPTu.

En la sección 1.2 del CCCR de la ACG (2009) se encuentra una descripción de las condiciones usuales de suelos problemáticos. En el caso de los limos de baja resistencia estos pueden tener la problemática de colapso. Se indica que estos se tiene referencia de su existencia en Coronado, Curridabat y Tres Ríos, que son localidades distintas a la del proyecto. Además, en los mapas con los tipos de suelos no se encuentra como típico la existencia de problemas de suelos colapsables en la zona, que hace pensar que este problema es poco probable que se encuentre en el sitio.

En el Cuadro 1.1 del CCCR de la ACG (2009) se presentan rangos de propiedades típicas de los limos de baja resistencia. En el Cuadro II-6 se muestran algunas de las propiedades dadas en esa referencia y los valores de las unidades geotécnicas de suelos. Tal y como se puede ver en general los valores presentes en el sitio se encuentran fuera de los rangos.

En el caso de la unidad geotécnica UG-1 se han realizado ensayos de Proctor, cuyo valor de densidad seca máxima es de  $13,5 \text{ kN/m}^3$  y la humedad óptima es de 32 %, mientras que según la ACG (2009) los limos de baja resistencia tienen valores de densidad seca de  $7 \text{ kN/m}^3$  y contenidos de humedad óptimos de del orden del 100 %.

En el caso de la UG-2, a pesar estar clasificado como MH, los valores del número de golpes, densidad seca y especialmente el número de golpes corregido está fuera del rango.

Con base en estos resultados se descarta que exista la condición de limos colapsables en el proyecto.

*Cuadro III-6. Propiedades de las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2 y valores típicos de limos colapsables. Fuente: ACG (2009)*

Unidad geotécnica	Propiedades típicas de limos de baja resistencia	UG-1	UG-2
Descripción	Limos arcillosos color café claro	Limo arenoso de color marrón y marrón amarillento	Limos de color marrón con vetas amarillentas
Límite líquido	60 % – 90 %	44%	56%
Límite plástico	40 – 60	38 %	43 %
Clasificación SUCS	MH	ML	MH
Contenido de finos	80 – 85	68 %	77 %
Humedad natural	70 % – 80 %	44 %	53 %
$(N_1)_{60}$	3 – 15	4 a 12	20 a 30
Peso unitario seco	6,75 kN/m <sup>3</sup> – 11 kN/m <sup>3</sup>	11,6 kN/m <sup>3</sup>	11,1 kN/m <sup>3</sup>
Peso volumétrico seco máximo (Proctor)	8,6 kN/m <sup>3</sup> – 11 kN/m <sup>3</sup>	13,5 kN/m <sup>3</sup>	---
Humedad óptima (Proctor)	50 % – 105 %	32 %	---
Resistencia no drenada, $S_u$	20 kPa – 50 kPa	39,2 kPa	108 kPa

#### III.1.4 Modelo geotécnico

En la Figura III-15 se presenta el modelo geotécnico del proyecto, que se basa en las propiedades mencionadas en la sección anterior. Este está compuesto por tres unidades geotécnicas con las propiedades mecánicas presentadas anteriormente, el cual se utiliza para el diseño y análisis de la obra. En los ensayos no se ha encontrado el nivel de la gua en el terreno por lo que se considera que el nivel freático se encuentra en la superficie, al ser la condición más crítica.

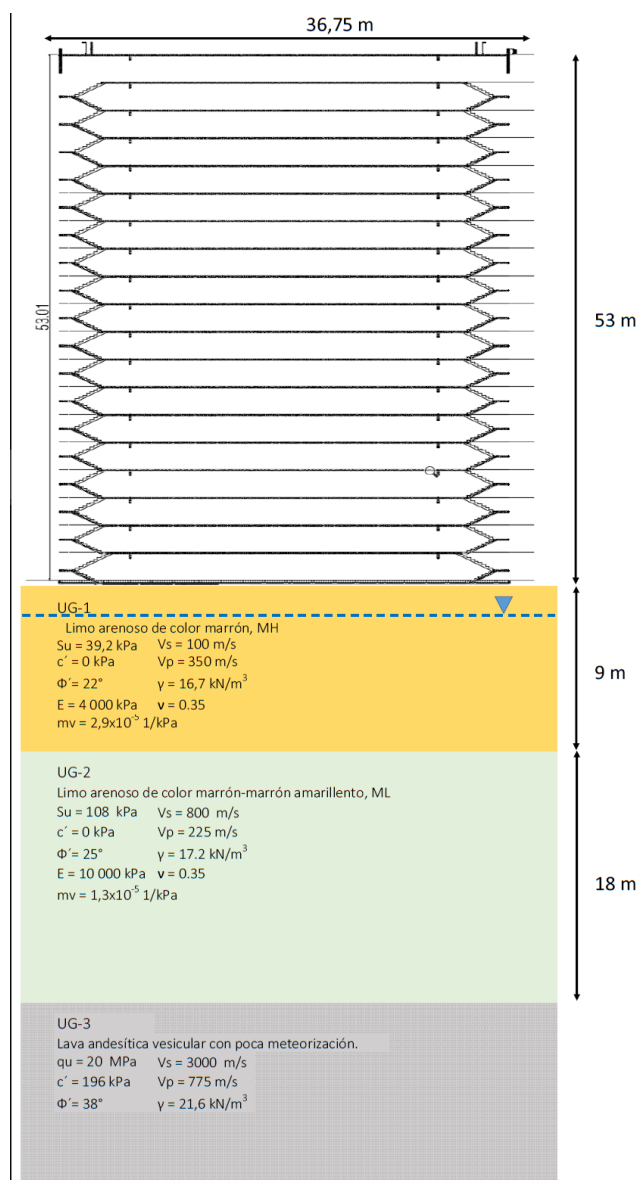


Figura III-15. Modelo geotécnico del proyecto.

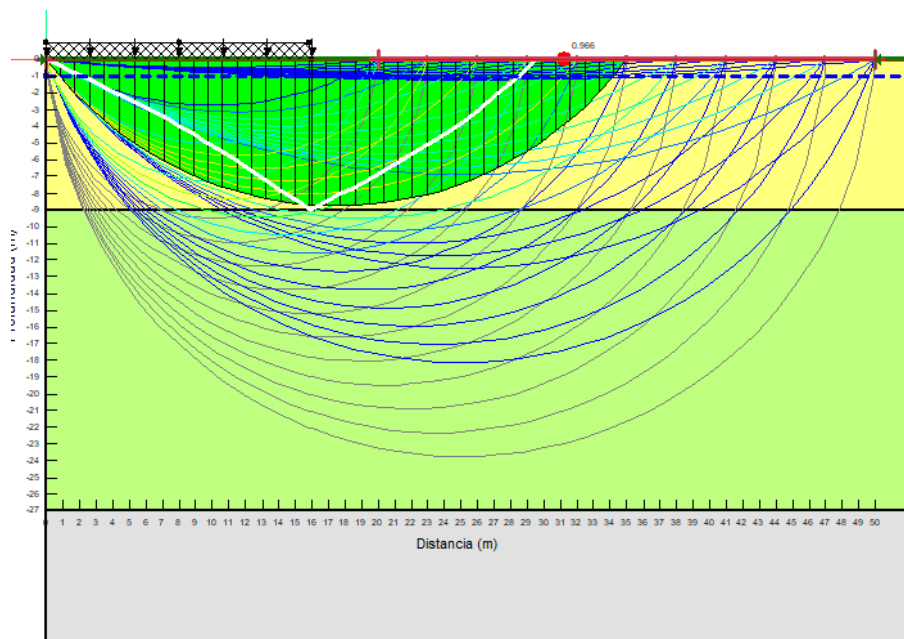
### III.1.5 Modelación numérica del sitio

Con base en el modelo geotécnico antes presentado se realiza una modelación del sitio considerando que la obra se cimenta de manera superficial. Lo anterior tiene como finalidad determinar si es posible construir la obra con una fundación de este tipo.

En primer lugar, se utiliza la herramienta computacional Slope/W del programa GeoStudio 2018. Para ello se ha solicitado una licencia de prueba, que tiene una vigencia de 1 mes. Esta

permite determinar la estabilidad de taludes y de cimentaciones con suelos estratificados. En este caso se ha considerado las tres unidades geotécnicas con sus propiedades y espesor, se ha utilizado el método de Morgenstern y Price y una sobrecarga de  $237 \text{ kN/m}^2$ , la cual corresponde a la suma de las cargas permanentes y verticales entre el área de la cimentación ( $= (116\,300 \text{ kN} + 21\,700 \text{ kN}) / (15,85 \text{ m} \cdot 36,75 \text{ m})$ ).

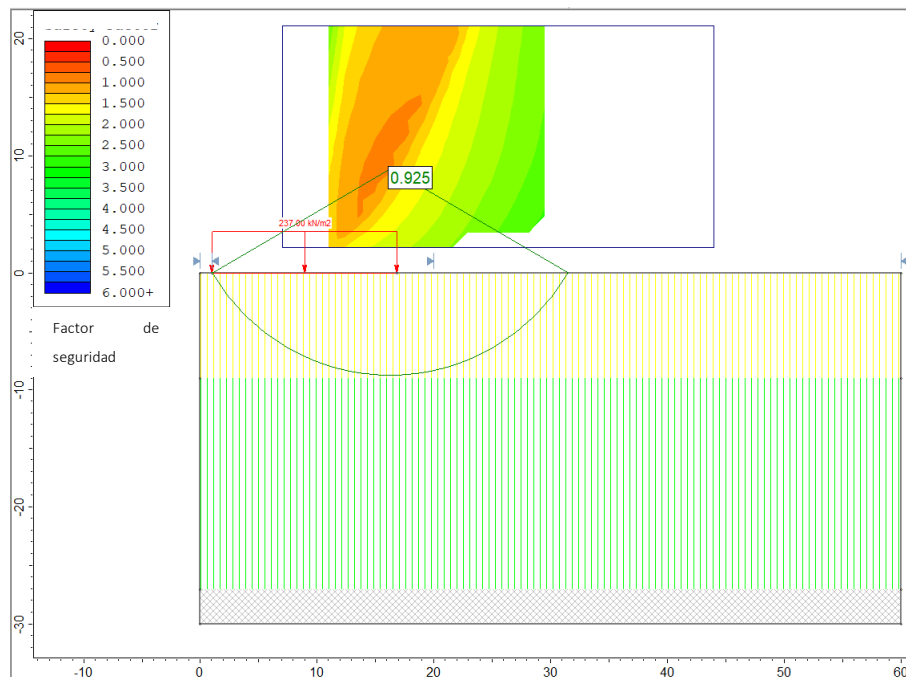
En la Figura III-16 se muestran los resultados del análisis realizado que considera varias superficies de falla de la cimentación completa y la superficie con el menor factor de seguridad es de 0,966, la cual se basa en un centro de rotación específico definido por el usuario.



*Figura III-16. Factor de seguridad a la falla de la obra con una cimentación superficial determinado con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slope/W de GeoStudio.*

Por otro lado, en la Figura III-17 se muestran los resultados del análisis realizado con la herramienta Slide que considera varias superficies de falla de la cimentación completa y la superficie con el menor factor de seguridad es de 0,925. Este factor se ha obtenido con el método de análisis de Morgenstern y Price y la herramienta determina de forma iterativa calcula el centro de rotación. De acuerdo con ambas herramientas el factor de seguridad es

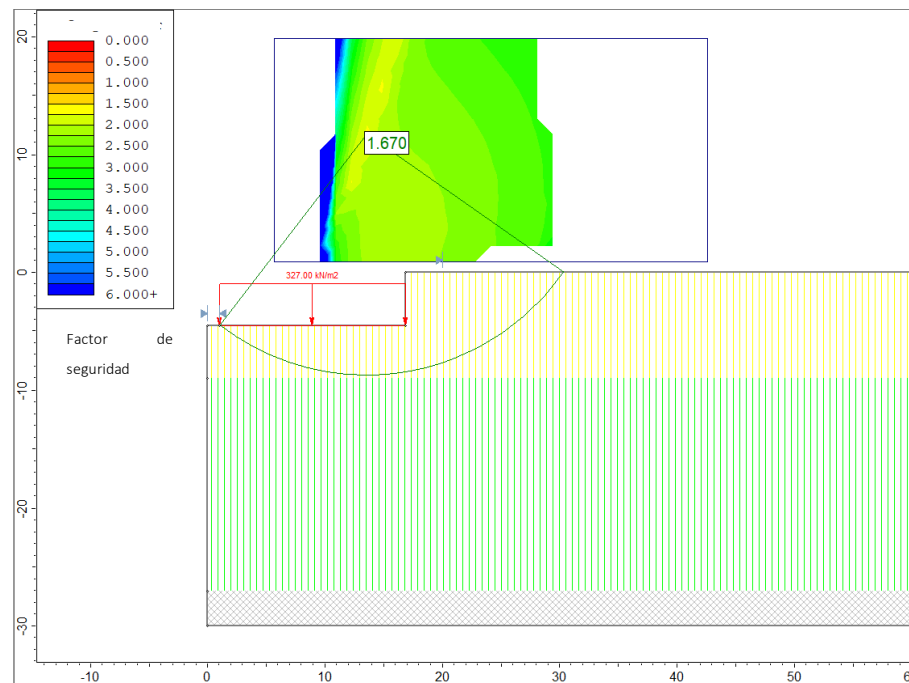
menor a la unidad. De esta forma, la construcción de una fundación superficial con la huella del primer piso no es segura.



*Figura III-17. Factor de seguridad a la falla de la obra con una cimentación superficial determinado con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.*

Adicionalmente se ha realizado una verificación del factor de seguridad a la falla considerando que se realiza una sustitución bajo la cimentación con relleno estructural tipo toba cemento con una resistencia a la compresión de 350 kPa y con un peso unitario total de 20 kN/m<sup>3</sup>. De esta forma, este material no fallará sino provocará que la falla por capacidad soportante ocurra bajo este estrato al transferir la carga estructural al medio soportante bajo el mismo. En la Figura III-18 se presenta el resultado del análisis considerando una profundidad de sustitución de 4,5 m y el factor de seguridad mínimo es de 1,67, que es mucho menor al valor mínimo de 3 permitido por la ACG (2009).





*Figura III-18. Factor de seguridad a la falla de la obra con una cimentación superficial con una sustitución de 4,5 m determinado con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.*

Por otro lado, en Figura III-19 se muestra el resultado considerando una sustitución de 9 m de profundidad, que en la realidad su ejecución no es práctica. El factor de seguridad mínimo en ese caso extremo es de 2,62, el cual es menor al valor mínimo antes mencionado. De esta forma, en este caso se descarta la posibilidad de realizar una cimentación superficial considerando que el área de la cimentación es la misma que la del edificio.

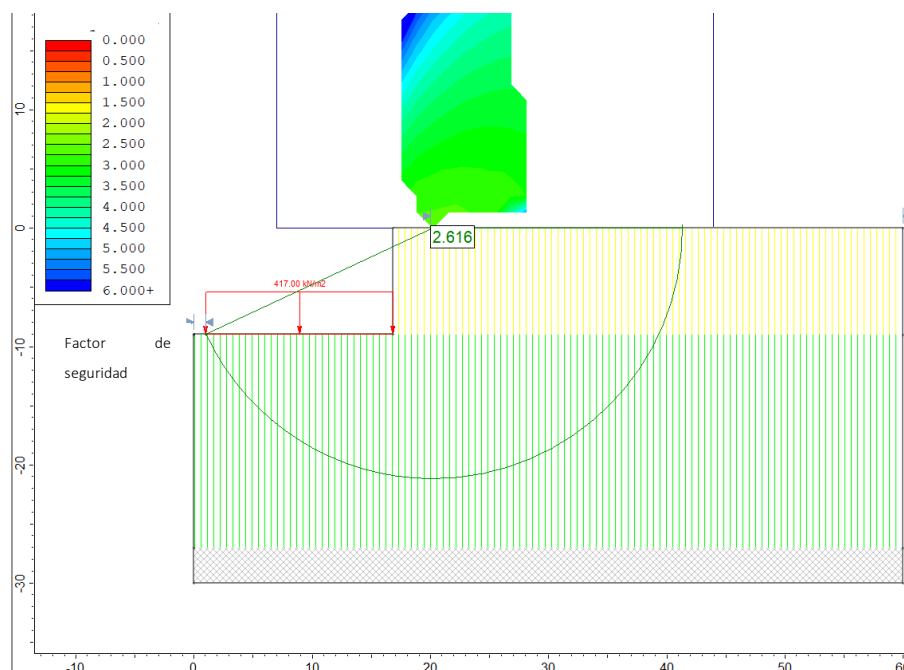


Figura III-19. Factor de seguridad a la falla de la obra con una cimentación superficial con una sustitución de 9,0 m determinado con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.

Adicionalmente a la capacidad soportante se debe determinar los asentamientos que presentará el terreno producto de la construcción de la obra. Para ello se utiliza la herramienta Settle 3D para lo cual se ha obtenido una licencia de prueba. En el Cuadro III-7 se encuentran las propiedades de las unidades geotécnicas utilizadas en el cálculo de asentamientos y en la Figura III-20 se muestra la salida del programa, que considera una presión de 237 kPa en un área de 15,85 m por 36,75 m. De acuerdo con los cálculos el asentamiento total es de 361 mm.

Cuadro III-7. Propiedades de las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2 para el cálculo de asentamientos

Unidad geotécnica	UG-1	UG-2
Peso unitario	16,7 kN/m <sup>3</sup>	17,2 kN/m <sup>3</sup>
Relación de Poisson	0,30	0,30
Módulo de elasticidad	4 000 kPa	10 000 kPa
mv	$2,9 \times 10^{-5}$ m <sup>2</sup> /kN	$1,3 \times 10^{-5}$ m <sup>2</sup> /kN
Espesor	9 m	18 m

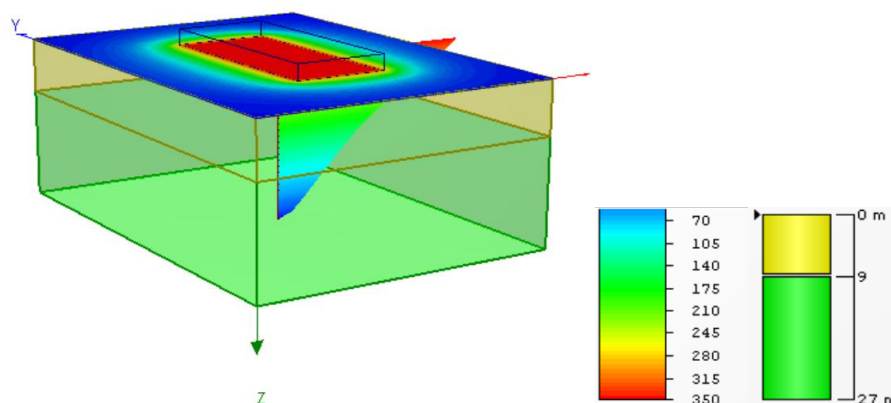


Figura III-20. Asentamientos totales de la obra con una cimentación superficial determinado con la herramienta de Settle3D.

En el Cuadro III-8 se presentan los resultados de los asentamientos de fundaciones superficiales considerando modificaciones el nivel de desplante entre 0 m y 7,5 m determinados con la herramienta Settle 3D. En este caso se considera la misma sobrecarga, que placa es rígida y los esfuerzos en el medio se obtienen con el método de Boussinesq. La ACG (2009) indican que el rango de asentamientos totales de edificios de muros de mampostería es entre 25 mm y 50 mm (ver Cuadro II-7). Tal y como se puede apreciar en los resultados los asentamientos son superiores al valor mayor del rango recomendado.

Cuadro III-8. Variación de los asentamientos a largo plazo con el desplante del proyecto con una cimentación superficial

Desplante (m)	Asentamientos (mm)
0	344
1,5	340
3,0	334
4,5	329
6,0	324
7,5	319

De acuerdo con los resultados del factor de seguridad de capacidad soportante y asentamientos, una cimentación superficial no cumple con los requisitos de la ACG (2009).

De esta forma, es necesario llevar a cabo otra alternativa para la cimentación de esta obra tal como el uso de pilotes.

### ***III.2 Caracterización del proyecto y modelo geotécnico del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos***

#### **III.2.1 Descripción general del proyecto**

El proyecto consiste en la estabilización de un talud de una carretera, la cual se encuentra en el distrito, cantón y provincia de Limón. La ruta en la cual se encuentra la obra corresponde a la 240, la cual se encuentra hacia el norte de la ciudad de Limón y bordea la costa. En la Figura III-21 se muestra un segmento del mapa del cantón antes mencionado tomado de Google Maps (2019), en el cual se encuentra marcado con una estrella la ubicación del proyecto.

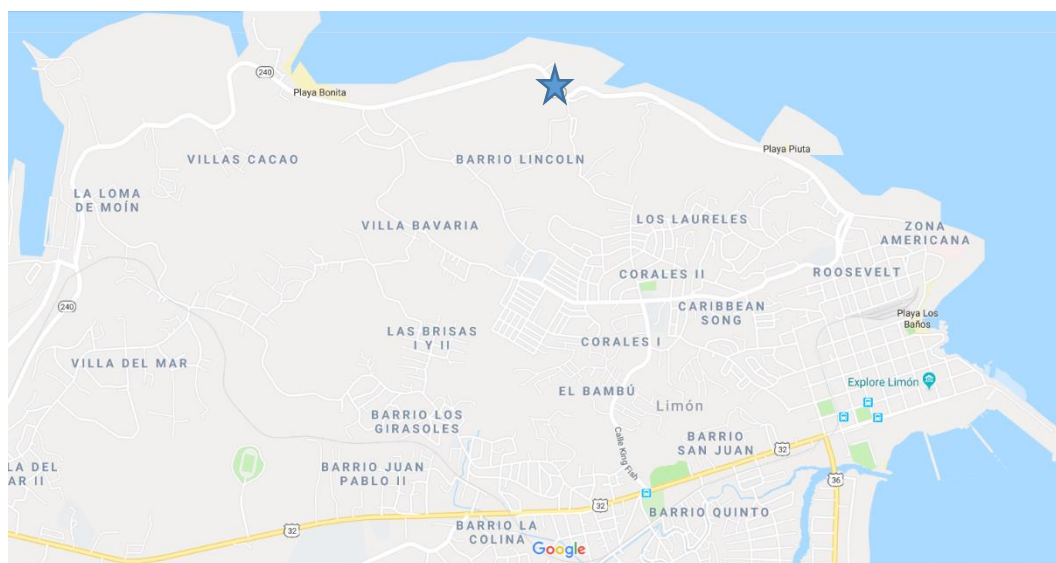
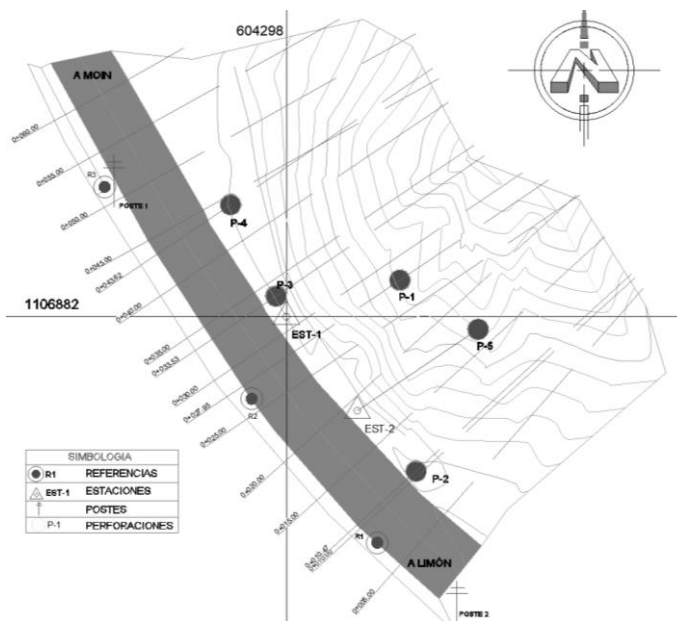


Figura III-21. Ubicación del presente proyecto. Fuente: Google Maps (2019)

Por la ubicación territorial del proyecto según la Tabla 2.1 y la Figura 2.1 de la CPERCSCR (2011) el talud se encuentra en la zona sísmica III. Se considera que el tránsito en la carretera es medio por lo que según las tablas 1 y 2 de ACG (2015) el riesgo contra pérdida de vidas humanas y contra daños económicos y ambientales es medio.

En la Figura III-22 se muestra una planta con el segmento de la ruta antes mencionada, que se encuentra en la corona de una ladera y que corresponde al objeto de estudio del presente proyecto. En esa Figura se presenta la carretera como una franja gris, los estacionamientos, los puntos de las perforaciones del estudio de suelos y curvas de nivel con diferencias de altura de 1 m. En la zona existen evidencias superficiales de problemas de estabilidad y se plantea realizar una obra de estabilización entre los estacionamientos 0+10 a 0+50, de modo que el muro posea una longitud de 40 m.



*Figura III-22. Planta de la zona del proyecto con ubicación de perforaciones y curvas de nivel*

En la Figura III-23 se muestra la sección con el perfil de la topografía del estacionamiento 0+25, que corresponde a la condición representativa de la zona con problemas de estabilidad.



Figura III-23. Sección típica del talud del proyecto

En la corona del talud no existen construcciones por lo que no existen limitaciones de deformaciones laterales de la obra de estabilización ni debe considerarse sobrecarga por el peso de estructuras.

En este caso al existir una carretera en la corona de la ladera, entonces se considera una sobrecarga que representa las condiciones críticas de paso de camiones. Highway Subcommittee on Bridges and Structures (2012) establece los requisitos de diseño de puentes y las cargas de diseño. En el caso de las cargas vivas o temporales vehiculares esta corresponde con la designación HL-93, la cual corresponde a la suma de la línea de carga y el camión o tándem de diseño (2012, págs. 3-19).

La línea de carga consiste en una carga distribuida de  $3,07 \text{ kN/m}^2$  ( $=64 \text{ lb/pie}^2$ ). Por otro lado, el camión de diseño posee la denominación HS20 y corresponde a una serie de cargas puntuales, cuya distribución y magnitudes se muestra en la Figura III-24.

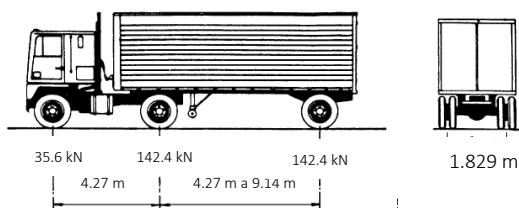


Figura III-24. Camión de diseño. Fuente: Highway Subcommittee on Bridges and Structures (2012)

Shamsabadi (2011) ha realizado un cálculo de presiones laterales producto de las cargas del camión HS20 con la menor separación entre ejes. Luego ha comparado los resultados con las presiones laterales que se obtienen de una sobrecarga constante de  $14,37 \text{ kN/m}^2$  ( $=300 \text{ lb/pie}^2$ ). Los cálculos se basan en el método de Boussinesq. En la Figura III-25 se muestra las magnitudes de las presiones laterales de las sobrecargas antes mencionadas y concluye que el camión se puede sustituir por la sobrecarga.

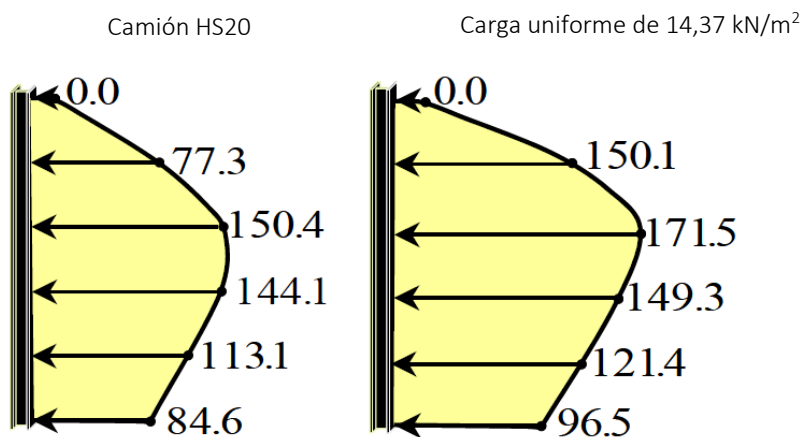


Figura III-25. Comparación de evaluación de presiones en muros producto de las cargas puntuales del camión de diseño HS20 y una sobrecarga de  $14,37 \text{ kN/m}^2$ . Fuente: Shamsabadi (2011)

De esta forma, en el diseño del muro se considera la sobrecarga constante de  $17,44 \text{ kN/m}^2$ , que es la suma de la línea de carga y la sobrecarga propuesta por Shamsabadi (2011). De esta forma, la presión planteada representa del lado de la seguridad la carga viva de la designación HL-93 de Highway Subcommittee on Bridges and Structures (2012).

### III.2.2 Descripción geológica del sitio

A continuación, se presenta la geología general del sitio del proyecto, la cual se basa en una serie de referencias consultadas. En cuanto a la geología general del país, esta se muestra en la Figura III-26. De acuerdo con esta en el extremo este del país, donde se ubica el proyecto, existen rocas sedimentarias.

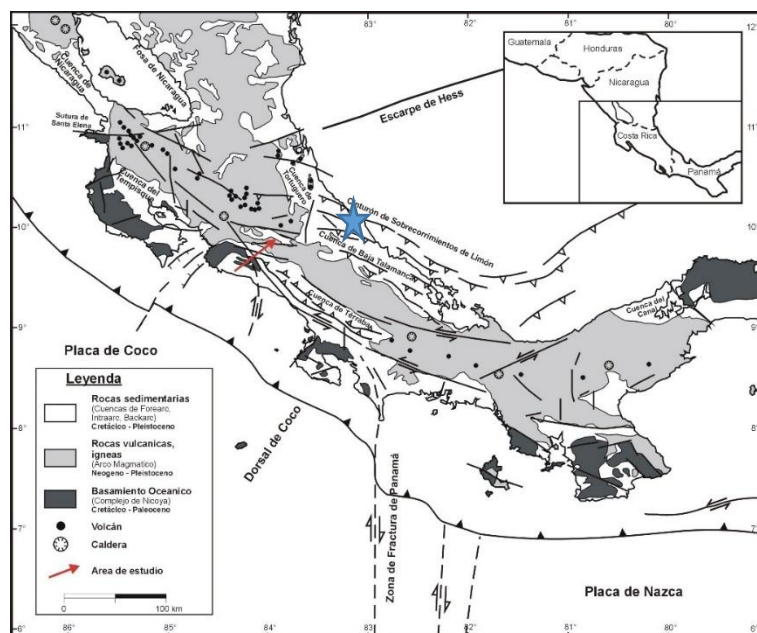


Figura III-26. Geotectónica regional. Fuente: Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos (2018)

En cuanto a la geología general de Limón esta se encuentra en el mapa realizado por Denver y Arias, que se presenta en la Figura III-27. En esta y en las siguientes Figuras se ha incluido con una estrella la ubicación del proyecto.

El área de estudio está conformada por rocas sedimentarias del Mioceno y Plioceno que posteriormente son cubiertos por depósitos aluviales Cuaternarios debido a la erosión y posterior depositación de los ríos.

De acuerdo con ese mapa la construcción se encuentra en la zona identificada como M-US, que corresponden a la formación de Uscarí. También se puede ver que no existen fallas que atraviesen el proyecto siendo la más cercana la falla de Siquirres, que se encuentra hacia el sur.



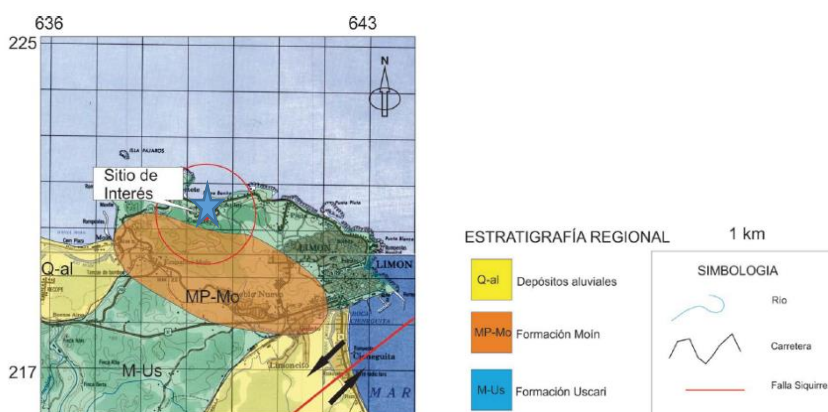


Figura III-27. Geología de la Hoja Limón. Fuente: Denver y Alvarado (2007)

De acuerdo con Denver y Alvarado (2007) la formación Uscari son rocas del Mioceno, la cual se encuentra sobre la Formación Senosri y es sobreyacida por rocas de la Formación Moín y depósitos aluviales. De esta forma, el sitio del proyecto posee rocas de granulometrías finas que están constituidas por partículas con diámetros menores a 2 mm. Predominantemente incluye lutitas calcáreas, azuladas y suaves, las cuales se encuentran estratificadas con algunas areniscas de grano fino y ocasionales conglomerados.

En el extremo sur de la zona del proyecto se encuentra la formación Moín, la cual está sobre la Formación Uscari y es sobreyacida por depósitos Cuaternarios. Los sedimentos de esta formación fueron depositados sobre las rocas de la Formación Lutitas Uscari, en un ambiente marino somero (en estuarios, deltas, llanuras de marea y abanicos deltaicos), en el cual las partículas están sujetas a una intensa acción hidrodinámica, por medio de las olas, las corrientes marinas y las tormentas. Las rocas generadas corresponden principalmente con areniscas, lutitas y conglomerados, todos compuestos por material clástico de origen volcánico y calcáreo con microfósiles.

De acuerdo con lo anterior en el sitio afloran depósitos aluviales del Cuaternario (Denver & Alvarado, 2007), que se forman por la acumulación de materiales no consolidados, constituidos por extensos depósitos de cantos rodados y gravas, dispuestos en lentes heterogéneos dentro de una matriz generalmente areno limosa y limo arcilloso. Estos

materiales básicamente están constituidos por fragmentos sedimentarios, redondeados y de tamaño centimétrico.

En el sitio web de la Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias se encuentra el mapa de riesgos de Limón que se presenta en la Figura III-28, en la cual ha señalado el sitio del proyecto con una estrella de color rojo. Tal y como se puede apreciar el proyecto no es afectado por una falla ni existe potencial de inundación. En esta también se muestran dos estructuras geológicas, que son la falla de Siquirres y de un pliegue anticlinal, el cual también se encuentra en el Atlas Tectónico de Costa Rica (ver Figura III-29).

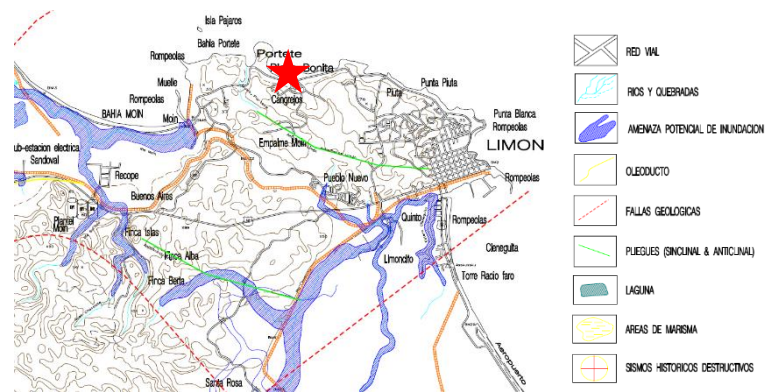


Figura III-28. Mapa de amenazas y peligros naturales del Cantón de Limón. Fuente: Comisión Nacional de Emergencias (2018)



Figura III-29. Atlas Tectónico de Costa Rica: Hoja Limón. Fuente: Denyer, Montero y Alvarado (2013)

Comisión Nacional de Emergencias (2018) menciona entre las amenazas naturales la existencia de actividad sísmica y los deslizamientos. En cuanto a la actividad sísmica indica la presencia de fallas y movimientos telúricos en el pasado, que han causado el levantamiento de la costa, daños en estructuras, en líneas de comunicación, en puentes, carreteras y otros servicios. Entre los efectos geológicos más importantes que señala por la ocurrencia de un sismo cerca del cantón se tiene: amplificaciones de la onda sísmica, licuefacción del suelo, deslizamientos, maremotos, asentamientos de terrenos y fracturas en el terreno.

En cuanto a los deslizamientos la Comisión Nacional de Emergencias (2018) indica que el cantón es vulnerable por las características topográficas y geológicas. Esta condición se acrecienta en las partes medias y altas en donde la pendiente del terreno es abrupta. Además, son susceptibles a inestabilidad de suelos aquellos lugares donde se han practicado cortes de caminos y rellenos poco compactos. Los principales efectos de los deslizamientos serían: sepultamiento de viviendas, daños a diversos caminos, flujos de lodo y daños a ganadería y cultivos.

La ACG (2009) presenta un mapa con los tipos de suelos a lo largo del país. En la Figura III-30 se encuentra el mapa de la Hoja Limón con los tipos de suelos y la ubicación del proyecto con una estrella. De acuerdo con esta Figura el sitio de proyecto se encuentra en la zona de suelos Amw. Estos son suelos residuales de color amarillento en zonas húmedas, que poseen humedades naturales muy altas y con frecuencias superiores al 100%.

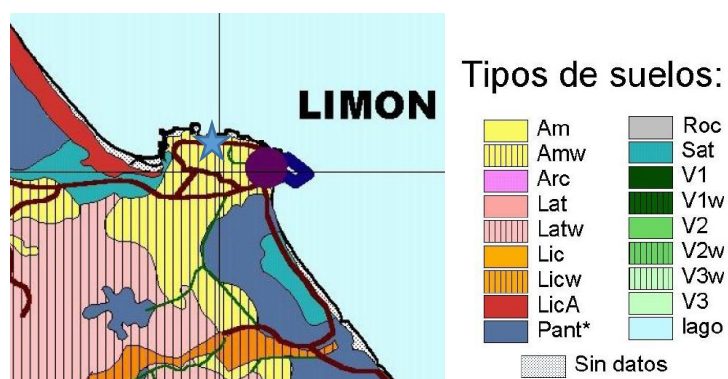


Figura III-30. Tipos de suelos en la zona del proyecto de la Hoja Limón. Fuente: ACG (2009)

Es importante destacar que según ACG (2009) el tipo de suelo del proyecto son residuales, mientras que según Denver y Alvarado (2007) existen depósitos aluviales.

### III.2.3 Propiedades de los materiales presentes en el talud

A lo largo de la zona inestable de la vía se han realizado cinco perforaciones con el método de penetración estándar conforme a la norma ASTM D1586 con profundidades entre 9 m y 15 m. Con base en las muestras y ensayos de laboratorio se han obtenido las propiedades de los suelos. En la Figura III-22 se muestra se encuentra la planta con la ubicación de las perforaciones.

*Cuadro III-9. Propiedades de los materiales presentes en el sitio de cimentación*

Unidad geotécnica	UG-1	UG-2	UG-3	UG-4
Descripción	Limo arcilloso marrón con gris	Limo arcilloso de color marrón amarillento	Limo arcilloso de color marrón amarillento	Roca
Espesor	1,5 m a 3,5 m	3,5 m a 8 m	2 m a 5,5 m	
Clasificación SUCS	MH-OH	MH	MH	---
Límites de Atterberg	LL = 70%-83%, LP = 34%-46% IP = 35%-40 %	LL = 59%-82%, LP = 40%-52% IP = 30%-40%	LL = 55%-60%, LP = 40% IP = 15%-20%	---
Humedad natural	wn = 20%-40%	wn = 20%-40%	wn = 20%-45%	---
Resistencia no drenada, $S_u$	30 kPa	125 kPa	350 kPa	---
Nspt promedio	5	10	40	---
Consistencia	Muy blanda	Media a firme	Muy compacta a dura	---
Cohesión, $C'$	5,0 kPa	12 kPa	55 kPa	392 kPa
Ángulo de fricción, $\Phi'$	12,5°	26°	31°	45°
Peso unitario total	16,7 kN/m <sup>3</sup>	18,6 kN/m <sup>3</sup>	18,6 kN/m <sup>3</sup>	24,5 kN/m <sup>3</sup>

Se han realizado pruebas de densidad y contenido de humedad (ASTM D2216), límites de Atterberg (ASTM D4318), análisis granulométrico (ASTM D422) y ensayo de compresión confinada (ASTM D2166). Se cuenta con acceso a las hojas de perforación, pero no a los resultados de esos ensayos.

De acuerdo con las perforaciones y la interpretación de los resultados existen tres unidades geotécnicas de suelos sobre la roca, cuyos espesores son variables. En el Cuadro II-20 se muestran las propiedades y características geotécnicas de los estratos identificados. Los valores de ángulo de fricción y cohesión se justifican posteriormente con base en las propiedades obtenidas de los ensayos realizados, ya que no se han realizado pruebas triaxiales. De acuerdo con los espesores y las propiedades del terreno y la Tabla 2.2 de la CPERCSCR (2011) el tipo de sitio se clasifica como  $S_3$  o  $S_4$ .

En la Figura III-31 se muestra la ubicación general de los límites de Atterberg en la carta de plasticidad de Casagrande de las unidades UG-1, UG-2 y UG-3, donde todos los valores se encuentran bajo la línea A y a la derecha de la línea B. El valor más frecuente de la UG-1 se muestra con una equis, mientras que el valor correspondiente a la UG-2 se muestra con un triángulo. Finalmente, el rombo corresponde a la ubicación general de la UG-3. Se ha utilizado la carta de plasticidad con las zonas donde se encuentran los distintos minerales.

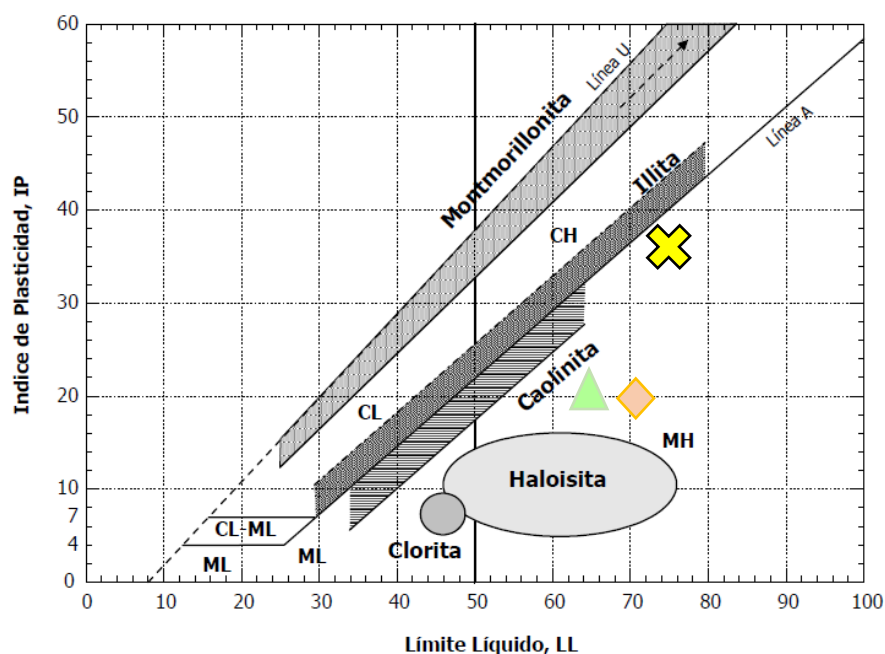


Figura III-31. Ubicación de materiales arcillosos en la carta de plasticidad de Casagrande con los datos de las unidades geotécnicas UG-1, UG-2 y UG-3. Fuente: Vargas (2017).

En el Cuadro III-10 se encuentran los valores de los números de golpes de las pruebas de penetración estándar. En esta se han marcado de distintos colores las tres unidades geotécnicas y el rebote corresponde el contacto entre la UG-3 y la UG-4.

Cuadro III-10. Variación de número de golpes obtenidos con la prueba de penetración estándar en cada perforación con la profundidad

Profundidad		Perforación				
De	Hasta	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5
0	0,5	2	2	7	2	1
0,5	1	2	4	3	3	2
1	1,5	7	8	3	6	8
1,5	2	9	6	3	7	11
2	2,5	10	8	6	7	13
2,5	3	18	9	8	11	20
3	3,5	23	8	9	8	25
3,5	4	31	7	8	8	34
4	4,5	31	10	8	12	37
4,5	5	32	14	7	13	35
5	5,5	35	15	8	15	40

5,5	6	40	21	10	19	43
6	6,5	39	22	9	20	48
6,5	7	65	22	10	21	56
7	7,5	73	23	8	22	59
7,5	8	79	30	4	30	74
8	8,5	82	32	7	33	83
8,5	9	Rebote	32	8	35	86
9	9,5	---	28	18	30	Rebote
9,5	10	---	28	27	30	---
10	10,5	---	30	33	33	---
10,5	11	---	26	37	29	---
11	11,5	---	26	50	28	---
11,5	12	---	26	65	30	---
12	12,5	---	27	67	31	---
12,5	13	---	29	70	43	---
13	13,5	---	31	73	58	---
13,5	14	---	30	75	63	---
14	14,5	---	32	83	76	---
14,5	15	---	33	Rebote	Rebote	---
UG-1	UG-2	UG-3				

En la Figura II-32 se presenta la variación del ángulo de fricción interna secante suavizado con el límite líquido, contenido de arcilla y esfuerzo normal efectivo, la cual se presenta en varios manuales de diseño geotécnico. En esta también se muestran flechas con las cuales se obtienen para las tres unidades geotécnicas el ángulo antes mencionado. Es importante destacar que el informe de mecánica de suelos, del cual se ha obtenido la información, no se detallan los valores del contenido de arcilla. En el caso de la UG-1, que corresponde a la línea amarilla, considerando un LL alrededor de 80 % y un contenido de finos mayor a 50 % posee un ángulo de 12,5°, el cual se considera el representativo de este material al ser orgánico y al existir en el sitio deformaciones superficiales en el terreno.

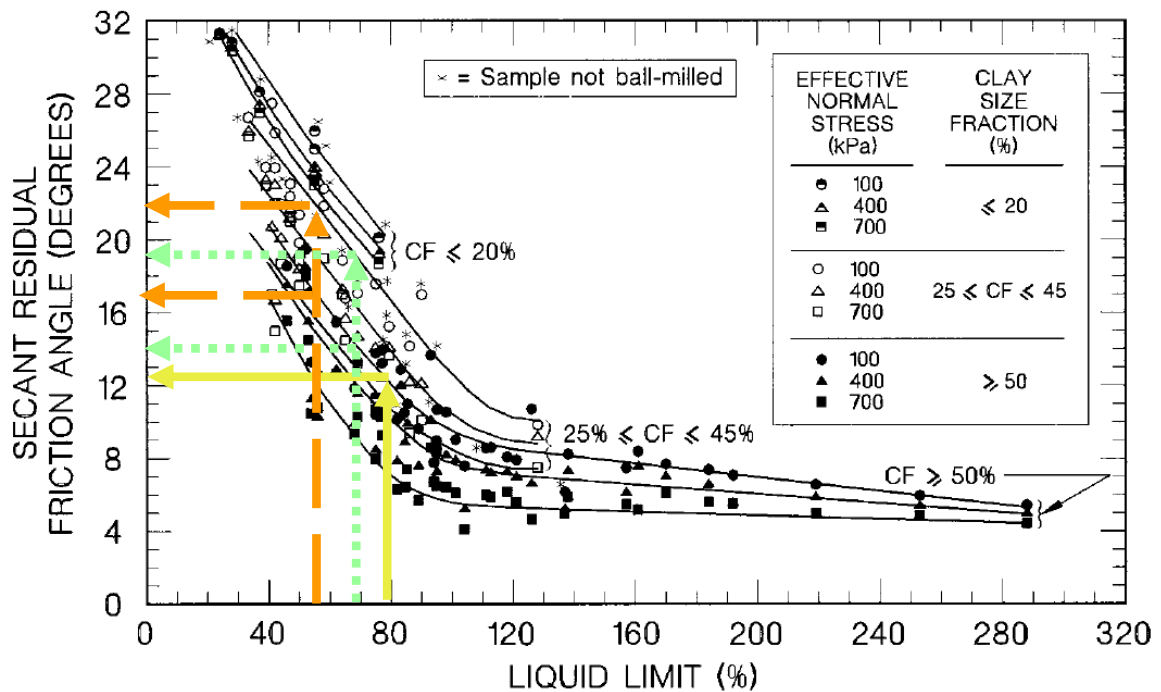


Figura III-32. Variación del ángulo secante totalmente suavizado con el límite líquido fracción de arcilla y esfuerzo normal. Fuente: Stark, Choi y McCone (2005)

Por otra parte, en la UG-2, según los resultados con líneas verdes de la Figura II-33, es de esperar que el ángulo de fricción interna secante suavizado sea entre  $14^\circ$  y  $19^\circ$ , dependiendo del contenido de finos. Finalmente, para la UG-3, según los resultados con líneas marrón de la Figura III-66, el ángulo oscila entre  $17^\circ$  y  $22^\circ$ . Para estas dos unidades esos valores corresponden al límite inferior del ángulo si se presenta la movilización de la resistencia, lo cual no se ha presentado en la ladera. De esta forma, se la resistencia corresponde al valor pico.

En la Figura II-34 se muestra la variación del ángulo de fricción interna pico de suelos de grano fino con el índice de plasticidad, IP. En el caso de la UG-2 (ver línea verde en la Figura II-34) si se considera un IP de 35 %, entonces el ángulo es aproximadamente  $26^\circ$ . Por otro lado, para la UG-3 (ver línea marrón en la Figura II-34) si se considera un IP de 17,5 %, entonces el ángulo es aproximadamente  $31^\circ$ .



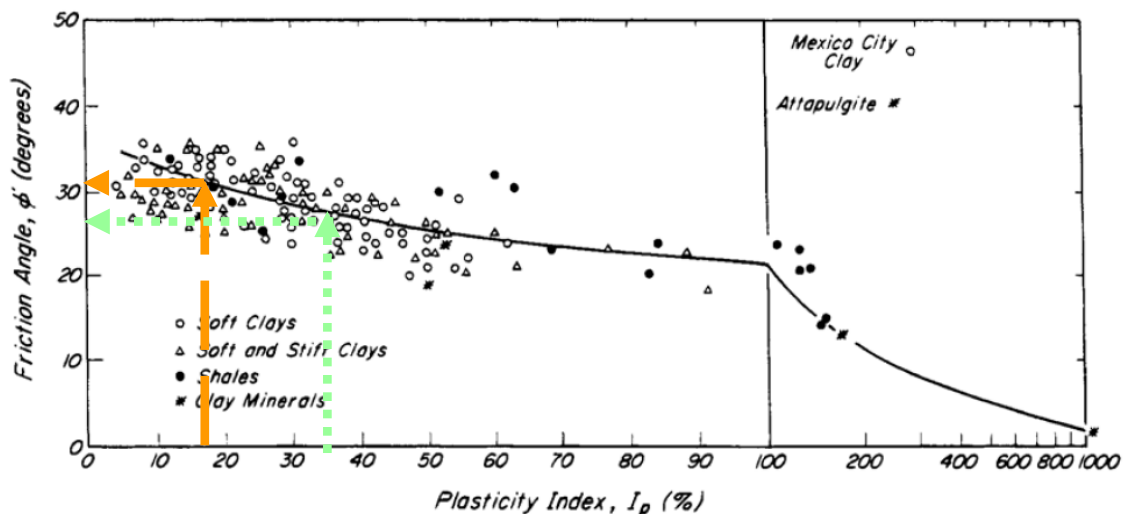


Figura III-33. Variación del ángulo de fricción pico con el índice de plasticidad realizada luego de Terzaghi, Peck y Mesri. Fuente: Lazarte y otros (2015)

En la Figura III-34 se presentan valores de ángulos de fricción y cohesión de varios suelos de casos históricos junto con sus propiedades de contenido de humedad, índice de plasticidad y límite líquido. Se ha señalado con un recuadro verde los suelos cuyas características se asemejan a la UG-2 y de color marrón el que se considera representativo para la UG-3.

Case record	Water content (%)	Plasticity index PI (%)	Liquidity index LI	c (kPa)	φ (deg)
Kimola Canal	53	27	1	4.9	28
Lake Michigan bluffs	-	2-14	Stiff	8-20	31-35
Trondheim embankment	22-25	3-7	>1	22	28
Selnes landslide	34	5	3.4	4.9	28
Selnes landslide	-	7	1	14.9	28
Voitagio landslide	8	10	-1.1	20	25
Slope failure in China	22	20	0.05	11.8	38
Saguling power station	-	15	Stiff	26	22
Slope failure in Sri-Lanka	-	24	Stiff	10.4	31
Slope failures in varigated clay shale	20	24	-0.58	7.4	24
Slope failures in varigated clay shale	-	-	-	5.3	25
Jackfield landslide	30	25	0.4	7.2	21
Setslet landslide	12	13	-0.8	8.6	32
Lodalén slide	31	17	0.75	9.8-12	27-32
Drammen River slide	32-38	17	1	0-2	33
Ullensaker landslide	30	6	1.3	1.5-2.3	32-34
S. Barbara coal mine	43	35	-0.6	150	20
Carsington Dam	40	43	0.19	10	20
Shellmouth test fill	39	38	0.48	12.4	26
Seven Sisters Dikes	48	67	0.27	13.8	15
North Ridge Dam	37	51	0.31	24.8	22
London clay failures	31	52	0	12	20
Lias clay failures, weathered	18-28	31-41	<0	17	23
Field test in Oslo clay	30-38	23	>0.5	8.8	24
Lesueur landslide	-	170	Stiff	29	17
Failure at Wetteren	-	88	0	8	25
Amuay slides	15-20	40	0.15	6.9	38
Bosse-Galine test cut	55	51	0.61	10-12	26-31
River Albedosa slide	29	26	0.17	55	29
Genesse embankment	20-45	45	0.2-0.4	10-20	21
Otford test embankment	31	54	0	10	24

Figura III-34. Valores de cohesión y fricción obtenidos de varios suelos realizada por Mesri y Abdel-Ghaffar. Fuente: Vargas (2017)

De acuerdo con los resultados anteriores se considera que para la UG-1 el ángulo es de  $12,5^\circ$  y una cohesión de 5,0 kPa, la cual corresponde al menor valor dado en la Figura III-34. En el caso de la UG-2 el ángulo y la cohesión a considerar en los análisis es de  $26^\circ$  y 12 kPa respectivamente. Finalmente, la envolvente de resistencia de la UG-3 corresponde a un ángulo de  $31^\circ$  y una cohesión de 55 kPa. Finalmente, en el caso de la roca se considera que el ángulo de fricción es de  $45^\circ$  y la cohesión de 392 kPa, lo cual se basa en la recomendación del estudio de suelos.

En la Figura II-34 se muestra la variación de la compresión inconfiada,  $q_u$ , en ton por pie cuadrado con el número de golpes, la cual se utiliza definir la resistencia al corte no drenada,  $S_u$ . El factor de conversión de ton por pie cuadrado a kilo pascales es multiplicando por 100 y  $S_u$  es la mitad de  $q_u$ . En el caso de la UG-1 se tienen 5 golpes y al considerar la tendencia propuesta por Terzaghi y Peck (ver líneas amarillas en la Figura II-34) la resistencia a la compresión inconfiada es de 60 kPa, de modo que la resistencia al corte no drenada es de 30 kPa.

Por otro lado, la UG-2 posee un número de golpes promedio de 10 y posee alta compresibilidad por lo que la resistencia a la compresión inconfiada es de 250 kPa, de modo que la resistencia al corte no drenada es de 125 kPa. Por último, el número de golpes promedio de la UG-3 es de 40, cuyo valor se encuentra fuera de la gráfica. Si se extrapola la tendencia de alta plasticidad, entonces la resistencia no drenada es de 500 kPa. Como criterio del lado de la seguridad se considera un valor de 350 kPa.

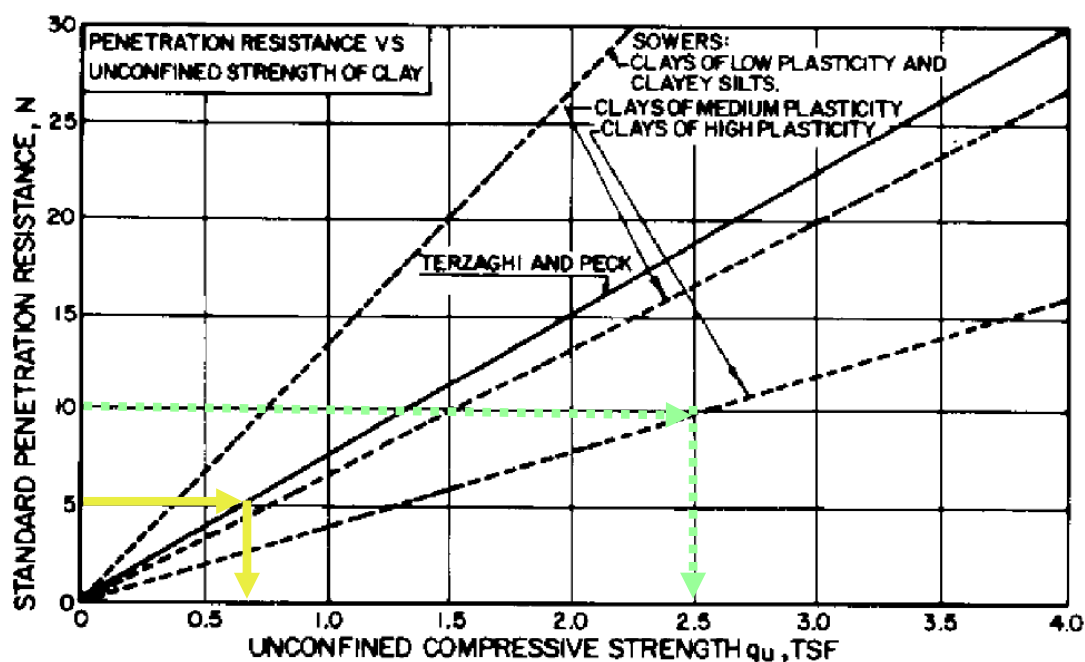


Figura III-35. Variación de la resistencia a la compresión inconfiada de materiales de grano fino con el número de golpes. Fuente: Naval Facilities Engineering Command (1986)

En el Cuadro 1.1 de la ACG (2009) se presentan rangos de propiedades típicas de los limos de baja resistencia. En el Cuadro III-11 se muestran algunas de las propiedades dadas en esa referencia y los valores de las unidades geotécnicas de suelos. Tal y como se puede ver las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2 se encuentran en general dentro de los rangos de los limos de baja resistencia, lo cual da un indicativo de posibles problemas en el sitio de capacidad soportante y de estabilidad de laderas.

Cuadro III-11. Propiedades de las unidades geotécnicas UG-1, UG-2 y UG-3 y valores típicos de limos de baja resistencia. Fuente: ACG (2009)

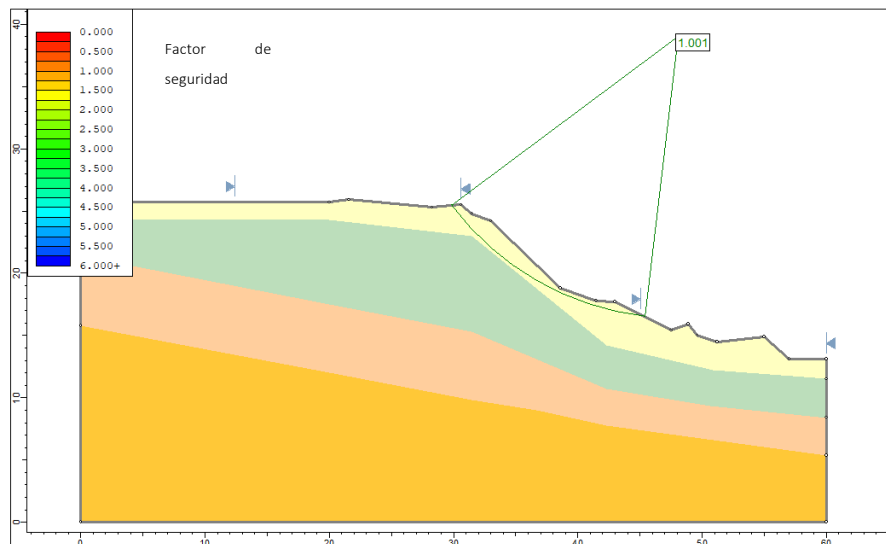
Unidad geotécnica	Propiedades típicas de limos de baja resistencia	UG-1	UG-2	UG-3
Descripción	Limos arcillosos color marrón claro	Limo arcilloso marrón con gris	Limo arcilloso de color marrón amarillento	Limo arcilloso de color marrón amarillento
Límite líquido	60% – 90%	70% - 83%	59% - 82%	55% - 60%
Límite plástico	40 – 60	3% - 46 %	42% - 52%	40%
Clasificación SUCS	MH	MH-OH	MH	MH
Humedad natural	70 % – 80 %	20 % -40 %	20 % -40 %	20 % -45 %
$(N_1)_{60}$	3 – 15	5	10	40
Peso unitario seco	6,75 kN/m <sup>3</sup> – 11 kN/m <sup>3</sup>	12,8 kN/m <sup>3</sup>	14,3 kN/m <sup>3</sup>	14,0 kN/m <sup>3</sup>
Resistencia no drenada, $S_u$	20 kPa – 50 kPa	30 kPa	125 kPa	350 kPa

### III.2.4 Modelo geotécnico

En la Figura III-36 se presenta el modelo geotécnico del proyecto de la sección representativa de la ladera, que se basa en las propiedades mencionadas en la sección anterior. Este está compuesto por cuatro unidades geotécnicas con las propiedades mecánicas presentadas anteriormente, el cual se utiliza para el diseño y análisis de la obra. En este caso no se ha encontrado el nivel freático por lo que no se considera en el modelo.



análisis de Morgenstern y Price, el cual es muy cercano a 1. De esta forma, es de esperar que se presenten deformaciones en el terreno, ya que la ladera se encuentra cerca de la condición de movimiento inminente. Es importante destacar que se ha considerado las menores propiedades del terreno, por lo que pueden existir en la realidad excesos de resistencia que causan que no se haya suscitado una falla. No obstante, este resultado indica que la ladera posee un alto riesgo de falla la condición estática.



*Figura III-37. Factor de seguridad a la falla del talud sin intervención para la condición estática del talud con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.*

En la Figura II-38 se muestra la envolvente y el factor de seguridad mínimo del talud para la condición pseudo estática considerando un coeficiente del 0,20. Este se obtiene del Cuadro II-18 considerando que la obra se encuentra en una zona sísmica III y que el sitio de cimentación es  $S_3$  o  $S_4$ . La superficie obtenida con el menor factor de seguridad es de 0,728, que corresponde al análisis con método de análisis de Morgenstern y Price.

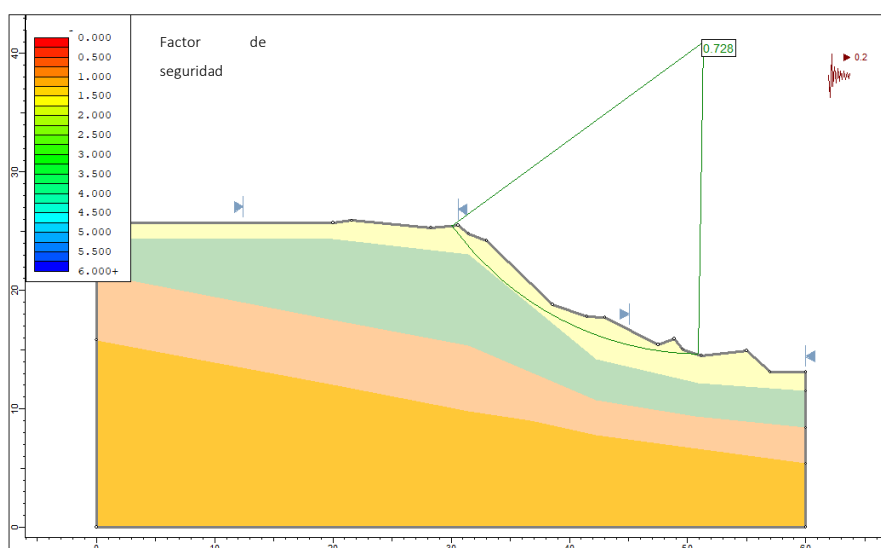


Figura III-38. Factor de seguridad a la falla del talud sin intervención para la condición pseudoestática del talud con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.

En la Figura III-39 se muestran las superficies de falla con factores de seguridad inferiores a 1,50 para las dos condiciones de análisis. Tal y como se puede ver estas cruzan tanto la UG-1 como la UG-2, de modo que en estas dos capas se concentra el problema de inestabilidad.

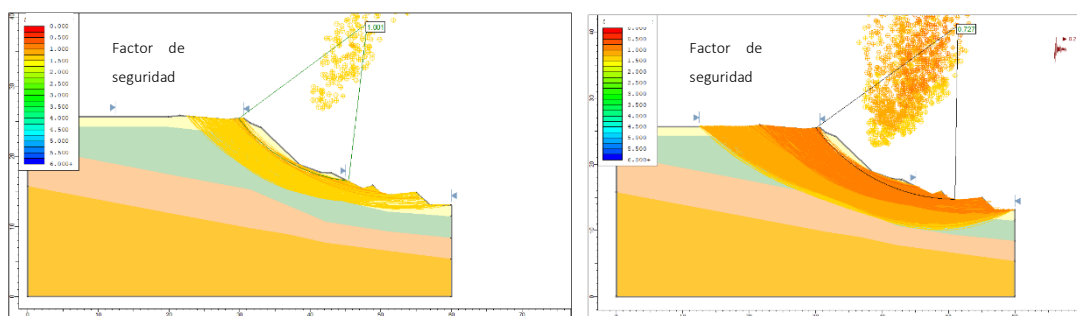


Figura III-39. Superficies de falla con factores de seguridad inferiores a 1.5 para la condición estática y pseudoestática del talud con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.

Ambos factores de seguridad son bajos (menores a 1,05), lo cual implica que el talud es inestable. Este resultado de la condición estática concuerda con lo observado en el sitio donde existen deformaciones en la corona del talud, que son evidencias de deformaciones

del terreno. Por otro lado, el resultado del análisis con sismo indica que de presentarse un movimiento telúrico con magnitud similar a la considerada se presentará la falla.

Los factores de seguridad mínimos de taludes permanentes que solicita la ACG (2015) es de 1,4 para la condición estática y de 1,05 para la condición pseudotestática. De esta forma, la ladera existente no cumple con los factores de seguridad requeridos y es necesario su refuerzo con obras de estabilización.

### III.3 Caracterización del proyecto y modelo geotécnico del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado

#### III.3.1 Descripción general del proyecto

La caverna del presente trabajo es parte de un proyecto hidroeléctrico de la zona sur de Costa Rica. En esta se propone construir la central de manera subterránea, la cual consiste en dos cavernas, donde una de ellas corresponde a la casa de máquinas y la otra tiene como finalidad albergar los transformadores, las cuales están interconectadas entre sí por medio de galerías. En la Figura II-40 se muestra una planta de las cavernas y de los túneles planteados de aducción de carga, de descarga y otras galerías.

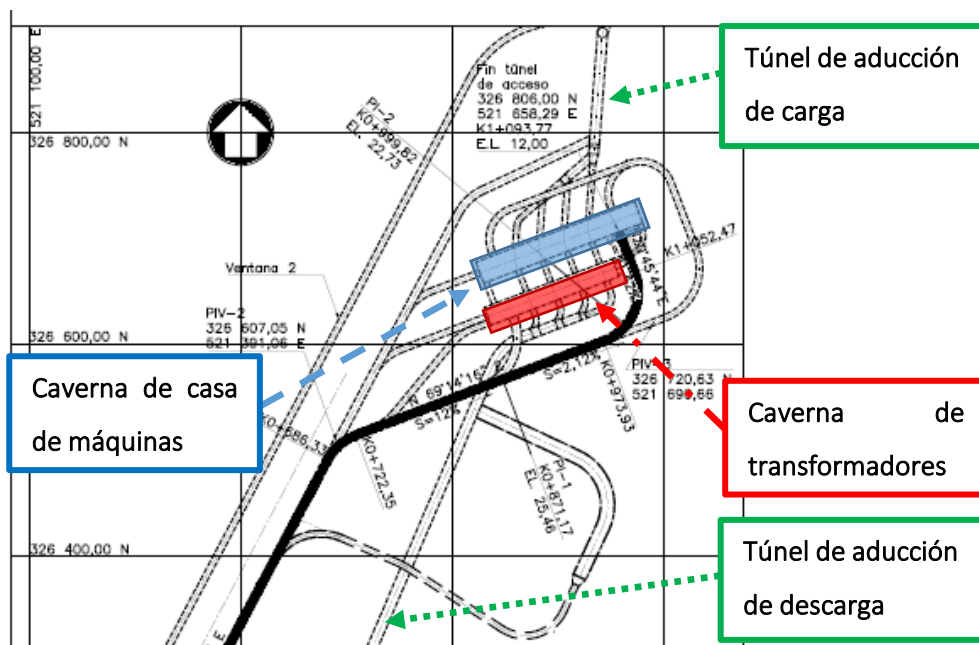


Figura III-40. Planta del proyecto.



En la Figura III-41 se muestra una sección transversal de la central, donde se aprecian las cavernas antes mencionadas, las galerías de barras y el túnel colector. La caverna de casa de máquinas esta corresponde a la obra subterránea a diseñar en este trabajo, la cual posee una sección transversal de 21,4 m de ancho por 44,5 m de alto y con una longitud de 146 m. Esta obra está planteada de manera que se coloquen cinco unidades de generación. Paralela a esta obra se encuentra la caverna de transformadores, la cual es de 16,2 m de ancho por 17,2 m de ancho y de 130 m de longitud. Estas dos obras están interconectadas por cinco túneles de 4,07 m de diámetro con una pendiente de 57 % aproximadamente. Los túneles de acceso son de 8 m de diámetro y galerías con diámetros entre 6 m y 7,5 m. Esta obra se encuentra a 450 m de profundidad.

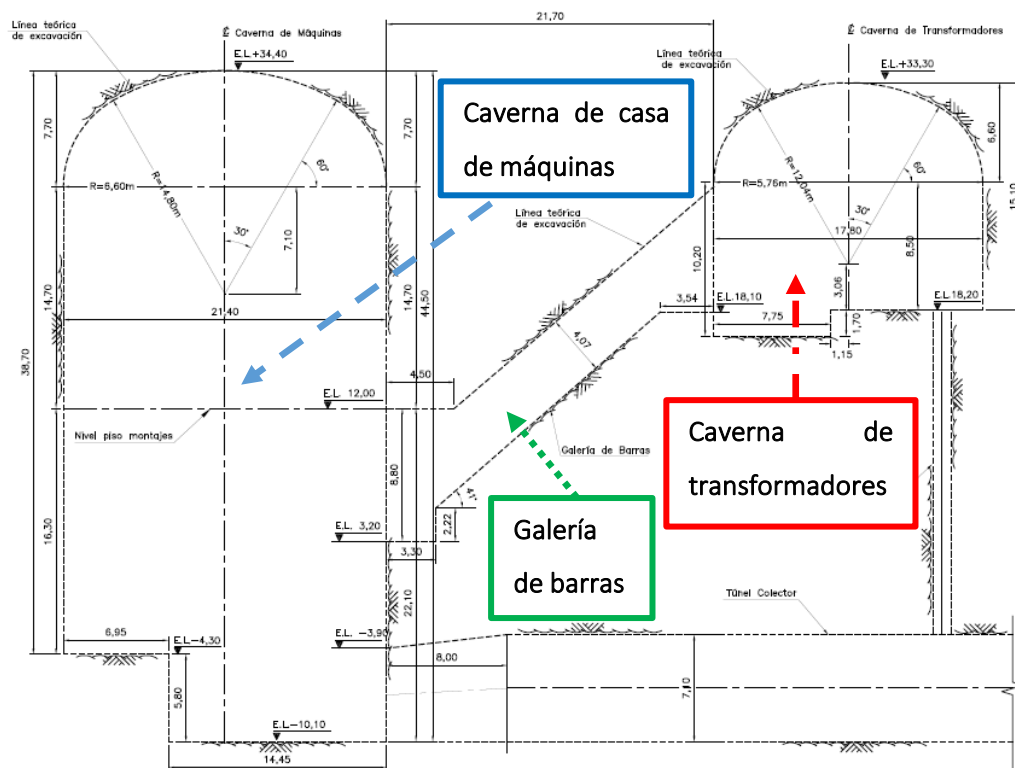


Figura III-41. Sección transversal de la caverna.

### III.3.2 Descripción geológica del sitio

A continuación, se presenta la geología general del sitio del proyecto, la cual se basa en una serie de referencias consultadas. En cuanto a la geología general del país, esta se muestra en la Figura II-42, en la cual se ha marcado con una estrella la ubicación aproximada del proyecto. De acuerdo con esta la obra se encuentra en un ambiente geológico de rocas sedimentarias.

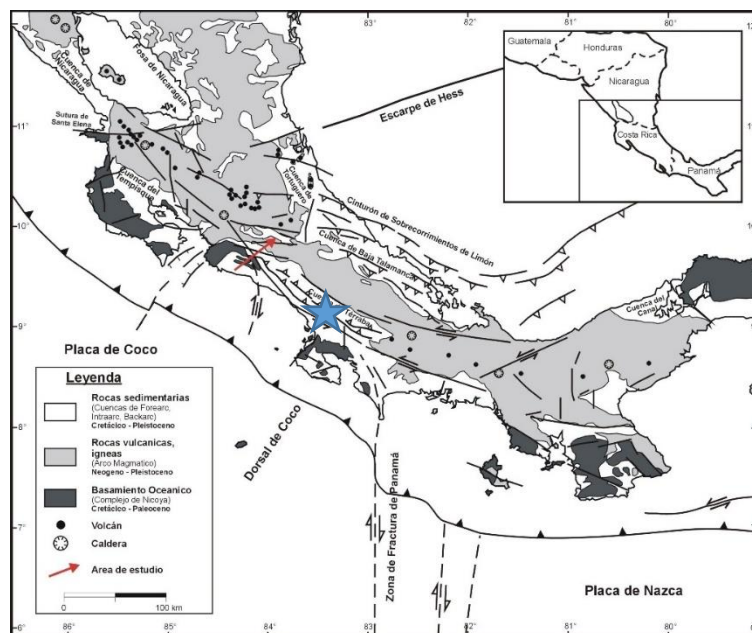


Figura III-42. Geotectónica regional. Fuente: Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos (2018)

En la Figura III-43 se muestra otro mapa geológico simplificado de Costa Rica donde se muestran las principales fallas y la ubicación del proyecto. De acuerdo con esta información la obra se ubica en rocas sedimentarias del mesozoico-cenozoico. Por otro lado, en la Figura III-44 se presenta un perfil geológico del extremo sureste de Costa Rica, el cual muestra la generalidad de la geología de la zona del proyecto y es de esperar que las obras subterráneas crucen las formaciones Paso Real, Curré, Térraba y Fila de Cal, las cuales se sobreyacen el Complejo de Nicoya.

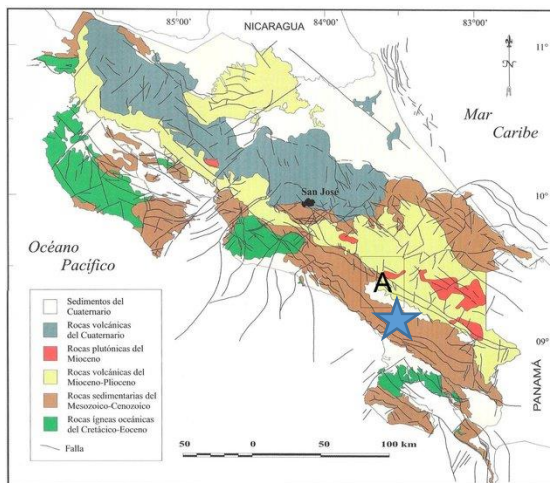


Figura III-43. Mapa geológico simplificado de Costa Rica. Fuente: Quesada (2015)

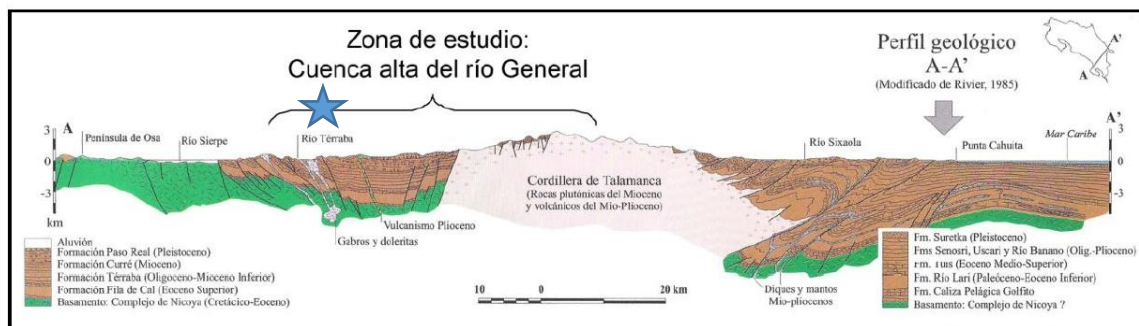


Figura III-44. Perfil geológico en el extremo sureste de Costa Rica. Fuente: Quesada (2015)

A lo largo de la línea del túnel se tienen las siguientes litologías: areniscas, intercalación de areniscas y brechas, intercalación de areniscas, brechas y lutitas, intercalación de areniscas y lutitas, brechas, intrusivos y lutitas.

En la Figura III-45 se muestra el perfil del túnel de la conducción, la ubicación de la central y la litología. En este caso se propone el diseño de la caverna cerca de presa, cuyo sitio se muestra con una estrella, y no cerca de la salida. Lo anterior por cuanto se desea analizar un sitio alternativo al planteado en el estudio de prefactibilidad. De esta manera, la caverna se encuentra en la Formación Curre, la cual posee areniscas, intercalaciones de areniscas y

lutitas e intercalaciones de areniscas y brechas. En el sitio de la caverna se tienen intercalaciones de areniscas y lutitas.

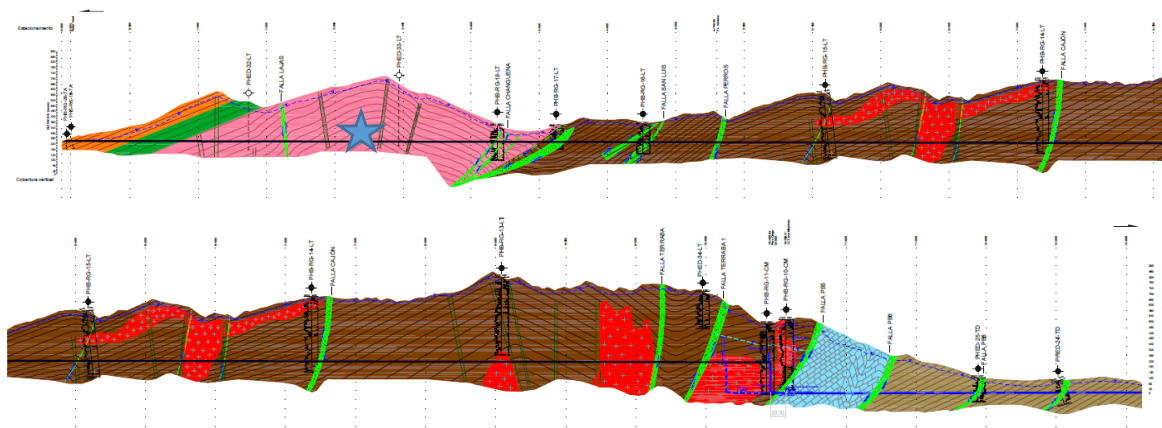


Figura III-45. Perfil del túnel y ubicación de la central subterránea.

De acuerdo con levantamientos geológicos se han detectado cinco sistemas de discontinuidades adicionales al sistema de estratificación. En el Cuadro III-12 se presenta la dirección, el buzamiento y el tipo de discontinuidad de cada una de las familias. De acuerdo con esta información, la primera familia corresponde a los planos de estratificación de esta roca sedimentaria con un buzamiento de  $27^\circ$  con una dirección de buzamiento de  $72^\circ$ . Los otros sistemas de juntas poseen direcciones de buzamiento entre  $210^\circ$  y  $263^\circ$  con ángulos de buzamiento entre  $53^\circ$  y  $73^\circ$ , excepto el sistema J5 que posee un buzamiento de  $17^\circ$  y una dirección de buzamiento de  $34^\circ$ .

Cuadro III-12. Sistemas de discontinuidades de la Formación Curré para el análisis de la caverna de casa de máquinas de la central subterránea.

Sistema	Buzamiento	Dirección de buzamiento	Observación
S1	$27^\circ$	$72^\circ$	Estratificación
J1	$57^\circ$	$210^\circ$	Diaclasas
J2	$57^\circ$	$226^\circ$	Diaclasas
J3	$73^\circ$	$261^\circ$	Diaclasas
J4	$53^\circ$	$263^\circ$	Diaclasas
J5	$17^\circ$	$34^\circ$	Diaclasas

En el Cuadro III-13 se presentan las propiedades de estratificación de las discontinuidades de abertura, espaciamento frecuencia, persistencia, perfil y tipo de relleno, la cual ha sido obtenida en levantamientos geológicos de superficie. A la profundidad de la caverna la carga hidrostática es de 4,16 MPa.

*Cuadro III-13. Propiedades de los sistemas de discontinuidades de la Formación Curré para el análisis de la caverna de casa de máquinas de la central subterránea.*

Sistema	Abertura (mm)	Espaciamiento (mm)	Frecuencia (m)	Persistencia (mm)	Perfil	Relleno
S1	5	50 a 90	> 8	> 1000	Plano suave	Calcita
J1	3	<300	3 a 5	> 1000	Plano rugoso	Calcita y óxido ferroso
J2	5	100 a 150	4	> 1000	Ondulado rugoso	
J3	3	100 a 150	6	> 1000	Ondulado rugoso	
J4	3	100 a 150	4	> 1000	Plano suave	
J5	6	100 a 150	7	> 1000	Plano suave	

De acuerdo con la información se tiene un estado de esfuerzos in situ que indica que el esfuerzo principal mayor es igual a tres veces el esfuerzo vertical, el cual posee una dirección de buzamiento alrededor de 45°. Por otro lado, se considera que el esfuerzo principal menor es horizontal e igual al esfuerzo vertical.

### **III.3.3 Modelo geotécnico**

El modelo se obtiene de estudios geotécnicos previos y de los resultados de sistemas de clasificación geomecánica. En primer lugar, se poseen cuatro resultados de pruebas triaxiales, las cuales se muestran a continuación.

Cuadro III-14. Resultados de pruebas triaxiales en la Formación Curré.

Prueba	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_1$ (MPa)
1	1,5	40
2	3	58
3	6	72
4	12	87

Por medio de la aplicación RocData se determina la resistencia a la compresión simple y el parámetro  $m_i$ , que corresponde al criterio de falla de Hoek y Brown (2002) para roca intacta. El resultado al ajustar la curva con el método simple se tiene que  $m_i$  es igual a 15,4 y la resistencia a la compresión uniaxial es de 33,8 MPa.

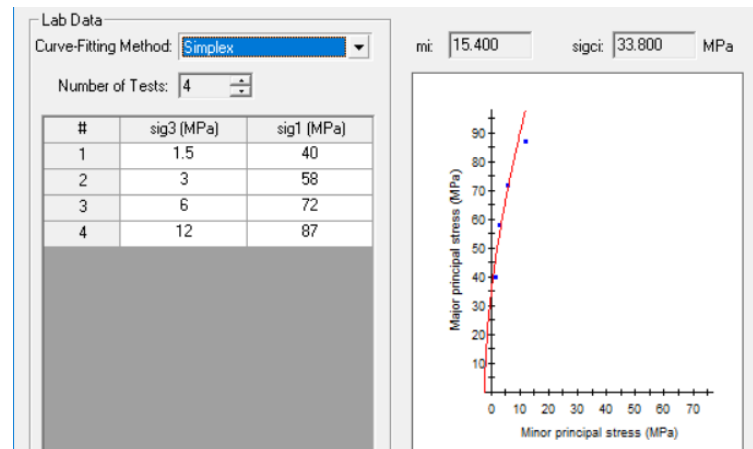


Figura III-46. Cálculo del parámetro  $m_i$  y la resistencia a la compresión uniaxial del criterio de Hoek y Brown de roca intacta de la Formación Curré a partir de los resultados de las pruebas triaxiales y con la aplicación RocData.

Con los valores anteriores y tomando un valor  $s = 1$  al ser roca intacta, de acuerdo con Hoek, Carranza Torres y Corkum (2002) el criterio de falla de Hoek y Brown para la roca intacta es:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}' \left( m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}'} + s \right)^{0.5} = \sigma_3' + 33,8 \text{ MPa} \left( 15,4 \frac{\sigma_3'}{33,8 \text{ MPa}} + 1 \right)^{0.5} = \sigma_3' + 33,8 \text{ MPa} (0,456 \cdot \sigma_3' + 1)^{0.5} \quad \text{III-1}$$

En el Cuadro III-15 se muestran las propiedades de la roca intacta obtenidas de pruebas y del resultado anterior. De acuerdo con los valores se posee una resistencia entre muy baja a media, módulo de Young bajo y según la clasificación de Deere (1988) la roca intacta clasifica como entre baja y muy baja.

Cuadro III-15. Valores promedio de las propiedades mecánicas y elásticas de la roca intacta de las intercalaciones de areniscas y lutitas de la Formación Curré.

Propiedad	Valor promedio	Valor mínimo	Valor máximo	Desviación estándar
Peso unitario (kN/m <sup>3</sup> )	21,6	--	--	--
Resistencia a la compresión simple (MPa)	33,8	8,7	64,6	15
Resistencia a la tracción (MPa)	4,29	3,04	5,78	--
Módulo de Young (GPa)	4,52	1,35	8,32	1,66

A continuación, se presentan los resultados de la estimación de las propiedades geomecánicas con los sistemas de clasificación geomecánica. En primer lugar, se muestran los valores del sistema RMR de Bieniawski (1989), que se basan en la información del Cuadro III-13.

Cuadro III-16. Valores de los parámetros de clasificación RMR del macizo rocoso de la Formación Curré.

Parámetro		Condición	Valor RMR
1	Resistencia de la matriz	50 MPa-25 MPa	4
2	RQD	75% -90%	17
3	Separación de diaclasas	0,2 m – 0,6 m	10
4	Longitud	1 m – 3m	4
	Abertura	1 mm - 5 mm	1
	Rugosidad	Suave	0
	Relleno	Relleno duro < 5 mm	4
	Alteración	Inalterada	6
5	Agua freática	Presión de agua entre tensión principal mayor 0,2-0,5	4
Corrección por orientación		Favorables	-2
RMR = $\Sigma$ Valores			48
Clase III		Calidad Media	
Tiempo sostenimiento desde 3 días para pases de 10 m hasta 1 semana con pases de 1,8 m		Cohesión entre 0,196 MPa y 0,294 MPa	Ángulo de fricción entre 25°-35°

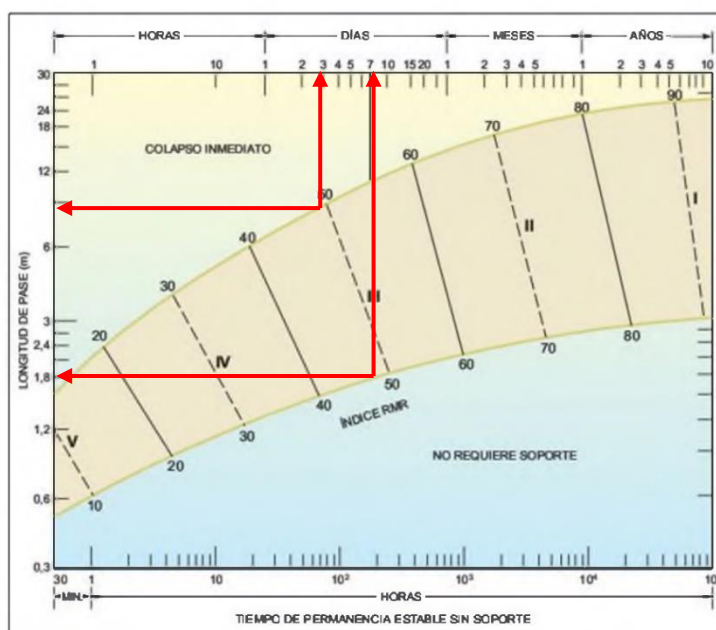


Figura III-47. Cálculo sostenimiento de túneles en la Formación Curre con base en el sistema de clasificación RMR de Bieniawski. Fuente: Gonzáles de Vallejo, Ferrer, Ortuño y Oteo (2002).

De acuerdo con la Figura III-47 el tiempo de permanencia de la excavación sin soporte puede oscilar entre 3 días y 7 días con separaciones de pase de 9 m y 1,8 m respectivamente. Es importante destacar que estas recomendaciones aplican para excavaciones subterráneas en forma de herradura, con 10 m de ancho y un esfuerzo vertical máximo de 25 MPa (Bieniawski, 1989). En este caso el ancho es de 21,4 m y el esfuerzo vertical es de 9,72 MPa ( $= 0,0216 \text{ MN/m}^3 \cdot 450 \text{ m}$ ), de modo que la caverna no cumple con el ancho de referencia, pero si en el rango de esfuerzos.

De acuerdo con los cálculos el valor de RMR es de 48, lo cual implica que el criterio de falla tipo Mohr Coulomb del macizo rocoso posee una cohesión de entre 0,196 MPa y 0,294 MPa y un ángulo de fricción entre 25°-35°. Con este valor de clasificación se tienen las siguientes recomendaciones de sostenimiento de túneles obtenidos de Bieniawski (1989):

- Excavación: avance y destroza, con avances de 1,5 m a 3 m, completar sostenimiento a 20 m del frente.



- Anclajes de 20 mm de diámetro totalmente inyectados: de forma sistemática de 3 a 4 m de longitud, con separación entre 1,5 m y 2 m en la corona y en las paredes y malla en la corona.
- Concreto lanzado: de 50 mm a 100 mm de espesor en la corona y de 30 mm en las paredes.
- Cerchas: no se requieren.

A partir de este valor se puede estimar el módulo de deformación del macizo rocoso. En la referencia de de Bieniawski (1989) se presenta la siguiente expresión que aplica para valores de RMR menores a 50.

$$E_M = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)} = 10^{\left(\frac{48-10}{40}\right)} = 8,91 \text{ GPa} \quad \text{III-2}$$

Existen distintas correlaciones entre el valor de RMR y el valor GSI que se utiliza para determinar los parámetros del criterio de falla de Mohr Coulomb. A continuación, se presenta la estimación del valor de GSI que recomienda Ceballos, Olalla y Ramírez (2014) para rocas sedimentarias:

$$GSI = 1,3 \cdot RMR - 20,19 = 1,3 \cdot 48 - 20,19 = 42,2 \quad \text{III-3}$$

Tal y como se mencionó anteriormente con este valor y las expresiones propuestas por Hoek, Carranza Torres y Corkum (2002) se obtienen los parámetros  $m_b$ ,  $s$  y  $a$  del criterio de falla de Hoek y Brown para macizos rocosos. Los cálculos se presentan a continuación considerando un valor del factor de perturbación  $D$  de 0,8:

$$m_b = m_b \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} = 15,4 \cdot e^{\left(\frac{42,2-100}{28-14 \cdot 0,8}\right)} = 0,494 \quad \text{III-4}$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-13D}\right)} = e^{\left(\frac{42,2-100}{9-13 \cdot 0,8}\right)} = 1,57 \times 10^{-4} \quad \text{III-5}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot [e^{-GSI/15} \cdot e^{-20/3}] = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot [e^{-42,2/15} \cdot e^{-20/3}] = 0,510 \quad \text{III-6}$$

De esta forma, el criterio de falla del macizo rocoso es:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}' \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}'} + s \right)^a = \sigma_3' + 33,8 \text{ MPa} \left( 0,494 \frac{\sigma_3'}{33,8 \text{ MPa}} + 1,57 \times 10^{-4} \right)^{0,510} = \sigma_3' + 33,8 \text{ MPa} \left( 0,0146 \cdot \sigma_3' + 1,57 \times 10^{-4} \right)^{0,5} \quad \text{III-7}$$

La resistencia a la compresión simple del macizo rocoso se obtiene con la expresión anterior considerando que el esfuerzo efectivo principal menor es cero, con lo cual se obtiene que:

$$\sigma_c' = \sigma_{ci}' \cdot s^a = 33,8 \text{ MPa} \cdot 1,57 \times 10^{-4 \cdot 0,510} = 0,389 \text{ MPa} \quad \text{III-8}$$

La resistencia a la tensión simple del macizo rocoso se obtiene al igualar los esfuerzos principales efectivos, cuyo resultado es:

$$\sigma_t' = -s \frac{\sigma_{ci}'}{m_b} = 1,57 \times 10^{-4} \cdot \frac{33,8 \text{ MPa}}{0,494} = -0,0108 \text{ MPa} \quad \text{III-9}$$

También existen expresiones para estimar el módulo de deformación con el valor de GSI. Para valores de resistencia a la compresión simple de la roca intacta menores a 100 MPa Hoek, Carranza Torres y Corkum (2002) proponen la siguiente expresión:

$$E_M = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}'}{100}} 10^{\left( \frac{GSI-10}{40} \right)} = \left( 1 - \frac{0,8}{2} \right) \sqrt{\frac{33,8 \text{ MPa}}{100}} 10^{\left( \frac{42,2-10}{40} \right)} = 2,23 \text{ GPa} \quad \text{III-10}$$

Este valor es menor al obtenido con la correlación con el RMR, ya que considera la resistencia a compresión simple y el factor de perturbación de la excavación. De esta forma, se considera más representativo.

A continuación, se realiza el cálculo de la envolvente de Mohr Coulomb del macizo rocoso a la profundidad de la caverna con las expresiones propuestas por Hoek, Carranza Torres y Corkum (2002). Primero se obtiene la resistencia del macizo rocoso con la siguiente expresión:

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)](m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} =$$

$$\frac{33,8 \text{ MPa}}{2(1+0,510)(2+0,510)} [0,494 + 4 \cdot 1,57 \times 10^{-4} - 0,510(0,494 - 8 \cdot 1,57 \times 10^{-4})] \quad \text{III-11}$$

$$(0,494/4 + 1,57 \times 10^{-4})^{0,510-1} = 3,02 \text{ MPa}$$

Con este valor se obtiene la siguiente razón de esfuerzos:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0,47 \cdot \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,94} = 0,47 \cdot \left( \frac{3,02 \text{ MPa}}{0,0216 \text{ MN/m}^3 \cdot 450 \text{ m}} \right)^{-0,94} = 1,41 \quad \text{III-12}$$

Con este valor se obtiene el siguiente esfuerzo que es necesario para obtener las propiedades de ángulo de fricción y cohesión a la profundidad de la caverna.

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{ci}} = \frac{0,47 \cdot \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,94} \cdot \sigma'_{cm}}{\sigma'_{ci}} = \frac{1,41 \cdot 3,02 \text{ MPa}}{33,8 \text{ MPa}} = 0,126 \quad \text{III-13}$$

El ángulo de fricción se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] =$$

$$\sin^{-1} \left[ \frac{6 \cdot 0,510 \cdot 0,494 (1,57 \times 10^{-4} + 0,494 \cdot 0,126)^{0,510-1}}{2(1+0,510)(2+0,510) + 6 \cdot 0,510 \cdot 0,494 (1,57 \times 10^{-4} + 0,494 \cdot 0,126)^{0,510-1}} \right] = 25,9^\circ \quad \text{III-14}$$

Finalmente, la cohesión se obtiene así:

$$c' = \frac{\sigma'_{ci} [(1 + 2 \cdot a)s + (1 - a) \cdot m_b \cdot \sigma'_{3n}] (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1 + a)(2 + a) \sqrt{1 + \frac{6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1 + a)(2 + a)}}} \quad \text{III-15}$$

$$= 0,67 \text{ MPa}$$

Con la herramienta RockData se han comprobado los cálculos anteriores y la salida se muestra en la Figura III-48. Tal y como se puede apreciar los resultados son coincidentes.

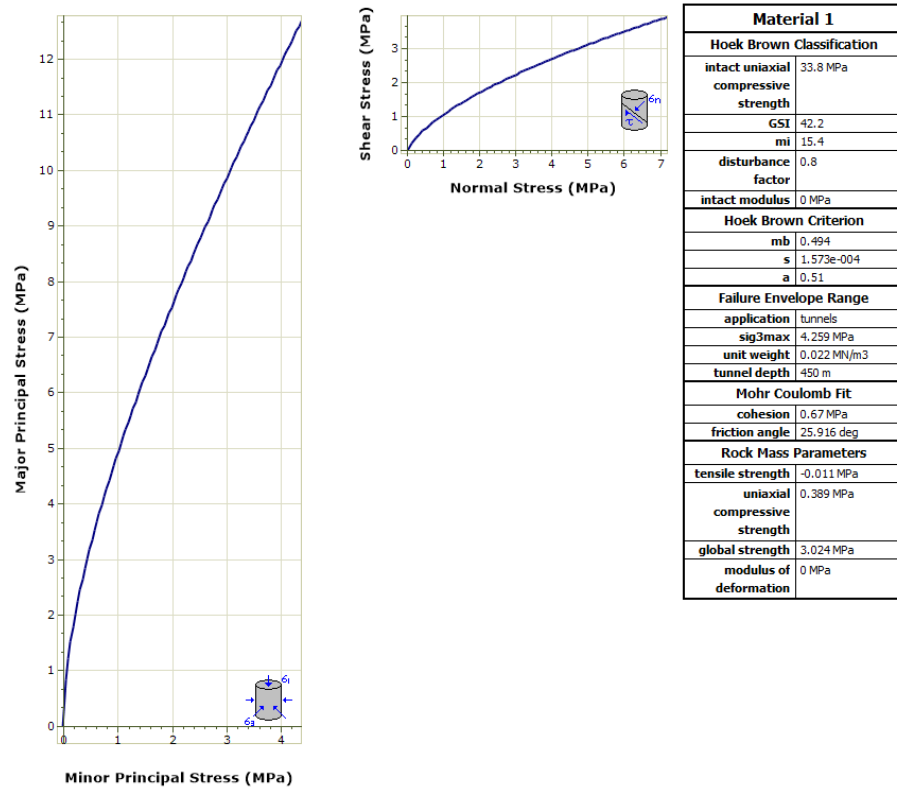


Figura III-48. Salida del cálculo del criterio de Hoek y Brown del macizo rocoso de la Formación Curré con la aplicación RocData.

Se ha realizado nuevamente el cálculo de los valores de ángulo de fricción y cohesión para un esfuerzo vertical de 2,16 MPa, que corresponde a 100 m de profundidad. El valor de la cohesión es de 0,265 MPa y el ángulo de fricción es de 37,4°. Estos valores son cercanos a los que se han obtenido con el sistema de clasificación RMR.

El valor de D igual a 0,5 corresponde al caso más crítico en el cual se utiliza voladura de muy mala calidad, que resulta en daños locales severos extendiéndose entre 2 m y 3 m. Los cálculos se presentan a continuación considerando un valor del factor de perturbación D de 0,5, que corresponde a macizos con problemas de convergencias sin que se coloque una contra bóveda:

$$m_b = m_b \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} = 15.4 \cdot e^{\left(\frac{42,2-100}{28-14 \cdot 0,5}\right)} = 0,982 \quad \text{III-16}$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-13D}\right)} = e^{\left(\frac{42,2-100}{9-13 \cdot 0,5}\right)} = 4,50 \times 10^{-4} \quad \text{III-17}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot [e^{-GSI/15} - e^{-20/3}] = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot [e^{-42,2/15} - e^{-20/3}] = 0,510 \quad \text{III-18}$$

De esta forma, el criterio de falla del macizo rocoso es:

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^a \\ &= \sigma'_3 + 33,8 \text{ MPa} \left( 0,982 \frac{\sigma'_3}{33,8 \text{ MPa}} + 4,50 \times 10^{-4} \right)^{0,510} \\ &= \sigma'_3 + 33,8 \text{ MPa} (0,0291 \cdot \sigma'_3 + 4,50 \times 10^{-4})^{0,5} \end{aligned} \quad \text{III-19}$$

La resistencia a la compresión simple del macizo rocoso se obtiene con la expresión anterior considerando que el esfuerzo efectivo principal menor es cero, con lo cual se obtiene que:

$$\sigma'_c = \sigma'_{ci} \cdot s^a = 33,8 \text{ MPa} \cdot 4,50 \times 10^{-4 \cdot 0,510} = 0,664 \text{ MPa} \quad \text{III-20}$$

La resistencia a la tensión simple del macizo rocoso se obtiene al igualar los esfuerzos principales efectivos, cuyo resultado es:

$$\sigma'_t = -s \frac{\sigma'_{ci}}{m_b} = 4,50 \times 10^{-4} \cdot \frac{33,8 \text{ MPa}}{0,982} = -0,0155 \text{ MPa} \quad \text{III-21}$$

También existen expresiones para estimar el módulo de deformación con el valor de GSI. Para valores de resistencia a la compresión simple de la roca intacta menores a 100 MPa Hoek, Carranza Torres y Corkum (2002) proponen la siguiente expresión:

$$E_M = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma'_{ci}}{100}} 10^{\left( \frac{GSI-10}{40} \right)} = \left( 1 - \frac{0,5}{2} \right) \sqrt{\frac{33,8 \text{ MPa}}{100}} 10^{\left( \frac{42,2-10}{40} \right)} = 2,78 \text{ GPa} \quad \text{III-22}$$

Este valor también es menor al obtenido con la correlación con el RMR, ya que considera la resistencia a compresión simple y el factor de perturbación de la excavación.

A continuación, se realiza el cálculo de la envolvente de Mohr Coulomb del macizo rocoso a la profundidad de la caverna con las expresiones propuestas por Hoek, Carranza Torres y Corkum (2002). Al evaluar se obtiene:

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)](m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} = 4,303 \text{ MPa} \quad \text{III-23}$$

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0,47 \cdot \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0,94} = 0,47 \cdot \left(\frac{4,303 \text{ MPa}}{0,0216 \text{ MN/m}^3 \cdot 450 \text{ m}}\right)^{-0,94} = 1,01 \quad \text{III-24}$$

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{ci}} = \frac{0,47 \cdot \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0,94} \cdot \sigma'_{cm}}{\sigma'_{ci}} = \frac{1,01 \cdot 4,303 \text{ MPa}}{33,8 \text{ MPa}} = 0,129 \quad \text{III-25}$$

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] = 31,5^\circ \quad \text{III-26}$$

$$c' = \frac{\sigma'_{ci} [(1+2 \cdot a)s + (1-a) \cdot m_b \cdot \sigma'_{3n}] (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} = 0,865 \text{ MPa} \quad \text{III-27}$$

En el caso que exista un estricto control de las voladuras o se utilice excavación mecánica o manual, entonces la perturbación es mínima y D es igual a 0. A continuación se presentan los cálculos con ese valor de D.

$$m_b = m_b \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} = 15,4 \cdot e^{\left(\frac{42,2-100}{28-14 \cdot 0}\right)} = 1,954 \quad \text{III-28}$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-13D}\right)} = e^{\left(\frac{42,2-100}{9-3 \cdot 0}\right)} = 1,625 \times 10^{-3} \quad \text{III-29}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot [e^{-GSI/15} - e^{-20/3}] = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot [e^{-42,2/15} - e^{-20/3}] = 0,510 \quad \text{III-30}$$

De esta forma, el criterio de falla del macizo rocoso es:

$$\begin{aligned}
\sigma'_1 &= \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^a \\
&= \sigma'_3 + 33,8 \text{ MPa} \left( 1,954 \frac{\sigma'_3}{33,8 \text{ MPa}} + 1,625 \times 10^{-3} \right)^{0,510} \\
&= \sigma'_3 + 33,8 \text{ MPa} (0,0578 \cdot \sigma'_3 + 1,57 \times 10^{-4})^{0,510}
\end{aligned}
\tag{III-31}$$

La resistencia a la compresión simple del macizo rocoso se obtiene con la expresión anterior considerando que el esfuerzo efectivo principal menor es cero, con lo cual se obtiene que:

$$\sigma'_c = \sigma'_{ci} \cdot s^a = 33,8 \text{ MPa} \cdot 1,625 \times 10^{-3 \cdot 0,510} = 1,28 \text{ MPa} \tag{III-32}$$

La resistencia a la tensión simple del macizo rocoso se obtiene al igualar los esfuerzos principales efectivos, cuyo resultado es:

$$\sigma'_t = -s \frac{\sigma'_{ci}}{m_b} = 1,625 \times 10^{-3} \cdot \frac{33,8 \text{ MPa}}{1,954} = -0,0281 \text{ MPa} \tag{III-33}$$

También existen expresiones para estimar el módulo de deformación con el valor de GSI. Para valores de resistencia a la compresión simple de la roca intacta menores a 100 MPa Hoek, Carranza Torres y Corkum (2002) proponen la siguiente expresión:

$$E_M = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma'_{ci}}{100}} 10^{\left( \frac{GSI-10}{40} \right)} = \left( 1 - \frac{0}{2} \right) \sqrt{\frac{33,8 \text{ MPa}}{100}} 10^{\left( \frac{42,2-10}{40} \right)} = 3,71 \text{ GPa} \tag{III-34}$$

Este valor es alrededor de 0.4 veces al obtenido con la correlación con el RMR. A continuación, se realiza el cálculo de la envolvente de Mohr Coulomb del macizo rocoso a la profundidad de la caverna con las expresiones propuestas por Hoek, Carranza Torres y Corkum (2002). Al evaluar se obtiene:

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)](m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} = 6,143 \text{ MPa} \tag{III-35}$$

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0,47 \cdot \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,94} = 0,47 \cdot \left( \frac{6,143 \text{ MPa}}{0,0216 \text{ MN/m}^3 \cdot 450 \text{ m}} \right)^{-0,94} = 0,723 \quad \text{III-36}$$

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{ci}} = \frac{0,47 \cdot \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,94} \cdot \sigma'_{cm}}{\sigma'_{ci}} = \frac{0,723 \cdot 6,143 \text{ MPa}}{33,8 \text{ MPa}} = 0,129 \quad \text{III-37}$$

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] = 37,2^\circ \quad \text{III-38}$$

$$c' = \frac{\sigma'_{ci} [(1+2 \cdot a)s + (1-a) \cdot m_b \cdot \sigma'_{3n}] (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} = 1,11 \text{ MPa} \quad \text{III-39}$$

Seguidamente se presentan los valores del sistema Q de Barton, Lien y Lunde (1974) para cada uno de los índices. De acuerdo con los cálculos el valor de Q es igual a 1,47, lo cual implica que le macizo rocoso clasifica según ese criterio como roca mala.



Cuadro III-17. Valores de los parámetros de clasificación Q del macizo rocoso de la Formación Curré.

	Parámetro	Condición	Valor del índice
1	RQD	75% -90%	82,5
2	Índice de juntas, Jn	Cuatro o más familias de diaclasas, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	15
3	Índice de rugosidad de las discontinuidades, Jr	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	4,0
4	Índice de alteración de las discontinuidades, Ja	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda)	3,0
5	Factor de reducción por la presencia de agua, Jw	Afluencia excepcionalmente alta presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo	0,2
6	Condiciones tensionales de la roca, SRF	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	1
$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$			1.47 (roca mala)

Existe una correlación entre Q de Barton, Lien y Lunde (1974) y el RMR de Bieniawski (1989) propuesta por este último. Al utilizar el valor de Q antes determinado se obtiene un valor de RMR de 47 tal y como se puede ver posteriormente. Ese valor es muy cercano al obtenido al realizar el cálculo detallado del RMR, lo cual implica el procedimiento llevado a cabo para estimar Q y RMR se ha realizado de forma adecuada.

$$RMR = 9 \ln(Q) + 44 = 9 \ln(1,47) + 44 = 47$$

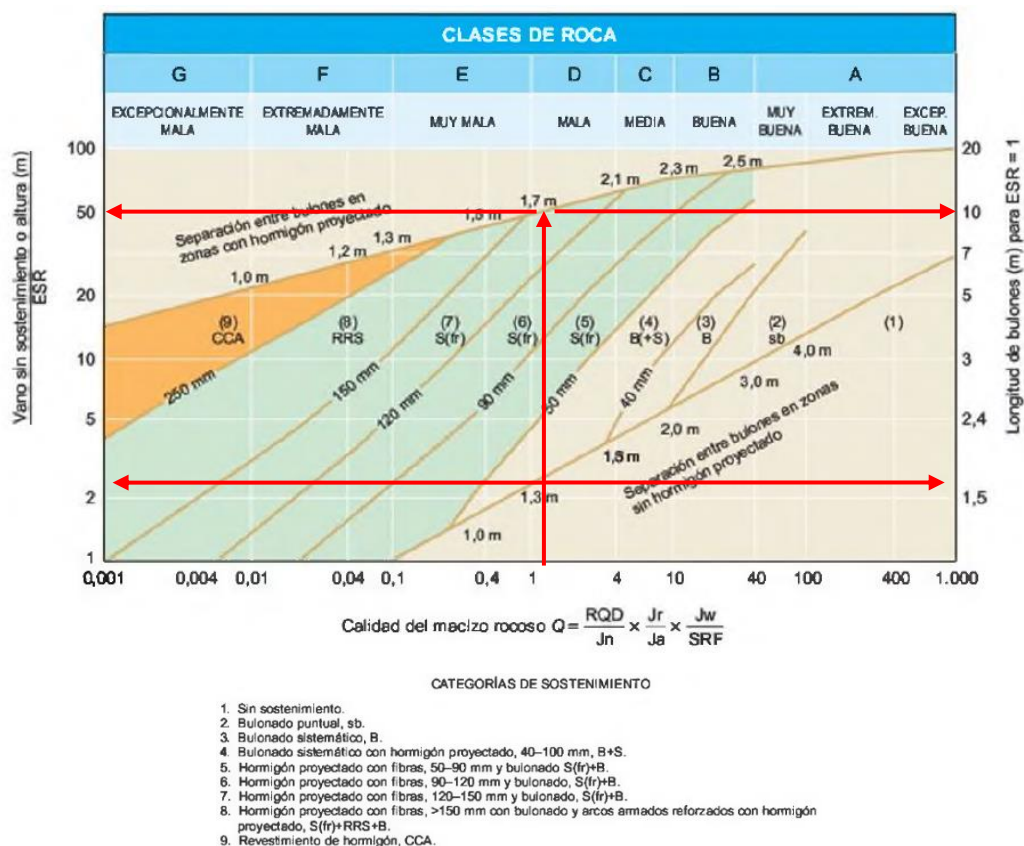


Figura III-49. Sostenimientos necesarios para excavaciones en la Formación Curré según el índice Q. Fuente: Gonzáles de Vallejo, Ferrer Ortuño y Oteo (2002)

En la Figura III-49 se presentan los requisitos de sostenimiento de excavaciones subterráneas a partir del valor de Q. En este caso el valor de ESR oscila entre 0,9 y 1,1 con un valor medio de 1, ya que el uso es una central eléctrica. De acuerdo con los resultados la excavación puede realizarse con vanos de 2 m con separación de anclajes sistemáticos alrededor de 1,5 m de largo con una separación de 1,3 m con hormigón proyectado con espesores entre 40 mm y 100 mm. El paso se puede aumentar hasta 50 m si se coloca concreto lanzado con fibras con un espesor entre 120 mm y 150 mm y anclajes sistemáticos de 10 m de largo con una separación de 1,7 m. Si se utilizan separaciones intermedias de vanos se requiere colocar hormigón proyectado con fibras con espesores entre 50 mm y 120 mm con anclajes sistemáticos con separaciones entre 1,3 m y 1,7 m.

En la Figura III-50 se presentan las deformaciones para claros o alturas de 2 m, 10 m, 20 m y 50 m, que poseen valores de  $Q/\text{claro}$  de 0,74 1/m, 0,147 1/m, 0,074 1/m y 0,0371/m respectivamente. De acuerdo con los resultados es de esperar convergencias promedio de 1,5 mm, 4 mm, 8 mm y 30 mm respectivamente. Por otro lado, las convergencias máximas esperadas de 15 mm, 35 mm, 70 mm y 300 mm respectivamente. Es importante destacar que la dispersión de los datos es alta y que en el caso de la caverna el ancho es de 20 m por lo que la convergencia según este sistema ronda los 8 mm y 70 mm, pero como la altura ronda los 40 m la convergencia oscila entre 30 mm y 300 mm.

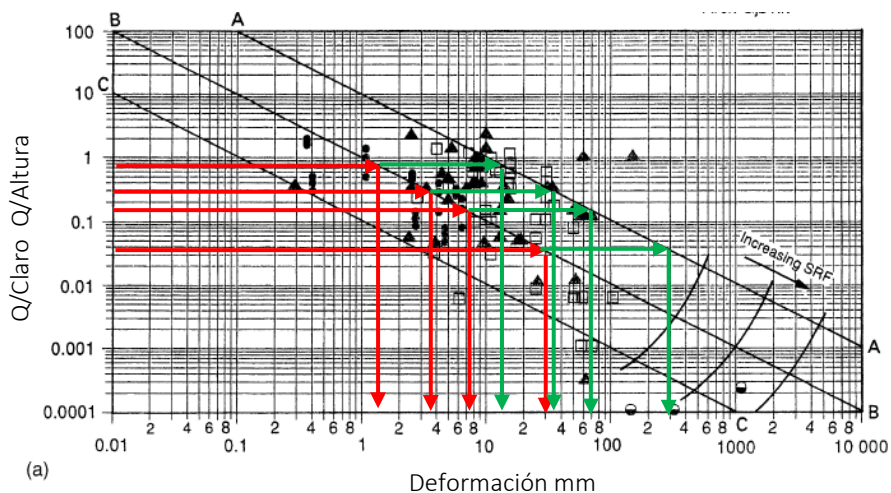


Figura III-50. Deformación esperada para cavidades en la Formación Curré con claros o alturas de 2 m, 10 m y 20 m con base en del índice Q. Fuente: Barton (2002)

En el Cuadro III-18 se presenta el resumen de los resultados de los sistemas de clasificación y las propiedades del macizo rocoso a la profundidad de la excavación de la caverna.

Cuadro III-18. Resumen de datos del macizo rocoso de la Formación Curré en el sitio de la caverna.

Dato	Valor
Formación Curré, Rocas sedimentaria, Intercalaciones de areniscas y lutitas	
Cobertura	450 m
Peso unitario ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	21,6
Carga litostática (MPa)	9,72

Propiedades de la roca intacta	Resistencia a la compresión simple (MPa)		33,8		
	Resistencia a la tracción (MPa)		4,29		
	Módulo de Young (GPa)		4,52		
	Parámetros del criterio de falla de Hoek y Brown	$\sigma'_{ci}$ (MPa)	33,8		
		$m_i$	15,4		
a		0,5			
s		1			
Propiedades del macizo rocoso	Valor de la clasificación RMR		III-Media (48)		
	Valor de la clasificación Q		Mala (1,47)		
	Valor de la clasificación GSI		42,2		
	Parámetros del criterio de falla de Mohr Coulomb	Cohesión (MPa)	0,67	0,865	1.110
		Ángulo de fricción	25,9°	31,5°	37.2°
	Parámetros del criterio de falla de Hoek y Brown	$\sigma'_{ci}$ (MPa)	33,8	33,8	33.8
		$m_b$	0,494	0,982	1.954
		a	0,510	0,510	0.510
		s	$1,57 \times 10^{-4}$	$4,50 \times 10^{-4}$	$1.625 \times 10^{-3}$
		D	0,80	0,50	0
	Resistencia del macizo, $\sigma'_{cm}$ (MPa)		3,02	4,303	6,14
	Resistencia a la compresión, $\sigma'_c$ (MPa)		0,389	0,664	1,28
	Resistencia a la tensión, $\sigma'_t$ (MPa)		0,0108	0,0155	0,0281
Módulo de deformación, $E_M$ (GPa)		2,23	2,78	3,71	
Módulo de Poisson, $\nu$		0,25	0,25	0,25	

En la Figura III-70 se presenta el modelo geotécnico del proyecto, que se basa en las propiedades mencionadas en la sección anterior.

Dato		Dato				
Formación Curré. Rocas sedimentaria. Intercalaciones de areniscas y lutitas						
Cobertura		450 m				
Peso unitario (kN/m <sup>3</sup> )		21.6				
Carga litostática (MPa)		9.72				
Propiedades de la roca intacta	Resistencia a la compresión simple (MPa)		33.8			
	Resistencia a la tracción (MPa)		4.29			
	Módulo de Young (GPa)		4.52			
	Parámetros del criterio de falla de Hoek y Brown		$\sigma_c$ (MPa)	33.8		
			$m_b$	15.4		
			$a$	0.5		
		$s$	1			
Propiedades del macizo rocoso	Valor de la clasificación RMR		III-Media (48)			
	Valor de la clasificación Q		Mala (1.47)			
	Valor de la clasificación GSI		42.2			
	Parámetros del criterio de falla de Mohr Coulomb	Cohesión (MPa)		0.67	0.865	1.110
		Ángulo de fricción		25.9°	31.5°	37.2°
	Parámetros del criterio de falla de Hoek y Brown	$\sigma_c$ (MPa)		33.8	33.8	33.8
		$m_b$		0.494	0.982	1.954
		$a$		0.510	0.510	0.510
		$s$		$1.57 \times 10^{-4}$	$4.50 \times 10^{-4}$	$1.625 \times 10^{-5}$
		$D$		0.80	0.50	0
	Resistencia del macizo, $\sigma_{cm}$ (MPa)		3.02	4.303	6.14	
	Resistencia a la compresión, $\sigma_c$ (MPa)		0.389	0.664	1.28	
	Resistencia a la tensión, $\sigma_t$ (MPa)		0.0108	0.0155	0.0281	
Módulo de deformación, $E_u$ (GPa)		2.23	2.78	3.71		
Módulo de Poisson, $\nu$		0.25	0.25	0.25		

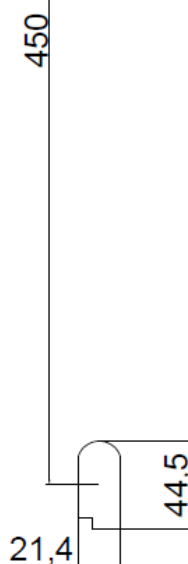


Figura III-51. Modelo geotécnico del proyecto.

### III.4 Caracterización del proyecto y modelo geotécnico del caso de la pantalla anclada

#### III.4.1 Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en la estabilización de una excavación de los sótanos de un edificio de apartamentos, el cual se encuentra en el distrito de Mata Redonda y el cantón y provincia de San José. La propiedad se encuentra frente a la ruta nacional 104 y entre las calles 68 y 68A. En la Figura III-52 se muestra un segmento del mapa del distrito antes mencionado tomado de Google Maps (2019), específicamente el barrio conocido como Rancho Luna, en el cual se

encuentra marcado con una estrella la ubicación del proyecto. Tal y como se puede ver el proyecto se encuentra frente al Parque Metropolitano La Sabana.

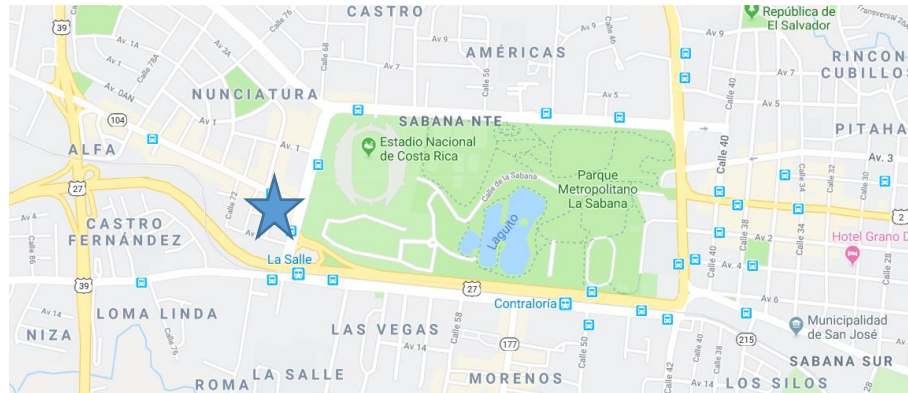


Figura III-52. Ubicación del presente proyecto. Fuente: Google Maps (2019)

La obra proyectada es una construcción de 18 pisos sobre el nivel de terreno actual, cuyo uso es de apartamentos, y de tres niveles subterráneos, cuyo uso es de parqueos. En la Figura III-53 se presenta una fachada del edificio en la cual se puede apreciar el número de niveles y que la altura del edificio es de 67,85 m. Por otro lado, en la Figura III-54 se muestra un corte de los niveles de estacionamiento, donde se muestran cinco niveles de sótanos. El nivel inferior corresponde al de la fundación y se denomina sótano E. A la izquierda se muestran los niveles de sótanos A y C que poseen alturas de 3,15 m. A la derecha se encuentran los sótanos B y D que poseen las mismas alturas y con desfases de 1,575 m respecto a los demás niveles. La profundidad de los sótanos es de 9,8 m y como el espesor de la losa es de 1,2 m, por lo que la excavación posee 11 m de altura.

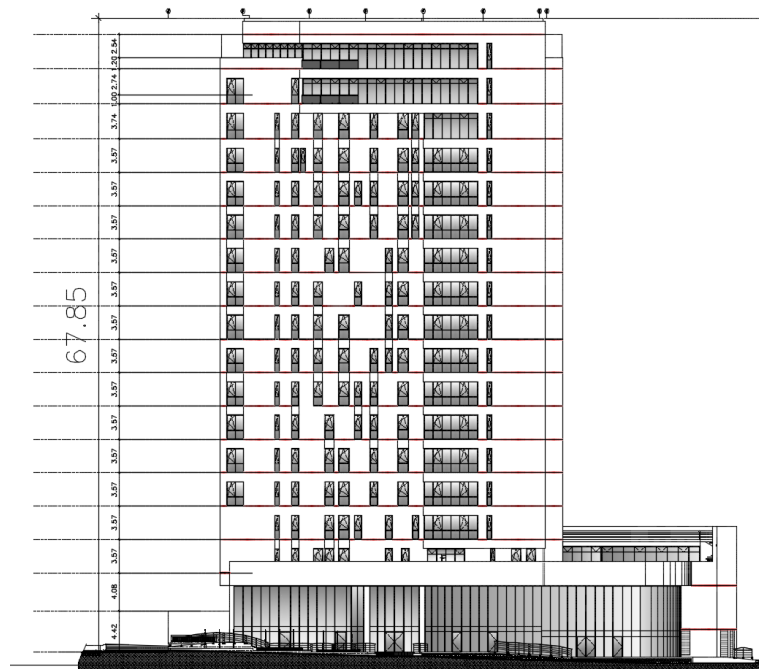


Figura III-53. Fachada del edificio de apartamentos del presente proyecto

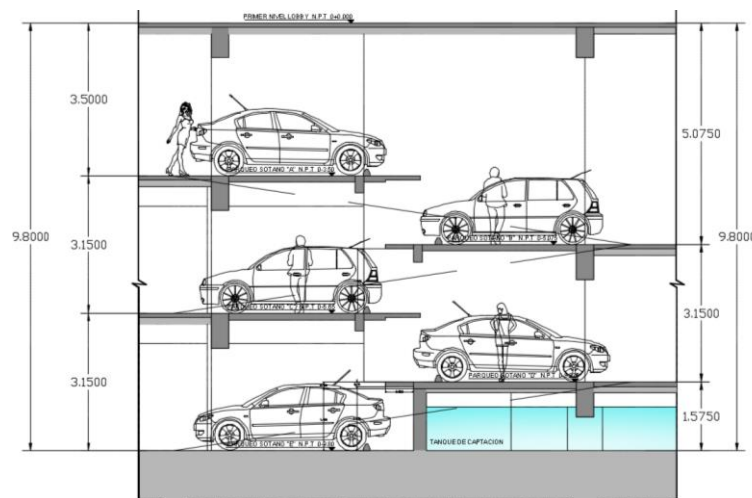


Figura III-54. Corte de niveles de sótano para parqueos del presente proyecto

En la Figura III-55 se muestra la planta de los parqueos, donde se observan los sótanos A y B. el sótano A se encuentra en el extremo superior de la planta, mientras que el B se encuentra en la parte inferior. Estos están interconectados por una rampa a la izquierda y el sótano B se comunica con el C con la rampa derecha. Esta configuración se repite en los niveles

inferiores. La longitud máxima en planta de la huella de la excavación es de 64,1 m y un ancho máximo de 38,3 m.

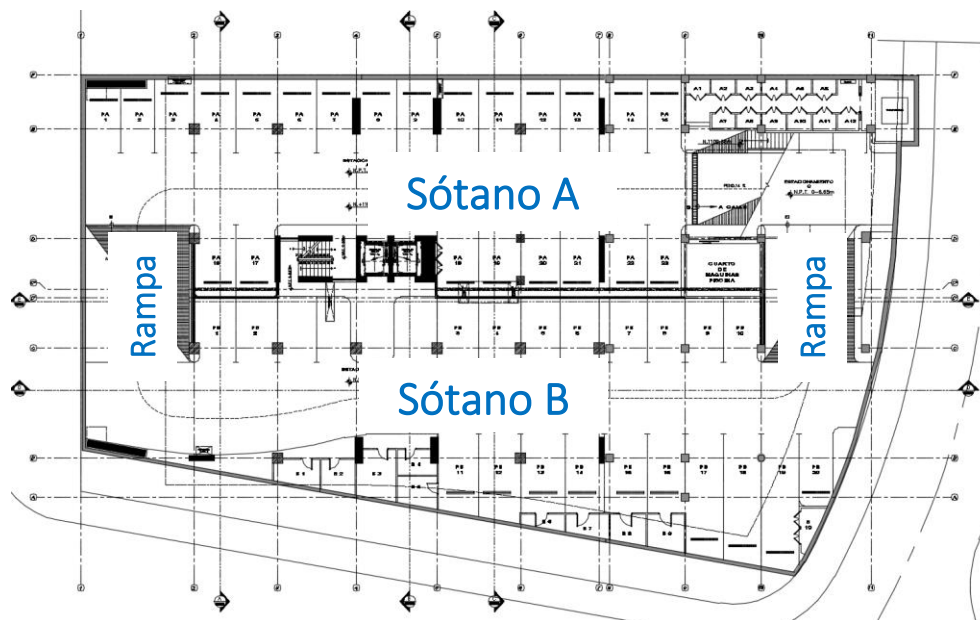


Figura III-55. Planta de los sótanos A y B de los parques del presente proyecto

Por la ubicación territorial del proyecto según la Tabla 2.1 y la Figura 2.1 de la CPERCSCR (2011) la construcción se encuentra en la zona sísmica III. Como la obra proyectada es un edificio residencial, entonces el riesgo contra pérdida de vidas humanas es alto, contra daños económicos y ambientales es medio según las tablas 1 y 2 de ACG (2015).

En el extremo sur de la propiedad existen construcciones de dos niveles, por lo que existen limitaciones de deformaciones laterales de la obra de estabilización y deben considerarse sobrecarga por el peso de esas estructuras. Es usual considerar que el peso de las construcciones es de 10 kPa/piso, de modo que la sobrecarga es de 20 kPa.

En los otros costados existen carreteras, entonces se considera una sobrecarga que representa las condiciones críticas de paso de camiones. Highway Subcommittee on Bridges and Structures (2012) establece los requisitos de diseño de puentes y las cargas de diseño. En el caso de las cargas vivas o temporales vehiculares esta corresponde con la designación HL-93, la cual corresponde a la suma de la línea de carga y el camión o tándem de diseño (2012, págs. 3-19).



La línea de carga consiste en una carga distribuida de  $3,07 \text{ kN/m}^2$  ( $=64 \text{ lb/pie}^2$ ). Por otro lado, el camión de diseño posee la denominación HS20 y corresponde a una serie de cargas puntuales, cuya distribución y magnitudes se muestra en la Figura III-56.

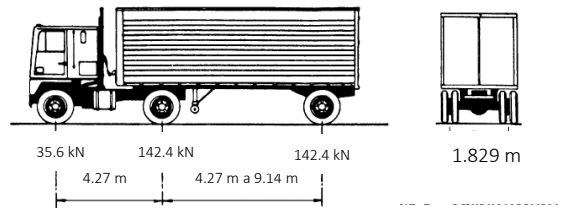


Figura III-56. Camión de diseño. Fuente: Highway Subcommittee on Bridges and Structures (2012)

Shamsabadi (2011) ha realizado un cálculo de presiones laterales producto de las cargas del camión HS20 con la menor separación entre ejes. Luego ha comparado los resultados con las presiones laterales que se obtienen de una sobrecarga constante de  $14,37 \text{ kN/m}^2$  ( $=300 \text{ lb/pie}^2$ ). Los cálculos se basan en el método de Boussinesq. En la Figura III-57 se muestra las magnitudes de las presiones laterales de las sobrecargas antes mencionadas y concluye que el camión se puede sustituir por la sobrecarga.

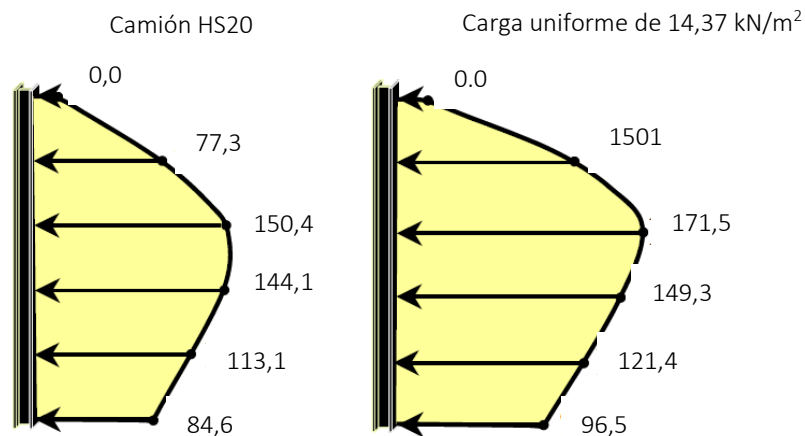


Figura III-57. Comparación de evaluación de presiones en muros producto de las cargas puntuales del camión de diseño HS20 y una sobrecarga de  $14,37 \text{ kN/m}^2$ . Fuente: Shamsabadi (2011)

De esta forma, en el diseño de la pantalla se considera la sobrecarga constante de 17,44 kN/m<sup>2</sup>, que es la suma de la línea de carga y la sobrecarga propuesta por Shamsabadi (2011). De esta forma, la presión planteada representa conservadoramente la carga viva de la designación HL-93 de Highway Subcommittee on Bridges and Structures (2012). La sobrecarga de las construcciones vecinas es mayor a la que se obtiene por el flujo vehicular, de modo que el diseño se considera un valor de 20 kN/m<sup>2</sup>.

### III.4.2 Descripción geológica del sitio

A continuación, se presenta la geología general del sitio del proyecto, la cual se basa en una serie de referencias consultadas. En cuanto a la geología general del país, esta se muestra en la Figura III-58. De acuerdo con esta en el centro del país, donde se ubica el proyecto, existen rocas ígneas.

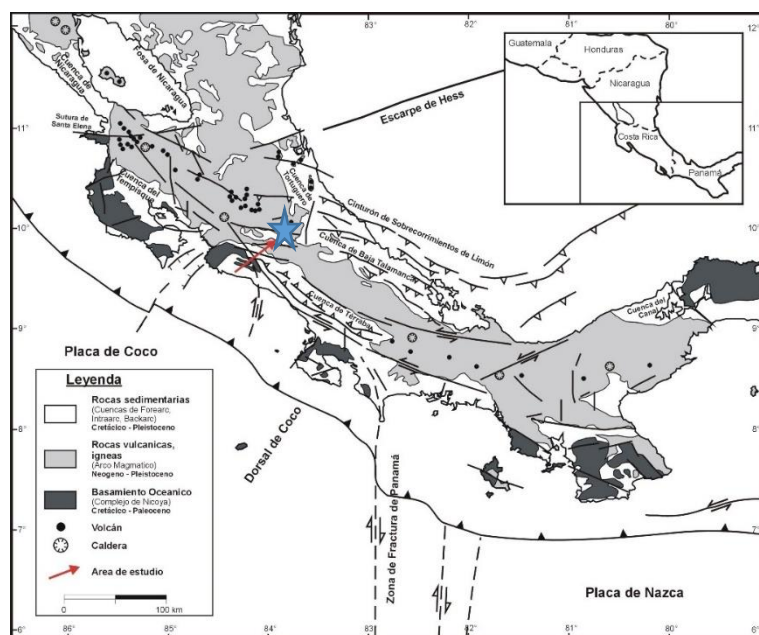


Figura III-58. Geotectónica regional. Fuente: Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos (2018)

En lo referente a la geología general de San José la Figura III-60 muestra que la construcción se encuentra en la zona identificada como Qv1, que corresponden a Lahares y Cenizas del





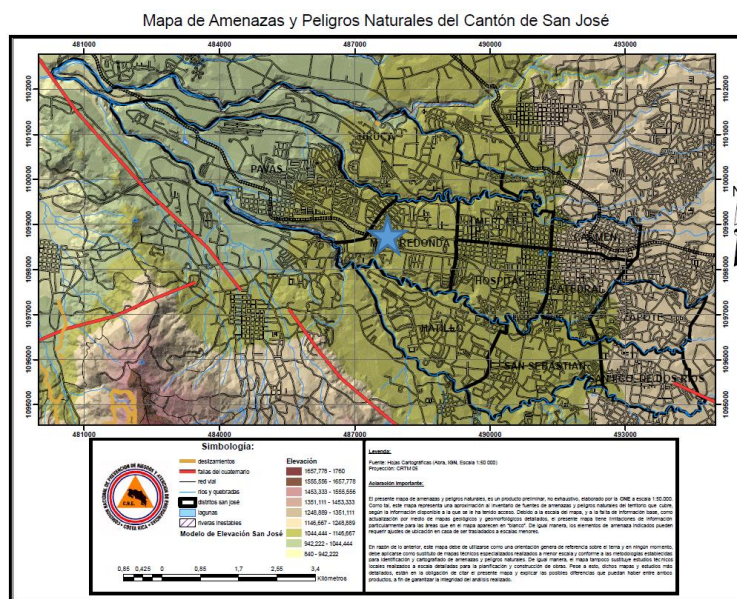


Figura III-61. Mapa de amenazas y peligros naturales del Cantón de San José. Fuente: Comisión Nacional de Emergencias (2018)

La ACG (2009) presenta un mapa con los tipos de suelos a lo largo del país. En la Figura III-62 se encuentra el mapa de la Hoja San José con los tipos de suelos y la ubicación del proyecto con una estrella. De acuerdo con esta Figura el sitio de proyecto se encuentra en la zona de suelos V3. Estos son suelos residuales de origen volcánico, que clasifican como MH y ML según la codificación del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

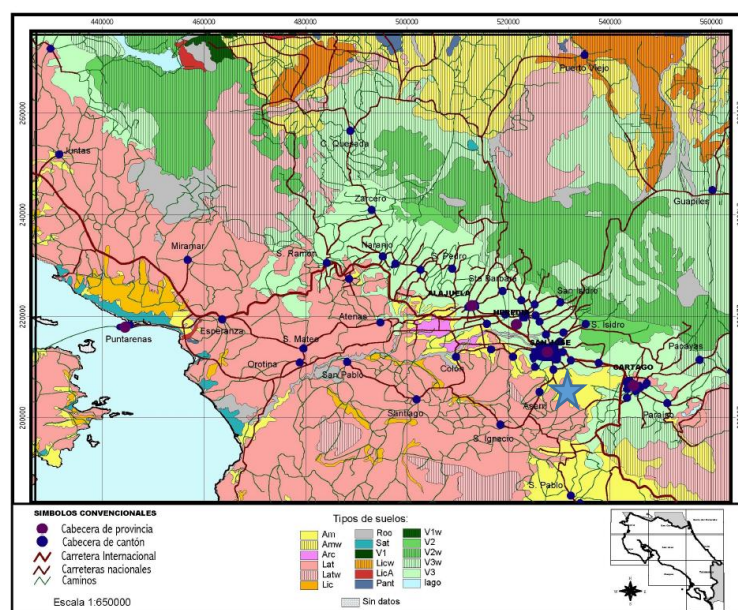


Figura III-62. Tipos de suelos de la Hoja San José. Fuente: ACG (2009)

Por otro lado, la ACG (2009) presenta un mapa con la zonificación geotécnica del Gran Área Metropolitana, el cual se presenta en la Figura III-63. La obra se encuentra en la zona 8, la cual se caracteriza por tener suelos blandos, profundos, con clasificación MH, con problemas de capacidad de soporte de obras pesadas y por geología de piroclastos.

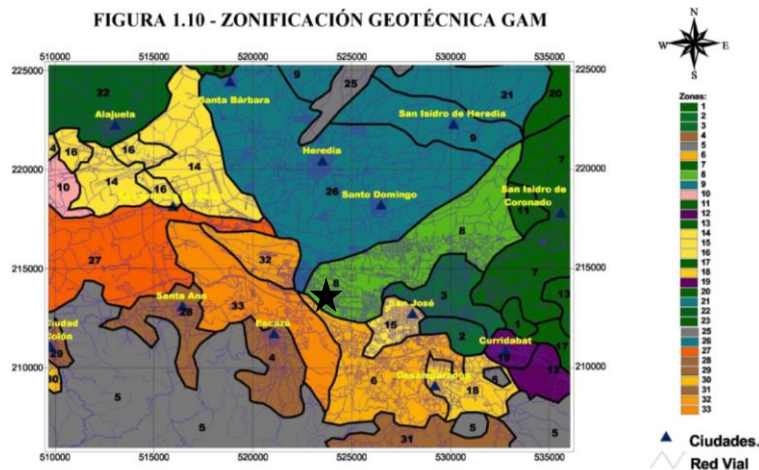


Figura III-63. Zonificación Geotécnica del Gran Área Metropolitana. Fuente: ACG (2009)

Por otro lado, la ACG (2009) presenta un mapa con espesores de suelos del Gran Área Metropolitana, que se encuentra en la Figura III-64. En este caso también se ha señalado la ubicación del proyecto. De acuerdo con este mapa el espesor de suelos oscila entre 20 m y 30 m.

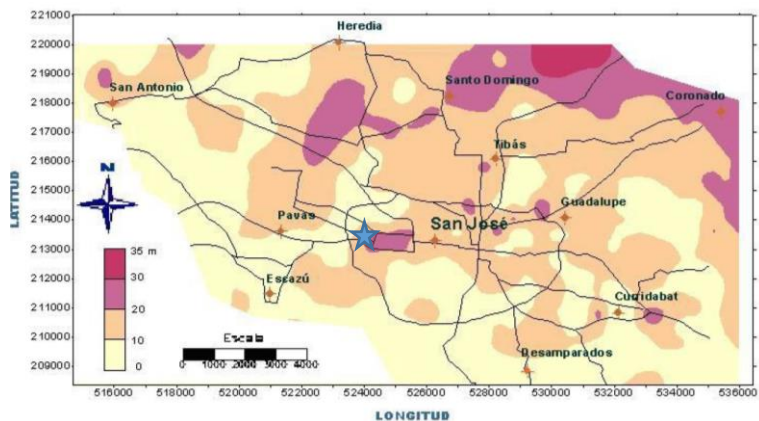


Figura III-64. Mapa de espesores del Gran Área Metropolitana. Fuente: ACG (2009)

### III.4.3 Propiedades de los materiales presentes en el sitio del proyecto

Se ha realizado tres perforaciones con el método de penetración estándar conforme a la norma ASTM D1586 con profundidades entre 14 m y 22 m y se ha realizado 4 ensayos con presiómetro TEXAM. Con base en las muestras y ensayos de laboratorio se han obtenido las propiedades de los suelos. Adicionalmente, se han llevado a cabo pruebas de densidad y contenido de humedad (ASTM D2216), límites de Atterberg (ASTM D4318), análisis granulométrico (ASTM D422) y ensayo de compresión inconfiada (ASTM D2166). Se cuenta con acceso a las hojas de perforación.

De acuerdo con las perforaciones y la interpretación de los resultados existen tres unidades geotécnicas de suelos sobre la roca, cuyos espesores son variables. En el Cuadro III-19 se muestran las propiedades y características geotécnicas de los estratos identificados.

*Cuadro III-19. Propiedades de los materiales presentes en el sitio del proyecto*

Unidad geotécnica	UG-1	UG-2	UG-3	UG-4
Descripción	Limo arenoso color marrón	Limo areno arcilloso color marrón amarillento (vetas grises y negras)	Limo arcilloso de color marrón (vetas negras)	Roca blanda (Lahar meteorizado)
Espesor	8,0 m a 9,5 m	4,0 m a 6,5 m	4,0 m a 5,0 m	
Clasificación SUCS	ML	MH-ML	MH-ML	---
Límites de Atterberg	LL = 44%-69%, LP = 24%-55% IP = 13%-21 %	LL = 47%-72%, LP = 33%-52% IP = 14%-29%	LL = 59%-72%, LP = 36%-49% IP = 16%-24%	---
Humedad natural	wn = 29%-67%	wn = 45%-66%	wn = 44%-53%	---

Resistencia no drenada, $S_u$	65 kPa	70 kPa	200 kPa	---
Nspt promedio	13	14	44	---
Consistencia	Media a rígida	Media a rígida	Media a muy dura	---
Velocidad onda, $V_s$	200 m/s a 250 m/s	250 m/s a 280 m/s	280 m/s a 325 m/s	
Cohesión, $C'$	5 kPa	10 kPa	55 kPa	>355 kPa
Ángulo de fricción, $\Phi'$	31°	29°	28°	45°
Peso unitario total	17,2 kN/m <sup>3</sup>	17,7 kN/m <sup>3</sup>	18,6 kN/m <sup>3</sup>	24,5 kN/m <sup>3</sup>

Los valores de ángulo de fricción y cohesión se justifican posteriormente con base en las propiedades obtenidas de los ensayos realizados, ya que no se han realizado pruebas triaxiales. De acuerdo con los espesores y las propiedades del terreno y la Tabla 2.2 de la CPERCSCR (2011) el tipo de sitio se clasifica como  $S_3$ .

En la Figura III-65 se muestra la ubicación general de los límites de Atterberg en la carta de plasticidad de Casagrande de las unidades UG-1, UG-2 y UG-3, donde todos los valores se encuentran bajo la línea A y a ambos lados de la línea B. El valor más frecuente de la UG-1 se muestra con una equis, mientras que el valor correspondiente a la UG-2 se muestra con un triángulo. Finalmente, el rombo corresponde a la ubicación general de la UG-3. A modo de referencia se ha utilizado la carta de plasticidad con las zonas donde se encuentran los distintos minerales. Los valores de límite líquido y plasticidad se encuentran muy cercanos a la ubicación típica de la Caolinita y la Illita. La Caolinita es el mineral arcilloso más común y la Illita se deriva de productos volcánicos meteorizados y se encuentran en zonas donde las



estaciones seca y lluviosa son marcadas como en el Valle Central (Vargas, 2017) donde se encuentra el proyecto.

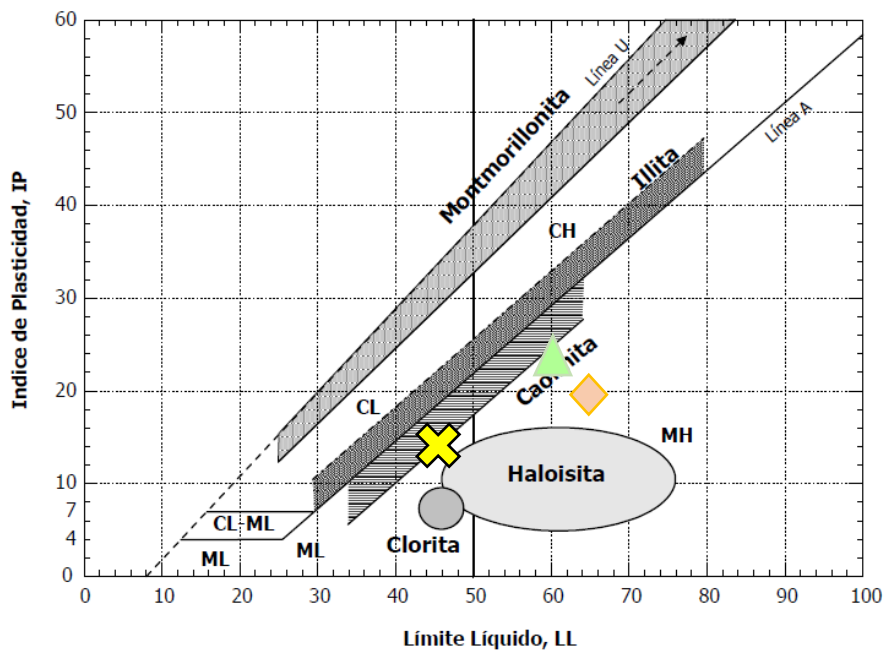


Figura III-65. Ubicación de materiales arcillosos en la carta de plasticidad de Casagrande con los datos de las unidades geotécnicas UG-1, UG-2 y UG-3. Fuente: Vargas (2017).

En el Cuadro III-20 se encuentran los valores de los números de golpes de las pruebas de penetración estándar. En esta se ha marcado de distintos colores las tres unidades geotécnicas y el rebote corresponde el contacto entre la UG-3 y la UG-4, que es la roca blanda (Lahar). De acuerdo con estos datos el espesor de la UG-1 oscila entre 8 m y 9,5 m y posee un valor promedio de número de golpes de 13. Por otro lado, la UG-2 el espesor varía entre 4 m y 6,5 y el valor del número de golpes promedio es de 14. Finalmente, la UG-3 posee un espesor entre 4 m y 5 m con un valor promedio de golpes de 44. Estos datos coinciden con lo indicado en el Cuadro III-19.

Cuadro III-20. Variación de número de golpes para cada perforación con la profundidad

Profundidad		Perforación		
De	Hasta	P-1	P-2	P-3
0	0,45	5	3	6
0,45	0,9	29	3	2
0,9	1,35	11	5	4
1,35	1,8	17	12	8
1,8	2,25	26	14	11
2,25	2,7	23	21	15
2,7	3,15	23	2	19
3,15	3,6	19	26	14
3,6	4,05	22	19	14
4,05	4,5	16	15	26
4,5	4,95	18	13	18
4,95	5,4	12	11	17
5,4	5,85	17	11	7
5,85	6,3	16	7	12
6,3	6,75	12	8	8
6,75	7,2	8	9	5
7,2	7,65	8	8	2
7,65	8,1	11	12	8
8,1	8,55	12	13	11
8,55	9	10	11	21
9	9,45	12	11	19
9,45	9,9	10	12	20
9,9	10,35	12	11	15
10,35	10,8	13	10	17
10,8	11,25	13	11	16
11,25	11,7	14	10	16
11,7	12,15	15	14	18

12,15	12,6	10	13	17
12,6	13,05	14	16	14
13,05	13,5	40	16	12
13,5	13,95	46	15	35
13,95	14,4	48	35	44
14,4	14,85	Rebote	38	40
14,85	15,3	Rotación	35	48
15,3	15,75		48	49
15,75	16,2		45	40
16,2	16,65		45	38
16,65	17,1		40	42
17,1	17,55		51	Rotación
17,55	18		49	
18	18,45		48	
18,45	18,9	46		
18,9	19,35	58		
19,35	19,8	Rebote		
19,8	20,25			
20,25	20,7			
20,7	21,15			
21,15	21,6			
UG-1	UG-2	UG-3	UG-4	

En la Figura III-66 se presenta la variación del ángulo de fricción interna secante suavizado con el límite líquido, contenido de arcilla y esfuerzo normal efectivo, la cual se presenta en varios manuales de diseño geotécnico. En esta también se muestran flechas con las cuales se obtienen para las tres unidades geotécnicas el ángulo antes mencionado. Es importante destacar que el informe de mecánica de suelos, del cual se ha obtenido la información, no se detallan los valores del contenido de arcilla. En el caso de la UG-1, que corresponde a la línea

amarilla, considerando un LL alrededor de 60% y un contenido de finos menor a 20% posee un ángulo de 23°, el cual se considera el representativo de este material.

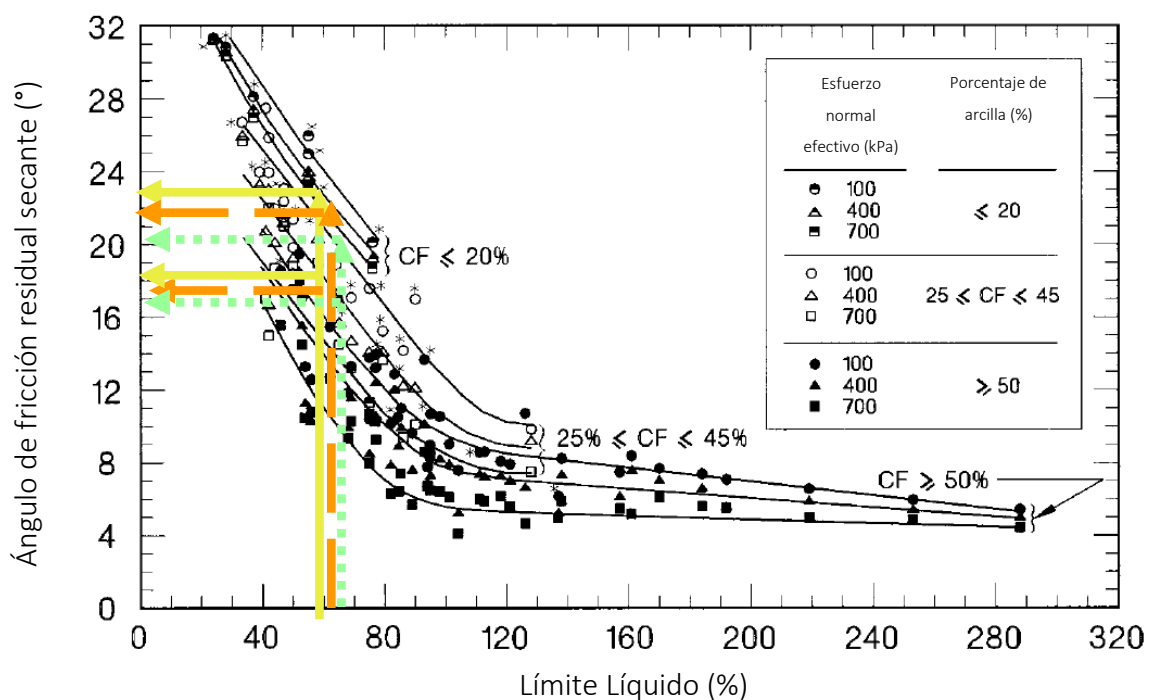


Figura III-66. Variación del ángulo secante totalmente suavizado con el límite líquido fracción de arcilla y esfuerzo normal. Fuente: Stark, Choi y McCone (2005)

Por otra parte, en la UG-2, según los resultados con líneas verdes de la Figura III-66, es de esperar que el ángulo de fricción interna secante suavizado sea entre 20° y 17°, dependiendo del contenido de finos. Finalmente, para la UG-3, según los resultados con líneas marrón de la Figura III-66, el ángulo oscila entre 21° y 17°. Para estas dos unidades esos valores corresponden al límite inferior del ángulo si se presenta la movilización de la resistencia, lo cual no se ha presentado en el medio. De esta forma, la resistencia corresponde al valor pico. En la Figura III-67 se muestra la variación del ángulo de fricción interna pico de suelos de grano fino con el índice de plasticidad, IP. En el caso de la UG-1 (ver línea amarilla en la Figura III-67) si se considera un IP de 18%, entonces el ángulo es aproximadamente 31°. Por otro lado, en el caso de la UG-2 (ver línea verde en la Figura III-67) si se considera un IP de 20%, entonces el ángulo es aproximadamente 29°. Por otro lado, para la UG-3 (ver línea marrón en la Figura III-67) si se considera un IP de 22%, entonces el ángulo es aproximadamente 28°.

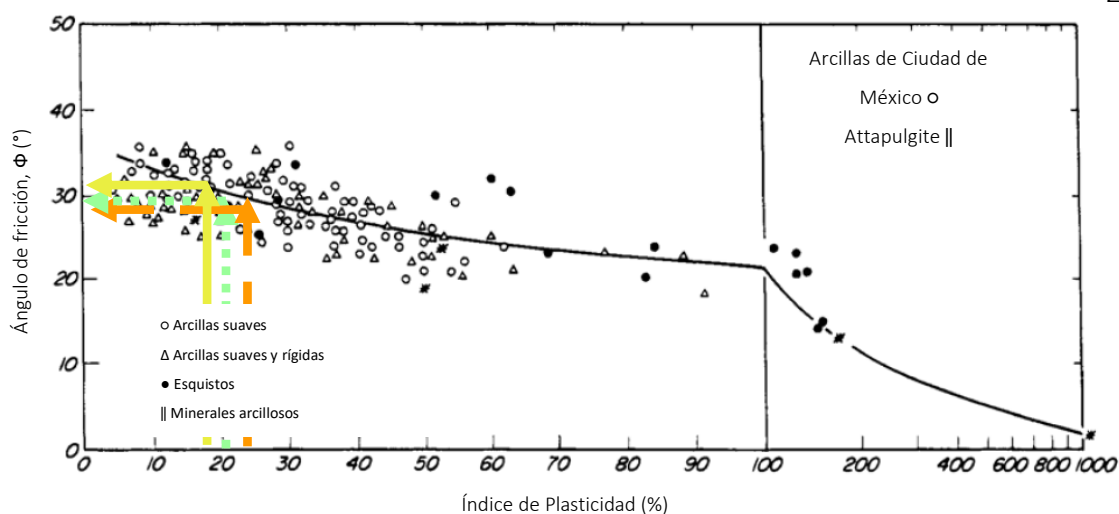


Figura III-67. Variación del ángulo de fricción pico con el índice de plasticidad realizada luego de Terzaghi, Peck y Mesri. Fuente: Lazarte y otros (2015)

En la Figura III-68 se presentan valores de ángulos de fricción y cohesión de varios suelos de casos históricos junto con sus propiedades de contenido de humedad, índice de plasticidad y límite líquido. Se ha señalado con un recuadro amarillo los suelos cuyas características se asemejan a la UG-1, de color verde a los similares a la UG-2 y de color marrón el que se considera representativo para la UG-3.

De acuerdo con los resultados anteriores se considera que para la UG-1 el ángulo es de  $31^\circ$  y una cohesión de 5,0 kPa, la cual corresponde al menor valor dado en la Figura III-68. En el caso de la UG-2 el ángulo y la cohesión a considerar en los análisis es de  $29^\circ$  y 10 kPa respectivamente. Finalmente, la envolvente de resistencia de la UG-3 corresponde a un ángulo de  $29^\circ$  y una cohesión de 55 kPa. Finalmente, en el caso de la roca se considera que el ángulo de fricción es de  $45^\circ$  y la cohesión de 355 kPa, lo cual se basa en la recomendación del estudio de suelos.

Caso	Contenido de agua (%)	Índice de plasticidad (%)	Índice de Liquidez	C' (kPa)	$\phi$ (°)
Kimola Canal	53	27	1	4.9	28
Lake Michigan bluffs	-	2-14	Stiff	8-20	31-35
Trondheim embankment	22-25	3-7	>1	22	28
Selnes landslide	34	5	3.4	4.9	28
Selnes landslide	-	7	1	14.9	28
Voitagio landslide	8	10	-1.1	20	25
Slope failure in China	22	20	0.05	11.8	38
Saguling power station	-	15	Stiff	26	22
Slope failure in Sri-Lanka	-	24	Stiff	10.4	31
Slope failures in varigated clay shale	20	24	-0.58	7.4	24
Slope failures in varigated clay shale	-	-	-	5.3	25
Jackfield landslide	30	25	0.4	7.2	21
Selsset landslide	12	13	-0.8	8.6	32
Lodalen slide	31	17	0.75	9.8-12	27-32
Drammen River slide	32-38	17	1	0-2	33
Ullensaker landslide	30	6	1.3	1.5-2.3	32-34
S. Barbara coal mine	43	35	-0.6	150	20
Carsington Dam	40	43	0.19	10	20
Shellmouth test fill	39	38	0.48	12.4	26
Seven Sisters Dikes	48	67	0.27	13.8	15
North Ridge Dam	37	51	0.31	24.8	22
London clay failures	31	52	0	12	20
Lias clay failures, weathered	18-28	31-41	<0	17	23
Field test in Oslo clay	30-38	23	>0.5	8.8	24
Lesueur landslide	-	170	Stiff	29	17
Failure at Wetteren	-	88	0	8	25
Amuay slides	15-20	40	0.15	6.9	38
Bosse-Galina test cut	55	51	0.61	10-12	26-31
River Albedosa slide	29	26	0.12	55	29
Genesse embankment	20-45	45	0.2-0.4	10-20	21
Otford test embankment	31	54	0	10	24

Figura III-68. Valores de cohesión y fricción obtenidos de varios suelos realizada por Mesri y Abdel-Ghaffar. Fuente: Vargas (2017)

En la Figura III-69 se muestra la variación de la compresión inconfiada,  $q_u$ , en ton por pie cuadrado con el número de golpes, la cual se utiliza definir la resistencia al corte no drenada,  $S_u$ . El factor de conversión de ton por pie cuadrado a kilo pascales es 100 y  $S_u$  es la mitad de  $q_u$ . En el caso de la UG-1 se tienen 13 golpes y al considerar las tendencias propuestas por Terzaghi y Peck y para de Sowers para limos arcillosos (ver líneas amarillas en la Figura III-69) la resistencia a la compresión inconfiada varía entre 100 kPa y 175 kPa, de modo que la resistencia al corte no drenada oscila entre 50 kPa y 87,5 kPa. Este rango concuerda con el valor dado de  $S_u$  en el Cuadro III-19.

Por otro lado, la UG-2 posee un número de golpes promedio de 14 y posee baja compresibilidad por lo que la resistencia a la compresión inconfiada oscila entre 110 kPa y 180 kPa, de modo que la resistencia al corte no drenada oscila entre 55 kPa y 90 kPa. Ese rango también concuerda con el valor dado de  $S_u$  en el Cuadro III-19. Por último, el número de golpes promedio de la UG-3 es de 44, cuyo valor se encuentra fuera de la gráfica. Si se extrapola la tendencia de baja plasticidad, entonces la resistencia a la compresión inconfiada es de 330 kPa y la resistencia no drenada es de 165 kPa. Si se usa la curva

propuesta por Terzaghi y Peck, entonces la resistencia no drenada es de 293 kPa. De esta forma, el valor de 200 kPa del Cuadro III-19 es cercano al valor promedio y se considera adecuado.

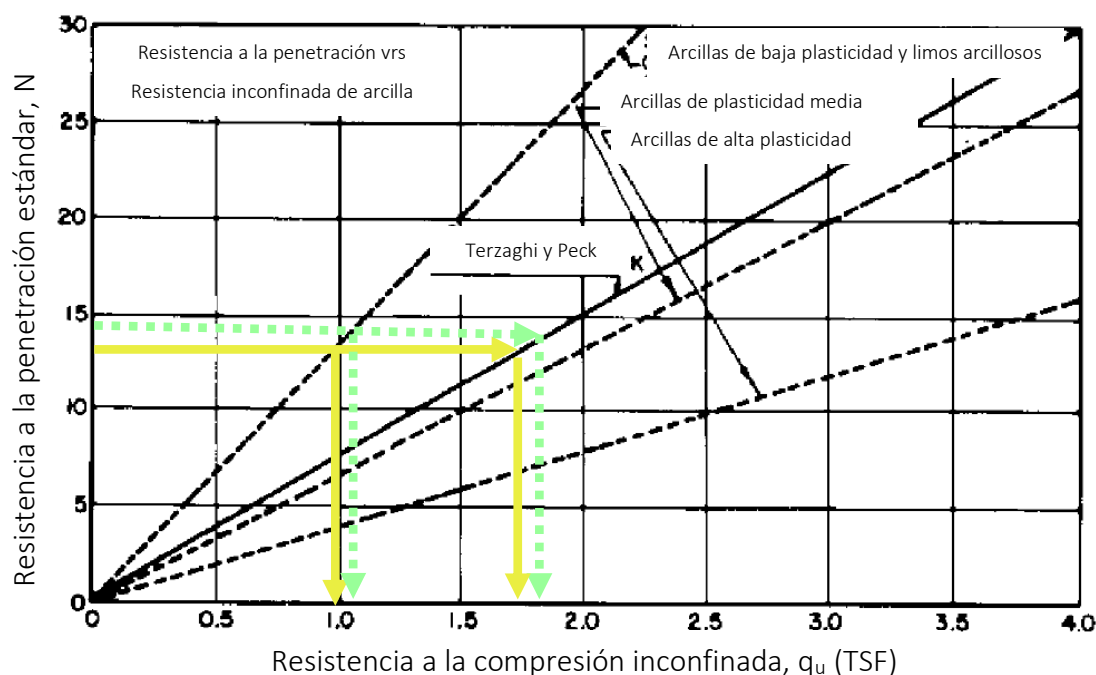


Figura III-69. Variación de la resistencia a la compresión inconfiada de materiales de grano fino con el número de golpes. Fuente: Naval Facilities Engineering Command (1986)

En el Cuadro 1.1 de la ACG (2009) se presentan rangos de propiedades típicas de los limos de baja resistencia. En el Cuadro III-21 se muestran algunas de las propiedades dadas en esa referencia y los valores de las unidades geotécnicas de suelos. Tal y como se puede ver las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2 se encuentran en general cerca o por encima del valor superior de los rangos de los limos de baja resistencia, lo cual da un indicativo de algunos posibles problemas en el sitio de capacidad soportante y de estabilidad de laderas.

Cuadro III-21. Propiedades de las unidades geotécnicas UG-1, UG-2 y UG-3 y valores típicos de limos de baja resistencia. Fuente: ACG (2009)

Unidad geotécnica	Propiedades típicas de limos de baja resistencia	UG-1	UG-2	UG-3
Descripción	Limos arcillosos color marrón claro	Limo arcilloso marrón	Limo areno arcilloso color marrón amarillento	Limo arcilloso de color marrón
Límite líquido	60% – 90%	44% - 69%	47% - 72%	59% - 72%
Límite plástico	40 – 60	24% - 55 %	33% - 52%	36% - 49%
Clasificación SUCS	MH	ML	MH-ML	MH-ML
Humedad natural	70 % – 80 %	29 % -67 %	45 % -66 %	44 % -53 %
$(N_1)_{60}$	3 – 15	13	14	44
Peso unitario seco	6,75 kN/m <sup>3</sup> – 11 kN/m <sup>3</sup>	17,2 kN/m <sup>3</sup>	17,7 kN/m <sup>3</sup>	18,6 kN/m <sup>3</sup>
Resistencia no drenada, $S_u$	20 kPa – 50 kPa	65 kPa	70 kPa	200 kPa

#### III.4.4 Modelo geotécnico

En la Figura III-70 se presenta el modelo geotécnico del proyecto de la excavación de los sótanos, que se basa en las propiedades mencionadas en la sección anterior. Este está compuesto por cuatro unidades geotécnicas con las propiedades mecánicas presentadas anteriormente, el cual se utiliza para el diseño y análisis de la obra. En este caso el nivel freático se encuentra a 11 m.



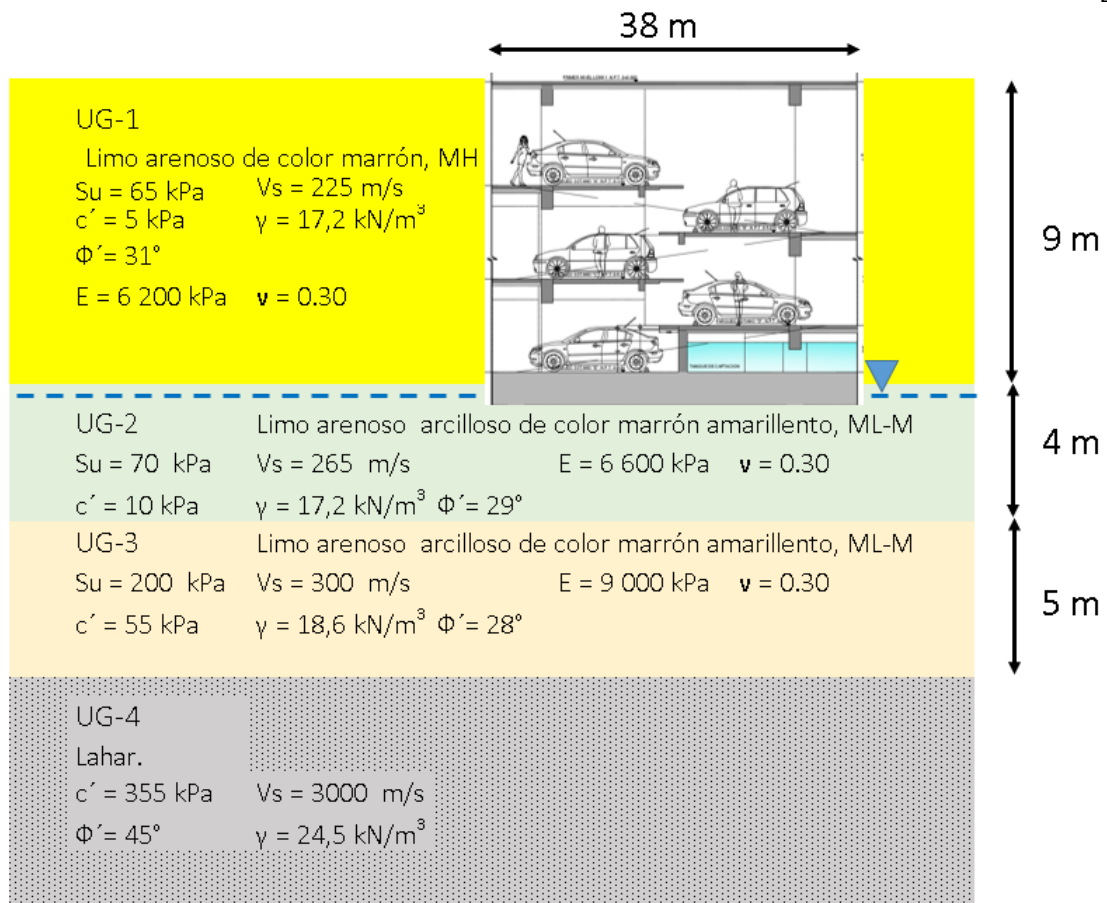


Figura III-70. Modelo geotécnico del proyecto.

## IV. Diseño de las cuatro obras geotécnicas

### IV.1 Diseño del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino

#### IV.1.1 Diseño por capacidad de los pilotes

##### IV.1.1.1 Cálculo de capacidad axial individual de los pilotes

A continuación, se presenta el cálculo de la capacidad de pilotes con base en la Ecuación II-1. En vista que los materiales son de grano fino la resistencia a fricción se determina con la Ecuación II-3 y la capacidad de la punta con la Ecuación II-5.

En el Cuadro IV-1 se encuentran los valores de adherencia para el cálculo de la resistencia a fricción de los pilotes para las tres unidades geotécnicas del presente proyecto, que se basan en los datos del Cuadro II-11. Tal y como se puede observar la adherencia es mayor si el material del pilote es concreto o madera.

*Cuadro IV-1. Valores de adherencia entre el pilote y el suelo para determinar la resistencia a fricción no drenada de las unidades geotécnicas del presente proyecto basados en los valores recomendados por la ACG (2009)*

Material del pilote	Unidad geotécnica	Consistencia de la arcilla	Resistencia no drenada, $C_u$ (kPa)	Adherencia $C_a$ (kPa)
Concreto y madera	UG-1	Blanda	39,2	34,3
	UG-2	Dura	108	55
	UG-3	Dura	196	70
Acero	UG-1	Blanda	39,2	29,4
	UG-2	Dura	108	50
	UG-3	Dura	196	65

Con base en las propiedades mecánicas de resistencia no drenada, adherencia y la estratigrafía se determina la resistencia de los pilotes. A continuación, se presenta la variación de la resistencia individual a compresión de los pilotes con la profundidad y

considerando diámetros o anchos de pilotes entre 400 mm y 1 000 mm. En la Figura IV-1 se presenta la variación de la resistencia última individual a compresión de pilotes de concreto y madera para anchos.

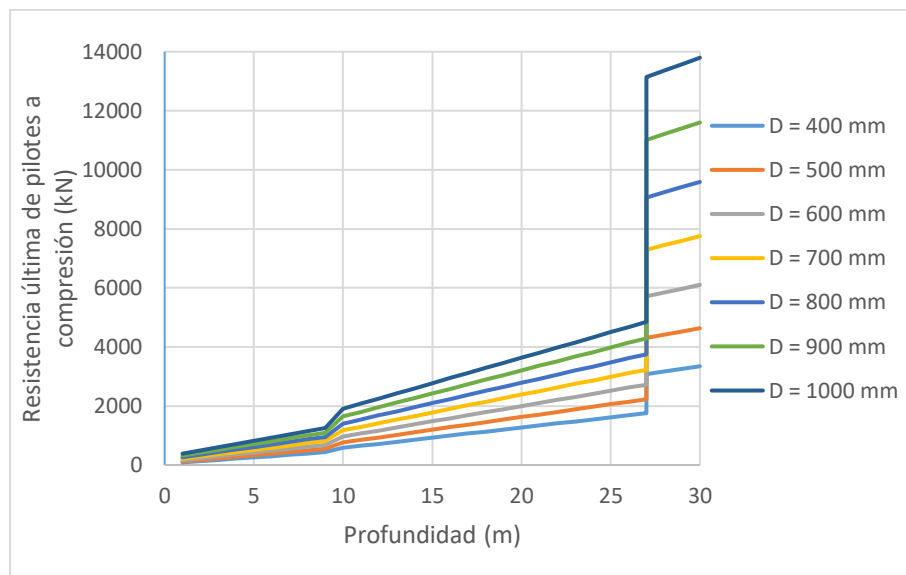


Figura IV-1. Variación de la resistencia última individual a compresión de pilotes de concreto y madera con la profundidad y el diámetro.

Por otro lado, en la Figura IV-2 se muestra la resistencia última individual a compresión de pilotes de acero. A comparar los valores se confirma que los elementos de acero tienen una resistencia menor. Al analizar las tendencias de la variación de la resistencia de pilotes para los distintos materiales se observa que en la primera unidad geotécnica la tasa de aumento de la resistencia con la profundidad es menor que en las otras unidades geotécnicas. Además, la capacidad aumenta significativamente al penetrar en la UG-3, que corresponde con la base rocosa.

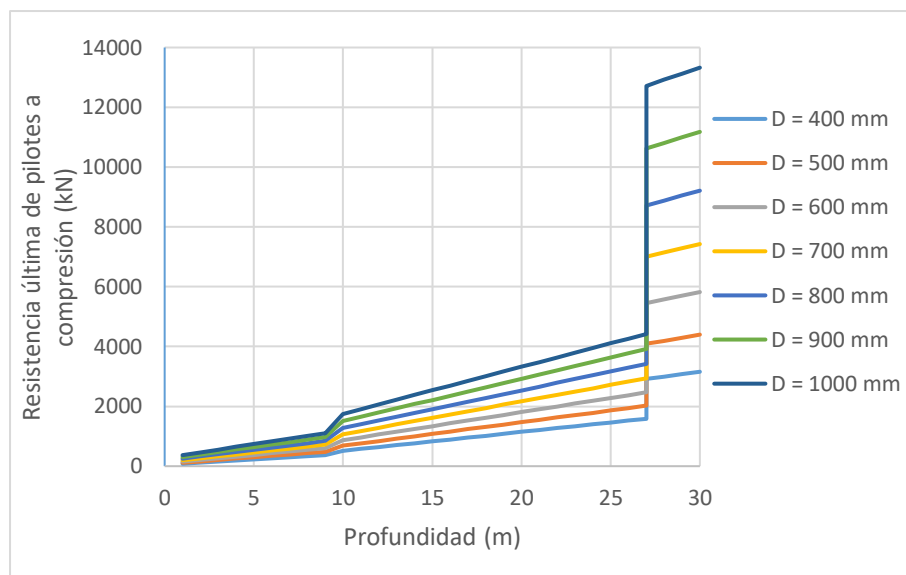


Figura IV-2. Variación de la resistencia última individual a compresión de pilotes de acero con la profundidad y el diámetro.

A continuación, se presenta a manera de ejemplo la resistencia de pilotes de acero de 60 cm de diámetro de 30 m de longitud, la cual es de 5 823 kN que es consistente con la Figura anterior.

$$Q_{ult} = \{ [29,4 \text{ kPa} \cdot 9 \text{ m} + 50,0 \text{ kPa} \cdot 18 \text{ m} + 65,0 \text{ kPa} \cdot 3 \text{ m}] \cdot \pi \cdot 0,6 \text{ m} \} \\ + \{ [196 \text{ kPa} \cdot 9 + 50 \cdot 250 \cdot \tan(38^\circ)] \cdot \pi \cdot (0,3 \text{ m})^2 \} = 5 \text{ 823 kN}$$

Ecuación IV-1. Capacidad última de pilotes de acero de 30 m de longitud y de 600 mm de diámetro

En este caso para la condición estática el sistema los pilotes debe resistir una carga vertical de 138 000 kN (ver Cuadro III-4). Para ese caso el factor de seguridad a la falla es de 3 (ver Cuadro II-5), por lo que la capacidad admisible se obtiene al dividir los valores de las figuras anteriores entre ese valor. Al dividir la carga vertical total entre la capacidad admisible se obtiene la cantidad de pilotes, que no considera el efecto de grupo.

En la Figura IV-3 se muestra la variación de la cantidad de pilotes de concreto y madera requeridos para la condición estática sin considerar el efecto de grupo. Por otra parte, Figura

IV-4 se muestra la misma variación, pero para pilotes de acero. Tal y como se puede observar la cantidad de pilotes necesarios para longitudes inferiores a 10 m es muy grande, lo cual indica preliminarmente que para su acomodo en la planta de la base de la construcción es necesario el uso de pilotes de más de 10 m de longitud.

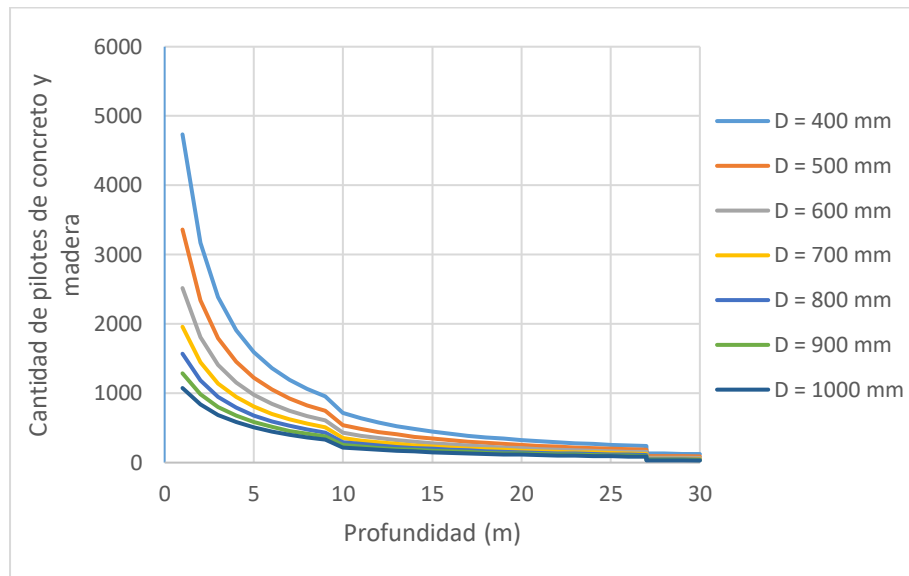


Figura IV-3. Cantidad de pilotes requeridos de concreto y madera con la profundidad y el diámetro sin considerar el efecto de grupo para la condición estática.

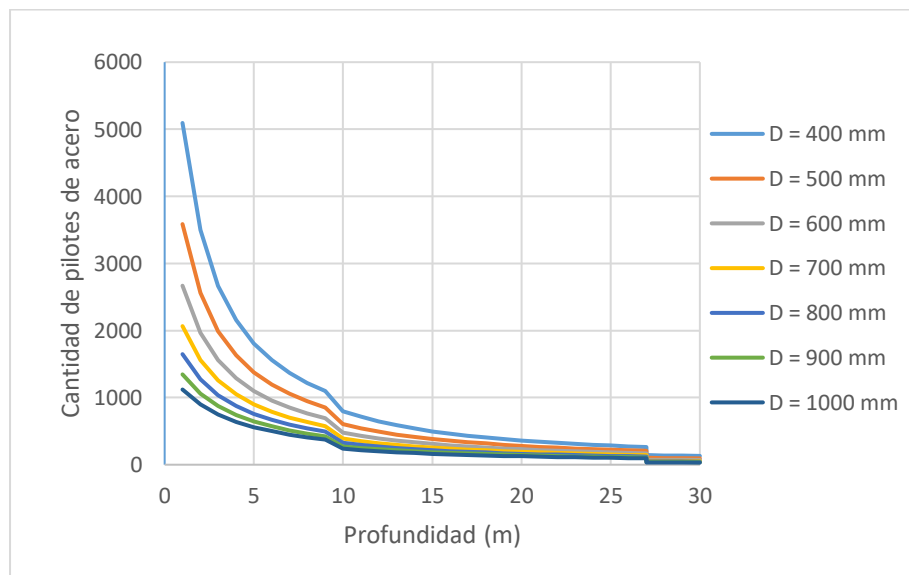


Figura IV-4. Cantidad de pilotes requeridos de acero con la profundidad y el diámetro sin considerar el efecto de grupo para la condición estática.

En la Figura IV-5 se presenta la variación de la resistencia de pilotes de concreto y madera con la profundidad sin considerar el peso propio. En cambio, en la Figura IV-6 se muestra la capacidad de pilotes individuales de acero a tensión sin considerar su peso. Estas resistencias corresponden a la resistencia última a fricción.

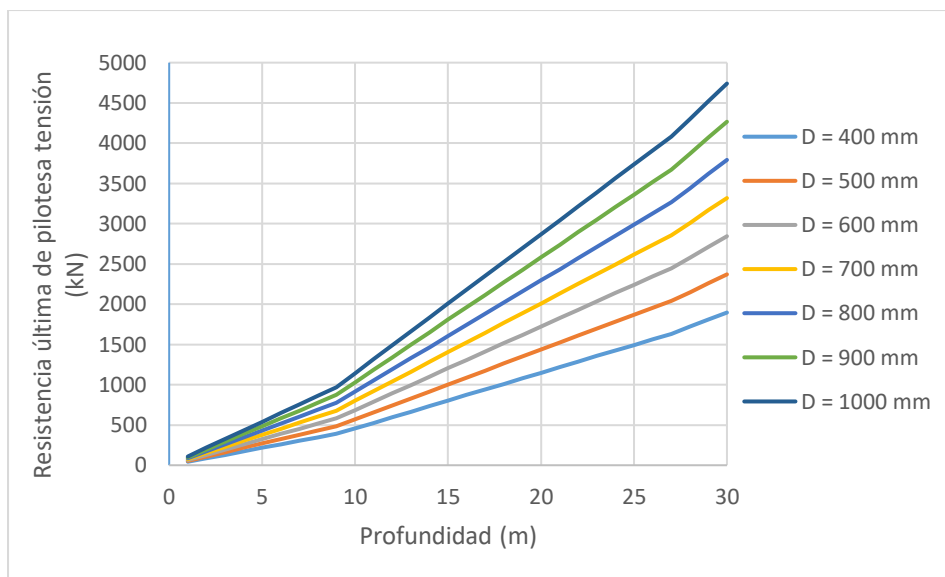


Figura IV-5. Variación de la resistencia última individual a tensión de pilotes de concreto y madera con la profundidad y el diámetro sin considerar su peso propio.

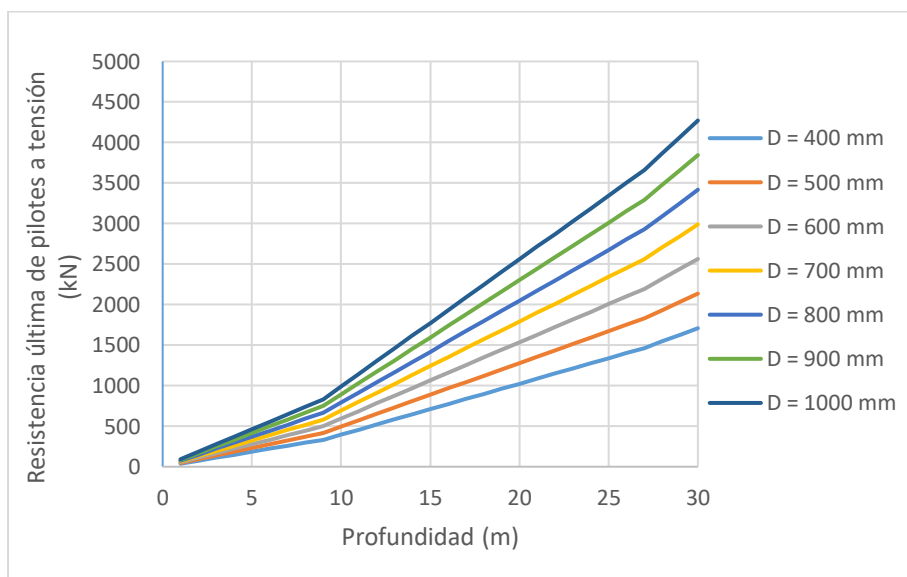


Figura IV-6. Variación de la resistencia última individual a tensión de pilotes de acero con la profundidad y el diámetro sin considerar su peso propio.

#### IV.1.1.2 Cálculo de capacidad axial del grupo de pilotes

A continuación, se presenta el cálculo de la resistencia del grupo de pilotes. En este caso existe la limitación que los pilotes deben estar dentro de la huella de la losa del primer piso de la obra, de modo que los pilotes deben estar dentro de un área de 15,85 m de ancho por 36,75 m de largo.

Con base en la Ecuación II-8 se determina la capacidad última vertical de un grupo de pilotes por falla de bloque dentro de esa área. En la Figura IV-7 se muestra la variación de esta capacidad tanto última y admisible con un factor de seguridad a la falla de 3 con la profundidad. Además, se encuentra la carga estática total que debe soportar el grupo de pilotes, la cual es superior a la resistencia hasta los 11 m. De esta manera, para evitar una falla por bloque la longitud de los pilotes, indistintamente del material que se utilice, debe ser mayor a 11 m.

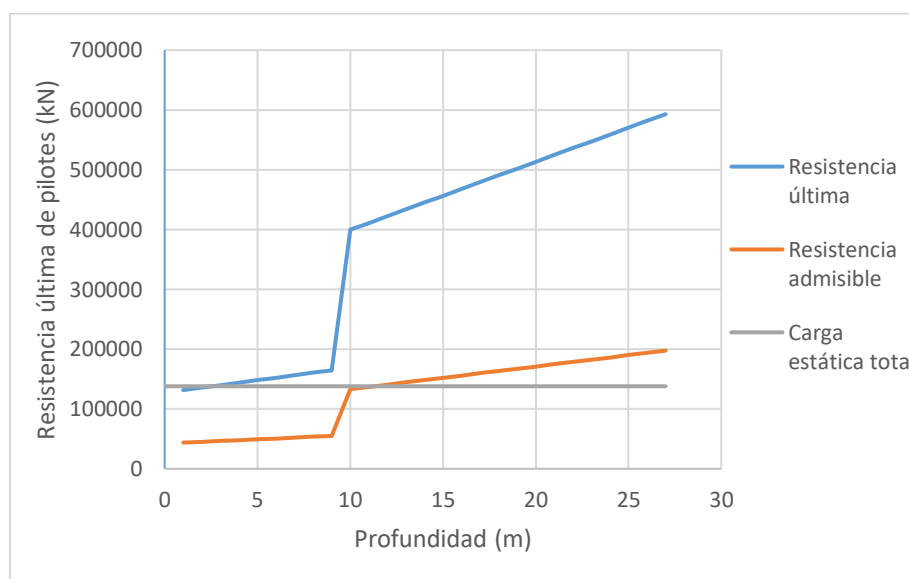


Figura IV-7. Variación de capacidad última y admisible de falla por bloque de grupos de pilotes con la profundidad

De acuerdo con lo anterior la longitud de los pilotes debe ser de al menos 12 m. A continuación, se presentan los resultados de la determinación de la longitud necesaria de pilotes para cumplir con la condición estática para los distintos diámetros entre 400 mm y

1 000 mm para los distintos materiales considerando variaciones en la longitud entre 12 m y 30 m con incrementos de 3 m. Lo anterior se realiza para tres razones de separación y diámetro o ancho de pilotes, S/D.

El aumento de las longitudes corresponde a razones comerciales, ya que usualmente los elementos estructurales se comercializan en múltiplos de 3 m y 6 m. El límite de 30 m corresponde al apoyo de 3 m en la roca de los pilotes que cumple con la longitud de empotramiento para garantizar la resistencia de la punta y que cumple con un múltiplo de longitud comercial.

El análisis consiste en proponer para cada diámetro y material tres cantidades de pilotes que sean uniformemente distribuidas y que posean razones S/D cercanas a 2, 2,5 y 3. Luego se determina la eficiencia con la Ecuación II-7. Con base en esa eficiencia y la resistencia individual de los pilotes con longitudes entre 12 m y 30 m se determina la resistencia del grupo de pilotes. Seguidamente se determina el factor de seguridad y se determina la longitud mínima requerida para cumplir el valor mínimo de 3. Además, se determina el volumen de los pilotes como el producto del área transversal de un pilote por esa longitud por la cantidad, lo cual permite determinar cuál ancho y longitud de pilotes tiene el menor volumen y por ende costo preliminar.

Adicionalmente se determina la cantidad de pilotes necesarios si estos se empotran 3 m en la roca, donde la eficiencia es de 1,0. Lo anterior se debe a que a esa profundidad los pilotes tienen una resistencia por punta importante respecto a la capacidad última y por ende no se consideran que trabajan por fuste.

En el Cuadro IV-1 se encuentran los resultados antes mencionados de pilotes de concreto y madera de 400 mm. Además, en el Cuadro IV-2 se presentan los valores de pilotes de 500 mm de diámetro, en el Cuadro IV-3 los de 600 mm de diámetro, en el Cuadro IV-4 los de 700 mm de diámetro, en el Cuadro IV-5 de 800 m de diámetro y en el Cuadro IV-6 de 1000 mm de diámetro. Existen configuraciones de pilotes que para el rango de profundidad propuesto no se alcanzó el factor de seguridad mínimo de 3 y entonces no se determinó el volumen total de los pilotes.



*Cuadro IV-2. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 400 mm de diámetro de concreto y madera para tres razones de separación entre diámetro*

Separación a diámetro, S/D	1,95	2,512	3,057	5,423
Cantidad de pilotes, N	966	592	390	128
Eficiencia, $\epsilon$	0,418	0,539	0,62	1,0
Longitud mínima, L (m)	18	21	27	30
Factor de seguridad, F.S.	3,31	3,10	3,07	3,10
Volumen de pilotes (m <sup>3</sup> )	2185	1562	1323	483

*Cuadro IV-3. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 500 mm de diámetro de concreto y madera para tres razones de separación entre diámetro*

Separación a diámetro, S/D	2,071	2,497	3,025	5,107
Cantidad de pilotes, N	544	377	264	91
Eficiencia, $\epsilon$	0,454	0,542	0,62	1
Longitud mínima, L (m)	18	27	27	30
Factor de seguridad, F.S.	3,05	3,30	2,65	3,06
Volumen de pilotes (m <sup>3</sup> )	1923	1999	---	536

*Cuadro IV-4. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 600 mm de diámetro de concreto y madera para tres razones de separación entre diámetro*

Separación a diámetro, S/D	2,039	2,487	3,003	4,884
Cantidad de pilotes, N	390	264	180	72
Eficiencia, $\epsilon$	0,452	0,545	0,624	1
Longitud mínima, L (m)	24	27	27	30
Factor de seguridad, F.S.	3,08	2,84	2,22	3,18
Volumen de pilotes (m <sup>3</sup> )	2646	---	---	611

*Cuadro IV-5. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 800 mm de diámetro de concreto y madera para tres razones de separación entre diámetro*

Separación a diámetro, S/D	1,999	2,535	2,872	4,591
Cantidad de pilotes, N	230	144	112	45
Eficiencia, $\epsilon$	0,452	0,565	0,617	1
Longitud mínima, L (m)	27	27	27	30
Factor de seguridad, F.S.	2,83	1,61	1,36	3,13
Volumen de pilotes (m <sup>3</sup> )	---	---	---	679

*Cuadro IV-6. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 1000 mm de diámetro de concreto y madera para tres razones de separación entre diámetro*

Separación a diámetro, S/D	2,035	2,516	4,299
Cantidad de pilotes, N	144	98	32
Eficiencia, $\epsilon$	0,471	0,565	1
Longitud mínima, L (m)	27	27	30
Factor de seguridad, F.S.	2,38	1,94	3,20
Volumen de pilotes (m <sup>3</sup> )	---	---	754

De acuerdo con los resultados para cada diámetro la cantidad de pilotes mínima se obtiene para una longitud de 30 m, o sea cuando se empotra en la roca y se logra la resistencia máxima de la punta. Además, el volumen de los pilotes es menor cuanto menor es el diámetro, a pesar de que se requieren más pilotes para garantizar el factor de seguridad a la falla de 3 para la condición estática.

La longitud mínima de pilotes para las tres razones de S/D es de 18 m. Debido a esta longitud se descarta el uso de elementos de madera, ya que la disponibilidad de elementos de madera esa longitud es limitada.

De acuerdo con el capítulo 5 del “Manual Técnico de Productos de Concreto” (2018) los pilotes prefabricados que se comercializan tienen anchos entre 300 mm y 450 mm y la longitud máxima es de 18 m. Si se utilizan estos anchos y una longitud de 18 m la solución no es la más económica. Para el uso de soluciones con menor costo se requiere de pilotes con mayores anchos mayores a 400 mm y de 30 m de longitud. La construcción de pilotes de esta longitud no es práctica por su prefabricación, transporte e hincado.

Por lo anterior se opta por el uso de pilotes circulares de acero. Este tipo de elementos tienen como ventaja que se pueden unir tanto en taller como en el campo para lograr las longitudes especificadas. Además, en caso de que sea necesario profundizar los pilotes el uso de elementos de acero es la más versátil en campo. Por otra parte, el uso de pilotes de acero no requiere de su fabricación en planta o en el sitio y no se debe considerar los tiempos de curado y ganancia de resistencia en la duración del proyecto.

A continuación, se presentan los resultados de la longitud mínima de pilotes para alcanzar el factor de seguridad de 3 para las tres razones de S/D propuestas y la cantidad de pilotes de

30 m para cada diámetro. Tal y como se puede ver en los siguientes cuadros, los resultados son similares al caso de pilotes de concreto y madera. De esta forma, la solución con el menor volumen es la de 136 unidades de 400 mm de diámetro de 30 m de largo, la cual es seguida por 98 piezas de 500 mm de 30 mm de largo.

*Cuadro IV-7. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 400 mm de diámetro de acero para tres razones de separación entre diámetro*

Separación a diámetro, S/D	1,95	2,512	3,057	5,269
Cantidad de pilotes, N	966	592	390	136
Eficiencia, $\epsilon$	0,418	0,539	0,62	1
Longitud mínima, L (m)	21	24	27	30
Factor de seguridad, F.S.	3,54	3,23	2,78	3,11
Volumen de pilotes (m <sup>3</sup> )	2549	1785	---	513

*Cuadro IV-8. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 500 mm de diámetro de acero para tres razones de separación entre diámetro*

Separación a diámetro, S/D	2,071	2,497	3,025	4,976
Cantidad de pilotes, N	544	377	264	98
Eficiencia, $\epsilon$	0,454	0,542	0,62	1
Longitud mínima, L (m)	24	27	27	30
Factor de seguridad, F.S.	3,19	2,99	2,40	3,12
Volumen de pilotes (m <sup>3</sup> )	2564	1999	---	577

*Cuadro IV-9. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 600 mm de diámetro de acero para tres razones de separación entre diámetro*

Separación a diámetro, S/D	2,039	2,487	3,003	4,77
Cantidad de pilotes, N	390	264	180	72
Eficiencia, $\epsilon$	0,452	0,545	0,624	1
Longitud mínima, L (m)	27	27	27	30
Factor de seguridad, F.S.	3,16	2,58	2,01	3,04
Volumen de pilotes (m <sup>3</sup> )	2977	---	---	611

*Cuadro IV-10. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 800 mm de diámetro de acero para tres razones de separación entre diámetro*

Separación a diámetro, S/D	1,999	2,535	2,872	4,5
Cantidad de pilotes, N	230	144	112	45
Eficiencia, $\epsilon$	0,452	0,565	0,617	1
Longitud mínima, L (m)	27	27	27	30
Factor de seguridad, F.S.	2,57	1,46	1,24	3,00
Volumen de pilotes (m <sup>3</sup> )	---	---	---	679

*Cuadro IV-11. Resultados de cálculo de longitud mínima requerida de pilotes de 1000 mm de diámetro de acero para tres razones de separación entre diámetro*

Separación a diámetro, S/D	2,035	2,516	4,33
Cantidad de pilotes, N	144	98	32
Eficiencia, $\epsilon$	0,471	0,565	1
Longitud mínima, L (m)	27	27	30
Factor de seguridad, F.S.	2,17	1,77	3,09
Volumen de pilotes (m <sup>3</sup> )	---	---	754

#### *IV.1.1.3 Cálculo de fuerzas axiales en los pilotes*

A continuación, se presentan los resultados del cálculo de las fuerzas axiales de los pilotes para la condición estática y la condición estática junto con la dinámica. Estas se determinan con las reacciones del Cuadro III-4 y con la Ecuación II-13. Para la condición con sismo se analizan dos grupos, donde el primero de ellos considera el sismo, la carga permanente y la temporal y el segundo considera sólo el sismo y la carga permanente. Estos dos grupos se subdividen en dos casos, que corresponden a los análisis para los sismos en la dirección corta y en la dirección larga del edificio respectivamente.

En este caso no se ha considerado la suma de las componentes direccionales del sismo, ya que se considera que la estructura es regular en planta y altura. Lo anterior se basa en lo indicado en la sección 7.3 de la ACG (2011).

Primero se consideran 136 pilotes rectangulares de acero de 400 mm de diámetro uniformemente distribuidos, que corresponde al valor óptimo determinado para la condición

estática. De esta forma se proponen 17 hileras en el largo de 36,75 m y 8 pilotes por hilera en el ancho de 15,85 m. En el Cuadro II-20 se encuentran los resultados de las fuerzas axiales máximas a tensión y compresión de esta configuración de pilotes. En la resistencia a tracción se ha considerado que el elemento tiene un peso de 2,35 kN/m. De acuerdo con los resultados no se cumplen con los factores de seguridad para la condición estática más dinámica.

*Cuadro IV-12. Resultados de fuerzas axiales de un grupo de 136 pilotes de acero (8 hileras y 17 columnas) de 400 mm de diámetro de 30 m de longitud para la condición estática y para la condición estática y dinámica*

Condición	Compresión			Tensión		
	P <sub>i Max</sub> (kN)	ε Q <sub>ult</sub> /F.S. (kN)	Condición	P <sub>i Max</sub> (kN)	ε Q <sub>ult</sub> /F.S. (kN)	Condición
Estática	1015	1052	Cumple	0	570	Cumple
Estática+ dinámica	3409	1974	No cumple	1539	1068	No cumple

En vista de lo anterior se ha incrementado el tamaño de los pilotes de la propuesta de 136 unidades. Los resultados de pilotes de 500 mm no cumplen con las capacidades admisibles, pero si se utilizan pilotes de 600 mm de diámetro si se cumplen. Los resultados de fuerzas axiales máximas para el caso de elementos de 600 mm de diámetro se encuentran en la Cuadro IV-13.

*Cuadro IV-13. Resultados de fuerzas axiales de un grupo de 136 pilotes de acero (8 hileras y 17 columnas) de 600 mm de diámetro de 30 m de longitud para la condición estática y para la condición estática y dinámica*

Condición	Compresión			Tensión		
	P <sub>i Max</sub> (kN)	ε Q <sub>ult</sub> /F.S. (kN)	Condición	P <sub>i Max</sub> (kN)	ε Q <sub>ult</sub> /F.S. (kN)	Condición
Estática	1015	1941	Cumple	0	878	Cumple
Estática+ dinámica	3440	3639	Cumple	1570	1646	Cumple

Adicionalmente se ha determinado la cantidad de pilotes de 400 mm y 500 mm necesarios para cumplir con la resistencia admisible. En el caso de elementos de 400 mm los resultados se encuentran en el Cuadro IV-14, que consisten en 253 unidades.

*Cuadro IV-14. Resultados de fuerzas axiales de un grupo de 253 pilotes de acero (11 hileras y 23 columnas) de 400 mm de diámetro de 30 m de longitud para la condición estática y para la condición estática y dinámica*

Condición	Compresión			Tensión		
	$P_{i \text{ Max}}$ (kN)	$\epsilon$ $Q_{ult}/F.S.$ (kN)	Condición	$P_{i \text{ Max}}$ (kN)	$\epsilon$ $Q_{ult}/F.S.$ (kN)	Condición
Estática	545	1052	Cumple	0	570	Cumple
Estática+ dinámica	1924	1974	Cumple	919	1068	Cumple

Por otro lado, los valores para el análisis de pilotes de 500 mm se encuentran en el Cuadro IV-15, que corresponden a 180 elementos.

*Cuadro IV-15. Resultados de fuerzas axiales de un grupo de 180 pilotes de acero (9 hileras y 20 columnas) de 500 mm de diámetro de 30 m de longitud para la condición estática y para la condición estática y dinámica*

Condición	Compresión			Tensión		
	$P_{i \text{ Max}}$ (kN)	$\epsilon$ $Q_{ult}/F.S.$ (kN)	Condición	$P_{i \text{ Max}}$ (kN)	$\epsilon$ $Q_{ult}/F.S.$ (kN)	Condición
Estática	767	1467	Cumple	0	735	Cumple
Estática+ dinámica	2639	2750	Cumple	1227	1379	Cumple

Al considerar que el espesor de los tres tipos de pilotes (400 mm, 500 mm y 600 mm de diámetro) es el mismo se obtiene la configuración que conduce a una menor cantidad de material es la de 136 pilotes de 600 mm de diámetro, cuya distribución se puede ver esquemáticamente en la Figura IV-9. Tal y como se puede ver se proponen 17 hileras en el largo de 36,75 m y 8 pilotes por hilera en el ancho de 15,85 m.

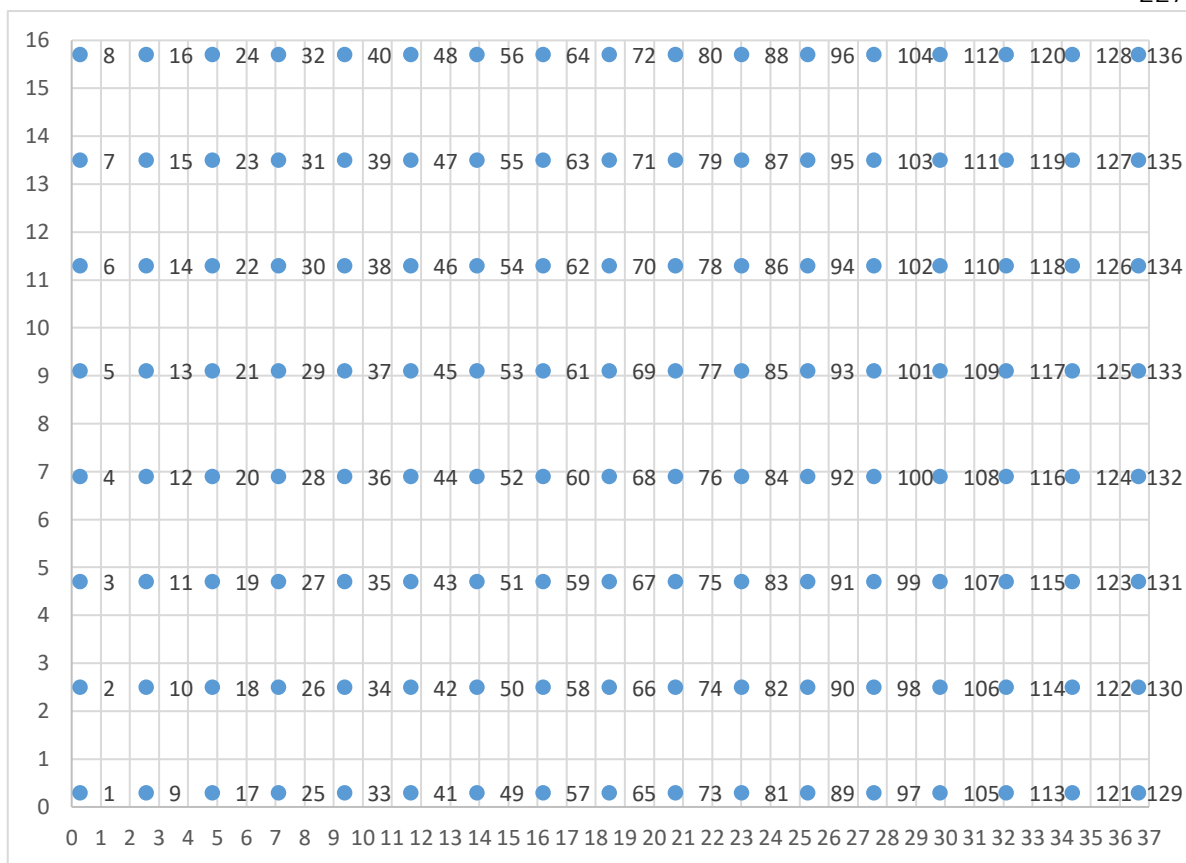


Figura IV-8. Distribución esquemática en planta de los 136 pilotes de 600 mm de diámetro.

#### IV.1.1.4 Cálculo de fuerzas internas en los pilotes por las cargas laterales

La distribución del cortante basal de la estructura en los pilotes se realiza con la Ecuación II-14. En este caso todos los pilotes tienen la misma longitud y el medio se ha considerado un medio estratificado con espesores constantes. Lo anterior implica que la rigidez lateral de cada pilote sea la misma y por ende el resultado de la Ecuación II-14 sea una distribución uniforme de la carga lateral. De esta forma, la reacción en la base de 30 100 kN se reparte en cargas laterales de 221 kN en los 136 pilotes de 600 mm de diámetro.

El comportamiento del pilote ante carga lateral depende si este es corto o largo, lo cual se obtiene al comparar la longitud del pilote respecto a la longitud elástica  $Z$  obtenida con la

Ecuación II-10. En este caso se considera que el pilote es de acero estructural de 600 mm de diámetro y de 12.7 mm de espesor. De esta forma se tiene que:

$$Z = \sqrt[4]{\frac{4E_p \cdot I_p}{0.75E_o}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 200\,000 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,011 \times 10^9 \text{ mm}^4}{0,75 \cdot 4 \text{ N/mm}^2}} = 4\,052 \text{ mm} \quad \text{IV-2}$$

El espesor considerado anteriormente cumple con las razones de esbeltez local de la tablas B4.1a y B4.1b de la referencia ANSI/AISC 360-10 (American Institute of Steel Construction , 2010) considerando un límite de fluencia de 250 MPa. Este valor de cedencia corresponde a un valor mínimo utilizado en especificaciones usuales de tubos redondos de acero.

En el cálculo anterior se ha considerado el módulo de la UG-1. Como el valor de la longitud elástica, 4,052 mm, es menor a la profundidad de ese estrato, 9 m, entonces esa suposición es válida. Por otro lado, dado que la longitud elástica es de 4,052 m y la longitud total del pilote es de 30 m, entonces el elemento clasifica como un pilote largo. De esta forma, el análisis de carga lateral se puede realizar con las soluciones de Broms y de Reese y Matlock. A continuación, se presenta el resultado del cálculo del análisis del pilote a carga lateral con base en el modelo de longitud de empotramiento equivalente. La longitud de empotramiento considerando las propiedades de la UG-1 es:

$$L' = 1,2 \cdot L_e = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{E_o/3}} = \sqrt[4]{\frac{200\,000 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,011 \times 10^9 \text{ mm}^4}{4 \text{ N/mm}^2 / 3}} = 4\,211 \text{ mm} \quad \text{IV-3}$$

En el Cuadro IV-16 se presentan los datos para el cálculo del momento máximo en los pilotes con base en el análisis con la longitud de empotramiento equivalente (ver la Figura II-16 y la II-11). De acuerdo con los resultados el momento máximo es de 419 kNm.



*Cuadro IV-16. Resultados del cálculo del momento máximo con base en la longitud de empotramiento equivalente*

$E_p$ (N/mm <sup>2</sup> ) =	200 000
$I_p$ (mm <sup>4</sup> ) =	1 010 756 735
$E$ (N/mm <sup>2</sup> ) =	4
$L_e$ (mm) =	3 509
$L'$ (mm) =	4 211
$I$ (mm) =	0
$L'_T$ (mm) =	4211
$I/L_e$ =	0
$m$ =	0,45
$H_T$ , carga lateral total (kN) =	30100
Número de pilotes =	136
$H$ (kN) =	221
$M_{max}$ (kNm) =	419

A continuación, se presentan los resultados del análisis de carga lateral con la solución de Broms. Tal y como se mencionó anteriormente los pilotes se consideran como largos y por ende aplica la gráfica a mostrada en la Figura II-13. En la referencia Principios de Ingeniería de Cimentaciones (2015) se indica que se debe considerar un factor de 2 al valor de cohesión, que en este caso es igual a la resistencia no drenada. Considerando las propiedades de la UG-1 se obtiene la razón entre la carga lateral, y el producto de la cohesión al cuadrado y el diámetro, que es de 31,4. Con base en este valor se obtiene el momento plástico tanto para la condición de empotramiento en la cabeza como considerando que se encuentra libre, lo cual se muestra en la Figura IV-9. En el Cuadro IV-17 se presentan los resultados del cálculo del momento máximos utilizando esta solución de la cual se obtiene que el momento máximo oscila entre 212 kNm para pilotes empotrados y 423 kNm para pilotes libres.

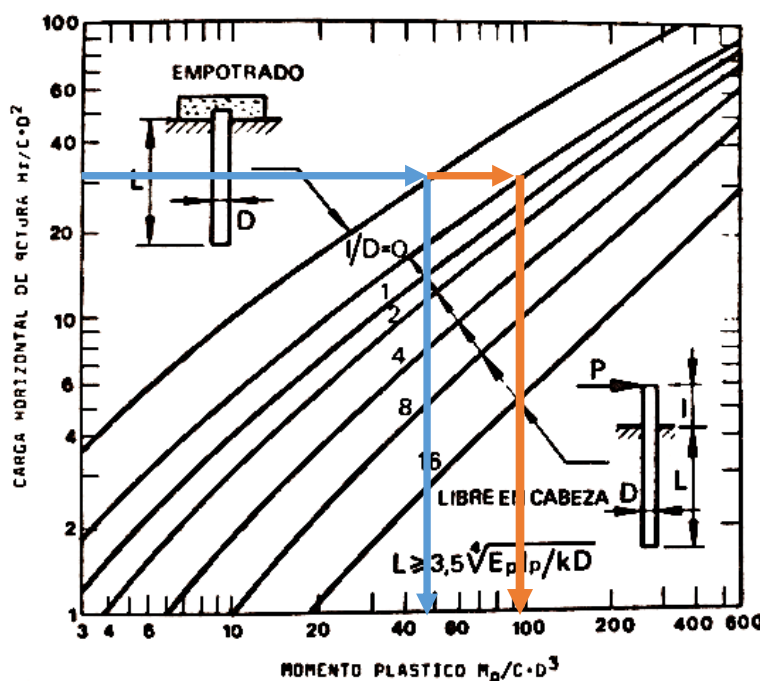


Figura IV-9. Resultados a partir de la solución de carga de rotura de Broms para pilotes largos. Fuente: Del Cañijo Peralte y otros III (1980)

Cuadro IV-17. Resultados del cálculo del momento máximo con base en solución de Broms de pilotes largos de grano fino

$H_r$ , carga lateral total (kN) =	30100	
Número de pilotes =	136	
$H = H_r$ (kN) =	221	
$S_u$ (kPa) =	39,2	
F.S. =	2,0	
$C$ (kPa) =	19,6	
$D$ (mm) =	600	
$H_r / (CD^2)$ =	31,4	
Condición	Empotrado	Libre
$M_p / (CD^3)$ =	50	100
$M_p = M_{max}$ (kNm) =	212	423

En el caso de la solución elástica de Reese y Matlock primero se determina la longitud  $T$ . Para ello se requiere el coeficiente de variación del módulo de elasticidad,  $f$ , cuyo cálculo se presenta en la Figura IV-10. De acuerdo con esta se obtiene que el valor de  $f$  es de 3139

$\text{kN/m}^3$  ( $320 \text{ tonf/m}^3$ ) y la longitud característica del sistema suelo-pilote,  $T$ , es de 2,3 m. De esta forma, la razón de la longitud máxima entre la longitud característica es mayor a 10 y por ende el pilote se considera como largo.

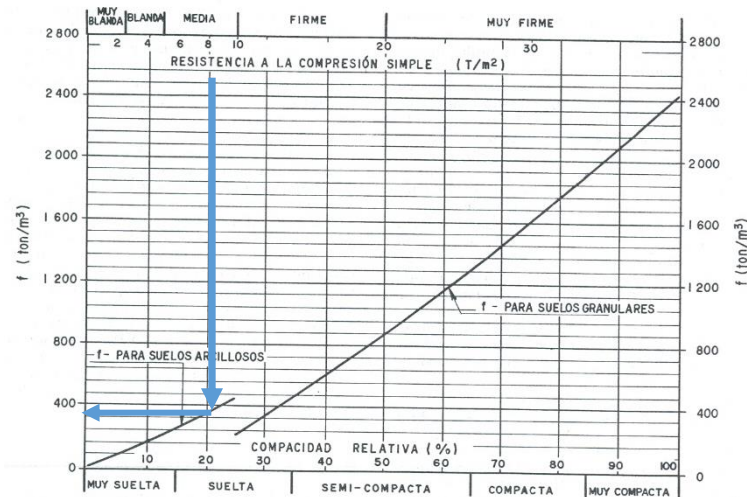


Figura IV-10. Coeficiente de variación del módulo de elasticidad del pilote. Fuente: Rico y Del Castillo (2016)

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{f}} = \sqrt[4]{\frac{200\,000 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,011 \times 10^9 \text{ mm}^4}{0,003139 \text{ N/mm}^3}} = 2\,300 \text{ mm} \quad \text{IV-4}$$

En el Cuadro IV-18 se presenta la variación de las deflexiones laterales, presiones en el suelo, las presiones pasivas y los factores de seguridad de los pilotes por carga lateral obtenidos con la solución elástica.

Cuadro IV-18. Resultados del cálculo del factor de seguridad de la presión pasiva de los pilotes por carga lateral obtenidos con la solución elástica

Profundidad, Z (cm)	Z / T	F <sub>SP</sub>	F <sub>SM</sub>	Deflexión (cm)	Presión lateral actuante (kN/m <sup>2</sup> )	Presión pasiva (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de seguridad
0	0	2,4	1,6	3,27	180	78	0,4
23	0,10	2,3	1,5	3,05	168	82	0,5
46	0,20	2,1	1,3	2,84	156	87	0,6
69	0,30	2,0	1,1	2,62	145	91	0,6
92	0,40	1,8	1,0	2,41	133	95	0,7
115	0,50	1,6	0,9	2,21	122	99	0,8
137	0,60	1,5	0,8	2,01	111	104	0,9
160	0,70	1,4	0,6	1,82	100	108	1,1
183	0,80	1,2	0,5	1,63	90	112	1,2
206	0,90	1,1	0,4	1,46	80	116	1,4
229	1,00	1,0	0,4	1,29	71	120	1,7
275	1,20	0,7	0,2	0,99	55	129	2,4
321	1,40	0,5	0,1	0,73	40	137	3,4
367	1,60	0,4	0,0	0,51	28	146	5,2
412	1,80	0,2	0,0	0,33	18,29	154	8,4
458	2,00	0,1	-0,1	0,19	10,51	162	15
687	3,00	-0,1	-0,1	-0,10	-5,55	204	37
917	4,00	-0,1	0,0	-0,07	-3,70	246	67
1146	5,00	0,0	0,0	-0,01	-0,67	288	433
1500	6,55	0	0	0,00	0	353	4775
2000	8,73	0	0	0,00	0	445	6014
2500	10,91	0	0	0,00	0	537	7253
2700	11,78	0	0	0,00	0	574	7748

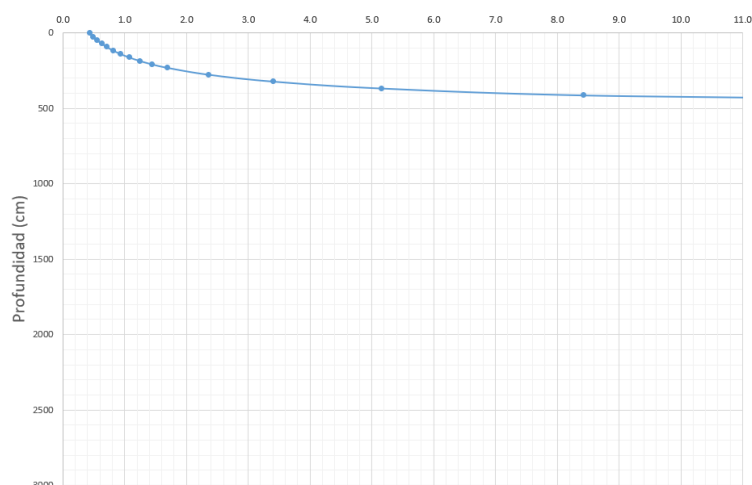
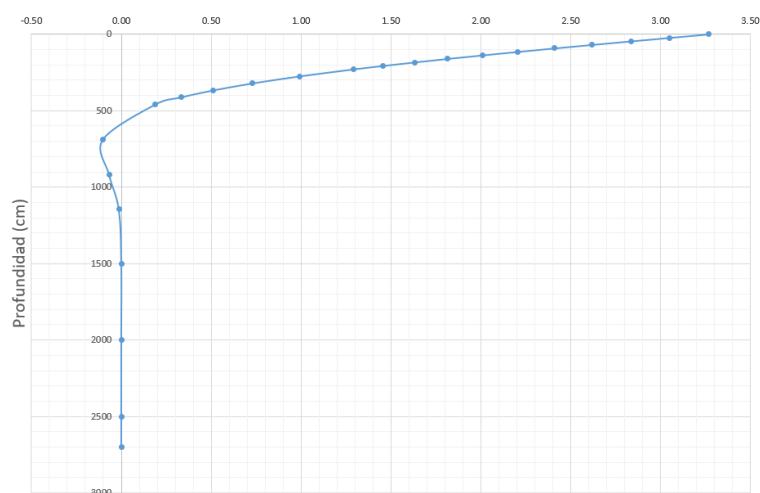


Figura IV-11. Variación del factor de seguridad a la resistencia pasiva en el pilote obtenido con la solución elástica

Tal y como se puede ver en el Cuadro IV-18 y observar en la Figura IV-11, el factor de seguridad es superior a 1 a partir de 1,5 m de profundidad y se obtienen factores superiores a 3 a partir de 3,0 m. El porcentaje de la longitud cuyo factor de seguridad es menor a 1

respecto a la longitud del pilote es de 5,3% y el porcentaje de la longitud cuyo factor es menor a 3 es de 10 %. Esta longitud se considera aceptable según las recomendaciones del Máster Sergio Sáenz dadas en el curso de Ingeniería de Cimentaciones (2016).

En la Figura IV-12 se muestra la variación de las deflexiones con la profundidad. Las deflexiones laterales son despreciables a partir de 5 m de profundidad, de modo que la consideración de un medio uniforme con las propiedades de la UG-1 es aceptable. Lo anterior se debe a que la zona donde existen efectos en el terreno se concentra en cerca de la mitad del estrato superior.



*Figura IV-12. Variación de la deflexión lateral en el pilote obtenido con la solución elástica*

En el Cuadro IV-19 se muestra el cálculo de la variación de las cortantes y momentos a lo largo del pilote. De acuerdo con los resultados el valor máximo de cortante es igual a la carga lateral de 221 kN y el momento máximo es de 392 kNm. En la Figura IV-13 se muestra la variación del cortante en el pilote con la profundidad y en la Figura IV-14 la variación de la flexión.

Cuadro IV-19. Resultados de momentos y cortantes de los pilotes por carga lateral obtenidos con la solución elástica

Profundidad, Z (cm)	Z / T	F <sub>MP</sub>	F <sub>MM</sub>	Momento (kN m)	F <sub>VP</sub>	F <sub>VM</sub>	Cortante (kN)
0	0	0,00	1,00	0	1,00	0,00	221
23	0,10	0,10	1,00	51	0,99	-0,01	219
46	0,20	0,20	1,00	100	0,96	-0,03	212
69	0,30	0,29	0,99	148	0,91	-0,06	201
92	0,40	0,38	0,99	192	0,84	-0,10	186
115	0,50	0,46	0,98	233	0,76	-0,14	169
137	0,60	0,53	0,96	270	0,68	-0,18	150
160	0,70	0,60	0,94	302	0,59	-0,23	129
183	0,80	0,65	0,91	329	0,49	-0,27	108
206	0,90	0,69	0,89	351	0,39	-0,31	87
229	1,00	0,73	0,85	369	0,30	-0,35	65
275	1,20	0,77	0,78	389	0,11	-0,41	24
321	1,40	0,77	0,69	392	-0,06	-0,46	-12
367	1,60	0,75	0,59	378	-0,19	-0,48	-43
412	1,80	0,70	0,50	353	-0,30	-0,48	-66
458	2,00	0,63	0,40	318	-0,37	-0,46	-82
687	3,00	0,23	0,06	114	-0,35	-0,21	-77
917	4,00	0,00	-0,04	0	-0,11	0,02	-23
1146	5,00	-0,03	-0,03	-16,7	0,02	0,03	3
1500	6,55	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0
2000	8,73	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0
2500	10,91	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0
2700	11,78	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0

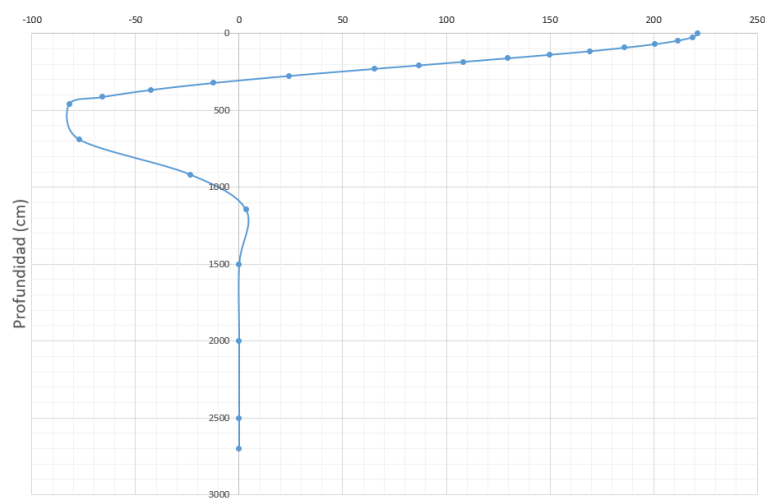


Figura IV-13. Variación del cortante en el pilote obtenido con la solución elástica

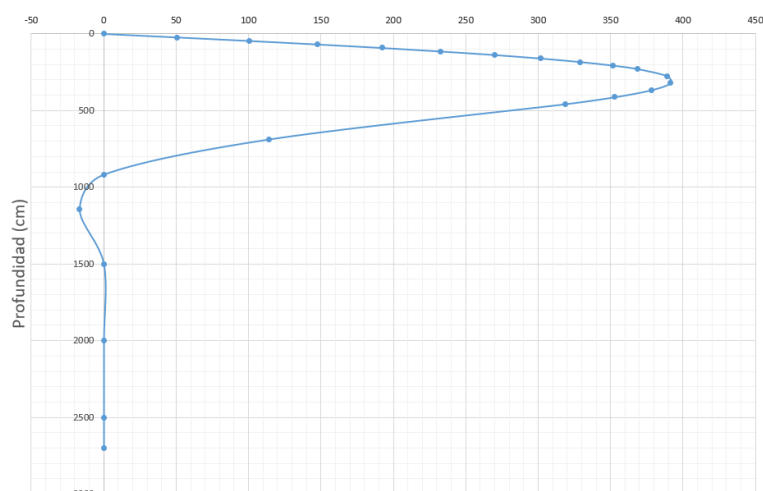


Figura IV-14. Variación de la flexión en el pilote obtenido con la solución elástica

En el Cuadro IV-20 se resumen los valores de los momentos máximos obtenidos con los tres modelos, cuyos resultados son similares. La capacidad de momento del elemento se obtiene como el producto del valor del límite de cedencia por el módulo de sección y para la sección propuesta (diámetro de 600 mm y espesor de 12,7 mm) es de  $842 \text{ kN/m}^3$ , de modo que el factor de seguridad del elemento estructural es alrededor de 2, que se considera aceptable debido a que estas fuerzas internas se deben a una carga lateral por sismo.

Cuadro IV-20. Momentos máximos obtenidos con las distintos modelos

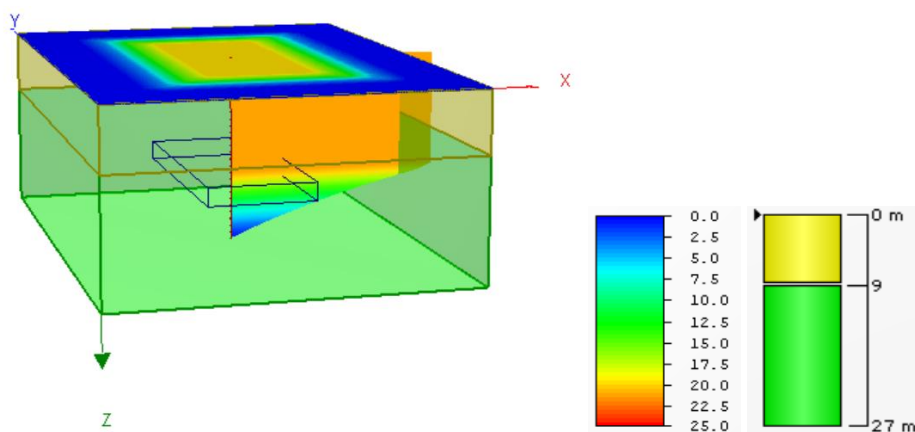
Modelo	Flexión máxima (kNm)
Empotramiento equivalente (libre)	419
Broms (libre)	424
Broms (empotrado)	212
Reese y Matlock	392

#### IV.1.2 Cálculo de asentamientos del grupo de pilotes

Con base en la herramienta Settle 3D se determinan los asentamientos del sistema de pilotes en los estratos de limos (UG-1 y UG-2). El cálculo se basa en el esquema que se muestra en la Figura II-19, donde se considera que la carga se transmite a una profundidad de  $2/3$  de la profundidad de los pilotes. De esta forma, en este caso se considera que la carga se transmite

al medio a una profundidad de 18 m, en una placa flexible de 15,85 m de ancho y de 36,75 m y que los esfuerzos se distribuyen bajo la placa con el método de 2 a 1.

En la Figura IV-15 se muestran la salida de la herramienta del cálculo de los asentamientos por consolidación de un sistema de pilotes que se apoya en la roca. Este cálculo se encuentra del lado de la seguridad, ya que se considera que la longitud de los pilotes es igual a la suma de las profundidades de los estratos de suelos y se sobreestiman los esfuerzos inducidos en las capas UG-1 y UG-2. De acuerdo con el cálculo los asentamientos por consolidación son de 21,4 mm.



*Figura IV-15. Asentamientos por consolidación del sistema de pilotes determinado con la herramienta de Settle3D.*

Adicionalmente a los asentamientos por consolidación se deben sumar los elásticos para obtener el valor total, el cual es necesario para compararlo con el límite de la ACG (2009). En el Cuadro IV-21 se encuentran los datos y el resultado del cálculo del asentamiento elástico, que se ha determinado con la II-16. Para ello se ha considerado que el espesor del pilote es de 12,7 mm y que no se generan esfuerzos en la punta hasta que se alcance la resistencia de fricción. De acuerdo con esto el acortamiento elástico es de 9,849 mm.



Cuadro IV-21. Resultados de asentamientos elásticos de 136 pilotes de acero (8 hileras y 17 columnas) de 600 mm de diámetro de 30 m de longitud

Carga total (kN)	138 000	$\xi =$	0,5
Número de pilotes	138	$C_p =$	0,04
$Q_{\text{trabajo}}$ (kN)	1 000	$C_s =$	0,0825
$D$ (mm) =	600	$Q_{\text{fricción trabajo}}$ (kN)	1 000
$A_p$ (mm <sup>2</sup> ) =	23 939	$Q_{\text{punta trabajo}}$ (kN)	0
$E_p$ (N/mm <sup>2</sup> ) =	200 000	$Q_{\text{fricción}}$ (kN)	2 563
$L$ (mm) =	30 000	$Q_{\text{punta}}$ (kN)	3 260
$\delta_{e1}$ (mm) =	3,133		
$\delta_{e2}$ (mm) =	0		
$\delta_{e3}$ (mm) =	0,02018		
$\delta_e$ (mm) =	3,15		

Al sumar el asentamiento por consolidación y el elástico se obtiene el asentamiento total, que es 24,6 mm. Este valor se encuentra dentro del rango máximo permitido por la ACG (2009) para edificios de muros de mampostería, el cual es entre 25 mm y 50 mm de placas (ver Cuadro II-7). De esta forma, la solución propuesta de 138 pilotes de 600 mm diámetro cumple con los asentamientos.

### **IV.1.3 Análisis de resultados**

De acuerdo con los resultados anteriores se tiene que:

- De acuerdo con la investigación geotécnica del sitio se confirma la información del CCCR, ya que existen dos capas de limos de alta y baja compresibilidad cuyo espesor total es de 27 m sobre roca volcánica. De esta forma, los resultados de la investigación concuerdan con los esperado.
- Según los resultados de las investigaciones geotécnicas el espesor de suelos en el sitio es mayor al obtenido con los mapas de la ACG (2009). De esta forma, el resultado de la investigación en el sitio es más desfavorable de los esperado si se considerara únicamente la información de los mapas.
- En el sitio del proyecto se han realizado perforaciones con la prueba de penetración estándar, de penetración de cono y refracción sísmica. Los tres ensayos permiten obtener propiedades diferentes, con distinta calidad y para objetivos distintos, pero al utilizarse en conjunto permiten corroborar y calibrar los resultados y obtener un modelo geotécnico más confiable.
- De acuerdo con la información se propone un modelo geotécnico de tres unidades geotécnicas. La primera de ellas corresponde a un suelo MH de 9 m de espesor, que se encuentra sobre la UG-2. Esta corresponde a un suelo ML de 18 m de espesor, sobre Lava. La presencia de limos concuerda con lo previsto al encontrarse el proyecto en una zona volcánica. Por otro lado, la existencia de un limo de alta compresibilidad sobre otro de baja compresibilidad se puede deber a condiciones de infiltración, meteorización y a la carga vertical. Los tipos de materiales de esas unidades geotécnicas coinciden la información de los mapas de la ACG (2009) y de la geología regional.
- Se ha aplicado un criterio de composición para determinar la susceptibilidad de los suelos al colapso con base en los rangos de valores típicos de la ACG (2009). De acuerdo con ese análisis se ha determinado que los suelos de las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2 tienen una susceptibilidad al colapso baja. Este resultado concuerda con las experiencias previas, ya que en los mapas de la ACG

(2009) no se indica el riesgo de colapso de los limos en la zona del proyecto. Lo anterior corresponde a una evaluación con base en un criterio histórico.

- Los resultados del análisis de capacidad soportante superficial para la carga y dimensiones del proyecto indican que el factor de seguridad a la falla es menor a la unidad. Lo anterior concuerda con la advertencia del mapa de la ACG (2009) que indica que en la zona del proyecto existen problemas de capacidad soportante de obras pesadas.
- La superficie de falla crítica, que posee el menor factor de seguridad a la falla, se encuentra únicamente en la UG-1. La trayectoria de esta superficie se debe a que este suelo corresponde al estrato superior y con menores propiedades geotécnicas, de manera que el resultado se encuentra dentro de lo esperado al encontrarse cerca de la superficie y tener las propiedades mecánicas más desfavorables en términos de resistencia.
- Los análisis de capacidad soportante considerando que la carga se transmite al terreno en profundidad en la UG-2 proporcionan factores de seguridad a la falla superiores al obtenido cuando la carga se transmite en la superficie. De esta forma, los resultados comprueban la mejoría de la resistencia de cimentaciones al aumentarse la profundidad de desplante en suelos homogéneos.
- La transferencia de la carga de la estructura por medio un cimiento superficial a niveles inferiores en la UG-1 no logra superar el factor de seguridad a la falla mínimo de 3 para carga estática que requiere la ACG (2009) a pesar de que el valor aumenta con la profundidad. El aumento del factor de seguridad con el nivel de desplante coincide con la teoría al ser un perfil con materiales con mejores propiedades en profundidad.
- Por otro, los asentamientos totales son mayores al rango de valores recomendados por la ACG (2009). Los asentamientos totales se reducen al aumentar el nivel de desplante en la UG-1, pero en este caso por las consideraciones de los materiales la reducción no es significativa. Lo anterior es de esperar, ya que el ancho menor de la placa es de 15,85 m y la suma de los espesores de los suelos (UG-1 y UG-2) es de 27

m, que corresponde a 1,7 veces el ancho. De esta forma, los suelos se encuentran dentro del rango de esfuerzos significativos por lo que los cambios realizados en el nivel de desplante tienen poco impacto en el valor del asentamiento total.

- De acuerdo con los resultados una cimentación superficial convencional o colocando una sustitución rígida hasta un rango razonable constructivamente no permite dar viabilidad al proyecto, lo cual refleja la advertencia de la ACG (2009) de que en la zona existen problemas de capacidad de soporte de obras pesadas.
- De acuerdo con los resultados la tasa de cambio de la resistencia individual a compresión de los pilotes con la profundidad es constante en una misma capa al tratarse de suelos de grano fino. Lo anterior se debe a que en una misma capa la resistencia por punta es constante y la resistencia por fricción varía con la longitud.
- En el caso de la resistencia a tensión las variaciones de la capacidad con la profundidad son lineales y sin cambios abruptos al incursionar en otra unidad geotécnica.
- La capacidad individual a compresión de los pilotes crece significativamente al empotrarse en la roca, lo cual se debe al cambio en las propiedades mecánicas de ese material.
- La resistencia individual a compresión y a tensión de pilotes en concreto y madera es superior a la resistencia de elementos de acero para la misma sección.
- A pesar de que la resistencia incrementa linealmente con la profundidad, la cantidad de pilotes necesarios al desprestigiar el efecto de grupo es no lineal. De esta forma, la escogencia de la longitud de los pilotes debe contemplar esta tendencia y su acomodo en planta.
- De acuerdo con el análisis por falla del bloque de grupos de pilotes, la longitud necesaria de los elementos, para que el factor de seguridad a la falla para el caso estático sea mayor a 3, es de 11 m. Este resultado confirma los resultados obtenidos en el análisis de capacidad soportante con distintos niveles de desplante. De esta forma, estos valores obtenidos confirman la baja resistencia de la UG-1 y la necesidad de colocar pilotes de más de 12 m.

- Los resultados de la estimación de la cantidad de pilotes necesarios para obtener el factor de seguridad mínimo de 3 para los distintos diámetros (entre 400 mm y 1 000 mm) indican que el efecto de eficiencia de grupo es significativo en el volumen de los pilotes.
- Los resultados indican que para diámetros de 600 mm para cumplir con el factor de seguridad para carga estática para longitudes dentro de las capas de suelos es necesario utilizar separaciones pequeñas, aunque esto implique una reducción importante en la eficiencia.
- Elementos con diámetros mayores a 600 mm no logran alcanzar el factor de seguridad a la falla para la carga estática si su longitud es menor a la suma de los espesores de suelos. De esta forma, pilotes con esos diámetros sólo son factibles si se empotran en la roca.
- Para diámetros entre 400 mm y 500 mm, a que a pesar de que al considerarse separaciones menores y se puedan colocar mayor cantidad de pilotes, la reducción por eficiencia causa que la longitud necesaria sea tal que el volumen de los pilotes sea mayor respecto a si se utilizan separaciones mayores. De esta forma, el efecto de grupo tiene mayor peso en el volumen que la que posee la longitud. El volumen de los pilotes se considera que es un indicador del costo, ya que se puede relacionar con la cantidad de material requerido.
- De acuerdo con los resultados si solo se pudieran hincar pilotes en los estratos de suelos la opción más atractiva en términos del volumen de los pilotes y para la condición estática es la de colocar de pilotes de diámetros pequeños y con separaciones de 3 veces el diámetro, aunque esto implique longitudes mayores.
- El menor volumen de los pilotes se obtiene al empotar los elementos en la roca, lo cual se debe a que en esos casos la eficiencia es 1 al ser pilotes mixtos. De esta forma, en este caso la opción que implica un menor volumen de pilotes, para solo el análisis de la condición estática, corresponde a hincar 136 pilotes de 400 mm y de 30 m de longitud.

- De acuerdo con los resultados la condición estática más dinámica en términos de factores de seguridad rige el diseño. Lo anterior se debe a que los factores de seguridad a la falla para la condición con las fuerzas de sismo para la configuración escogida para la condición estática no son satisfactorios. Al ser una cimentación de un edificio esbelto con una razón de altura a ancho de 3,3, entonces es de esperar que gobierne el análisis con sismo para la demanda en los pilotes.
- Para cumplir con los factores de seguridad para la condición estática y dinámica sin variar la longitud la opción más atractiva es aumentar el diámetro respecto a aumentar la cantidad de pilotes.
- De acuerdo con las distintas expresiones de longitud elástica los pilotes propuestos de 30 m clasifican como largos y esta es menor a la profundidad de la UG-1. De esta forma, la respuesta por carga lateral está gobernada por las propiedades de esa capa.
- Los resultados de las soluciones de Broms, de Oteo de longitud de empotramiento equivalente y de Reese y Matlock de la demanda a flexión en el pilote dan resultados dentro del mismo orden de magnitud y con una variación máxima de 8%. Para el rango de incertidumbre que se maneja en ingeniería se considera que esta variación está ligeramente por encima del rango aceptable, por lo que puede diseñarse el elemento para cualquiera de las metodologías.
- Las soluciones de Broms y de Oteo de longitud de empotramiento equivalente permiten obtener más fácilmente la flexión en el pilote y en este caso se encuentran del lado de la seguridad respecto a la solución de Reese y Matlock.
- La solución de Reese y Matlock permite obtener la variación de las deflexiones laterales, presión en el terreno, factor de seguridad contra la falla de la presión pasiva, fuerzas cortantes y flexión a lo largo del pilote. De esta forma, esta solución permite obtener información más detallada para el diseño.
- De acuerdo con los resultados la deflexión lateral en el suelo es importante a profundidades menores a 7 m, de modo que el considerar que el medio es uniforme con las propiedades de la UG-1 no tienen mayor injerencia en los resultados y se

considera como aceptable. Este resultado concuerda con las recomendaciones de la literatura de uso de soluciones en medios uniformes.

- Los factores de seguridad de la presión pasiva en el extremo superior del pilote son menores a la unidad. Lo anterior se debe a que esa zona se encuentra cerca del punto de aplicación de la fuerza externa y que en ella la resistencia pasiva es baja, ya que esta última aumenta con la profundidad. De esta forma, el comportamiento obtenido tiene correspondencia con la teoría.
- De acuerdo con las recomendaciones la longitud cuyo factor de seguridad es menor a la unidad no debe superar 10%. En este caso el porcentaje que incumple con el factor de 1,0 es de 5,3% y que incumple con el factor de 3 es de 10%. De esta forma, no es necesario colocar mayor cantidad de pilotes o cambiar las dimensiones para cumplir con la demanda por carga lateral. De esta forma el diseño de los pilotes está gobernado por el análisis de carga vertical y momento del grupo de pilotes para la condición estática más dinámica.
- De acuerdo con el análisis de los asentamientos de sistema de pilotes propuesto, el causado por consolidación es mucho mayor a que se obtiene de la deformación elástica. En este caso los asentamientos por consolidación son 6,79 veces mayores a los elásticos, lo cual concuerda con la teoría de suelos de grano fino donde se hace hincapié en los asentamientos por consolidación.
- Los asentamientos totales del sistema de 136 pilotes de 600 mm cumplen con el rango recomendado por la ACG (2009) y estos son cerca de 14 menores a los obtenidos si se coloca la carga superficialmente. De esta forma, la construcción de una cimentación profunda logra controlar efectivamente los asentamientos, lo cual confirma que el uso de cimentaciones profundas tiene un mejor desempeño que una superficial.

## ***IV.2 Diseño del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos***

### **IV.2.1 Diseño por estabilidad externa**

#### ***IV.2.1.1 Diseño por estabilidad global***

A partir del talud representativo y el modelo geotécnico presentado anteriormente se realiza una serie de análisis de estabilidad con equilibrio límite para determinar el nivel de desplante y la pendiente del talud trasdós del muro de suelo reforzado.

Es importante destacar que se plantea la solución de manera que detrás de la zona con refuerzo con tiras metálicas exista una excavación con una pendiente constante. Esta zona es rellena con un material con menores requisitos que los que posee la zona con refuerzo. La pendiente de esa excavación se establece para cumplir con los factores de seguridad de taludes temporales que solicita la ACG (2015). En este caso no se analiza la posibilidad de estabilizar el talud temporal con elementos adicionales de refuerzo como anclajes, pilotes tablestacas, ya que se encuentra fuera del alcance.

Por estabilidad global está compuesto por varios análisis. El primer grupo de análisis considera el cumplimiento de los requisitos de seguridad de la excavación necesaria durante la construcción. En este caso se realizan análisis de equilibrio límite del talud trasdós e intradós del muro de suelo reforzado tanto para la condición estática como para la condición pseudoestática.

El segundo grupo de análisis busca alcanzar la solución óptima de la ubicación, ancho, altura y refuerzo del muro con tiras metálicas para cumplir con los factores de seguridad de taludes permanentes para la condición estática con sobrecarga y con sismo. En vista que para ello es necesario establecer las pendientes de la excavación durante la etapa constructiva, entonces los dos grupos de análisis se entremezclan para lograr una solución que cumpla con los requisitos de las dos condiciones.

En las iteraciones se siguen las recomendaciones de las relaciones entre la altura y el ancho de la zona con refuerzo de tiras metálicas de la Cuadro II-20 y la profundidad de desplante indicada en el Cuadro II-9. El análisis ha considerado tanto las tiras de refuerzo, la pendiente



del talud trasdós, las propiedades de los materiales existentes, los materiales propuestos, sobrecarga en la corona y los coeficientes pseudoestático.

En este caso las propiedades mecánicas de los materiales existentes son de mala calidad, lo cual implica que el talud necesario para la excavación temporal debe ser suave y cubre la carretera existente. En este caso la recomendación del talud trasdós con pendiente con relación de 1 horizontal a 2 vertical no cumple con los requisitos de taludes temporales de la ACG (2015). En vista que la excavación requiere cubrir la vía existente, entonces es necesario cerrar la ruta durante la construcción.

Por ese motivo, para el talud temporal el riesgo contra pérdida de vidas humanas y contra daños económicos y ambientales es bajo. De acuerdo con el Cuadro II-18 el factor de seguridad mínimo para condición estática es de 1,10 y para la condición pseudo estática es de 1,0. De acuerdo con el Cuadro II-19 y considerando que la obra se encuentra en un tipo de sitio  $S_3$  o  $S_4$  y la zona, entonces el coeficiente pseudoestático es de 0,15.

En la Figura III-16 se presenta la excavación final planteada que cumple con los requisitos antes mencionados. En la base existe una terraza de 9.1, que corresponde al ancho del muro y luego existen taludes hacia arriba, trasdós del muro, y hacia abajo, intradós de la obra de estabilización. En este caso la pendiente posee una razón de 1 horizontal a 1.176 vertical.

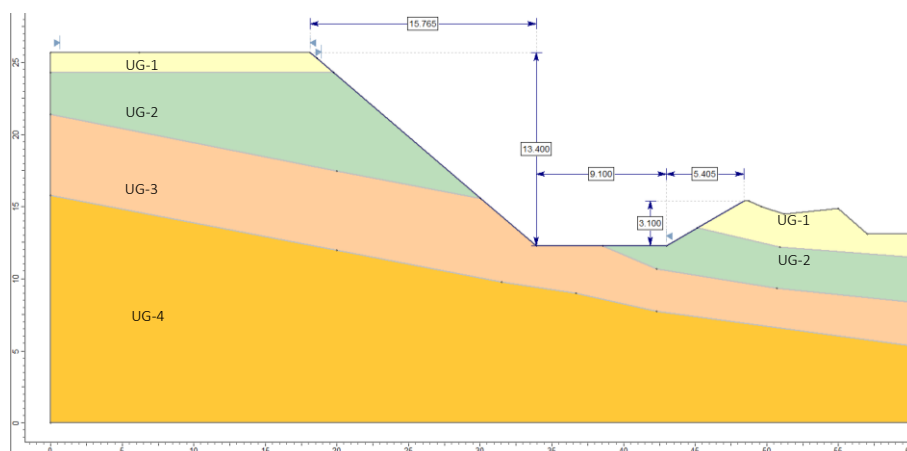


Figura IV-16. Excavación propuesta para el proceso constructivo del muro de suelo reforzado.

En la Figura III-17 se muestra el factor de seguridad de la superficie crítica obtenida con el método de Morgenstern y Price para la condición estática del talud trasdós (superior) del muro, el cual es de 1,309. Por otro lado, en la Figura III-18 se encuentra el resultado de la condición pseudoestática, que posee un factor de seguridad de 1,038. Estos valores son superiores a los mínimos mencionados anteriormente. Al igual que en el caso de la condición actual se consideran otros métodos de análisis. La condición que gobierna la definición de la pendiente del talud es el caso con sismo, ya que es el análisis donde el factor de seguridad es más cercano al límite inferior.

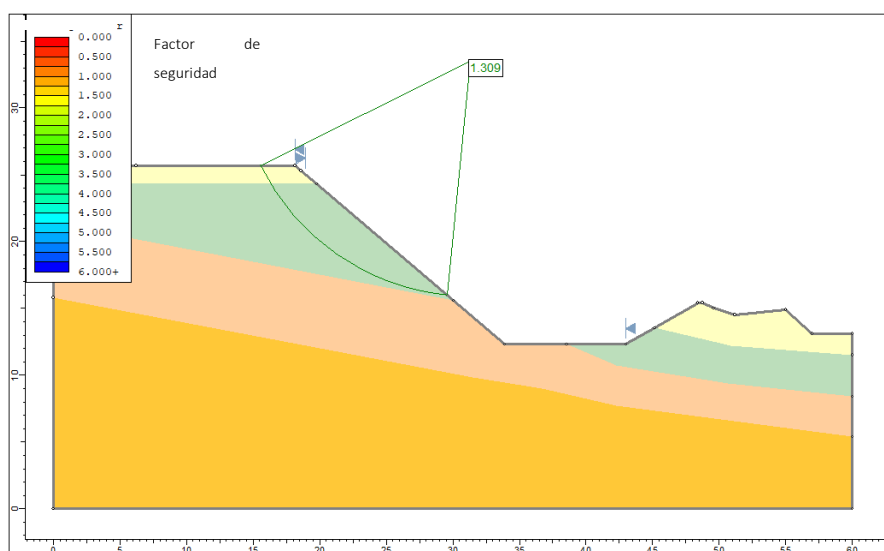


Figura IV-17. Factor de seguridad a la falla del talud trasdós (superior) para la condición estática del talud con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.

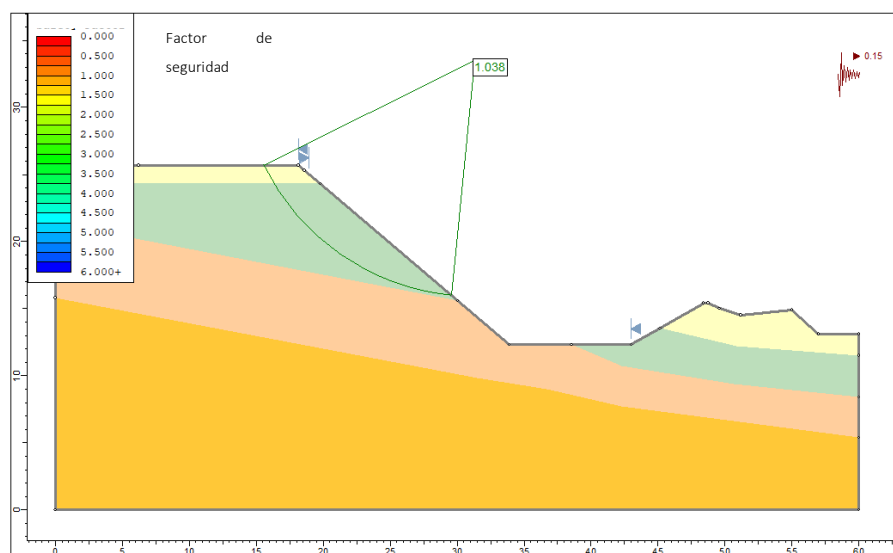


Figura IV-18. Factor de seguridad a la falla del talud trasdós (superior) para la condición pseudoestática del talud con el método de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.

En la Figura III-19 se muestra el factor de seguridad de la superficie crítica obtenida con el método de Morgenstern y Price para la condición estática del talud intradós (inferior) del muro, el cual es de 1,788. El resultado de la condición con sismo de este talud se presenta en la Figura III-20, la cual posee un factor de seguridad de 1,342. Estos valores son superiores a los mínimos mencionados anteriormente y al igual que en el caso del talud superior rige el análisis pseudoestática. En este caso no se reducen para lograr que el factor de seguridad se acerque al mínimo, ya que la pendiente se ha establecido para poder garantizar la presión pasiva al frente. Esta corresponde a un ángulo de  $30^\circ (= 45^\circ + 30^\circ / 2)$  respecto a la horizontal.

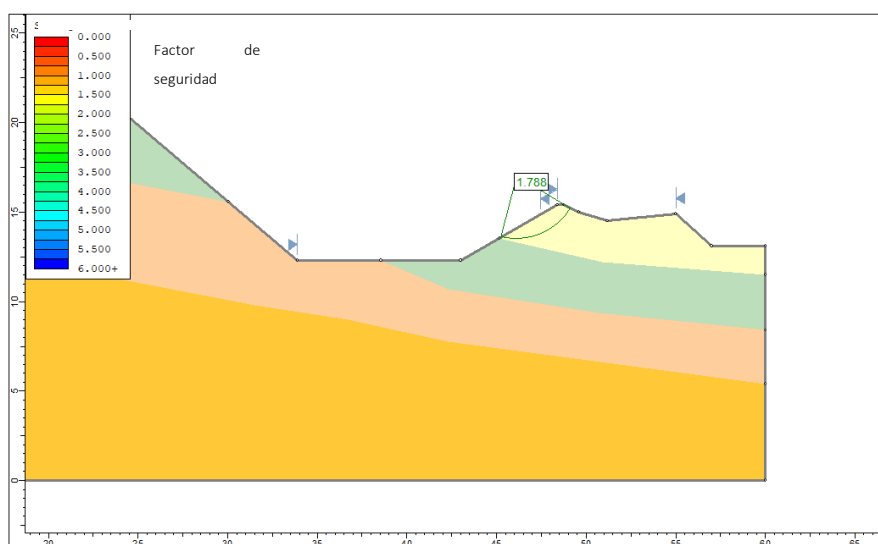


Figura IV-19. Factor de seguridad a la falla del talud intradós (inferior) para la condición estática del talud con el método de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.

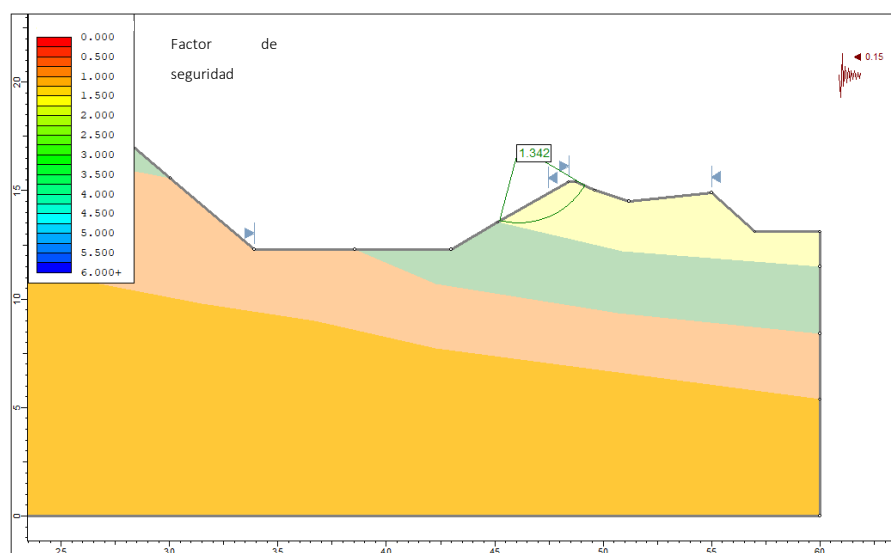


Figura IV-20. Factor de seguridad a la falla del talud intradós (inferior) para la condición pseudoestática del talud con el método de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.

No se considera la utilización del material existente como relleno, ya que las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2 son limos de alta plasticidad, poseen presentación de materia orgánica y poseen propiedades mecánicas bajas. Además, estos materiales no son adecuados para ser compactados, su calidad como subrasante es entre mediana a baja según la

clasificación de AASHTO. De acuerdo con Rico y Del Castillo (2016, p. 184) los suelos clasificados como MH poseen una compresibilidad alta, poseen mal drenaje, se debe evitar su uso como material de terraplén, sus características como subrasante es mala a muy mala, no debe usarse como base ni tampoco se recomienda su uso en pavimentos provisionales. De esta forma, se propone utilizar material de préstamo.

En el Cuadro IV-22 se presentan las propiedades propuestas de los rellenos de la obra de estabilización, los cuales se basan en las recomendaciones de Berg y Christopher (2009). La UG-5 corresponde al suelo de relleno donde se colocarán las tiras metálicas, mientras que la UG-6 se encuentra trasdós del muro de suelo reforzado. Las propiedades de estos materiales siguen las recomendaciones de Highway Subcommittee on Bridges and Structures (2012, pp. 11-62).

*Cuadro IV-22. Propiedades de los materiales de los rellenos*

Unidad geotécnica	UG-5	UG-6
Descripción	Relleno de suelo a reforzar con tiras	Relleno trasdós
Clasificación SUCS	SW	SM, SW-SM o SW-SC
Clasificación AASHTO	A-1 o A-3	A-2-4 o A-2-6
Límites de Atterberg	LL < 30%, IP < 6%	LL < 30%, IP < 20%
Contenido de finos	CF < 15%	CF < 35%
Cohesión, $C'$	0 kPa	0 kPa
Ángulo de fricción, $\phi'$	34°	30°
Peso unitario total	18,8 kN/m <sup>3</sup>	18,8 kN/m <sup>3</sup>

A continuación, se presentan los resultados del análisis del talud con el muro de suelo reforzado con tiras metálicas, los cuales poseen los rellenos con las propiedades antes mencionadas y el refuerzo. Este refuerzo se modela considerando una resistencia a la tensión de 1 389 kN/m, que corresponde a tiras de 350 MPa y de 2,5 mm de espesor. También se

considera que el porcentaje de cobertura es de 8,4 %, que corresponde a tiras de 50,8 mm de ancho con una separación de 300 mm, y se considera que el ángulo de fricción entre el suelo y las tiras es de  $34^\circ$ . Finalmente se supone que la separación vertical de las tiras es de 50 cm.

Las consideraciones de las tiras se basan en las recomendaciones de Berg y Christopher (2009, p. 181) que indica que se utilizan tiras de 50,4 mm de ancho y de 3,97 mm de espesor y con separaciones verticales máximas de 750 mm. Por otro lado, la Highway Subcommittee on Bridges and Structures (2012, pp. 11-68) indica que la separación máxima es de 823 mm y que el esfuerzo de cendencia del acero no debe superar 455 MPa. De esta forma, el acero propuesto grado 50 con un esfuerzo de fluencia de 350 MPa cumple con ese requisito.

En la Figura III-21 encuentra la geometría final propuesta del muro de suelo reforzado. En este caso la altura es de 13 m, el ancho es de 9,1 m y el desplante es de 2,7 m. De esta forma, la razón de del ancho entre la altura es de 0,7 que concuerda con el mínimo recomendado. Además, la profundidad de desplante es superior a la recomendación de la altura entre 20 (0,65 m).

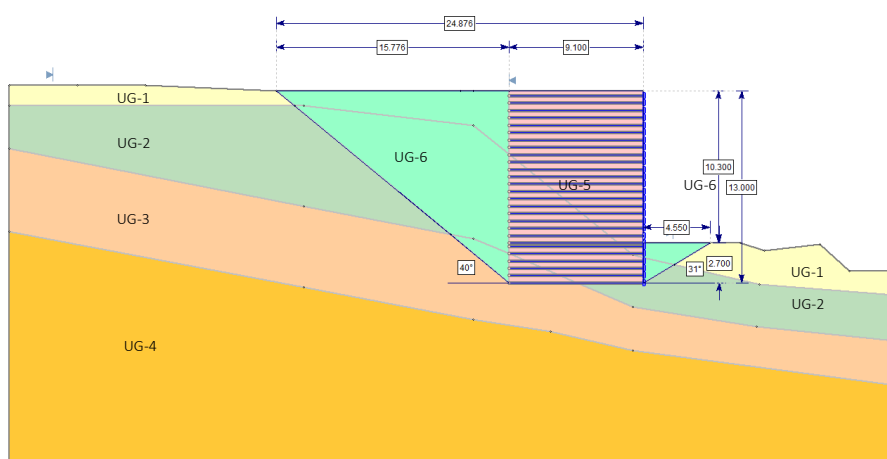


Figura IV-21. Geometría propuesta del muro de suelo reforzado.

En la Figura IV-22 se muestra el factor de seguridad de la superficie crítica obtenida con el método del Cuerpo de Ingenieros del talud con el suelo reforzado y sin sobrecarga, el cual es de 1,78. Por otro lado, al considerar la sobrecarga vehicular el factor se reduce a 1,739, lo

cual se muestra en la Figura IV-23. El resultado de la condición con sismo del talud reforzado se presenta en la Figura IV-24, la cual posee un factor de seguridad de 1,303. En este caso no se considera la sobrecarga, ya que la presencia de la sobrecarga temporal máxima y el sismo tienen una probabilidad de ocurrencia baja. Lo anterior se debe a que ambas condiciones extremas. Estos valores son superiores a los mínimos mencionados anteriormente y al igual que en el caso del talud superior rige el análisis pseudoestática.

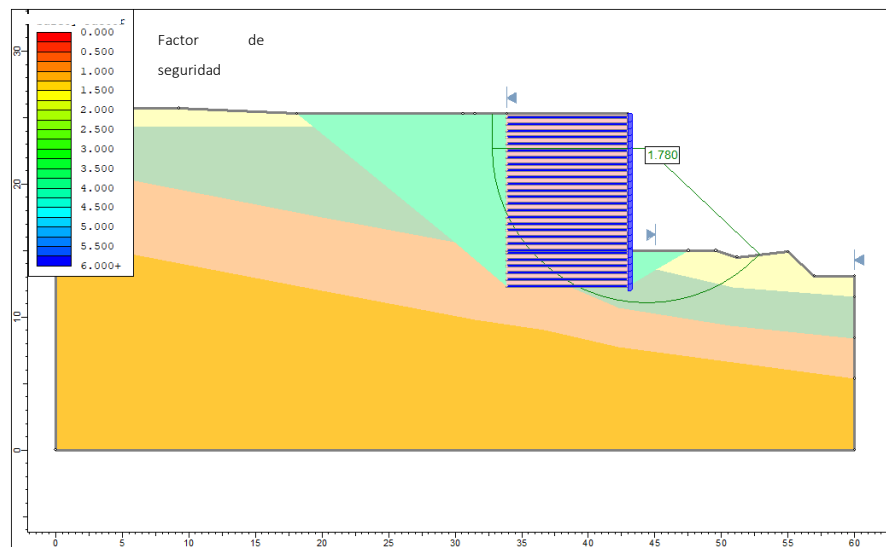


Figura IV-22. Factor de seguridad a la falla del talud con el muro para la condición estática del talud sin sobrecarga con el método del Cuerpo de Ingenieros con la herramienta de Slide.

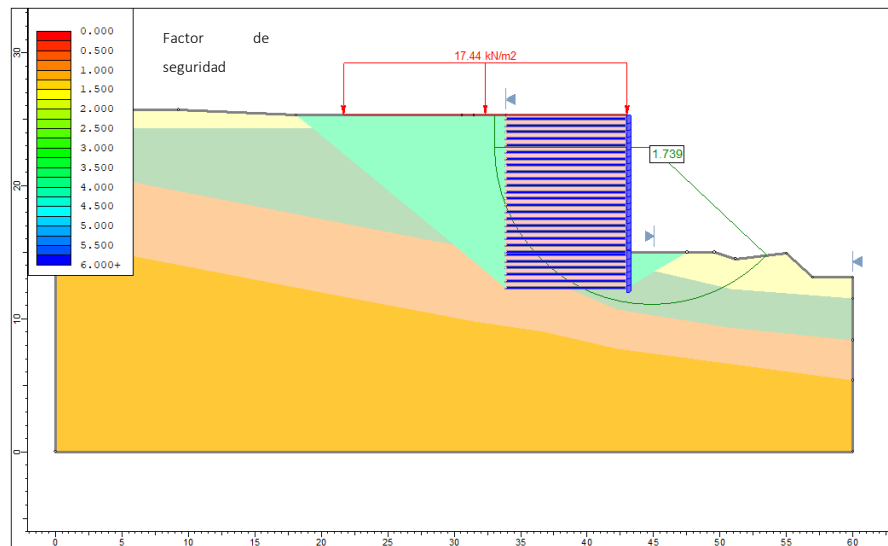


Figura IV-23. Factor de seguridad a la falla del talud con el muro para la condición estática del talud con sobrecarga con el método del Cuerpo de Ingenieros con la herramienta de Slide.

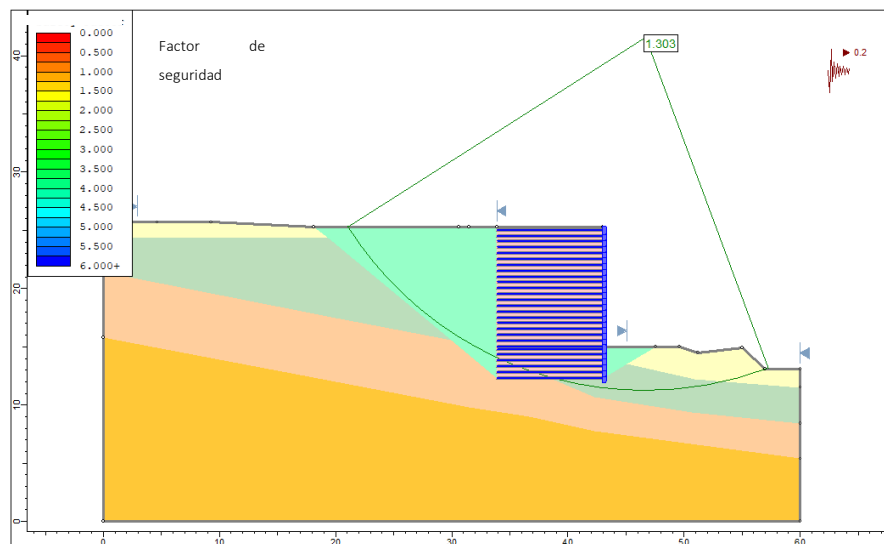


Figura IV-24. Factor de seguridad a la falla del talud con el muro para la condición pseudoestática del talud con sobrecarga del talud con el método de Cuerpo de Ingenieros con la herramienta de Slide.

En el Cuadro IV-23 se presenta un resumen de los factores de seguridad obtenidos de todos los análisis de estabilidad global realizados. De acuerdo con los resultados la condición de



análisis más crítica para la etapa de construcción y final es la que considera el sismo, ya que son los casos en los cuales el factor de seguridad se aproxima el límite establecido por la ACG (2015) para taludes temporales y por la ACG (2009) para falla global del muro. El talud con el refuerzo y con la sobrecarga vehicular también es una condición importante, pero posee el factor de seguridad no es tal que gobierne el diseño.

*Cuadro IV-23. Factores de seguridad obtenidos del diseño por estabilidad global.*

Talud	Condición de análisis	Factor de seguridad	Factor de seguridad mínimo de la ACG	Verificación
Trasdós (construcción)	Estática	1,309	1,10 (CGTLCR)	Cumple
	Pseudoestático	1,038	1,00 (CGTLCR)	Cumple
Intradós (construcción)	Estática	1,788	1,10 (CGTLCR)	Cumple
	Pseudoestático	1,342	1,00 (CGTLCR)	Cumple
Final con muro de suelo reforzado	Estática sin sobrecarga	1,780	1,50 (CCCR)	Cumple
	Estática con sobrecarga	1,739	1,50 (CCCR)	Cumple
	Pseudoestático sin sobrecarga	1,303	1,30 (CCCR)	Cumple
Final con muro de suelo reforzado	Estática sin sobrecarga	1,780	1,40 (CGTLCR)	Cumple
	Estática con sobrecarga	1,739	1,40 (CGTLCR)	Cumple
	Pseudoestático sin sobrecarga	1,303	1,05 (CGTLCR)	Cumple

#### *IV.2.1.2 Cálculo de empujes para diseño por estabilidad externa*

Con base en la geometría mostrada en la Figura III-21 se ha determinado los empujes del terreno con el método de Coulomb. El ángulo de fricción interna de la UG-6 es de  $30^\circ$  y la pendiente del talud trasdós del muro de retención necesario para la construcción es de  $49,6^\circ$  (1 vertical y 1,176 horizontal), entonces la cuña de falla de Rankine cruza ese relleno. Además, el talud propuesto posee un factor de seguridad estático de 1,309. Lo anterior causa

que las presiones de empuje del terreno al muro de retención están gobernadas por la UG-6, que es el material propuesto de relleno de sustitución.

Por lo anterior, el coeficiente de empuje activo  $K_a$  se calcula con la Ecuación II-44 y considerando que  $\varphi'$  es igual  $30^\circ$ , entonces es igual a 0,333. En el caso de sismo el coeficiente de empuje activo,  $K_{ae}$ , se obtiene con la Ecuación II-49. En este caso se tiene que  $\varphi'$  es igual  $30^\circ$ ,  $k_v$  es igual a 0,  $k_h$  es igual a 0.20,  $\theta$  es igual a  $11,3^\circ$ ,  $\beta$  es igual a  $90^\circ$ ,  $\delta$  es igual a  $15^\circ$  con lo cual  $K_{ae}$  es igual a 0,452. De esta forma, la diferencia entre el empuje sísmico y estático es de 0.119 (=0,452-0,333).

El aumento en el empuje por sismo, calculada con la expresión de Mononobe-Okabe, es inferior al recomendado por CPERCSCR (2011), que se obtiene como  $3/4 k_v$  de la Ecuación II-48. En este caso el aumento es de 0,15 (=3/4·0,20). De esta forma, en este caso la recomendación dada por CPERCSCR (2011) se encuentra del lado de la seguridad respecto a que se obtiene con la ecuación de Mononobe-Okabe.

En el Cuadro II-24 se presentan los empujes de diseño por estabilidad externa para la condición estática determinada con la Ecuación II-23 y considerando la sobrecarga según la Ecuación II-43 y la para condición pseudoestática calculada con la Ecuación II-48.

*Cuadro IV-24. Empujes de diseño por estabilidad externa.*

Condición de análisis	Coeficiente de empuje	Altura, H (m)	Peso unitario (kN/m <sup>3</sup> )	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	Fuerza de empuje (kN/m)
Estática	0,333	13	18,8	17,44	605 (= 529,5+75,6)
Pseudoestático	0,452	13	18,8	0	718

#### *IV.2.1.3 Diseño por estabilidad ante el deslizamiento*

A continuación, se presentan los resultados del análisis por estabilidad ante el deslizamiento. La resistencia al deslizamiento se determina con la Ecuación II-54. En este caso la capacidad está gobernada por las propiedades de la UG-2 donde  $\delta = 17,3^\circ$  (=  $2/3 \cdot 26^\circ$ ) y  $C_a$  es igual a 10,94 kPa obtenido con el Cuadro II-16 y considerando que  $C_u$  es igual a 12.5 kPa. El peso

del muro,  $V$ , es igual a 2 224 kN/m ( $=18,8 \text{ kN/m}^3 \cdot 13 \text{ m} \cdot 9,1 \text{ m}$ ) y el ancho del muro,  $L$ , es igual a 9,1 m. De esta forma,  $S_{\max}$  obtenida con la Ecuación II-54 es igual a 841 kN/m.

Frente al muro se puede desarrollar un empuje pasivo. En vista que se realizará un relleno frente el muro con la UG-6 entonces, el coeficiente de empuje pasivo,  $K_p$ , obtenido con la Ecuación 6.6 de la ACG (2009) es igual a 3. Considerando una profundidad de la cuna pasiva de 2.7 m, la fuerza pasiva calculada con la Ecuación 6.7 de la ACG (2009) es de 206 kN/m ( $=0,5 \cdot 3 \cdot 18,8 \text{ kN/m}^3 \cdot (2,7 \text{ m})^2$ ). De acuerdo con la sección 6.3.2 de la ACG (2009) se pueden considerar el aporte de la mitad del empuje pasivo en la resistencia  $S_{\max}$ .

Los factores de seguridad al deslizamiento considerando que la base del muro se apoya en la UG-2 y los valores mínimos requeridos, tomados del Cuadro II-31, se presentan en el Cuadro IV-25. Tal y como se puede observar se cumplen con los mínimos de la ACG (2009) si se considera la presión pasiva, excepto para la condición estática. La diferencia del factor de seguridad es de 1,3%, que se considera dentro del rango tolerable en ingeniería. Además, se ha considerado las propiedades de la UG-2 en el cálculo de la resistencia y de acuerdo con la sección crítica analizada existe una porción importante del cimiento del muro se apoya en la UG-3, la cual posee una mayor resistencia.

*Cuadro IV-25. Cálculo de factores de seguridad ante el deslizamiento considerando las propiedades de la UG-2 en la base.*

Consideración	Condición de análisis	Fuerza de empuje, $P_H$ (kN/m)	Resistencia al deslizamiento $S_{\max}$ (kN/m)	Factor de seguridad	Factor de seguridad mínimo de la ACG	Verificación
Sin empuje pasivo	Estática	605	794	1,312	1,50	No cumple
	Pseudoestático	718	794	1,106	1,15	No cumple
Con empuje pasivo	Estática	605	897	1,483	1,50	Se acepta
	Pseudoestático	718	897	1,249	1,15	Cumple

Das (2006) recomienda utilizar las propiedades del material de relleno del muro de suelo reforzado, que en este caso corresponden a las propiedades de la UG-5. En este caso  $\delta = 22,7^\circ$  ( $=2/3 \cdot 34^\circ$ ) y  $C_a$  es igual a 0 kPa obtenido con el Cuadro II-16 y considerando que  $C_u$  es igual a 0 kPa. El peso del muro,  $V$ , es igual a 2224 kN/m ( $=18,8 \text{ kN/m}^3 \cdot 13 \text{ m} \cdot 9,1 \text{ m}$ ) y el ancho del muro,  $L$ , es igual a 9,1 m. De esta forma,  $S_{\max}$  obtenida con la Ecuación II-54 es igual a 929

kN/m. La presión pasiva frente al muro no cambia respecto a lo presentado anteriormente. En el Cuadro IV-26 se presentan los cálculos de los factores de seguridad de esta condición, los cuales son mayores a los mínimos requeridos y a los obtenidos en el caso anterior. De esta forma, la estabilidad al deslizamiento está gobernada por las propiedades del terreno bajo la cimentación.

*Cuadro IV-26. Cálculo de factores de seguridad ante el deslizamiento considerando las propiedades de la UG-5 en la base.*

Consideración	Condición de análisis	Fuerza de empuje, $P_H$ (kN/m)	Resistencia al deslizamiento $S_{max}$ (kN/m)	Factor de seguridad al deslizamiento	Factor de seguridad mínimo de la ACG	Verificación
Sin empuje pasivo	Estática	605	929	1,54	1,50	Cumple
	Pseudoestático	718	929	1,29	1,15	Cumple
Con empuje pasivo	Estática	605	1032	1,71	1,50	Cumple
	Pseudoestático	718	1032	1,44	1,15	Cumple

De acuerdo con los resultados anteriores la obra de estabilización planteada cumple con la seguridad mínima requerida por estabilidad al deslizamiento de la ACG (2009).

#### *IV.2.1.4 Diseño por estabilidad ante el vuelco*

En esta sección se encuentra los resultados del diseño por estabilidad ante el vuelco, el cual consiste en realizar un equilibrio límite de momentos en el punto, que se encuentra en la base del muro y en el extremo exterior. En este caso la suma de los momentos de las fuerzas estabilizadoras,  $M_{est}$ , corresponde solo al peso del muro y es de es igual a 10 119 kN/m (=18,8 kN/m<sup>3</sup> · 13 m · 9,1 m · 9,1 m · 0,5 m). Los momentos de las fuerzas de volcamiento del muro de suelo reforzado son distintas en el caso de estático y en el caso de sismo.

En el Cuadro II-27 se presenta el cálculo de los momentos de vuelco tanto para la condición estática como para la condición por sismo. En este caso se considera que la resultante del aumento de la fuerza de empuje por sismo se encuentra a 0,6 veces la altura del muro tal y como se indica en la sección 6.2.4 de la ACG (2009). De acuerdo con otras referencias esta altura se encuentra del lado de la seguridad y se puede considerar que se encuentra a un

tercio de la altura. No obstante, no se considera esa modificación, ya que se encuentra en el código de la ACG (2009).

*Cuadro IV-27. Cálculo de la sumatoria de los momentos de las fuerzas de volcamiento del muro de suelo reforzado.*

Condición de análisis	Tipo de carga	Fuerza de empuje (kN/m)	Altura, H (m)	Momento de vuelco (kNm/m)	M <sub>vol</sub> (kNm/m)
Estática	Empuje de suelo	529,5	4,33 (=13/3)	2297	2788
	Empuje de sobrecarga	75,6	6,5 (=13/2)	491	
Pseudoestático	Empuje de suelo estático	529,5	4,33 (=13/3)	2297	3 767
	Aumento de empuje de suelo por sismo	188,5 (=718-529,5)	7,8 (=13·0,6)	1470	

En el Cuadro IV-28 se encuentran los factores de seguridad ante el vuelco obtenidos para el muro tanto para la condición estática como para la condición dinámica. Los valores son superiores al valor mínimo de 1,5 (ver Cuadro II-31) propuesto por la ACG (2009) y de 2,0 (ver Cuadro II-14) propuesto por Munkfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998). Para este muro la condición que gobierna la estabilidad es la pseudo estática, ya que posee un menor factor de seguridad. De esta forma, se concluye que la obra propuesta cumple con el requisito por estabilidad al vuelco.

*Cuadro IV-28. Cálculo de factores de seguridad ante el vuelco.*

Condición de análisis	Momento estabilizador, M <sub>est</sub> (kN/m)	Momento de vuelco, M <sub>vol</sub> (kNm/m)	Factor de seguridad al vuelco	Factor de seguridad mínimo de la ACG	Verificación
Estática	10 119	2 788	3,63	1,50	Cumple
Pseudoestático	10 119	3 767	2,69	1,50	Cumple

#### IV.2.1.5 Diseño por estabilidad por capacidad soportante

La resistencia de la cimentación por capacidad soportante se obtiene por medio de análisis de equilibrio límite. Para ello se considera el perfil de la excavación de la construcción con las propiedades de las UG-1, UG-2 y UG-3 a corto plazo, o sea, se considera la resistencia al corte no drenada como la cohesión y un ángulo de fricción interna nulo. Luego se coloca una sobrecarga que representa el muro, la cual se varía hasta obtener un factor de seguridad de 1.0. En la Figura IV-25 se muestra la superficie de falla que causa un factor de seguridad cercano a la unidad obtenido con el método de Morgenstern y Price para una sobrecarga de  $1120 \text{ kN/m}^2$ .

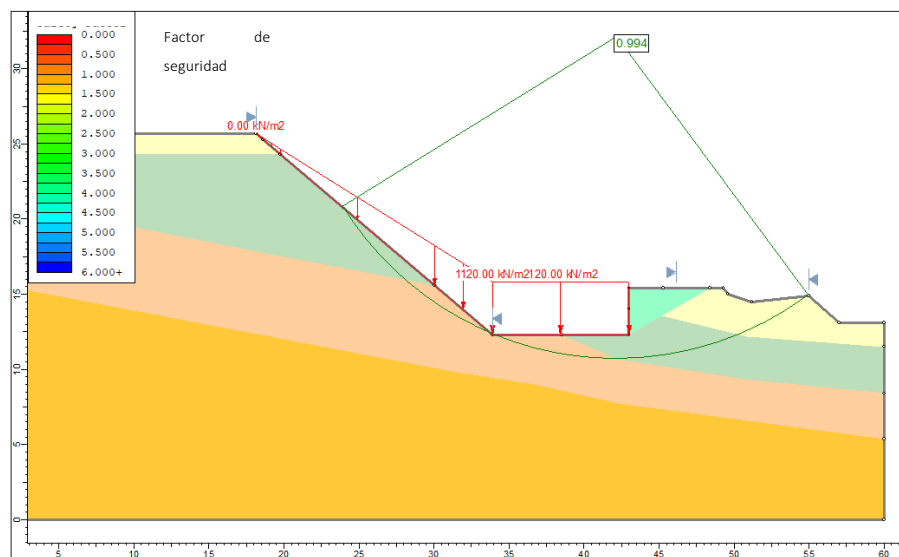


Figura IV-25. Cálculo de la capacidad soportante de la cimentación con el método de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.

La capacidad soportante de la cimentación se calcula con la Ecuación II-53 considerando la cohesión promedio entre la UG-2 y la UG-3 bajo el cimiento y la sobrecarga de la UG-1 sobre el cimiento. En este caso si se toman los factores capacidad de carga de Terzaghi para cimentaciones superficiales largas obtenidos de la Tabla VIII-3 de Rico y Del Castillo (2016, pág. 32) se tiene que:

$$q_{ult} = \frac{\gamma_2 \cdot B}{2} N_\gamma + C \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

$$= \frac{18.6 \text{ kN/m}^3 \cdot 9.1 \text{ m}}{2} \cdot 0 + 235 \text{ kN/m}^2 \cdot 5.7 + 16.7 \text{ kN/m}^3 \cdot 2.7 \text{ m} \cdot 1 = 1385 \text{ kN/m}^2$$

Esta capacidad de carga es ligeramente superior al obtenido con el equilibrio límite, no considera la carga en el talud superior y considera que sólo existen dos tipos de suelos. En vista que el suelo es estratificado y existe un talud se considera como válido el resultado obtenido con el análisis de equilibrio límite. En este caso la fórmula cerrada proporciona resultados similares, ya que la superficie de falla crítica se asemeja a la que considera la fórmula cerrada.

En el Cuadro IV-29 se presenta el cálculo de las presiones en la cimentación del muro de suelo reforzado con base en los momentos presentados anteriormente. Posteriormente en el Cuadro IV-30 se encuentra el cálculo de los factores de seguridad de la capacidad soportante y la comparación con el mínimo requerido por la ACG (2009), cuyos valores se encuentran en el Cuadro II-31). De acuerdo con los resultados se cumple con los requisitos diseño por capacidad soportante de la cimentación y en este caso la condición estática gobierna el diseño.

Es importante destacar que se cumple con el factor de 2.5 para la condición estática que propone por Munkfakh, Samtani, Castelli y Wang (1998), pero no se cumple para el caso de sismo. Se toma en cuenta únicamente la recomendación de la ACG (2009), ya que esta contempla distintos factores las dos combinaciones de carga y la variación de la distribución de presiones.

*Cuadro IV-29. Cálculo de presiones máximas en el terreno bajo el cimiento del muro.*

Condición de análisis	Momento, (kN/m)	Carga vertical, (kN/m)	Excentricidad, e (m)	Razón de excentricidad, e/B	Condición de contacto de la placa	Presión máxima, $q_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Presión mínima, $q_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Estática	2 788	2224	1,254	0,1378	50% en contacto	446	42,4
Pseudoestático	3 767	2224	1,694	0,1861	Más del 50% en contacto	519	0

Cuadro IV-30. Cálculo de factores de seguridad por capacidad soportante.

Condición de análisis	Presión máxima, $q_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Presión mínima, $q_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{min} / q_{max}$	Capacidad soportante, $q_{ult}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de seguridad por capacidad soportante	Factor de seguridad mínimo	Verificación
Estática	446	42,4	0,09	1120	2,51	2,5	Cumple
Pseudoestático	519	0	0	1120	2,16	1,6	Cumple

## IV.2.2 Diseño por estabilidad interna

### IV.2.2.1 Cálculo de espesor de diseño

En esta sección se calcula el espesor de diseño de las tiras metálicas considerando la pérdida de sección por corrosión. Tal y como se mencionó anteriormente se utilizan tiras de 50,4 mm de ancho y de 3,97 mm de espesor, lo cual se basa en en las recomendaciones de Berg y Christopher (2009, p. 181).

La Highway Subcommittee on Bridges and Structures (2012, pp. 11-77) y Elias, Fishman, Christopher y Berg (2009, pág. 43) indica que para el diseño se debe considerar una pérdida por corrosión con las siguientes tasas de pérdida de espesor para rellenos de suelo reforzado que cumplan con sus especificaciones:

- Pérdida de galvanizado de 0,015 mm/año en los dos primeros años.
- Pérdida de galvanizado de 0,004 mm/año luego de los dos primeros años.
- Pérdida de acero de 0,012 mm/año en todo el periodo.
- Vida útil de diseño de estructuras permanentes de 75 años.

En este caso se considera un espesor de galvanizado de 0,085 mm tal y como recomienda Elias, Fishman, Christopher y Berg (2009, pág. 43). De esta forma, la vida del galvanizado es de 15.75 años y por ende el periodo de exposición del acero a la corrosión es de 59,25 años. Por lo anterior, el espesor de sacrificio del acero es de ,422 mm ( $=2 \cdot 0,12 \text{ mm /año} \cdot 59,25 \text{ años}$ ), el cual es cercano al valor recomendado de 1,5 mm. De esta manera, el espesor de diseño de las tiras metálicas es de 2,547 mm ( $=3,97 \text{ mm} - 1,422 \text{ mm}$ ).



#### IV.2.2.2 Cálculo de factores de seguridad de las tiras metálicas por cedencia y por arrancamiento de las tiras metálicas

En esta sección se encuentran los resultados del cálculo de los factores de seguridad de las tiras metálicas, los cuales deben cumplir con lo indicado en el Cuadro II-11. En este caso se ha escogido un factor de seguridad mínimo de 3. Dado que los análisis de estabilidad global se han realizado con tiras con una separación vertical de 0,5 m, entonces se ha optado por mantener este variable como constante y se ha seleccionado como variable para el diseño la separación horizontal.

Cuadro IV-31. Propiedades de las tiras metálicas de refuerzo del muro.

Tira	Profundidad	Separación		Longitud	Ancho	Espesor	Cobertura	Esfuerzo de fluencia
	z [m]	Sv [m]	Sh [m]	Le [m]	w [mm]	t [mm]	(%)	fy [MPa]
1	0	0,5	0,25	9	50,8	2,547	20,3	350
2	0,5	0,5	0,25	9	50,8	2,547	20,3	350
3	1	0,5	0,25	9	50,8	2,547	20,3	350
4	1,5	0,5	0,25	9	50,8	2,547	20,3	350
5	2	0,5	0,25	9	50,8	2,547	20,3	350
6	2,5	0,5	0,25	9	50,8	2,547	20,3	350
7	3	0,5	0,3	9	50,8	2,547	16,9	350
8	3,5	0,5	0,3	9	50,8	2,547	16,9	350
9	4	0,5	0,3	9	50,8	2,547	16,9	350
10	4,5	0,5	0,3	9	50,8	2,547	16,9	350
11	5	0,5	0,3	9	50,8	2,547	16,9	350
12	5,5	0,5	0,35	9	50,8	2,547	14,5	350
13	6	0,5	0,35	9	50,8	2,547	14,5	350
14	6,5	0,5	0,35	9	50,8	2,547	14,5	350
15	7	0,5	0,35	9	50,8	2,547	14,5	350
16	7,5	0,5	0,35	9	50,8	2,547	14,5	350
17	8	0,5	0,3	9	50,8	2,547	16,9	350
18	8,5	0,5	0,3	9	50,8	2,547	16,9	350
19	9	0,5	0,3	9	50,8	2,547	16,9	350
20	9,5	0,5	0,25	9	50,8	2,547	20,3	350
21	10	0,5	0,25	9	50,8	2,547	20,3	350
22	10,5	0,5	0,25	9	50,8	2,547	20,3	350
23	11	0,5	0,25	9	50,8	2,547	20,3	350
24	11,5	0,5	0,2	9	50,8	2,547	25,4	350
25	12	0,5	0,2	9	50,8	2,547	25,4	350
26	12,5	0,5	0,2	9	50,8	2,547	25,4	350
27	13	0,5	0,2	9	50,8	2,547	25,4	350

En el Cuadro IV-31 se encuentra la ubicación en profundidad de cada una de las tiras y sus propiedades finales, luego de lograr el ajuste de modo que se cumple con el factor de

seguridad mínimo de 3 tanto para la falla de cedencia como por arrancamiento. Tal y como se puede ver el porcentaje de cobertura es superior al considerado en los análisis de estabilidad.

En el Cuadro IV-32 se encuentra el cálculo de las presiones en el suelo y en el suelo reforzado para los dos casos de análisis. En este caso se ha considerado el aumento del factor de empuje que se indica en la Figura II-35 para tiras metálicas.

*Cuadro IV-32. Cálculo de esfuerzos en el suelo al nivel de cada tira*

Tira	Esfuerzo vertical en el suelo		Esfuerzo horizontal en el suelo		Esfuerzos en el suelo reforzado		
	Estático	Sismo	Estático	Sismo	$K_r/K_a$	Estático	Sismo
	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_h$ (kPa)	$\sigma_h$ (kPa)		$\sigma_a$ (kPa)	$\sigma_a$ (kPa)
1	17,44	8,72	5,81	3,94	1,70	9,88	6,70
2	26,8	18,12	8,95	8,19	1,66	14,84	13,58
3	36,2	27,52	12,08	12,44	1,62	19,53	20,11
4	45,6	36,92	15,21	16,69	1,58	23,96	26,28
5	55,0	46,32	18,35	20,94	1,53	28,13	32,10
6	64,4	55,72	21,48	25,19	1,49	32,04	37,57
7	73,8	65,12	24,61	29,43	1,45	35,69	42,68
8	83,2	74,52	27,75	33,68	1,41	39,08	47,44
9	92,6	83,92	30,88	37,93	1,37	42,20	51,84
10	102,0	93,32	34,01	42,18	1,33	45,07	55,89
11	111,4	102,72	37,15	46,43	1,28	47,67	59,58
12	120,8	112,12	40,28	50,68	1,24	50,01	62,93
13	130,2	121,52	43,41	54,93	1,20	52,10	65,91
14	139,6	130,92	46,55	59,18	1,20	55,86	71,01
15	149,0	140,32	49,68	63,42	1,20	59,62	76,11
16	158,4	149,72	52,81	67,67	1,20	63,38	81,21
17	167,8	159,12	55,95	71,92	1,20	67,14	86,31
18	177,2	168,52	59,08	76,17	1,20	70,90	91,41
19	186,6	177,92	62,21	80,42	1,20	74,66	96,50
20	196,0	187,32	65,35	84,67	1,20	78,42	101,60
21	205,4	196,72	68,48	88,92	1,20	82,18	106,70
22	214,8	206,12	71,61	93,17	1,20	85,94	111,80
23	224,2	215,52	74,75	97,42	1,20	89,70	116,90
24	233,6	224,92	77,88	101,66	1,20	93,46	122,00
25	243,0	234,32	81,01	105,91	1,20	97,22	127,10
26	252,4	243,72	84,15	110,16	1,20	100,98	132,19
27	261,8	253,12	87,28	114,41	1,20	104,74	137,29

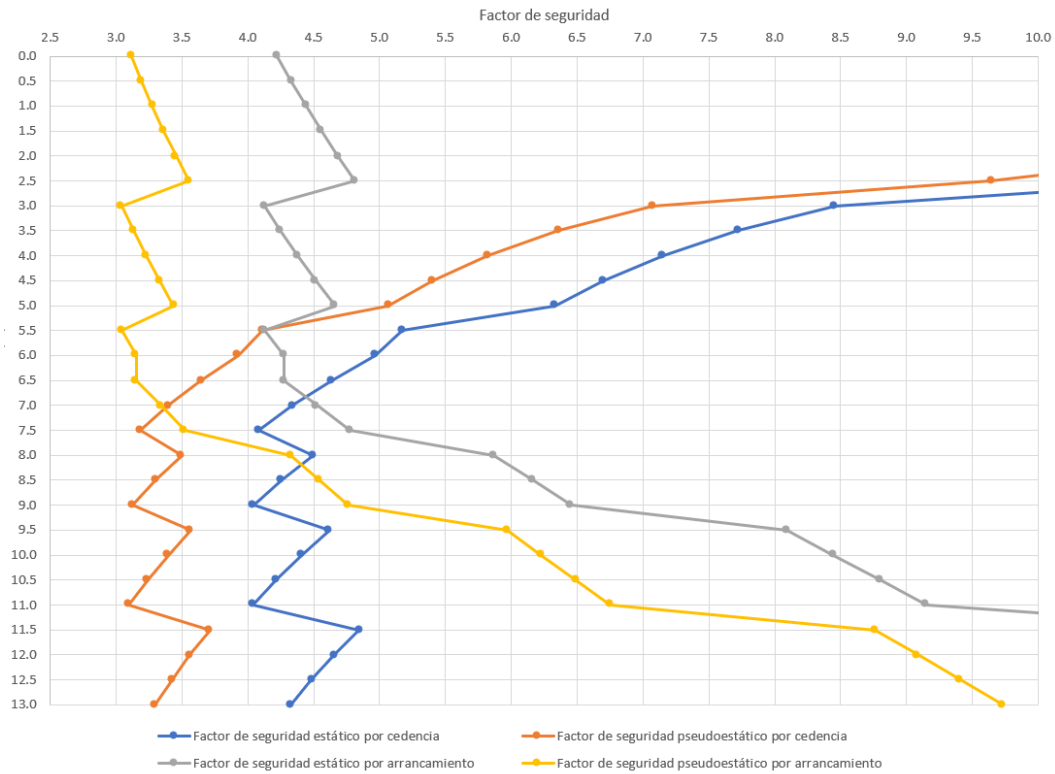
Finalmente, en el Cuadro IV-33 se muestran de los factores de seguridad que se obtienen para cada una de las tiras para los dos modos de falla (cedencia y arrancamiento). Se proponen separaciones con variaciones de 50 mm entre sí. De acuerdo con los resultados se

pueden realizar separaciones entre 200 mm y 350 mm. En este caso se ha considerado que la resultante de la presión en el caso de sismo se encuentra a un tercio de la altura.

*Cuadro IV-33. Cálculo de factores de seguridad por cedencia y arrancamiento de las tiras de refuerzo del muro.*

Tira	Demanda en cada tira		Cálculo por cedencia			Cálculo por arrancamiento				
	Estático	Sismo	Resistencia	Estático	Sismo	Longitud	Resistencia		Estático	Sismo
	T (kN)	T (kN)	F <sub>c</sub> (kN)	FS <sub>c</sub>	FS <sub>c</sub>	L <sub>a</sub> (m)	F <sub>a</sub> (kN)	F <sub>a</sub> (kN)	FS <sub>a</sub>	FS <sub>a</sub>
1	1,235	0,838	45,28	36,66	54,06	5,10	5,22	2,61	4,22	3,11
2	1,855	1,698	45,28	24,42	26,67	5,10	8,03	5,42	4,33	3,19
3	2,441	2,514	45,28	18,55	18,01	5,10	10,84	8,23	4,44	3,28
4	2,995	3,285	45,28	15,12	13,78	5,10	13,65	11,04	4,56	3,36
5	3,516	4,013	45,28	12,88	11,28	5,10	16,47	13,86	4,68	3,45
6	4,005	4,696	45,28	11,31	9,64	5,10	19,28	16,67	4,81	3,55
7	5,353	6,402	45,28	8,46	7,07	5,10	22,09	19,48	4,13	3,04
8	5,861	7,116	45,28	7,73	6,36	5,10	24,90	22,29	4,25	3,13
9	6,330	7,776	45,28	7,15	5,82	5,10	27,71	25,11	4,38	3,23
10	6,760	8,383	45,28	6,70	5,40	5,10	30,53	27,92	4,52	3,33
11	7,151	8,938	45,28	6,33	5,07	5,10	33,34	30,73	4,66	3,44
12	8,753	11,012	45,28	5,17	4,11	5,10	36,15	33,54	4,13	3,05
13	9,117	11,535	45,28	4,97	3,93	5,10	38,96	36,35	4,27	3,15
14	9,775	12,427	45,28	4,63	3,64	5,10	41,77	39,17	4,27	3,15
15	10,433	13,319	45,28	4,34	3,40	5,40	47,21	44,45	4,53	3,34
16	11,091	14,211	45,28	4,08	3,19	5,70	52,98	50,06	4,78	3,52
17	10,070	12,946	45,28	4,50	3,50	6,00	59,07	56,00	5,87	4,33
18	10,634	13,711	45,28	4,26	3,30	6,30	65,50	62,28	6,16	4,54
19	11,198	14,476	45,28	4,04	3,13	6,60	72,26	68,88	6,45	4,76
20	9,802	12,700	45,28	4,62	3,57	6,90	79,35	75,82	8,09	5,97
21	10,272	13,338	45,28	4,41	3,40	7,20	86,77	83,08	8,45	6,23
22	10,742	13,975	45,28	4,22	3,24	7,50	94,52	90,68	8,80	6,49
23	11,212	14,612	45,28	4,04	3,10	7,80	102,60	98,61	9,15	6,75
24	9,346	12,200	45,28	4,85	3,71	8,10	111,01	106,87	11,88	8,76
25	9,722	12,710	45,28	4,66	3,56	8,40	119,75	115,46	12,32	9,08
26	10,098	13,219	45,28	4,48	3,43	8,70	128,83	124,38	12,76	9,41
27	10,474	13,729	45,28	4,32	3,30	9,00	138,23	133,63	13,20	9,73

En la Figura IV-26 se muestra la variación de los factores de seguridad de las tiras, los cuales son superiores al valor mínimo de 3. De acuerdo con los resultados para las tiras cerca de la base rige el modo de falla por cedencia, ya que el factor de seguridad disminuye con la profundidad. Lo anterior se debe a que la resistencia de las tiras es constante, mientras de la demanda aumenta con la profundidad por el esfuerzo horizontal.



*Figura IV-26. Variación de los factores de seguridad de las tiras metálicas con la profundidad para los casos estático y pseudoestático y para los modos de falla por cedencia y arrancamiento.*

Por otra parte, la separación de las tiras cerca de la corona se establece por el modo de falla por arrancamiento, ya que el factor de seguridad aumenta con la profundidad. Lo anterior se debe a que la sobrecarga es menor, la longitud de anclaje es menor y el coeficiente de empuje es mayor cerca de la corona.

### IV.2.3 Análisis de resultados

De acuerdo con los resultados anteriores se tiene que:

- El proyecto se encuentra en un ambiente geológico de rocas sedimentarias.
- De acuerdo con Denver y Alvarado (2007) en la zona del proyecto las rocas antes mencionadas se encuentra cubiertas por depósitos aluviales, mientras que según el mapa de tipos de suelos de ACG (2009) se indica que existen suelos residuales. Lo anterior indica que los mapas proporcionan información general con niveles de incertidumbre distintas, por lo que estos sólo deben considerarse de referencia, en etapas preliminares o de anteproyecto y no pueden sustituir las investigaciones en el proyecto.
- En la zona del proyecto no existen estructuras geológicas, tales como fallas y pliegues que deban ser consideradas. No obstante, en la zona existen fallas activas y un pliegue anticlinal.
- De acuerdo con la información se propone un modelo geotécnico de cuatro unidades geotécnicas. La primera de ellas aflora en la superficie y es un limo arcilloso tipo MH-OH con espesores entre 1,5 m y 3,5 m, el cual es subyacente por la UG-2. Esta unidad es un limo arcilloso con un espesor entre 3,5 m y 8 m y clasifica como MH. La UG-3 se encuentra bajo la anterior y también es un limo arcilloso de alta compresibilidad, pero con mejores propiedades geotécnicas. Bajo esta se encuentra una roca sedimentaria, que es la unidad geotécnica 4.
- De acuerdo con los resultados de las perforaciones no se ha encontrado el nivel freático, lo cual es contrario a lo esperado con la descripción del tipo de suelo del mapa de la ACG (2009).
- Las propiedades mecánicas de los suelos de las UG-1 y UG-2 son bajas, por lo que es de esperar problemas de capacidad soportante y de estabilidad de taludes. Lo anterior concuerda con las deformaciones existentes en la corona de la ladera.
- El modelo geotécnico se basa solo en los ensayos de perforaciones, por lo que la ubicación de los contactos se basa en información puntual. De esta forma, la confiabilidad del modelo es limitada al no existir investigaciones con refracción

sísmica, pruebas de cono y de presiómetro. Además, no se han obtenido muestras de las rocas para su caracterización, por lo que sus propiedades se basan en juicio de experto.

- Las humedades de los suelos son inferiores a 45 %, lo cual es contrario a lo indicado en la descripción del tipo de suelo esperado en la zona del proyecto según mapa de la ACG (2009). Lo anterior se debe a que se indica que es de esperar que las humedades naturales sean muy altas y con frecuencias superiores al 100 %. El informe de mecánica de suelos indica que los ensayos se realizaron en junio de modo que esta diferencia se puede deber a una condición estacional.
- La obra se encuentra en una zona sísmica III y el tipo de sitio de cimentación clasifica como  $S_3$  o  $S_4$ . De esta forma, el talud y la obra de estabilización deben soportar las fuerzas máximas esperadas en la zona de Limón.
- De acuerdo con los resultados de los análisis de equilibrio límite del talud para las condiciones actuales este es inestable por sismo y se encuentra cerca de la condición de movimiento inminente para el caso estático. Lo anterior es consistente con las deformaciones superficiales observadas en el sitio y es reflejo de las deficientes propiedades mecánicas de los suelos existentes.
- La superficie de falla crítica, que posee el menor factor de seguridad a la falla, se encuentra únicamente en la UG-1. Esta es la unidad con las propiedades mecánicas de menor resistencia, de modo que este resultado se encuentra dentro de lo esperado.
- Las superficies de falla con factores de seguridad menores a 1,50 del talud existente con sismo se encuentran en las UG-1 y UG-2, lo cual es consistente con lo esperado por la resistencia de esos dos suelos. De esta forma, es necesario su refuerzo para cumplir con los valores mínimos de ACG (2015).
- El factor de seguridad de la ladera existente es menor para el caso de sismo que para la condición actual. Lo anterior es consistente con la teoría y lo observado en casos reales con condiciones similares.

- De acuerdo con la Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias es de esperar que en la zona existan problemas de estabilidad y deslizamientos al presentarse un sismo en el cantón de Limón. De esta forma, el problema de inestabilidad existente en el tramo de la carretera del proyecto es consistente con los riesgos de la localidad.
- La definición del talud necesario para la excavación del muro de suelo reforzado define en gran medida la intervención en el talud. En este caso la pendiente requerida para lograr los factores de seguridad solicitados para taludes temporales es inferior a la recomendada en las referencias de estos muros. Lo anterior se debe a que las propiedades mecánicas de la UG-1 y de la UG-2 son bastante pobres.
- Las superficies de falla crítica de los taludes temporales se encuentran en la UG-1 y en la UG-2, lo cual es de esperar al ser los materiales con menor resistencia al corte. Esas superficies son círculos en pendiente, de modo de inician en la corona y afloran a lo largo del talud.
- La condición crítica de estabilidad de los taludes temporales y de estabilidad global del muro con tiras reforzadas es la que considera el sismo, lo cual concuerda con lo esperado al ser un evento extremo.
- Los análisis de estabilidad del proceso constructivo no pueden omitirse, ya que pueden regir sobre la condición final y es necesario garantizar la seguridad de los trabajadores durante el periodo de realización de la obra.
- Las superficies de falla críticas del talud con el muro de suelo reforzado cruzan el relleno trasdós y el muro mismo. De esta forma, las propiedades mecánicas de esos materiales y el refuerzo de tiras definen la seguridad global de la obra.
- En el caso de operación de la obra planteada con el muro de suelo reforzado, la condición con la sobrecarga temporal máxima tiene un factor de seguridad superior al valor mínimo. De esta forma, en este caso el caso de sismo rige el diseño sobre la condición extrema de carga gravitacional. Lo anterior es de esperar dado que la obra se encuentra en un país con un riesgo sísmico importante.

- Los requisitos de seguridad de la obra durante el proceso constructivo tienen incidencia directa en los empujes del terreno en los muros de suelo reforzado. En este caso el empuje corresponde al material de relleno trasdós del muro, ya que el corte debe ser estable tanto para las condiciones usuales como con sismo y la pendiente es inferior a la cuña de falla crítica del material de relleno. De esta forma, el resultado se encuentra dentro de lo esperado.
- En este caso se ha obtenido resultados similares en la estimación del empuje sísmico al utilizarse el método de Mononobe-Okabe y la recomendación del CPERCSCR (2011). Dado que el material de relleno es granular y el suelo retenido no posee pendiente, entonces la recomendación de cálculo de empuje sísmico es válida y por ello es de esperar que ambas soluciones arrojen valores equivalentes.
- La condición crítica de la estabilidad ante el deslizamiento corresponde al caso estático, ya que esta considera el empuje lateral producto de la sobrecarga temporal máxima.
- En este caso los factores de seguridad ante el deslizamiento considerando las propiedades del material de la cimentación son menores que al considerarse el material del relleno. Lo anterior es contrario a las recomendaciones de las referencias de diseño de muros de suelo reforzado consultadas y mencionadas anteriormente. En este caso puede que se deba a las propiedades mecánicas de los materiales, que son regulares a pobres.
- Los factores de seguridad ante el vuelco son mucho mayores al valor mínimo. Lo anterior se debe a que la estabilidad externa está gobernada por la estabilidad global, por el deslizamiento y la capacidad de soporte.
- Los resultados de la seguridad al vuelco indican que las recomendaciones de dimensiones mínimas y proporciones entre ellas son adecuadas, lo cual han sido establecidas con base en experiencias previas. De esta forma, es de esperar que si se siguen esas reglas no es de esperar problemas de volcamiento.



- La capacidad soportante de la cimentación del muro de suelo reforzado debe determinarse con el método de equilibrio límite, lo cual se debe a las condiciones de estratigrafía y distribuciones de presiones.
- En este caso la capacidad soportante obtenida con la fórmula cerrada y el análisis de equilibrio límite poseen un porcentaje de diferencia de 24 %. La similitud de los resultados se debe a la trayectoria de la superficie de falla y las unidades geotécnicas que cruza la misma.
- En este caso la condición crítica por capacidad soportante es el caso estático, ya que en este se considera la sobrecarga temporal. Lo anterior se debe a la magnitud de la carga al ser una carretera y considerarse las recomendaciones para diseño de puentes.
- Las separaciones de las tiras supuestas en los análisis son mayores a las obtenidas en el análisis de estabilidad interna. De esta forma, los factores de estabilidad global son mayores a los presentados.
- Además, eso implica que la definición del refuerzo del muro no puede realizarse únicamente con análisis de equilibrio límite y por ende debe realizarse tanto el diseño externo como interno.
- La recomendación de un espesor de sacrificio de 1,5 mm para obras permanentes con una vida útil de 75 años es consistente con los espesores de galvanizado y las tasas de corrosión esperados para rellenos que cumplen con las recomendaciones.
- En la estimación del espesor de sacrificio de obras permanentes se recomienda una vida útil de 75 años. En Costa Rica las edificaciones se diseñan para una vida útil de 50 años, mientras que los puentes un periodo de servicio de 75 años. De esta forma, el tiempo considerado en la estimación del espesor de sacrificio es consistente con la vida de obras viales.
- El dimensionamiento de las tiras en la base está gobernado el modo de falla por cedencia. Lo anterior se debe a que la resistencia de las tiras es constante en toda la

altura, mientras de la demanda aumenta con la profundidad por el esfuerzo vertical y horizontal.

- El diseño de las tiras cerca de la corona está regido por el modo de falla por arrancamiento, ya que el factor de seguridad aumenta con la profundidad. Lo anterior se debe a que la sobrecarga es menor, la longitud de anclaje es menor y el coeficiente de empuje,  $K_r$ , es mayor cerca de la corona.
- En el tercio central del muro los modos de falla de cedencia y por arrancamiento poseen pesos similares en la definición de las tiras de refuerzo del muro. Lo anterior es consistente con las dos tendencias antes mencionadas.

### ***IV.3 Diseño del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado***

#### **IV.3.1 Análisis de equilibrio límite de la excavación**

Con base en el modelo geotécnico antes presentado considerando las dimensiones de la caverna, orientación de las discontinuidades y resistencia del macizo rocoso se realizan los análisis de equilibrio límite en la herramienta Unwedge.

##### ***IV.3.1.1 Entrada de datos***

En la presente sección se muestran los datos ingresados al programa de análisis de la caverna para determinar la estabilidad de los bloques. En primer lugar, se ingresa la forma de la excavación, la cual se muestra en la Figura IV-27, la cual coincide con la mostrada en la Figura III-41.

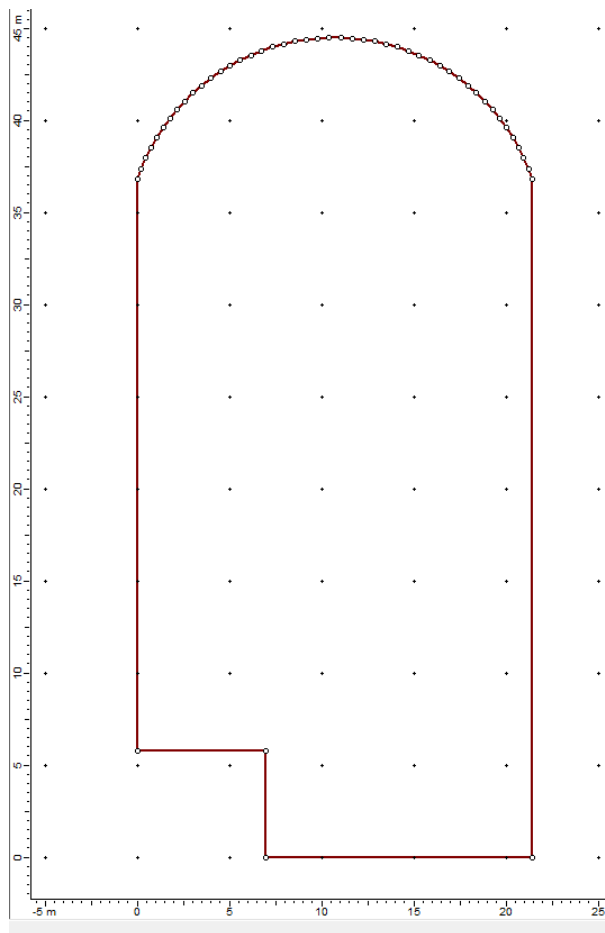


Figura IV-27. Sección ingresada al programa UnWedge para los análisis de equilibrio límite

Posteriormente, se ingresan los datos generales como orientación de la excavación, factor de seguridad mínimo y pesos unitarios. En este caso el factor de seguridad mínimo se ha definido como 2 con base en la recomendación presentada anteriormente. Adicionalmente, se incluyen las familias de discontinuidades con sus buzamientos y ángulos de buzamiento, que son las mismas del Cuadro III-12. Finalmente se digitan las propiedades de las juntas, que en este caso se incluyen las propiedades de la envolvente de Mohr Coulomb. En este caso se consideran las propiedades más desfavorables, que corresponden con un valor  $D$  de 0.8, una presión hidrostática y resistencia a la fricción nula. En la Figura IV-28 se muestran las ventanas donde se han ingresado esos datos.

The figure displays three screenshots of the UnWedge software interface, showing the input parameters for a tunnel analysis.

**Top Screenshot: General Properties**

- Tunnel Axis Orientation:** Trend: 231°, Plunge: 0°
- Tunnel Length:** Length: 146 m
- Design Factor of Safety:** Design Factor of Safety: 2
- Unit Weight:** Rock: 0.0216 MN/m<sup>3</sup>, Water: 0.00981 MN/m<sup>3</sup>
- Seismic Force:** Direction: Sliding, Seismic coefficient: 0
- Minimum Wedge Size:** Weight: 0.001 MN, Min. Apex Angle: 0°

**Middle Screenshot: Joint Orientations**

Joint	Dip	Dip Direction	Properties
1	27	72	Propiedades
2	57	210	Propiedades
3	57	226	Propiedades
4	73	261	Propiedades
5	53	263	Propiedades
6	17	34	Propiedades

Joint Combinations: 1 and 2 and 5  
Combination: 3 of 20

**Bottom Screenshot: Joint Properties (Propiedades)**

- Name:** Propiedades
- Shear Strength Model:** Mohr-Coulomb ( $\tau = c + \sigma_n \tan \phi$ )
- Phi:** 25.9°
- Cohesion:** 0.67 MPa
- Tensile Strength:** 0 MPa
- Water Pressure:** Constant, Pressure: 0 MPa
- Joint Structure:** Continuity: Infinite, Waviness: 0°

Figura IV-28. Datos de entrada al programa UnWedge para los análisis de equilibrio límite

### IV.3.1.2 Resultados del análisis de equilibrio límite de las cuñas de la caverna sin soporte

#### IV.3.1.2.1 Resultados del análisis en múltiples direcciones

A partir de la información ingresada la herramienta realiza análisis para determinar los bloques removibles con la teoría del bloque crítico (Rocscience Inc., 2019) para distintas orientaciones e inclinaciones de la caverna, los factores de seguridad de esas cuñas y la presión para lograr el factor de seguridad deseado, que en este caso es de 2. En este caso se

considera una variación mínima de la inclinación, ya que la casa de máquinas se plantea de forma horizontal.

En la Figura IV-29 se muestra la variación de la presión para obtener un factor de seguridad a la falla de las cuñas de las paredes con la dirección y el buzamiento de la caverna. En la Figura IV-30 se muestra la variación para una inclinación horizontal, de la cual se obtiene que la menor presión se obtiene a una dirección de 231° y de 51°. Esta es la orientación óptima para la construcción de la obra de modo que el diseño se realiza esa condición.

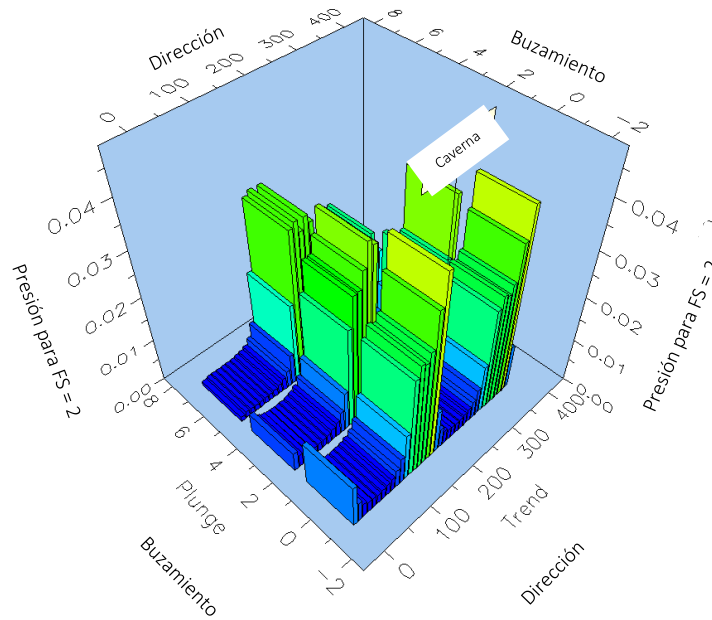


Figura IV-29. Salida del programa UnWedge para la presión necesaria en el refuerzo para un factor de seguridad de 2 con la dirección y el buzamiento de la caverna

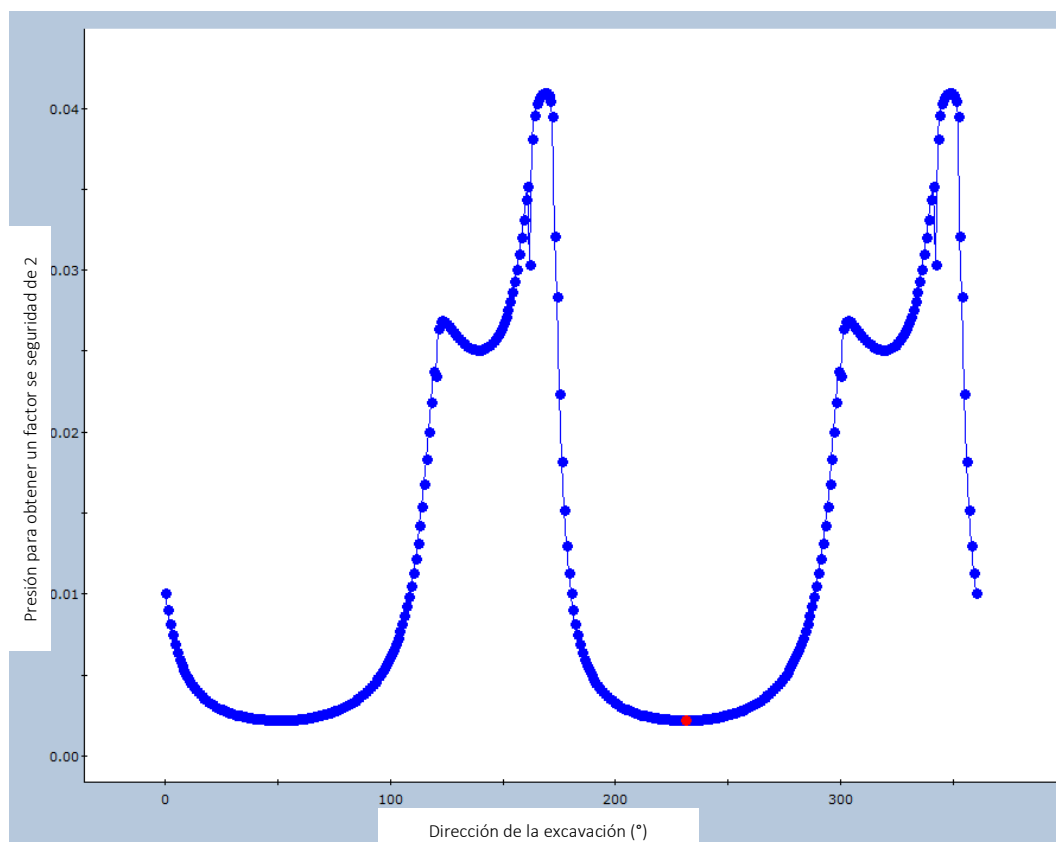


Figura IV-30. Variación de la presión requerida para cumplir con el factor de seguridad de 2 con la dirección de la caverna obtenida con la herramienta Unwegde.

#### IV.3.1.2.2 Resultados del análisis en la dirección óptima

En la Figura IV-31 se muestra la forma de los bloques removibles de cada una de las paredes, techo y piso de la caverna para la orientación óptima. En el Cuadro IV-34 se presentan los resultados del análisis de equilibrio límite de esas cuñas del factor de seguridad, peso y altura de la cúspide. De acuerdo con los resultados la caverna no es estable para esa orientación, ya que existen bloques con un el factor de seguridad menores a 1. De esta forma, es necesario colocar soporte a la excavación.

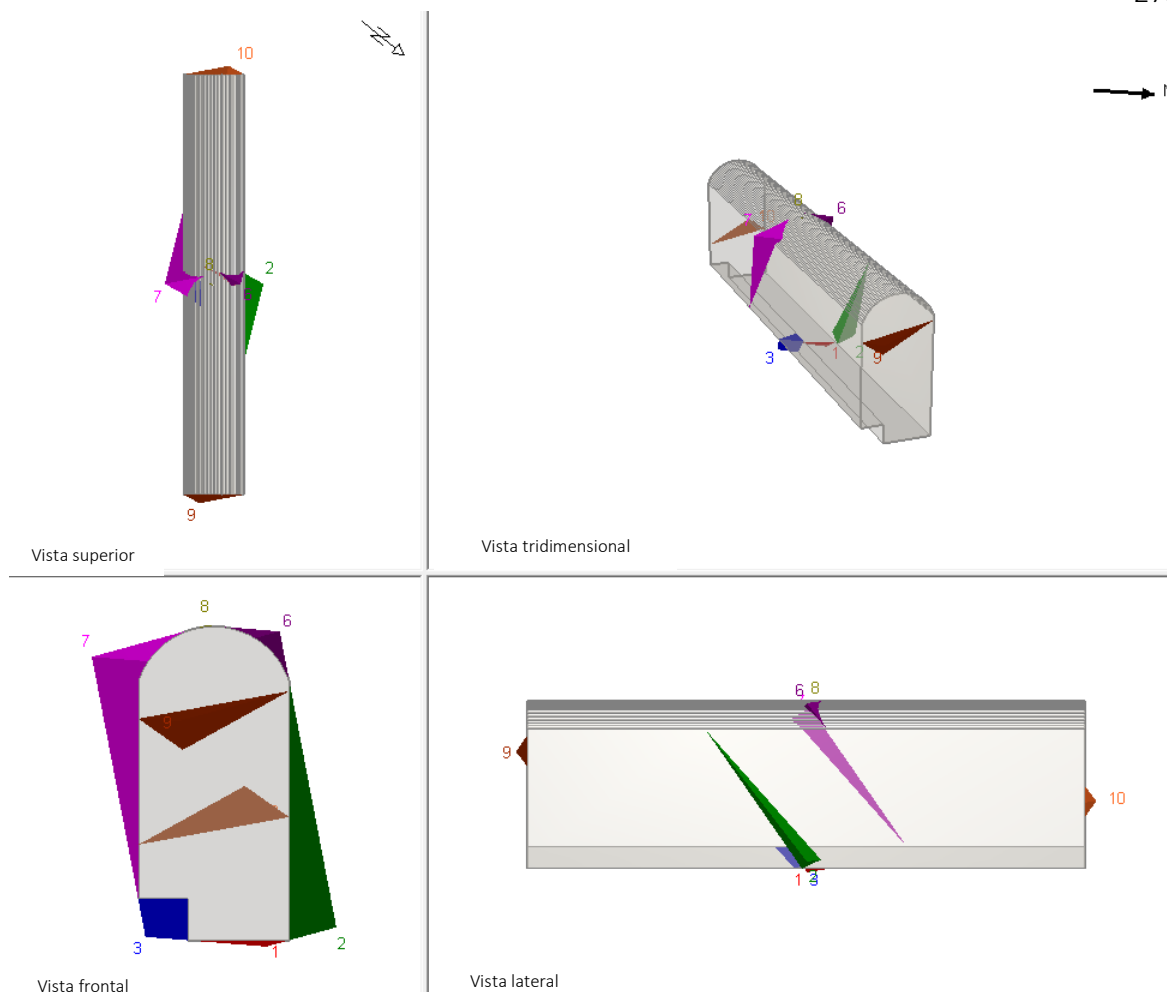


Figura IV-31. Forma de los bloques para la dirección óptima de la caverna obtenida con la herramienta Unwegde.

Cuadro IV-34. Resultados del análisis de equilibrio límite de las distintas cuñas de la caverna a la dirección óptima obtenida con la herramienta Unwegde.

Cuña	Factor de seguridad	Peso (MN)	Altura de la cúspide(M)
1 - en piso	Estable	0,124	0,90
2 –abajo en pared derecha	79,2	5,89	6,69
3 – en piso	292	2,27	5,32
6 – en corona	29,8	29,8	2,84
7 –arriba en pared izquierda	22,3	6,37	7,34
8 – en corona	0	0,001	0,17
9 – cara inicio	38,4	38,4	3,06
10 - cara final	42,2	42,2	3,06

## IV.3.1.2.3 Dirección crítica

En la Figura IV-32 se muestra la forma de los bloques removibles de cada una de las paredes, techo y piso de la caverna para la orientación menos favorable o crítica, que se encuentra a  $350^\circ$  y a  $170^\circ$ . En el Cuadro IV-35 se presentan los resultados del análisis de equilibrio límite de esas cuñas del factor de seguridad, peso y altura de la cúspide. De acuerdo con los resultados la cuña inestable tiene un peso y tamaño significativamente mayor.

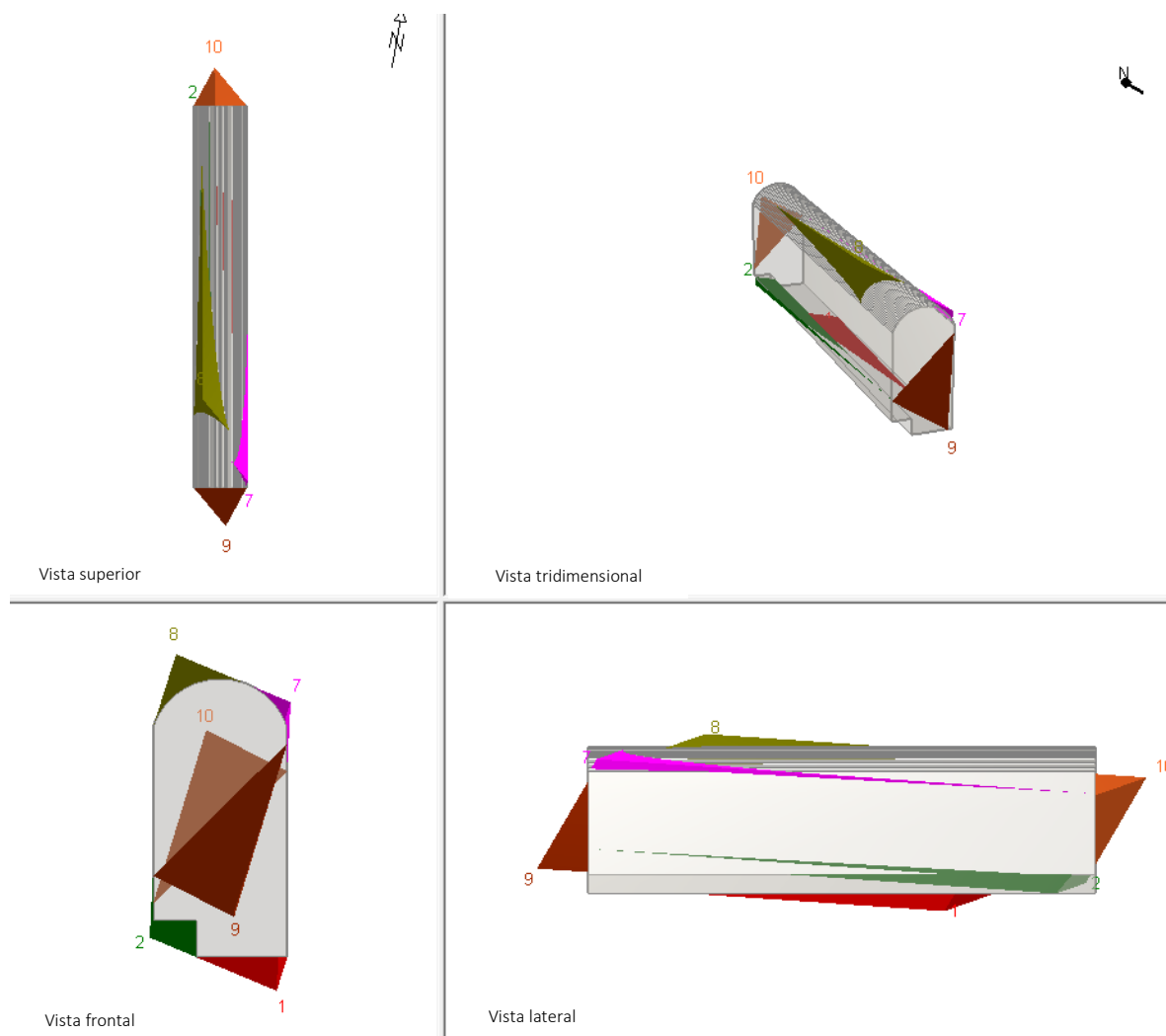


Figura IV-32. Forma de los bloques para la dirección crítica de la caverna obtenida con la herramienta Unwegde.



*Cuadro IV-35. Resultados del análisis de equilibrio límite de las distintas cuñas de la caverna a la dirección crítica obtenida con la herramienta Unwegde.*

Cuña	Factor de seguridad	Peso (MN)	Altura de la cúspide(M)
1 - en piso	Estable	22,8	5,36
2 – en piso	67,5	22,5	2,71
7 –arriba en pared izquierda	39,2	39,2	2,25
8 – en corona	0	22,2	5,46
9 – cara inicio	152,1	23,1	15,52
10 - cara final	18,87	23,1	15,52

### *IV.3.1.3 Análisis de equilibrio límite de las cuñas de la caverna con soporte*

#### *IV.3.1.3.1 Dirección óptima*

De acuerdo con los resultados anteriores es necesario un soporte para lograr obtener un factor de seguridad mínimo de 2 contra la falla de los bloques. Las propiedades de los elementos de soporte propuestas son:

- Pernos de anclaje:
  1. Acero grado 60 con un.
  2. Límite de fluencia: 420 MPa.
  3. Diámetro: 25 mm.
  4. Resistencia a la tracción 137 kN.
- Concreto lanzado:
  1. Resistencia a la compresión simple: 24,5 MPa.
  2. Resistencia al cortante: 0,832 MPa.

Williams (1997) recomienda cumplir con las siguientes reglas para el dimensionamiento de los anclajes:

- La longitud mínima de los anclajes debe cumplir con el mayor de:
  1. 2 veces la separación de los anclajes.
  2. 3 veces el tamaño de la cuña inestable.
  3. En el techo:

- i. Para excavaciones con ancho menor a 6 m 0,5 veces el ancho de la excavación.
  - ii. Para excavaciones con ancho entre 18 m y 30 m 0,25 veces el ancho de la excavación.
  - iii. Para excavaciones con ancho entre 6 m y 18 m se debe interpolar entre 3 m y 4,5 m de longitud.
- El espaciamiento máximo de los anclajes debe cumplir el menor de:
    1. 0,5 la longitud de los pernos.
    2. 1,5 el ancho de la cuña potencialmente inestable.
    3. 2,0 m como máximo.
  - El espaciamiento mínimo recomendado es entre 0,9 m y 1,2 m.

De acuerdo con el análisis de equilibrio límite no es necesario colocar soporte en las paredes laterales, ni frontal ni posterior. Tampoco se requiere mejorar la seguridad en el piso y en la base. De esta manera que no se propone ningún refuerzo en esas caras. No obstante, en la corona se propone pernos con una longitud de 5,5 m de longitud,  $L$ , con una separación,  $s$ , de 1.5 m en el plano de la sección transversal y de 2 m en la dirección longitudinal.

Lo anterior se debe a que la recomendación del sistema RMR indica utilizar pernos entre 3 m y 4 m de longitud y con una separación entre 1,5 m y 2 m. Además, las recomendaciones del sistema Q indican que la separación oscile entre 1,3 m y 1,7 m. En el Cuadro IV-36 se muestra la verificación del cumplimiento de los requisitos de longitud y separación de los anclajes.

Cuadro IV-36. Verificación de requisitos de recomendaciones de dimensionamiento de anclajes.

Requisito		Valor propuesto	Condición
Longitud mínima	$2 \cdot s = 2 \cdot 1,3 \text{ m} = 2,6 \text{ m}$	6 m	Cumple
	$3 \text{ tamaño} = 3 \cdot 0,17 \text{ m} = 0,51 \text{ m}$		Cumple
	$0,25 \text{ ancho} = 0,25 \cdot 21,4 \text{ m} = 5,35 \text{ m}$		Cumple
Espaciamiento máximo	$0,5 \cdot L = 0,5 \cdot 6 \text{ m} = 3 \text{ m}$	2 m	Cumple
	$1,5 \text{ tamaño} = 1,5 \cdot 6,94 = 10,4 \text{ m}$		Cumple
	2 m		Cumple
Espaciamiento mínimo	Entre 0,9 m y 1,2 m	2 m	Cumple

En la Figura IV-33 se presenta la sección transversal con el refuerzo propuesto, que se muestran como líneas azules, y los bloques removibles con el número que los identifica. En el Cuadro IV-37 se muestran los factores de seguridad de los análisis de equilibrio límite tanto sin el refuerzo como con el refuerzo para la orientación más favorable. De acuerdo con los resultados la seguridad se aumenta en los bloques 6, 7 y 8, los cuales afloran en la corona. Además, los valores son superiores al valor mínimo recomendado por lo que la excavación desde el punto de vista de equilibrio límite con el refuerzo planteado a la dirección óptima es segura. Es importante destacar que al estar la excavación en rocas sedimentarias se utilizará concreto lanzado para prevenir problemas de deterioro.

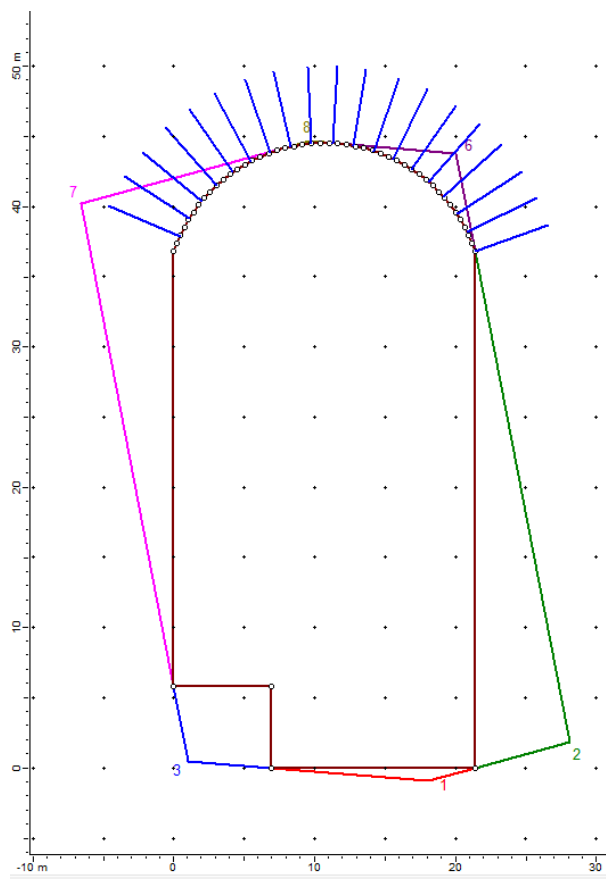


Figura IV-33. Soporte propuesto para la caverna para la orientación óptima realizado con la herramienta Unwegde.

*Cuadro IV-37. Cambios en los factores de seguridad del análisis de equilibrio límite de las distintas cuñas de la caverna a la dirección óptima al colocar refuerzo propuesto obtenida con la herramienta Unwegde.*

Cuña	Factor de seguridad	
	Sin refuerzo	Con refuerzo
1 - en piso	Estable	Estable
2 –abajo en pared derecha	79,2	79,2
3 – en piso	292	292
6 – en corona	29,8	31,4
7 –arriba en pared izquierda	22,3	22,5
8 – en corona	0	178
9 – cara inicio	38,4	38,4
10 - cara final	42,2	42,2

## IV.3.1.3.2 Dirección crítica

A continuación, se presentan los resultados del análisis de equilibrio límite con el refuerzo para la dirección crítica. Al igual que en la dirección óptima no es necesario colocar soporte en las paredes laterales, ni frontal ni posterior, en el piso y en la base. De esta manera que no se propone ningún refuerzo en esas caras. No obstante, en la corona se propone pernos con una longitud de 18 m de longitud, L, con una separación, s, de 1,3 m en el plano de la sección transversal y de 1,3 m en la dirección longitudinal. En el Cuadro IV-38 se muestra la verificación del cumplimiento de los requisitos de longitud y separación de los anclajes. Además, se propone un soporte de concreto lanzado de 100 mm de espesor en esa cara.

*Cuadro IV-38. Verificación de requisitos de recomendaciones de dimensionamiento de anclajes para el análisis en la orientación crítica.*

Requisito		Valor propuesto	Condición
Longitud mínima	$2 \cdot s = 2 \cdot 2 \text{ m} = 4 \text{ m}$	18 m	Cumple
	$3 \text{ tamaño} = 3 \cdot 5,46 \text{ m} = 16,38 \text{ m}$		Cumple
	$0,25 \text{ ancho} = 0,25 \cdot 21,4 \text{ m} = 5,35 \text{ m}$		Cumple
Espaciamiento máximo	$0,5 \cdot L = 0,5 \cdot 18 \text{ m} = 9 \text{ m}$	1,3 m	Cumple
	$1,5 \text{ tamaño} = 1,5 \cdot 5,46 = 8,19 \text{ m}$		Cumple
	2 m		Cumple
Espaciamiento mínimo	Entre 0,9 m y 1,2 m	1,3 m	Cumple

En la Figura IV-33 se presenta la sección transversal con el refuerzo propuesto, que se muestran como líneas azules, y los bloques removibles con el número que los identifica. En el Cuadro IV-37 se muestran los factores de seguridad de los análisis de equilibrio límite tanto sin el refuerzo como con el refuerzo para la orientación más favorable

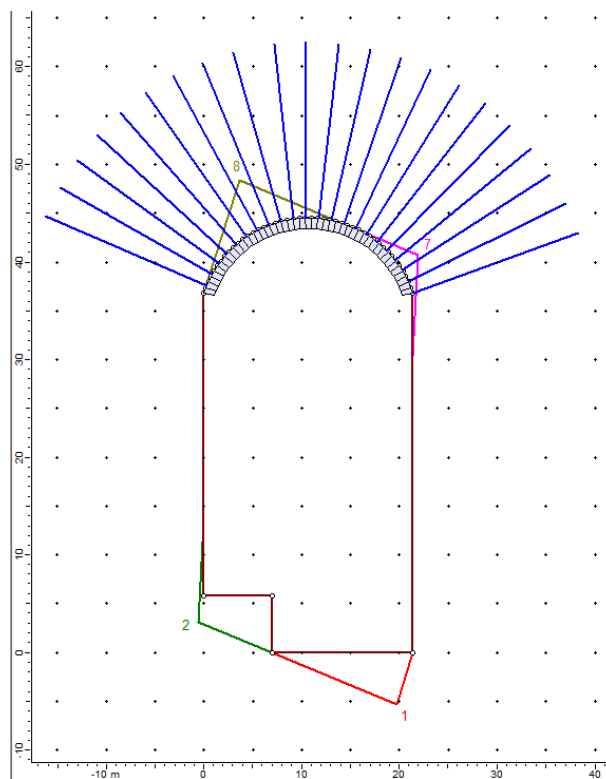


Figura IV-34. Soporte propuesto para la caverna para la orientación crítica realizado con la herramienta Unwegde.

*Cuadro IV-39. Cambios en los factores de seguridad del análisis de equilibrio límite de las distintas cuñas de la caverna a la dirección óptima al colocar refuerzo propuesto obtenida con la herramienta Unwegde.*

Cuña	Factor de seguridad	
	Sin refuerzo	Con refuerzo
1 - en piso	Estable	Estable
2 - en piso	67,5	67,5
7 -arriba en pared izquierda	39,2	40,8
8 - en corona	0	2,15
9 - cara inicio	152,1	152,1
10 - cara final	18,87	18,87

### IV.3.2 Análisis de elemento finito

#### *IV.3.2.1 Análisis de la excavación sin soporte*

Con base en el modelo geotécnico antes presentado y con las propuesta de soporte con los análisis de equilibrio límite se plantean modelos de elementos finitos en la herramienta RS2. En primer lugar, se realizan estimaciones del comportamiento de la excavación sin soporte en términos de convergencia y zona plastificada, lo cual se realiza sin considerar el efecto de perturbación de la excavación. De esta forma, se consideran las propiedades de la envolvente de resistencia de Hoek y Brown antes determinados para valores de  $D$  igual a 0 (ver Cuadro III-18).

Lo anterior se debe a la zona que se encuentra afectada por la perturbación se encuentra próxima a la excavación, que plastificará. De esta forma, el cambio en las propiedades del macizo rocoso por el proceso de excavación sólo se presenta en la periferia, fuera de esta las propiedades de resistencia y deformación no se ven modificadas. Finalmente, se considera que el efecto mismo de la excavación es tomado en cuenta en el comportamiento no lineal del material.

La determinación de este comportamiento se realiza con la técnica de remplazo del núcleo, que consiste en realizar varios pasos consecutivos de análisis en los cuales se reduce el módulo en la zona de la excavación. Esto permite realizar una simulación del comportamiento en tres dimensiones con un análisis en dos direcciones. La reducción del módulo pretende estimar la respuesta de una sección de interés conforme se avanza con la excavación en el eje longitudinal.

De esta manera, en el primer paso se tiene el medio y la zona dentro del perímetro de la excavación con el mismo módulo, que corresponde al obtenido con la expresión de Hoek, Carranza Torres y Corkum (2002). En el segundo paso se mantiene el módulo alrededor de la excavación y dentro de la misma se reduce un porcentaje. Es importante destacar que el material dentro de la excavación se considera elástico y no contempla la carga inicial del elemento. Este paso se repite sucesivamente hasta que el módulo en la excavación es muy bajo. Finalmente, en el último paso se considera que se ha excavado la obra.

En el Cuadro IV-40 se muestra la secuencia de reducción del módulo dentro de la excavación para cada uno de los pasos. Tal y como se puede apreciar la reducción es paulatina hasta un valor muy próximo a cero.

*Cuadro IV-40. Valores del módulo dentro del perímetro de la excavación en los análisis con la técnica de remplazo del núcleo.*

Paso	Módulo (MPa)
1	2780 (D = 0)
2	2000
3	1500
4	1000
5	500
6	250
7	100
8	50
9	25
10	10
11	5
12	0

Para cada valor de D se consideran dos condiciones de esfuerzos in situ. La primera de ellas considera que el esfuerzo horizontal en el plano de análisis es igual al esfuerzo vertical y el esfuerzo perpendicular a dicho plano es 1,5 veces al esfuerzo vertical, el cual es el esfuerzo principal mayor. La segunda corresponde al caso en que los esfuerzos horizontales antes mencionados se alternan y por ende el esfuerzo principal mayor está en el plano de análisis y es horizontal. Lo anterior considera la orientación de la excavación en relación con la dirección de los esfuerzos principales. El esfuerzo vertical considerado es de 9,72 MPa y el esfuerzo principal mayor es de 14,52 MPa.

En la Figura IV-35 se muestra uno de los modelos realizados, el cual corresponde al caso en el cual el esfuerzo principal mayor se encuentra fuera del plano de análisis. En ella se muestra la condición del paso inicial, uno de los pasos intermedios y el paso final. En la esquina superior derecha se encuentra el tensor de esfuerzos. Además, se puede apreciar las restricciones en los vínculos exteriores y que el medio está representado por triángulos que



corresponden a los elementos finitos, los cuales poseen tres vínculos. Los vínculos a tierra son tipo cuchilla, lo cual representa que a una distancia importante de la excavación los desplazamientos son nulos.

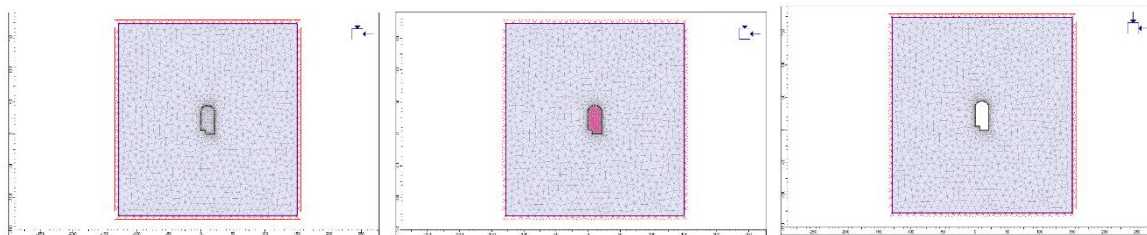


Figura IV-35. Etapa inicial, intermedia y final del modelo con la técnica de remplazo del núcleo para el análisis de la excavación sin soporte, con  $D = 0$  y con el esfuerzo principal mayor fuera del plano realizado con la herramienta RS2.

Todos los modelos son similares al presentado, pero consideran las variaciones correspondientes en las propiedades de resistencia y deformabilidad del macizo rocoso y condiciones de esfuerzos in situ.

A manera de ejemplo en la Figura IV-35 se muestra la salida de la herramienta RS2 del modelo antes mencionado. En ella se muestran los contornos con las variaciones en los desplazamientos y se muestra marcas de los elementos que han plastificado. Los elementos que han entrado en cedencia por cortante se representan con X, mientras que si es por tensión con O. En este caso la convergencia es de 1,106 m y el radio plástico es de 49,5 m. Los resultados de los distintos análisis se encuentran resumidos en el Cuadro IV-41. De acuerdo con los mismos el radio plástico y las convergencias o desplazamientos totales aumentan con el aumento en el valor de  $D$  y si el esfuerzo principal mayor se encuentra en el plano. En los casos que el valor de  $D$  es igual a 0,8 el radio plástico es excesivo y la convergencia muy alta, de modo que es necesario que la excavación se realice con voladura de alta calidad o con métodos manuales para que el valor de  $D$  sea igual a 0.

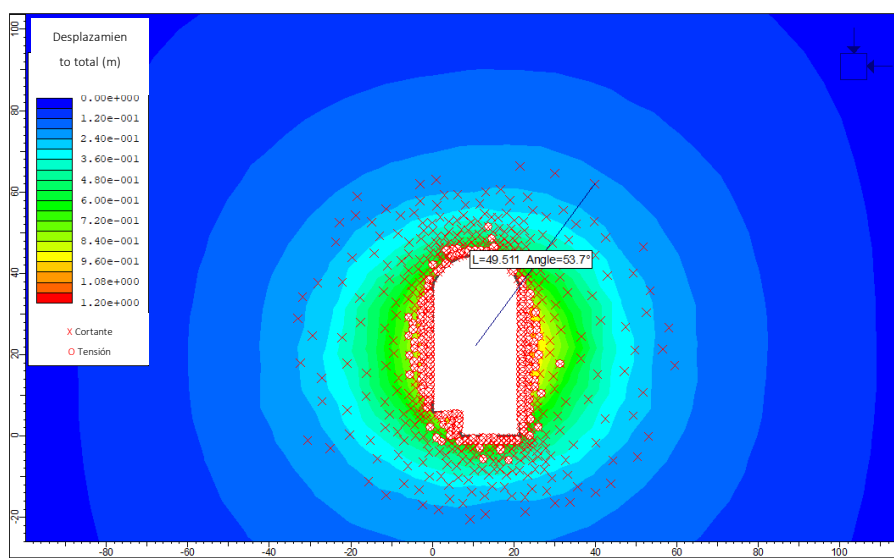


Figura IV-36. Salida de desplazamientos y elementos en fluencia del último paso del análisis de la excavación con la técnica de remplazo del núcleo, sin soporte, con  $D = 0$  y con el esfuerzo principal mayor fuera del plano realizado con la herramienta RS2.

Cuadro IV-41. Resultados de radio plástico y convergencia de los modelos con la técnica de remplazo del núcleo para la excavación con distintos valores de orientación del esfuerzo principal mayor.

Modelo	Esfuerzo principal mayor	Radio plástico (m)	Convergencia total (m)	Radio plástico entre radio promedio
1	En el plano	58,6	1,433	3,41
2	Fuera del plano	49,5	1,106	2,91

Por otro lado, si se considera un radio promedio de la excavación de 17 m, entonces la razón del radio plástico al radio medio de la caverna oscila entre 2,91 y 3,41. Lo anterior implica que el comportamiento de la caverna se encuentra entre cuñas y con problemas de deformaciones (“squeezing”), lo cual se puede apreciar en la Figura IV-37.

↓ ANALYSIS →		Geostructural →		Rock mass				
				Continuous ↔	Discontinuous ↔	Equivalent C.		
Tensional ↓				RMR				
Deformational response ↓	$\delta_0$ (%)	Rp/Ro	Behavioural category ↓	I	II	III	IV	V
Elastic ( $\sigma_\theta < \sigma_{cm}$ )	negligible	-	a	STABLE		INSTABLE	WEDGES	CAVING
			b					
Elastic - Plastic ( $\sigma_\theta > \sigma_{cm}$ )	<0.5	1-2	c	SPALLING/ ROCKBURST		→ Immediate collapse of tunnel face ↑	SQUEEZING	
	0.5-1.0	2-4	d					
	>1.0	>4	e					
			(f)					

$\delta_0$ : deformación radial en la cara máx  
 $\sigma_{cm}$ : resistencia a la compresión de la masa rocosa  
 Rp/Ro: radio plástico/radio de la cavidad  
 $\sigma_\theta$ : esfuerzo tangencial  
 - Las sombras son indicativas.

Figura IV-37. Esquema de clasificación del comportamiento de excavaciones. Fuente: Tapia (Tapia, 2017).

Cuadro IV-42. Resultados de radio plástico y convergencia de los modelos con un solo paso de la excavación con distintos valores de perturbación y orientación del esfuerzo mayor.

Modelo	Esfuerzo principal mayor	Radio plástico (m)	Convergencia total (m)
1	En el plano	26,3	0,0465
2	Fuera del plano	25,3	0,0314

Adicionalmente se han realizado otros dos modelos que consideran sólo un paso, el cual posee la condición de esfuerzos in situ y la excavación sin soporte. Los resultados se encuentran en el Cuadro IV-42, los cuales tienen las mismas tendencias con las variaciones en los esfuerzos y módulos. No obstante, las magnitudes son mucho menores de las obtenidas con los modelos con la técnica de remplazo del núcleo. Si se consideran dos pasos, donde el primero no existe la excavación y el segundo ya se ha realizado, las magnitudes de los desplazamientos aumentan alrededor de 2 veces, pero son mucho menores a los obtenidos con la técnica de reducción del núcleo. Por lo anterior, se considera que los modelos con esa técnica poseen mayor exactitud de la condición real por el proceso mismo en que se realiza la cavidad.

### IV.3.3 Simulación de proceso de excavación

#### IV.3.3.1 Secuencia constructiva con secciones con área similar

Se propone una secuencia constructiva de la excavación y colocación del soporte en etapas, la cual se analiza en esta sección. En la Figura IV-38 se muestra la sección transversal de la caverna, en la cual se encuentra dividida por zonas identificadas con un número y las cotas de dichas zonas. Los números corresponden al orden de la excavación. Tal y como se puede observar los anchos y altos de las excavaciones son similares.

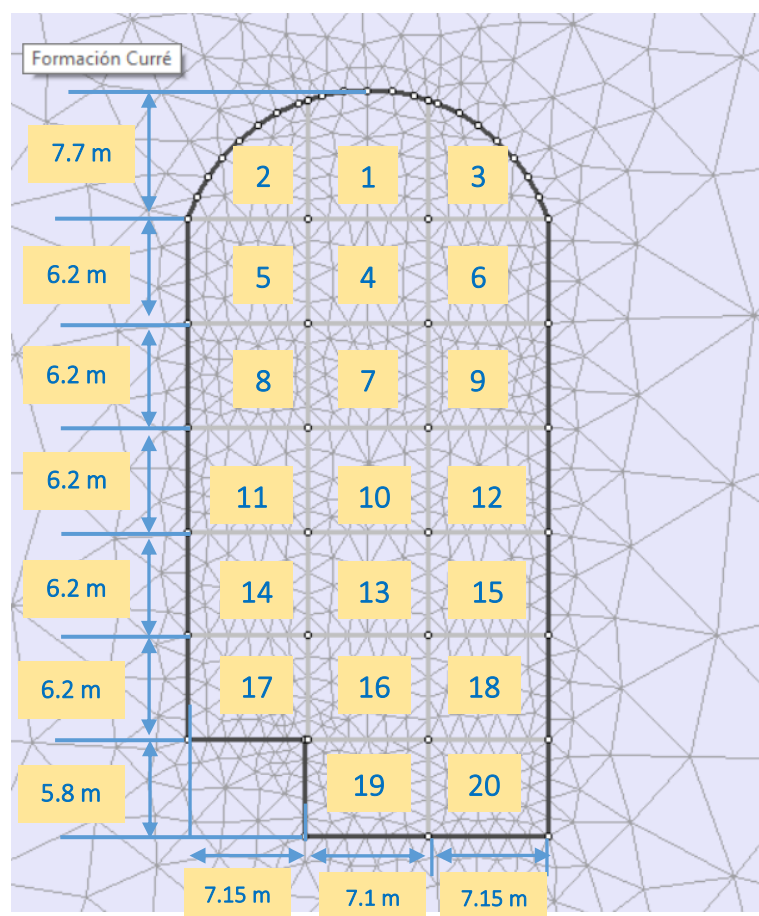


Figura IV-38. Secuencia constructiva propuesta para la caverna con secciones no uniformes.

De acuerdo con la información suministrada del anteproyecto se han propuesto varios tipos de soporte para los túneles con avances máximos entre 1 m y 3,5 m. En este caso se propone un avance máximo de 1,5 m, el cual corresponde a la distancia a la cual se coloca el soporte desde el frente.

El análisis de la secuencia constructiva requiere de determinar la deformación a la cual se coloca el soporte para el avance propuesto. Para ello se analiza con detalle la zona 1 con la técnica de reducción del núcleo y el perfil de deformación longitudinal realizado por Vlachopoulos and Diederichs (2009). Esa zona se considera como representativa para los demás pasos. Las etapas inicial, intermedia y final se muestran en la Figura IV-39.

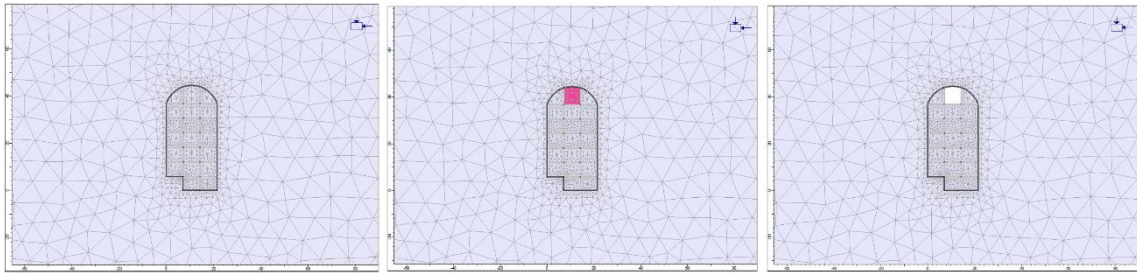


Figura IV-39. Etapa inicial, intermedia y final del modelo con la técnica de remplazo del núcleo para el análisis de la etapa 1 de la excavación sin soporte y con el esfuerzo principal mayor en el plano realizado con la herramienta RS2.

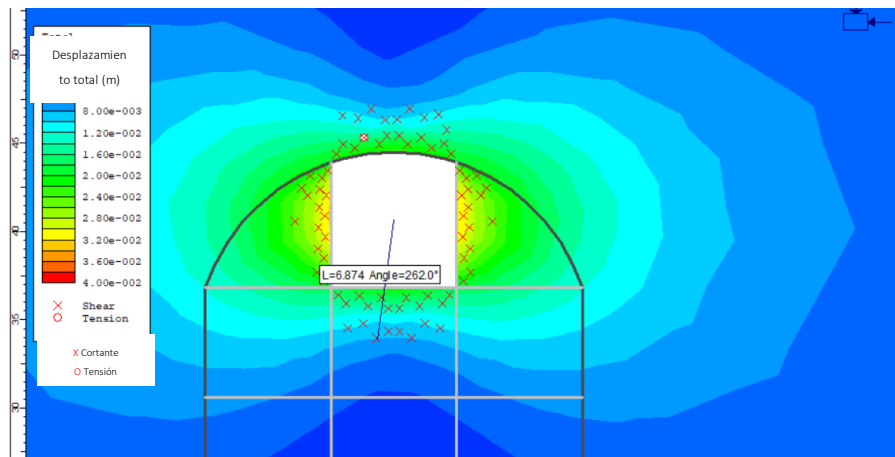


Figura IV-40. Radio plástico y desplazamientos totales para el análisis de la etapa 1 de la excavación sin soporte y con el esfuerzo principal mayor en el plano realizado con la herramienta RS2.

El radio plástico y los contornos de desplazamientos totales para la etapa final del caso en el cual el esfuerzo principal se encuentra en el plano se muestra en la Figura IV-40. En este caso el radio plástico es de 6,87 m y la convergencia es de 32,4 mm.

Los resultados de los modelos con los distintos valores de orientación del esfuerzo principal mayor se encuentran en el Cuadro IV-43. En este caso se considera que la excavación está representada por un área de 7,15 m por 7,4 m, de modo que el radio de un círculo que posee la misma área es de 4,1 m. De esta forma, la razón entre la distancia al frente entre el radio de la excavación es de 0,183 (= 1.5 m /8,2 m).

*Cuadro IV-43. Resultados de radio plástico y convergencia de los modelos de la etapa excavación con la técnica de remplazo del núcleo con distintos valores de orientación del esfuerzo principal mayor.*

Modelo	Esfuerzo principal mayor	Radio plástico (m)	Convergencia total (m)	Radio plástico entre radio excavación
1	En el plano	6,87	0,0324	1,67
2	Fuera del plano	5,63	0,0214	1,37

En la Figura IV-41 se muestra el perfil de deformación longitudinal propuesto por Vlachopoulos and Diederichs (2009) en la cual se han señalado las razones de convergencia a una distancia del frente entre la convergencia total para una distancia al frente de 1,5 m. Los resultados de la convergencia en el momento que se coloca el soporte se encuentran en el Cuadro IV-44.

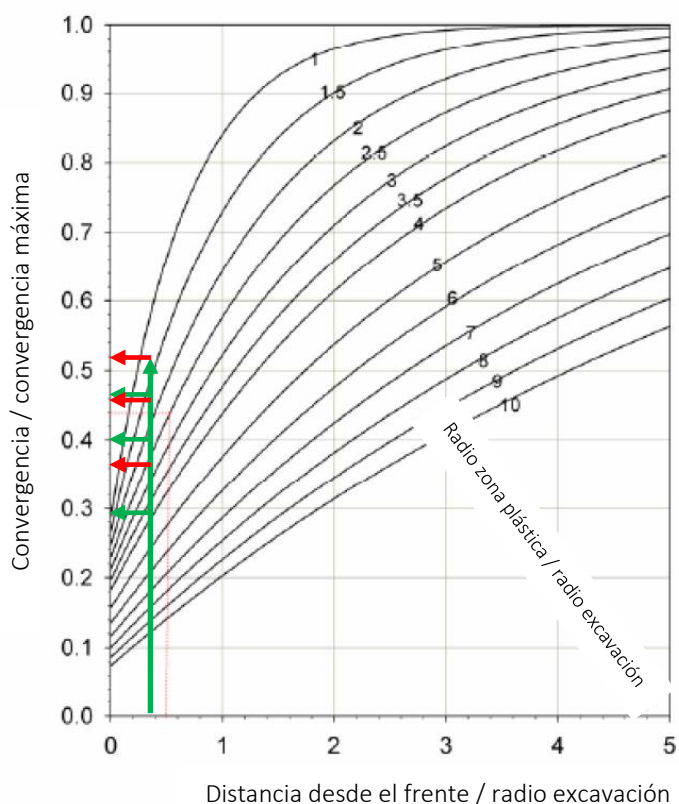


Figura IV-41. Perfil de deformación longitudinal y razones de convergencia entre la convergencia del soporte para el paso 1. Fuente: Vlachopoulos and Diederichs (2009).

*orientación del esfuerzo principal mayor.*

Cuadro IV-44. Estimación de convergencia en el momento que se coloca el soporte, módulo y paso de núcleo antes de colocar el soporte.

Modelo	Convergencia máxima (m)	Convergencia/ convergencia máxima	Convergencia (m)	Módulo (paso) en que se coloca el soporte
1	0,0324	0,46	0,015	1500 (3)
2	0,0214	0,52	0,011	1500 (3)

De acuerdo con el análisis de equilibrio límite para la orientación más favorable sólo es necesario colocar anclajes en la corona y se ha propuesto colocar concreto lanzado de 100 mm en el perímetro. Se ha analizado la secuencia constructiva de ese refuerzo para la condición más favorable de esfuerzos in situ y la menor perturbación, el cual consta de 61

pasos de análisis. En la Figura IV-42 se muestran los contornos de las deformaciones, también se muestra de amarillo los anclajes que alcanzan la capacidad máxima, el radio plástico y las curvas de capacidad del concreto lanzado con una malla electrosoldada con alambres de 12 mm de diámetro. La deformación máxima es de 0,145 m y el radio plástico es de 27,9 m.

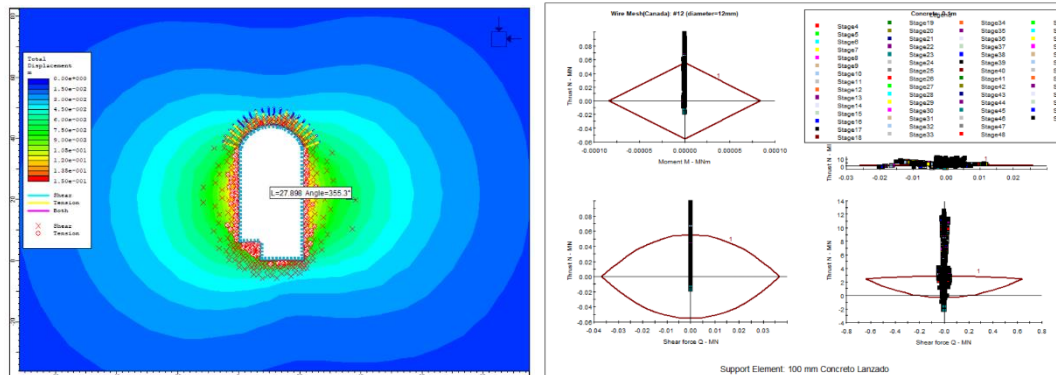


Figura IV-42. Radio plástico, anclajes que alcanzan la capacidad máxima, desplazamientos totales y curvas de demanda del concreto lanzado para el último paso del modelo 6 con el refuerzo para la orientación favorable por cuñas.

De acuerdo con los resultados tanto los anclajes como el concreto lanzado fallan y por ende no se logra la seguridad requerida. De esta forma, el refuerzo requerido por equilibrio límite de las cuñas no es satisfactorio al realizar el análisis de elemento finito. Al realizar el análisis con la propuesta de soporte para la orientación crítica obtenida con el análisis de equilibrio límite se obtiene que la resistencia de los anclajes y del concreto lanzado es insuficiente. De esta forma, es necesario aumentar la cantidad de soporte.

Tal y como se indicó anteriormente el diseño del soporte se realiza para una condición de perturbación baja, de modo que se utilizan las propiedades con  $D$  igual a cero. Lo anterior se debe a que se propone realizar la caverna en etapas con bancos y durante el proceso constructivo se puede controlar la voladura o realizar la excavación mecanizada.

En el caso en que el esfuerzo principal mayor se encuentra fuera del plano se propone colocar el soporte luego del paso 5, que corresponde a una distancia alrededor de 8 m. El soporte consiste en concreto lanzado de 300 mm en todas las caras junto con elementos metálicos con perfiles W y anclajes. Se plantea colocar anclajes de 18 m de longitud con una



separación de 1 m en las dos direcciones, la cual cumple con la separación mínima recomendada y con la longitud del caso crítico por equilibrio de los bloques. El espesor del concreto se basa en la recomendación del sistema RMR y se aumenta la resistencia a la compresión simple a 35 MPa. La sección propuesta para los elementos metálicos es W920x1191 con una separación de 500 mm.

En la Figura IV-43 se muestran los resultados del último paso, donde se muestra las curvas de deformación, los anclajes que alcanzan la resistencia con un factor de seguridad de 1.2 y el radio plástico el cual es de 28 m, el cual es menor al diámetro medio de 34 m. La convergencia máxima es de 0,129 m, que es 0,38 % de ese diámetro.

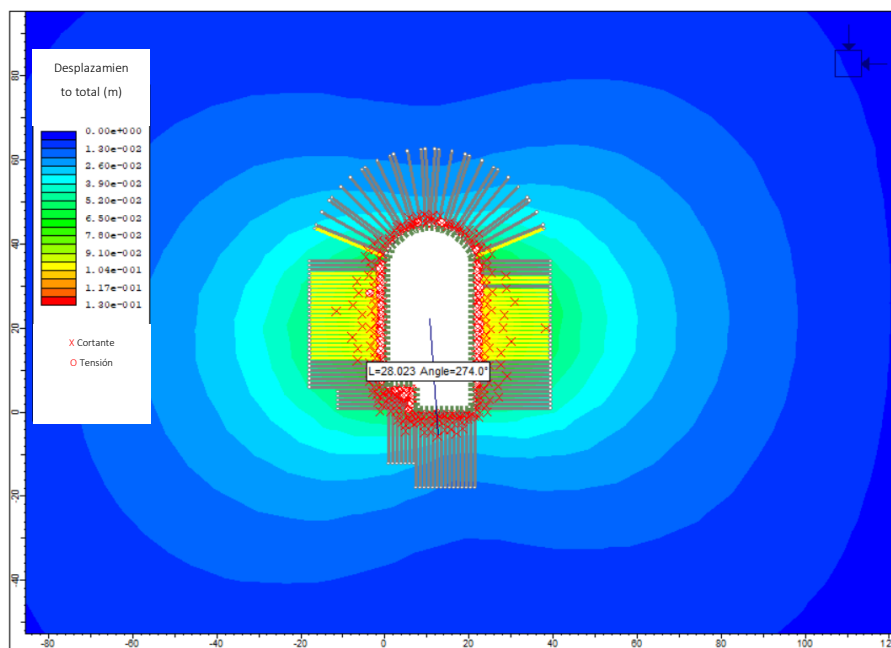


Figura IV-43. Radio plástico, anclajes que alcanzan la capacidad máxima, desplazamientos totales para el último paso del modelo 2 con el refuerzo final.

En la Figura IV-44 se encuentran las curvas de capacidad y los puntos de demanda de cada uno de los pasos en el soporte de concreto lanzado. De acuerdo con los resultados este soporte tiene un factor de seguridad mínimo de 1,25, el cual se considera aceptable.

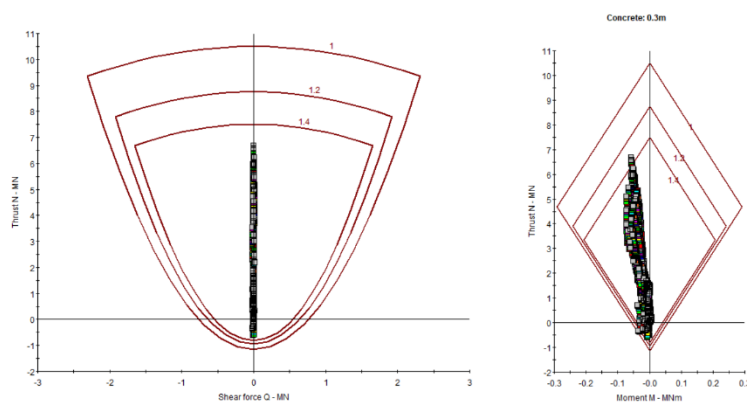


Figura IV-44. Demanda y curvas de capacidad del concreto lanzado de soporte del modelo 2 con el refuerzo final.

Por otro lado, en la Figura IV-45 se presentan las curvas de capacidad y los puntos de demanda de cada uno de los pasos en los elementos metálicos. De acuerdo con los resultados este soporte tiene un factor de seguridad mínimo de 1,2, el cual se considera es aceptable.

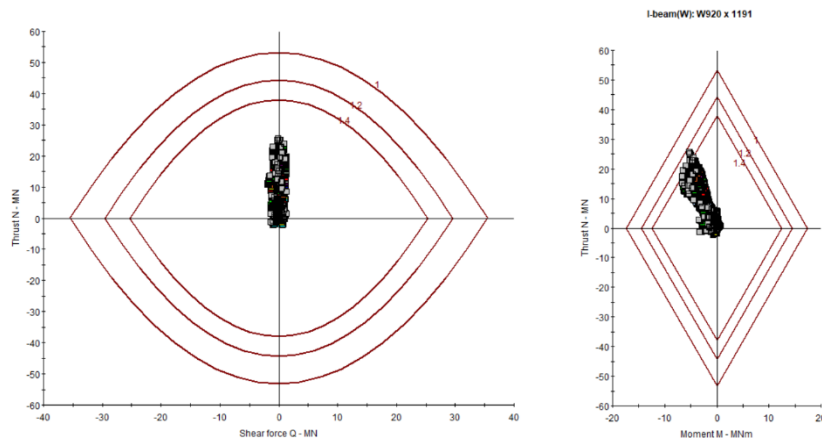


Figura IV-45. Demanda y curvas de capacidad de los elementos metálicos de soporte del modelo 2 con el refuerzo final.

Se ha analizado la caverna con mismo soporte, pero para el caso en que el esfuerzo principal mayor se encuentra en el plano. No se hacen cambios en el refuerzo, ya que la separación de los anclajes y elementos metálicos se encuentran en el límite inferior. En la Figura IV-46 se muestran los resultados del último paso, donde se muestra las curvas de deformación, los

anclajes que alcanzan la resistencia con un factor de seguridad de 1.2 y el radio plástico el cual es de 32,1 m, el cual es muy cercano al diámetro medio de 34 m. La convergencia máxima es de 0,188 m, que es 0,55 % de ese diámetro.

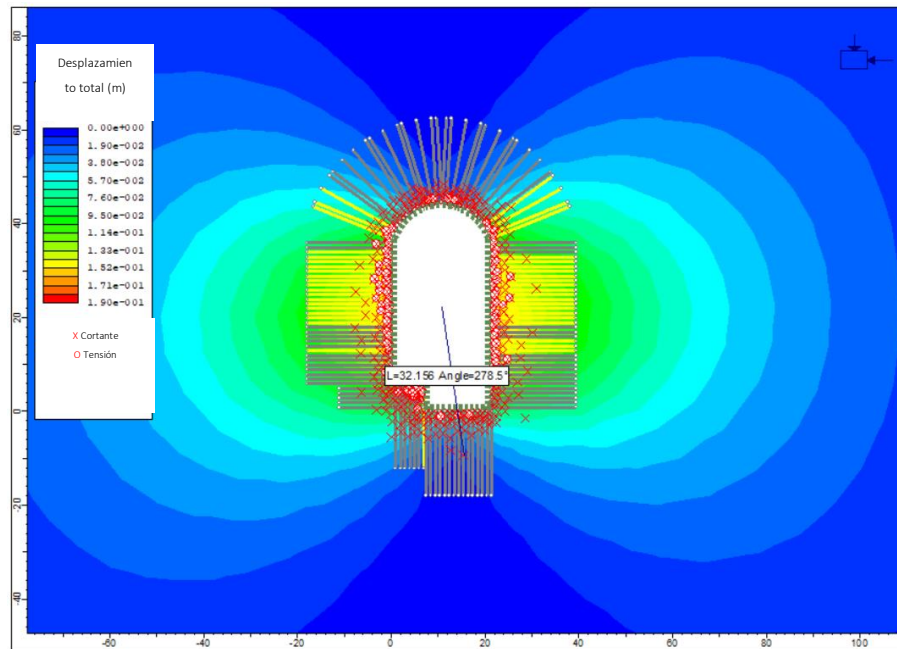


Figura IV-46. Radio plástico, anclajes que alcanzan la capacidad máxima, desplazamientos totales para el último paso del modelo 1 con el refuerzo final.

En la Figura IV-47 se presentan las curvas de capacidad y los puntos de demanda de cada uno de los pasos en el soporte de concreto lanzado. De acuerdo con los resultados este soporte tiene un factor de seguridad mínimo entre 1 y 1,2, el cual se considera que es bajo.

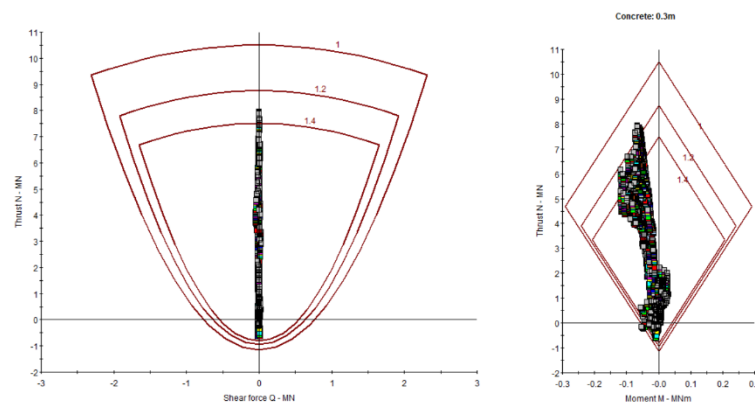


Figura IV-47. Demanda y curvas de capacidad del concreto lanzado de soporte del modelo 1 con el refuerzo final.

Por otro lado, en la Figura IV-48 se encuentran las curvas de capacidad y los puntos de demanda de cada uno de los pasos en los elementos metálicos. De acuerdo con los resultados existen puntos que superan la resistencia máxima y por ende no es satisfactorio. De esta forma, se considera que es necesario orientar la caverna para que el esfuerzo principal mayor se encuentre fuera del plano de la sección transversal.

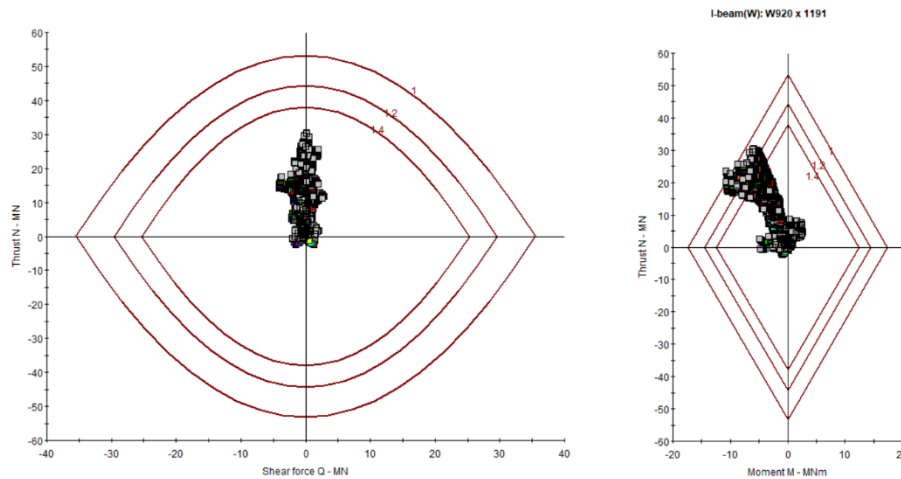


Figura IV-48. Demanda y curvas de capacidad de los elementos metálicos de soporte del modelo 1 con el refuerzo final.

#### IV.3.3.2 Secuencia constructiva con secciones no uniformes

Se propone una segunda secuencia constructiva de la excavación y colocación del soporte en etapas, la cual se analiza en esta sección. En la Figura IV-38 se muestra la sección transversal de la caverna, en la cual se encuentra dividida por zonas identificadas con un número y las cotas de dichas zonas. Los números corresponden al orden de la excavación y colocación de los anclajes. Tal y como se puede observar los anchos y altos son no uniformes y se proponen excavaciones centrales de mayores dimensiones. En la Cuadro IV-45 se describe el proceso que se realiza en cada uno de los pasos de excavación.

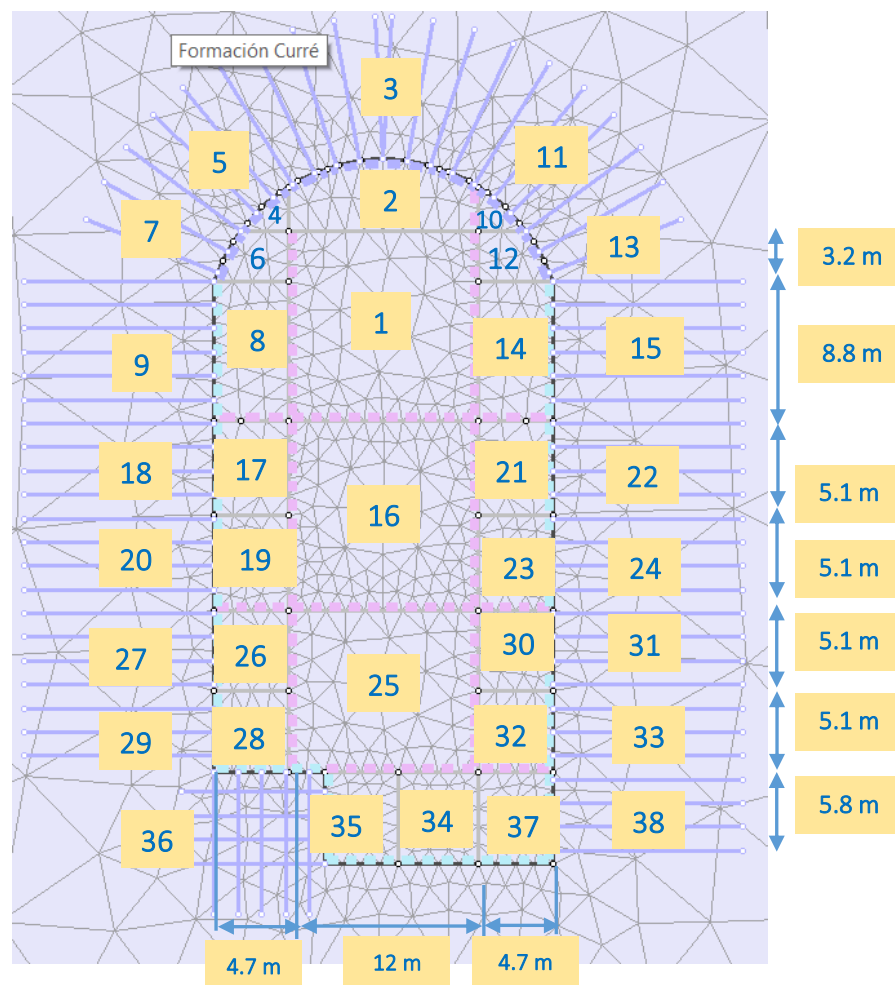


Figura IV-49. Secuencia constructiva propuesta para la caverna con secciones no uniformes.

Cuadro IV-45. Proceso que se realiza en cada paso de excavación.

Paso	Proceso
1	Excavación de tramo central
2	Excavación en corona y colocación de concreto lanzado en zona excavada en 1
3	Colocación de anclajes en corona y colocación de concreto lanzado en pared al lado superior
4	Excavación lateral izquierda
5	Colocación de anclajes en corona
6	Excavación lateral izquierda
7	Colocación de anclajes en corona
8	Excavación pared izquierda
9	Colocación de anclajes en pared izquierda y concreto lanzado en piso
10	Excavación pared derecha
11	Colocación de anclajes en corona

12	Excavación lateral derecha
13	Colocación de anclajes en corona
14	Excavación pared derecha
15	Colocación de anclajes en pared derecha y concreto lanzado en piso
16	Excavación tramo central, colocación de 1 <sup>era</sup> capa de concreto lanzado en corona y pared
17	Excavación en pared izquierda y colocación de concreto lanzado en zona excavada en 16
18	Colocación de anclajes en pared izquierda y 2 <sup>da</sup> capa de concreto lanzado en corona
19	Excavación pared izquierda
20	Colocación de anclajes en pared izquierda y concreto lanzado en piso
21	Excavación en pared derecha
22	Colocación de anclajes en pared derecha
23	Excavación pared derecha
24	Colocación de anclajes en pared derecha y concreto lanzado en piso
25	Excavación de tramo central y concreto lanzado en paredes excavadas en 17 y 21
26	Excavación en pared izquierda y concreto lanzado en zona excavada en 25
27	Colocación de anclajes en pared izquierda
28	Excavación pared izquierda
29	Colocación de anclajes en pared izquierda y piso excavado en 28 y concreto lanzado en pared excavada en 19
30	Excavación pared derecha
31	Anclajes en pared izquierda excavada en 30 y concreto lanzado en pared excavada en 23
32	Excavación en pared derecha
33	Colocación de anclajes en pared derecha y concreto lanzado en piso excavado en 32
34	Excavación del núcleo central en piso
35	Excavación en pared izquierda del piso y concreto lanzado excavado en 26, 28, 30 y 32 (pared y piso)
36	Colocación de anclajes en pared izquierda
37	Excavación en pared derecha del piso
38	Colocación de anclajes en pared derecha y concreto lanzado excavado en 34, 35 y 37.

En este caso el soporte de anclajes se coloca una vez que se ha reducido por completo el módulo del tramo que se está excavando. El refuerzo de concreto lanzado se coloca posteriormente de modo que se admita que el medio de deforme y la mayor parte de la carga sea soportada por los anclajes.

La secuencia de excavación busca que se logre estabilizar los bloques críticos para la orientación en la cual se encuentra el esfuerzo principal en el plano y fuera del plano. En la Figura IV-50 se muestran los bloques críticos de la sección transversal para las orientaciones críticas por esfuerzos, las cuales son similares que las obtenidas con el análisis de equilibrio límite.

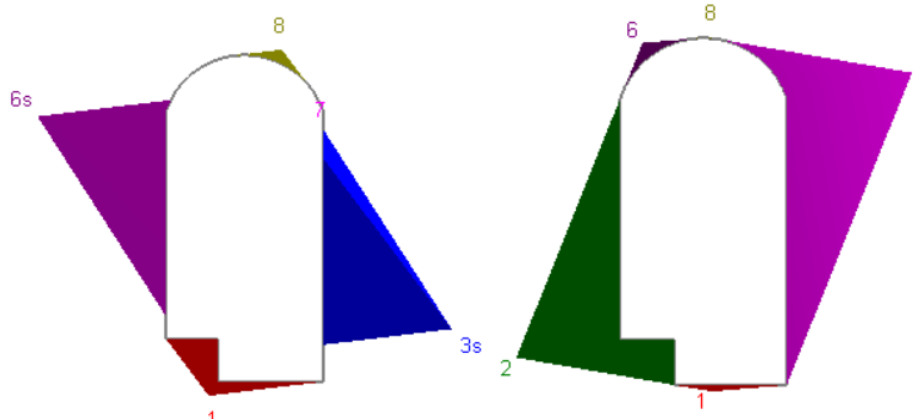


Figura IV-50. Forma de los bloques críticos para la orientación de la caverna en la cual el esfuerzo principal mayor se encuentra en el plano y fuera del plano obtenida con la herramienta Unwegde.

Con base en los resultados presentados anteriormente se analiza el caso en que el esfuerzo principal mayor se encuentra fuera del plano de la excavación. Lo anterior se debe a que para el dimensionamiento del refuerzo es más crítico la orientación de los esfuerzos que la orientación respecto a la orientación de las discontinuidades.

En la Figura IV-51 se muestra el radio plástico, anclajes que alcanzan la fluencia y desplazamientos totales para el último paso. Para ese análisis se ha considerado concreto lanzado de 24,5 MPa de 0,300 m de espesor con malla electrosoldada de 490 MPa con alambres de 10 mm de espesor con una separación de 0,15 m. Los anclajes se proponen de 25 mm de diámetro de 420 MPa con separaciones de 2 m fuera del plano y 1,5 m en el plano y su longitud es de 9 m en la corona y piso y 12 m en las paredes. Esas separaciones se han planteado de modo que cumplan con los requisitos mínimos presentados en los resultados de equilibrio límite y que las longitudes de modo que estas sean superiores a la zona plastificada.

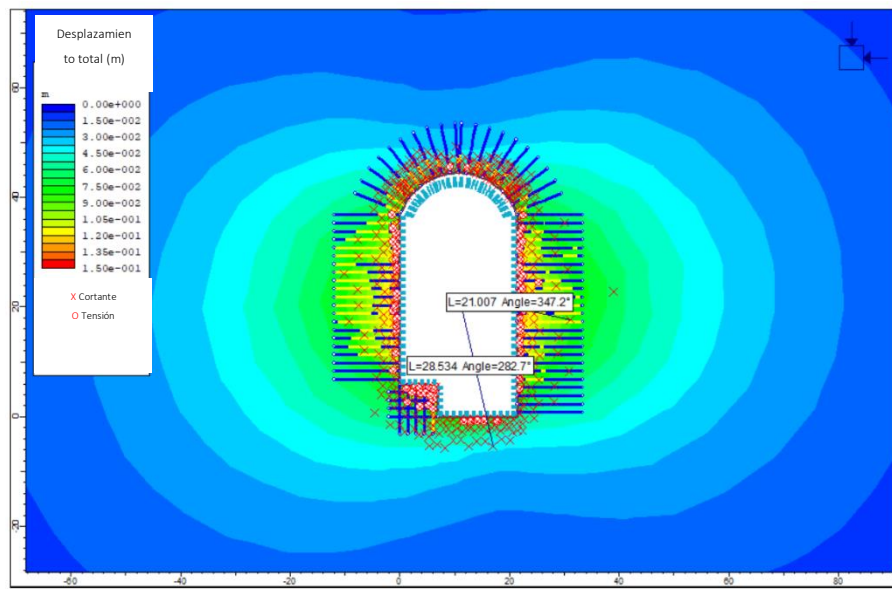


Figura IV-51. Radio plástico, anclajes que alcanzan la capacidad máxima, desplazamientos totales para el último paso del del modelo 2.

En la Figura IV-52 se muestran la demanda y las curvas capacidad del concreto lanzado y en la Figura IV-53 se muestran las correspondientes al acero de refuerzo. De acuerdo con los resultados este soporte posee un factor de seguridad alrededor de 1,2, pero existen algunos puntos que entrarán en fluencia a flexión y tensión.

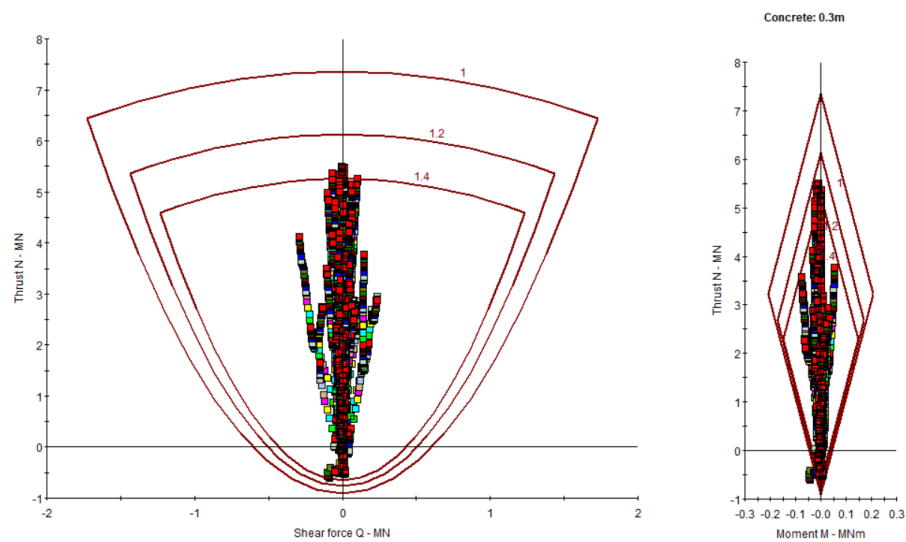


Figura IV-52. Demanda y curvas de capacidad del concreto lanzado de soporte del modelo



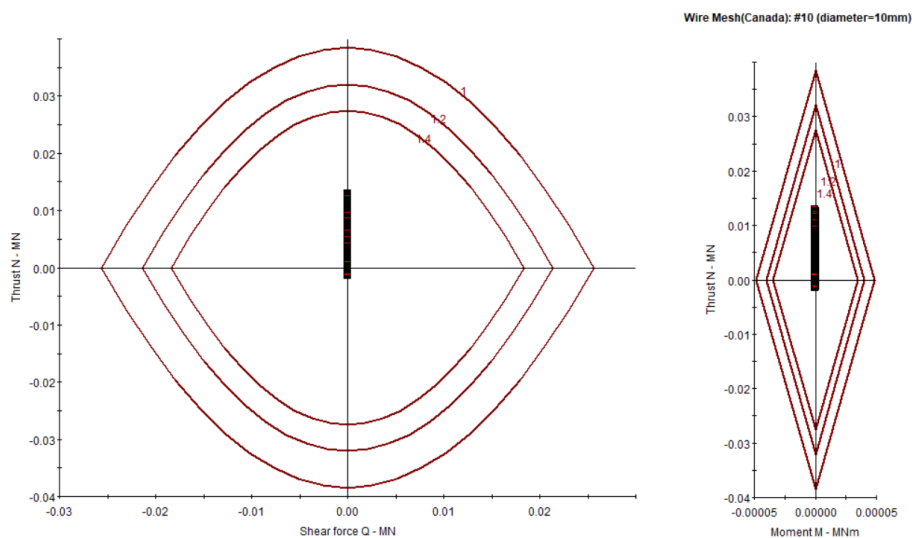


Figura IV-53. Demanda y curvas de capacidad de los elementos la malla de refuerzo del modelo 2 con el refuerzo final.

Se ha analizado el refuerzo planteado anteriormente, pero variando la orientación del esfuerzo principal de modo que se encuentre en el plano. En la Figura IV-54 se muestra el radio plástico, anclajes que fluyen y desplazamientos. De acuerdo el radio plástico horizontal posee poca variación y el vertical aumenta respecto al caso anterior, la cantidad de anclajes que fluyen se reducen y es necesario aumentar la longitud de los anclajes en la corona para que su longitud sea superior a la zona plastificada. Por otro lado, en la Figura IV-55 se muestra la demanda y curvas de capacidad del concreto y en la Figura IV-56 las del acero de refuerzo. Tal y como se puede ver la demanda es superior y alcanza la ruptura.

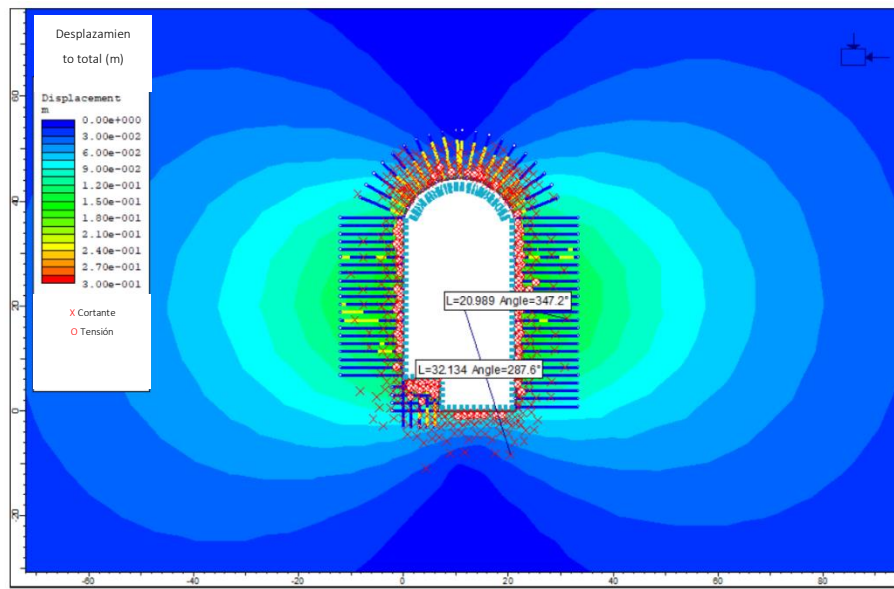


Figura IV-54. Radio plástico, anclajes que alcanzan la capacidad máxima, desplazamientos totales para el último paso del del modelo 1.

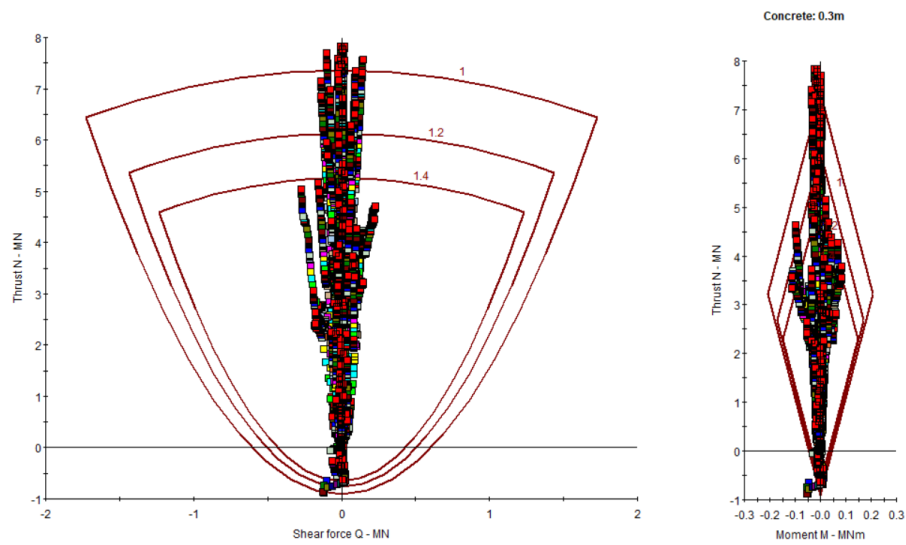


Figura IV-55. Demanda y curvas de capacidad del concreto lanzado de soporte del modelo

2.

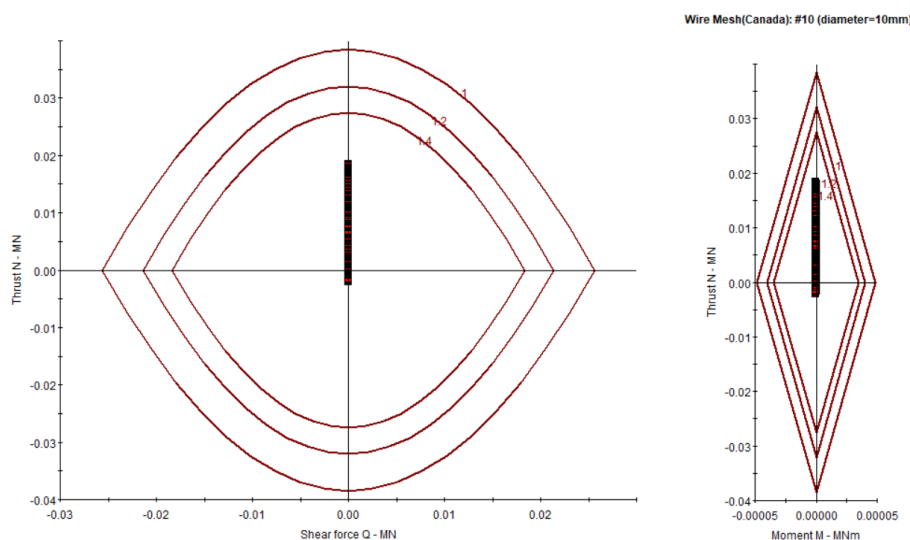


Figura IV-56. Demanda y curvas de capacidad de los elementos la malla de refuerzo del modelo 2 con el refuerzo final.

En el Cuadro IV-46 se muestran los resultados de radio plástico y convergencia de los dos modelos. De acuerdo con los resultados la convergencia entre el diámetro promedio ronda el 1%, lo cual se considera aceptable. Por otro lado, las razones de radio plástico entre el radio de la excavación son menores a 2. Este comportamiento es similar al obtenido con secciones uniformes y colocación de refuerzo en etapas antes que se redujera todo el módulo del núcleo, pero la cantidad de refuerzo es significativamente menor. De esta forma, se considera esta como definitiva.

*Cuadro IV-46. Resultados de radio plástico y convergencia de los modelos de la excavación con secciones no uniformes con distintos valores de orientación del esfuerzo principal mayor.*

Modelo	Esfuerzo principal mayor	Radio plástico (m)	Convergencia total (m)	Radio plástico entre radio excavación
1	En el plano	Vertical = 32,1	0,202	1,44
		Horizontal = 20,9		1,95
2	Fuera del plano	Vertical = 28,5	0,143	1,28
		Horizontal = 21		1,96

#### IV.3.4 Análisis de resultados

De acuerdo con los resultados anteriores se tiene que:

- El proyecto se encuentra en un ambiente geológico de rocas sedimentarias.
- De acuerdo con el mapa de Geotectónica Regional las rocas del son sedimentarias y de acuerdo con el de Quesada (2015) es de esperar que las obras subterráneas crucen las formaciones Paso Real, Curré, Térraba y Fila de Cal, las cuales son rocas sedimentarias. Lo anterior fue comprobado con la investigación geotécnica y geológica del proyecto.
- A lo largo de la excavación de los túneles del proyecto existen estructuras geológicas, tales como fallas y pliegues que deben ser consideradas. En la zona donde se ubica la caverna no existen fallas, pero se encuentra en un pliegue anticlinal. Lo anterior se refleja en el estado de esfuerzos in situ donde el esfuerzo principal mayor es horizontal.
- De acuerdo con la información se propone un modelo geotécnico de una unidad geotécnica, la cual consiste en un macizo rocoso fracturado compuesto por 5 sistemas de diaclasas y un sistema de estratificación. Es de esperar que exista un sistema de estratificación al ser rocas sedimentarias y que el medio se encuentre fracturado por los esfuerzos regionales y pliegues.
- Las propiedades mecánicas de la roca intacta son bajas a medias y las propiedades de las sistemas de discontinuidades son intermedias. Lo anterior concuerda con los resultados de los sistemas de clasificación geomecánica como RMR, GSI y Q, que indican que la calidad es media a mala.
- Las propiedades geomecánicas del macizo se basa en los resultados de ensayos triaxiales y los valores de perturbación D y GSI, el cual se estima con el valor de RMR. Estos últimos se basan en las descripciones de los levantamientos geológicos de los afloramientos en superficie. Al no existir pruebas de campo de resistencia y de deformabilidad del macizo, entonces la confiabilidad del modelo es limitada.
- Las recomendaciones de soporte del sistema RMR consiste en anclajes de 3 m a 4 m de longitud con separaciones entre 1,5 m y 2 m y concreto lanzado entre 5 mm y 30

mm con separaciones de pases entre 1,8 m y 9 m. En el caso del sistema Q se recomienda anclajes entre 1,6 m de longitud a 5 m de longitud para pases entre 2 m y 20 m y concreto lanzado entre 40 mm y 120 mm.

- De acuerdo con el sistema Q es de esperar como límite convergencias entre 30 mm y 3 m. De acuerdo con los análisis de elemento finito con la técnica de reducción del núcleo la deformación es entre 1,106 m y 1,433 m para un valor de  $D_0$  según la orientación del esfuerzo principal mayor.
- Los resultados de equilibrio límite indican que existen variaciones en la presión necesaria para lograr un factor de seguridad requerido con la orientación, lo cual es de esperar al existir sistemas de discontinuidades con direcciones y buzamientos específicos.
- En este caso existen dos mínimos globales los cuales tienen una diferencia de direcciones de  $180^\circ$ . Lo anterior es de esperar ya que ambos resultados corresponden a la misma orientación de la caverna, pero con un cambio de dirección. El mismo resultado se obtiene para la orientación crítica.
- La orientación más favorable obtenida con el análisis de equilibrio límite posee una dirección de buzamiento de  $51^\circ$ , la cual es muy cercana a la dirección en que se orienta el esfuerzo principal mayor en el plano horizontal. De igual manera la orientación más crítica de la caverna es cercano a la orientación del esfuerzo principal mayor en el plano. Este resultado es de esperar, ya que los esfuerzos in situ generan tensiones en el macizo rocoso y forman las discontinuidades.
- La orientación más favorable obtenida con el análisis de elemento finito límite posee una dirección de buzamiento de  $135^\circ$ .
- La orientación más favorable para la construcción de la caverna y reducción del soporte corresponde en la cual el esfuerzo principal se encuentra fuera del plano de la sección transversal, que corresponde a una dirección de buzamiento de  $135^\circ$ . De esta forma, en este caso la orientación de los esfuerzos in situ rige sobre a orientación de las discontinuidades.

- Los requisitos de soporte por equilibrio límite de cuñas son significativamente menores para la orientación de la caverna más favorable respecto a la crítica, ya que En el primer caso sólo se necesitan anclajes en la corona de 5.5 m de largo y con separaciones entre 1,5 m y 2 m, mientras que para la dirección crítica se requieren anclajes de 18 m de longitud con una separación de 1,3 m y concreto lanzado de 100 mm. A excepción de la longitud de los anclajes del caso crítico, que se deben a la recomendación respecto al alto de la cuña, estos se encuentran dentro de las recomendaciones dadas por los sistemas de clasificación.
- Las cuñas removibles para la orientación más favorable son muy estables y la que requiere ser soportada es muy pequeña y se encuentra en la corona. En el caso de la orientación crítica el tamaño de la cuña es mucho mayor al caso anterior, pero también se encuentra en la corona. Es de esperar que las cuñas en el piso sean estables, las de las paredes dependen de la orientación de las discontinuidades y resistencia del macizo y las de la corona son muy propensas a ser inestables. De esta forma, los resultados concuerdan con lo esperado.
- El sistema de clasificación geomecánica RMR proporciona rangos de propiedades de la envolvente de resistencia de Mohr Coulomb. En el caso del ángulo de fricción interna los valores concuerdan con los obtenidos con los obtenidos con el valor de GSI y D para la profundidad de la caverna. No obstante, los valores de cohesión del sistema RMR son menores a los obtenidos a partir de la envolvente de Hoek y Brown, por lo que se puede considerar que se encuentran dentro del lado de la seguridad.
- Los parámetros de resistencia de la envolvente de Mohr Coulomb obtenidas con el valor de GSI y D =0 para una profundidad de 100 m son cercanos a los valor superiores de los rangos obtenidos con el sistema RMR.
- Los parámetros de las envolventes de resistencia obtenidas con el sistema de clasificación Q son muy sensibles al valor de perturbación de la excavación durante el proceso constructivo. Lo anterior es de esperar, ya que un proceso constructivo causa perturbación del medio.

- En este caso la correlación propuesta por de Bieniawski (1989) entre el RMR y el Q logra predecir adecuadamente el valor de RMR a partir del Q. De esta forma, se considera que los cálculos de ambos parámetros se han realizado adecuadamente.
- De acuerdo con los resultados de los análisis de elemento finito con la técnica de remplazo del núcleo sin refuerzo indican que las convergencias son altas y el radio plástico es alto. Para lograr que los valores se puedan controlar con soporte es necesario que la perturbación durante el proceso de excavación sea mínima.
- Las convergencias y radios plásticos obtenidos para el análisis de la caverna sin refuerzo con la técnica de remplazo del núcleo no presentan variaciones significativas con la variación del esfuerzo principal mayor.
- Los resultados de deformaciones obtenidas con los análisis de un solo paso son alrededor de diez veces menores a las obtenidas con varios pasos con la técnica de remplazo del núcleo. De esta forma, el análisis de los esfuerzos en el medio sin considerar el proceso de excavación subestima las convergencias y la zona plastificada. Lo anterior indica que el proceso mismo en que se realiza la caverna es muy incluyente en el estado de tensiones y de deformaciones y por ende es necesario que la secuencia constructiva se analizada.
- De acuerdo con los resultados de elemento finito los sistemas de soporte propuestos para el equilibrio de las cuñas no cumplen con los factores de seguridad a pesar de que se ha planteado un proceso constructivo muchas etapas (20 etapas) y avances de excavación pequeños (1,5 m). Este resultado concuerda con lo obtenido con el esquema de clasificación de comportamiento de excavaciones, el cual indica que la caverna posee un comportamiento entre estabilidad de cuñas y con problemas de deformaciones (“squeezing”). Lo anterior se debe a que la obra se ha planteado a una profundidad importante (450 m) a la cual la estabilidad de las cuñas no gobierna el comportamiento.
- Para lograr la seguridad de la excavación es necesario orientar la excavación de modo que el esfuerzo principal se encuentre fuera del plano de la excavación, que es cercana a la orientación más desfavorable con el análisis de bloques. Si la excavación

se orienta de manera que el esfuerzo principal mayor este en el plano se requiere de un soporte mayor, ya que los factores de seguridad son menores a 1 si se utiliza el soporte planteado en el caso anterior.

- A pesar de que los resultados de equilibrio límite indican que sólo es necesario colocar soporte en la corona para dar estabilidad a los bloques, en la práctica se colocan anclajes en las paredes por la dimensión de las paredes y concreto lanzado al ser rocas sedimentaria. Los análisis de elemento finito toman en cuenta estas consideraciones, las cuales son necesarias para que la zona plastificada y convergencias se encuentren dentro de los límites aceptables.
- Si se coloca el refuerzo cerca del frente y con secciones con dimensiones similares, entonces es necesario colocar anclajes de 18 m con una separación de 1 m en todas las caras y concreto lanzado de 300 mm de espesor con elementos metálicos robustos con una separación de 500 mm. En ese caso las convergencias son menores a 1 % del diámetro y el radio plástico no supera un diámetro de la excavación.
- Si se coloca el refuerzo lejos del frente, con secciones no uniformes y grandes en el centro de la sección, entonces es necesario colocar anclajes de 9 m en la corona y de 12 m en las paredes con una separación de 1,5 m en el plano y 2 m fuera del plano en todas las caras y concreto lanzado de 300 mm con malla electrosoldada. En ese caso las convergencias son menores a 1 % del diámetro y el radio plástico no supera un diámetro de la excavación.
- La solución de colocación del soporte lejos del frente se puede realizar de forma segura por la forma y dimensiones de los bloques removibles. La secuencia constructiva se ha planteado de forma que no se descubran los bloques y de coloquen anclajes antes de continuar con la ampliación de la sección.

#### ***IV.4 Diseño del caso de la pantalla anclada***

El diseño de la obra de estabilización se presenta en este apartado, el cual se basa en las recomendaciones de Sabatini, Pass y Bachus (1999), disposiciones de la ACG (2009) y de la



ACG (2015). Primero se presenta el análisis de la excavación sin soporte y luego los criterios de diseño y el proceso constructivo. Posteriormente, se encuentra el cálculo de la estabilidad interna y para ello se presentan los empujes de diseño, las fuerzas en los anclajes, momentos en la pantalla, los cálculos de la falla de los tirantes por cedencia y por arrancamiento. En todos los casos no se considera la existencia de nivel freático ni presiones hidrostáticas ni hidrodinámicas, ya que de acuerdo con el modelo geotécnico el nivel freático se encuentra bajo la excavación.

Seguidamente se presentan los resultados del diseño por estabilidad externa, las cuales consisten en el equilibrio lateral y vertical de la pantalla y la estabilidad global. Finalmente, se analizan los resultados obtenidos.

#### IV.4.1 Análisis de la excavación sin soporte

Con base en el modelo geotécnico antes presentado se realiza una modelación de la excavación sin soporte y contemplando análisis de equilibrio límite para determinar los factores de seguridad, los cuales se comparan con los mínimos establecidos por la ACG (2015).

En primer lugar, se determina el factor de seguridad de la excavación considerando una superficie plana tanto la condición sin sobrecarga y con esta. Al realizar el equilibrio de la cuña con un ángulo de inclinación  $\alpha$  se tiene el esfuerzo requerido y al realizar la razón con la resistencia no drenada se obtiene el factor de seguridad, cuya expresión es la siguiente.

$$FS = \frac{\tau_{\text{resistente}}}{\tau_{\text{requerido}}} = \frac{S_u}{\left(\frac{1}{4}\gamma H + \frac{q_s}{2}\right) \sin(2\alpha)} \quad \text{IV-5}$$

Donde  $S_u$  es la resistencia al corte no drenada,  $\gamma$  es el peso unitario,  $H$  es la altura de la excavación,  $q_s$  es la sobrecarga y  $\alpha$  es la pendiente de la superficie de falla plana.

En este caso la sobrecarga se denomina como  $q_s$ , la cual es de 20 kN/m<sup>2</sup>. Al evaluar en esa expresión considerando las propiedades de la UG-1 y que la altura es de 11 m se tiene que el factor mínimo de seguridad sin sobrecarga es de 1,374 y al estar presente es de 1,134.

Por otro lado, al utilizar los gráficos de estabilidad de taludes de medios uniformes de Janbú de U.S. Army Corps of Engineers (2003) se tiene que:

$$FS = \frac{N_0 S_u (\mu_q \mu_w \mu_t)}{(\gamma H + q_s - \gamma_w H_w)} \quad \text{IV-6}$$

Donde  $N_0$  es un coeficiente dependiente del ángulo de la excavación,  $S_u$  es la resistencia al corte no drenada,  $\gamma$  es el peso unitario,  $H$  es la altura de la excavación,  $\gamma_w$  es el peso unitario del agua,  $H_w$  es la altura del nivel freático,  $\mu_q$  es un factor de ajuste por sobrecarga,  $\mu_q$  es un factor de ajuste por sobrecarga,  $\mu_w$  es un factor de ajuste por nivel freático y  $\mu_t$  es un factor de ajuste por la existencia de grietas activas en el suelo.

En este caso  $N_0$  es igual a 3,83, como el nivel freático está bajo la excavación entonces  $\mu_w$  es igual a 1 y se considera que no hay grietas por lo que  $\mu_w$  también es igual a 1. Si no se considera sobrecarga el  $\mu_q$  es igual a 1,0 y por ende el factor de seguridad es igual a 1,316. Por el contrario, al considerar la sobrecarga  $\mu_q$  es igual a 0,92 y por ello el factor de seguridad es de 1,095.

Finalmente, se utiliza la herramienta computacional herramienta Slide. Esta permite determinar la estabilidad de taludes con superficies de falla con distintas formas y se puede considerar la estratigrafía y las variaciones en las propiedades mecánicas de los distintos estratos. En este caso se ha considerado las tres unidades geotécnicas superiores con sus propiedades y espesor y la sobrecarga antes mencionada. Se ha considerado los métodos de: Janbú corregido, Spencer y Morgenstern y Price, los cuales consideran las tres ecuaciones de equilibrio.

En la Figura IV-57 se muestran los resultados del análisis realizado con la herramienta Slide que considera varias superficies de falla y la superficie con el menor factor de seguridad es de 1,193, el cual considera la sobrecarga. En el caso que se omita la presión que simula las construcciones vecinas, entonces el factor de seguridad es de 1,425 (ver Figura IV-58). El factor de seguridad que se presenta corresponde al obtenido con método de análisis de Morgenstern y Price.

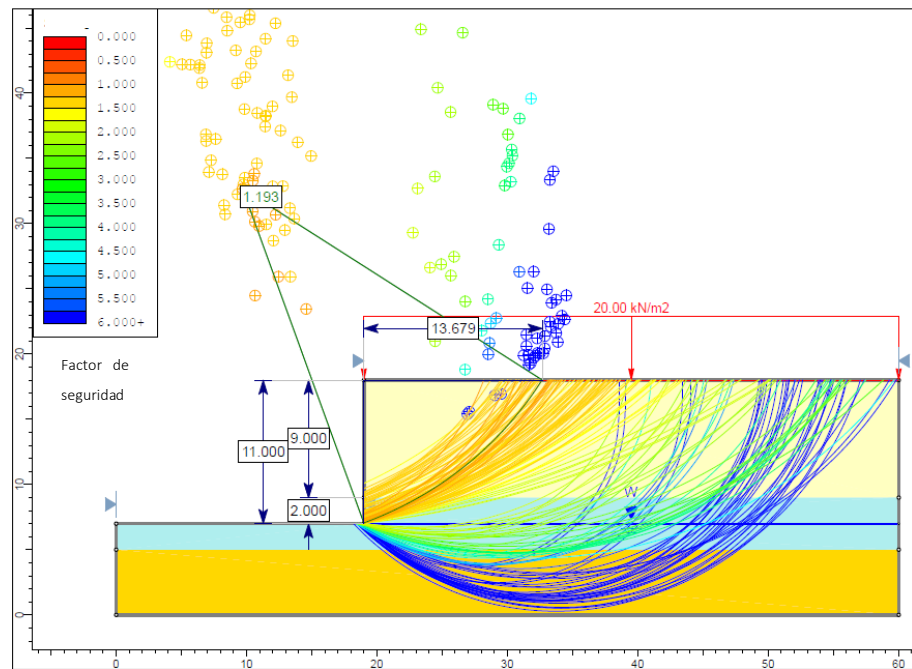


Figura IV-57. Factor de seguridad a la falla de la excavación sin soporte para la condición estática con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.

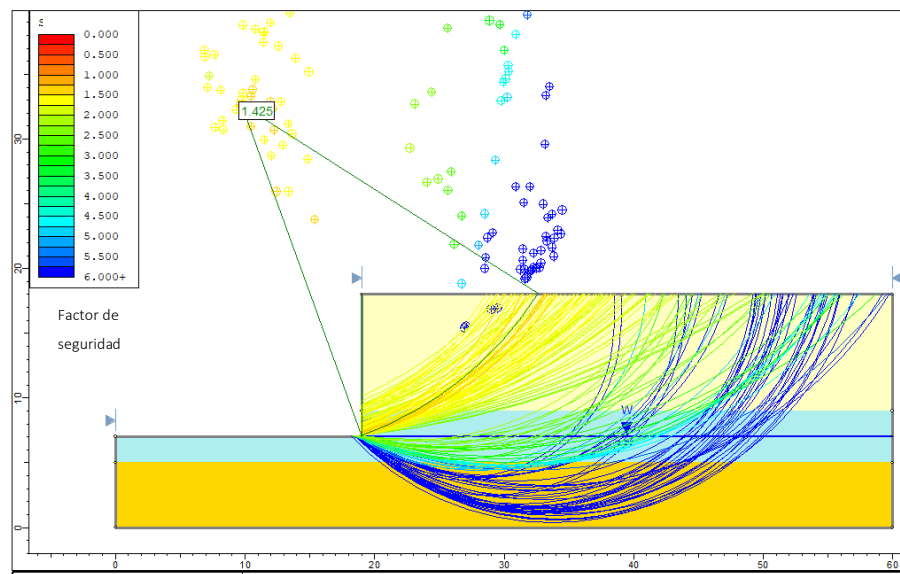
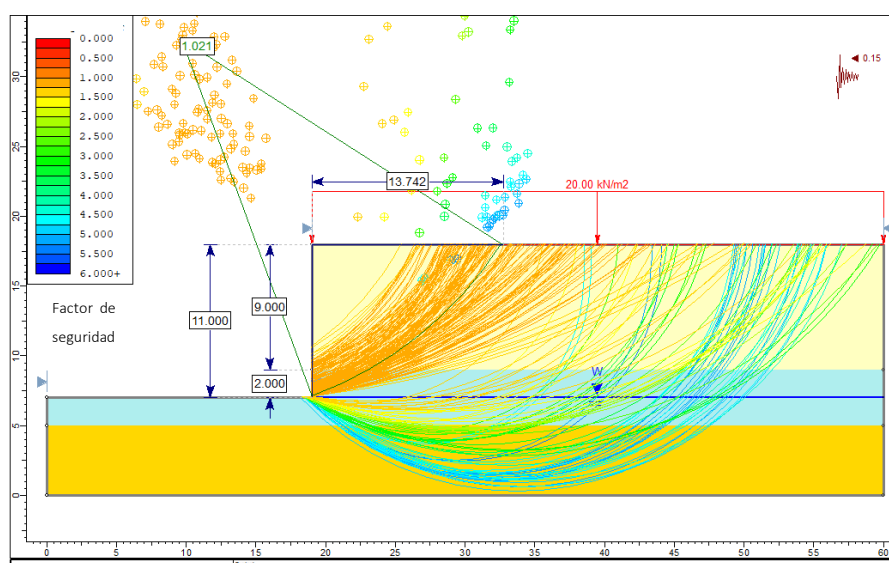


Figura IV-58. Factor de seguridad a la falla de la excavación sin soporte y sin sobrecarga para la condición estática con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.

Este factor de seguridad es mayor a los obtenidos con superficies planas y las soluciones de Janbú. De esta forma, el factor de seguridad de la excavación sin soporte es 1,095. El valor mínimo que recomienda la Tabla 4 de la ACG (2015) para condición estática con riesgo alto de pérdida vidas es de 1,3, de modo que de realizarse el movimiento de tierras sin soporte no se tiene la seguridad requerida.

En la Figura IV-59 se muestra la envolvente y el factor de seguridad mínimo del talud para la condición pseudo estática considerando un coeficiente del 0.15g. Este se obtiene de la ACG (2015) considerando que la obra se encuentra en una zona sísmica III y que el sitio de cimentación es S<sub>3</sub> o S<sub>4</sub>. La superficie obtenida con el menor factor de seguridad es de 1,021, que también corresponde al método de Morgenstern y Price.



*Figura IV-59. Factor de seguridad a la falla de la excavación sin soporte para la condición pseudoestática del talud con el análisis de Morgenstern y Price con la herramienta de Slide.*

Este valor es ligeramente superior al mínimo recomendado por la ACG (2015) para taludes temporales, que es de 1,0. De esta forma, la estabilidad en caso de sismo cumple con el nivel de seguridad de la norma. No obstante, es de esperar que se presenten deformaciones en el terreno, ya que la excavación se encuentra cerca de la condición de movimiento inminente.

Los factores de seguridad mínimos de taludes permanentes que solicita la ACG (2015) es de 1,4 para la condición estática y de 1,05 para la condición pseudotestática. De esta forma, el corte no cumple con los factores de seguridad requeridos y es necesario su refuerzo con obras de estabilización.

En el Cuadro II-28 se muestran los factores de seguridad de la excavación sin soporte obtenidos de los distintos análisis. De acuerdo con estos resultados los métodos con superficies planas y los gráficos dan valores similares, lo cual se debe a que consideran un medio uniforme. Además, los resultados con la herramienta computacional son superiores a los obtenidos con cálculos simples. De esta forma, la estimación de la seguridad con las fórmulas está del lado de la seguridad. No obstante, indistintamente del método usado se concluye que se debe utilizar un soporte para realizar el movimiento de tierras de forma segura.

*Cuadro IV-47. Factores de seguridad de la excavación sin soporte*

Método	Condición de análisis		
	Estático sin sobrecarga	Estático con sobrecarga	Pseudostático con sobrecarga
Superficie plana	1,374	1,134	---
Gráficos de estabilidad de taludes de Janbú 1968	1,316	1,095	---
Herramienta Slide con superficies circulares	1,425	1,193	1,021

#### **IV.4.2 Criterios de diseño y proceso constructivo**

En esta sección encuentran los criterios de diseño. En primer lugar, se consideran las propiedades no consolidadas y no drenadas de las unidades geotécnicas y se consideran en los análisis sólo los estratos de suelo, de modo que se considera como frontera el contacto con el lahar. Por otro lado, se considera una sobrecarga de 20 kN/m<sup>2</sup> en la corona del talud.

Las fuerzas en los anclajes se determinan con el método de área tributaria. Además, se considera que el ángulo de inclinación de los tirantes,  $\Omega$ , es de  $15^\circ$ . En el caso de la longitud no adherida es mayor a 4,5 m, la distancia entre la superficie potencial de falla y el extremo no adherido es mayor a 1,5 m y a 0,2 veces la altura a retener.

Los tirantes son cables postensados con torones de 15 mm de diámetro que cumplen con la norma ASTM A416 grado 270 y se considera que la resistencia admisible es 0,60 veces la resistencia última. En el caso del cálculo de la longitud adherida se establece al cumplir con la adherencia de la lechada con el terreno y del tirante con la lechada. Para el primer caso se establece un factor de seguridad mínimo de 2 y una resistencia última de 30 kN/m, lo cual se basa en la tabla 6 de Sabatini, Pass y Bachus (1999). En el segundo se determina la adherencia límite con la siguiente expresión y un factor de seguridad de 2, lo cual se basa en Dirección Técnica (2001).

$$\tau_{\text{lim}} = 6,9 \left( \frac{f_{\text{ck}}}{22,5} \right)^{2/3} \quad \text{IV-7}$$

La resistencia a la compresión simple de la lechada se establece de 28 MPa, de modo que la adherencia límite obtenida con la ecuación IV-7 es de 7,98 MPa.

La profundidad de empotramiento de la pantalla bajo el nivel inferior de la excavación se determina para cumplir con la demanda lateral y vertical. La resistencia pasiva se calcula con la recomendación de Broms con un factor de seguridad de 1,50. La resistencia vertical de la pantalla se calcula con las expresiones de pilotes excavados para suelos de grano fino y con un factor de seguridad de 2,50. Adicionalmente, establece que al realizar la prueba del anclaje superior con una carga igual a  $4/3$ , la fuerza de diseño la demanda no supere la resistencia pasiva con un factor de seguridad de 1,5. Estos criterios se basan en Sabatini, Pass y Bachus (1999) y en la ACG (2009).

La estabilidad por levantamiento del fondo tiene un factor de seguridad mayor a 2,0. Por otro lado, en el caso de estabilidad global se cumple con un factor seguridad de 1,50 para el caso estático y de 1,30 para el caso pseudoestático. Finalmente, el factor del modo de falla por vuelco es mayor a 1,50. Lo anterior se basa en las recomendaciones de la ACG (2009).

En la Figura IV-60 se muestra la sección de la excavación con la secuencia de excavación. En este caso se propone realizarla en cuatro etapas. La primera de ella consiste en un movimiento de tierras de 2 m de profundidad, seguida de dos etapas de 3,5 m de profundidad y por último una excavación de 2 m. En las primeras tres fases se colocarán anclajes, los cuales se excavarán y se colocará el concreto antes de iniciar con la excavación 1.

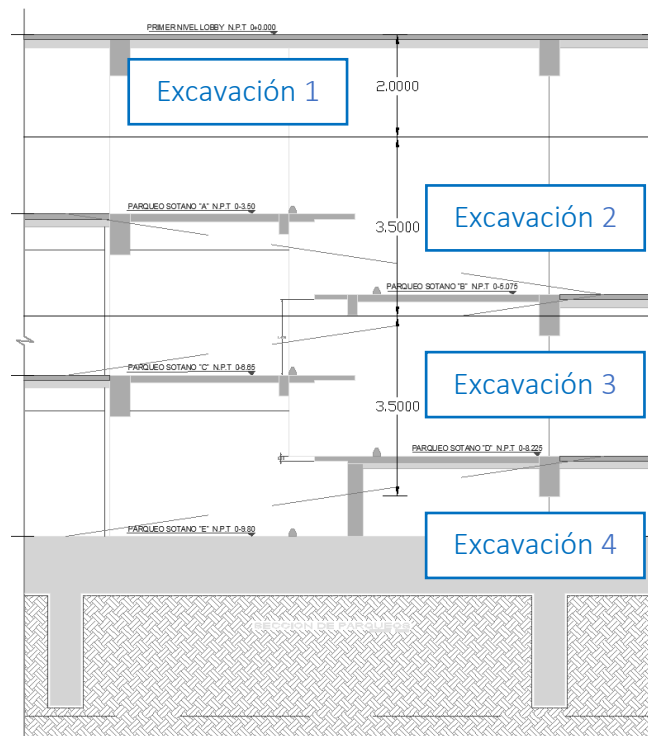


Figura IV-60. Secuencia de excavación.

#### IV.4.3 Diseño por estabilidad interna de la pantalla

##### IV.4.3.1 Diagrama de presiones aparentes

A continuación, se presenta el diagrama de presiones aparentes. En primer lugar, se determina el número de estabilidad que en este caso es igual a:

$$N_s = \frac{\gamma H}{S_u} = 2,91 \quad \text{IV-8}$$

Este valor es menor a 4 de modo que en este caso el diagrama de presiones aparentes corresponde a arcillas rígidas a duras, que se muestra en la Figura II-74. Al evaluar en la Ecuación II-47 con  $\Delta H$  y "x" igual a cero, con  $S_{ub}$  es igual a la resistencia al corte no drenada de la UG-2 y con "d" igual a 2 m, entonces el coeficiente de empuje activo es negativo. Este resultado confirma que no aplica el diagrama de arcillas suaves.

El coeficiente de empuje activo para arcillas suaves a medias para valores del número de estabilidad menor a 4 es de 0,22. La presión máxima, "p", para arcillas rígidas oscila entre 0,2 y 0,4 por la altura a retener por el peso unitario ( $H\gamma$ ). En este caso se considera una presión, p, igual a 0,22  $H\gamma$ . En la Figura IV-61 se muestra el diagrama de presiones aparentes, la reacción en la base "R" y las tres alturas de los anclajes, las cuales se han establecido de modo que se pueda colocar un anclaje en cada etapa de la excavación, se encuentre muy cerca pero no coincida con los niveles de los entrepisos y cumpla con la presión pasiva admisible de la prueba de carga del tirante.

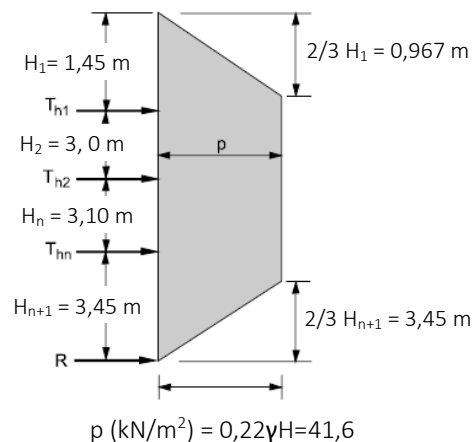


Figura IV-61. Envoltura de presiones aparentes para el diseño de la pantalla anclada

En el caso de la sobrecarga se considera un coeficiente de empuje de tierras de 0,22 como se mencionó anteriormente. En este caso el diagrama de presiones es uniforme con un valor de  $4,4 \text{ kN/m}^2$  ( $=0,22 \cdot 20 \text{ kN/m}^2$ ) y se denomina como  $p_s$ .



#### IV.4.3.2 Fuerzas en los anclajes

Con base en el diagrama de presiones aparentes antes mostrada y el método de área tributaria se determinan las fuerzas horizontales en los anclajes. A continuación, se presentan los resultados de cada anclaje.

$$T_{h1} = \left( \frac{2H_1}{3} + \frac{H_2}{2} \right) p + \left( H_1 + \frac{H_2}{2} \right) p_s = 115,7 \text{ kN/m} \quad \text{IV-9}$$

$$T_{h2} = \left( \frac{H_2 + H_3}{2} \right) (p + p_s) = 140,4 \text{ kN/m} \quad \text{IV-10}$$

$$T_{h3} = \left( \frac{H_3}{2} + \frac{23H_4}{48} \right) p + \left( \frac{H_3 + H_4}{2} \right) p_s = 147,7 \text{ kN/m} \quad \text{IV-11}$$

$$R = \left( \frac{3H_4}{16} \right) p + \left( \frac{H_4}{2} \right) p_s = 34,5 \text{ kN/m} \quad \text{IV-12}$$

A partir de estas fuerzas y considerando el ángulo de inclinación de  $15^\circ$  de los anclajes respecto a la horizontal ( $\Omega$ ) se obtiene las fuerzas de diseño de estos, las cuales son:

$$DL_1 = \frac{T_{h1}}{\cos(\Omega)} = \frac{115,7 \text{ kN/m}}{\cos(15^\circ)} = 120 \text{ kN/m} \quad \text{IV-13}$$

$$DL_2 = \frac{T_{h2}}{\cos(\Omega)} = \frac{140,4 \text{ kN/m}}{\cos(15^\circ)} = 145 \text{ kN/m} \quad \text{IV-14}$$

$$DL_3 = \frac{T_{h3}}{\cos(\Omega)} = \frac{147,7 \text{ kN/m}}{\cos(15^\circ)} = 153 \text{ kN/m} \quad \text{IV-15}$$

#### IV.4.3.3 Diseño de los tirantes por resistencia

Con base en las fuerzas de diseño se determinan las fuerzas en los tirantes. En este caso se propone una separación de 2 m, la cual se encuentra dentro del rango recomendado y concuerda con el valor utilizado generalmente en la práctica de estructuras con anclajes

activos. De esta forma, la fuerza requerida en cada anclaje y tirantes se obtiene al multiplicar las fuerzas de diseño por esa separación.

Se propone utilizar cables de 3 torones de 15 mm de diámetro con una sección transversal con un área de 420 mm<sup>2</sup> y con una resistencia última de 782,1 kN. Con base en los criterios de diseño establecidos anteriormente la resistencia admisible es de 469 kN. En el Cuadro IV-48 se presenta la comparación de la carga de diseño y la resistencia admisible de los tirantes propuestos. Es importante destacar que el tirante menor posee sólo un torón, el cual no cumple con la resistencia admisible. Por otro lado, no se aumenta la separación que aumentaría la eficiencia a la tensión del tirante, ya que requiere una longitud adherida excesivamente alta, la cual se observa en el apartado IV.4.3.5.

*Cuadro IV-48. Revisión de la capacidad de los tirantes.*

Anclaje	Carga de diseño en anclajes (kN)	Resistencia admisible tirantes (kN)	Estado
1	239	469	Cumple
2	291	469	Cumple
3	306	469	Cumple

#### *IV.4.3.4 Longitud no adherida*

La longitud no adherida debe ser tal que cruce la cuña potencial de falla y se extienda una distancia  $\chi$ , la cual en este caso es igual a 2,2 m ( $=0.2H > 1,5$  m). Los resultados de la longitud no adherida se presentan a continuación, donde  $b$  es el ancho de la pantalla. Se considera un espesor de pantalla " $b$ " de 0,45 m, que corresponde al ancho mínimo de pantallas excavadas con almeja que indica Del Canijo Peralte y otros (1980).

$$L_{\text{cuña } 1} = \frac{\text{sen}(45^\circ - \phi/2) \cdot (h_1 - b \cdot \tan(\Omega_1))}{\text{sen}(45^\circ + \Omega_1 + \phi/2)} + \chi + \frac{b}{\cos(\Omega_1)} = 10,36 \text{ m} \quad \text{IV-16}$$

$$L_{\text{cuña } 2} = \frac{\text{sen}(45^\circ - \phi/2) \cdot (h_1 - b \cdot \tan(\Omega_2))}{\text{sen}(45^\circ + \Omega_2 + \phi/2)} + \chi + \frac{b}{\cos(\Omega_2)} = 7,92 \text{ kN/m} \quad \text{IV-17}$$

$$L_{\text{cuña } 2} = \frac{\text{sen}(45^\circ - \phi/2) \cdot (h_1 - b \cdot \tan(\Omega_2))}{\text{sen}(45^\circ + \Omega_2 + \phi/2)} + \chi + \frac{b}{\cos(\Omega_2)} = 5,38 \text{ kN/m} \quad \text{IV-18}$$

De acuerdo con los resultados anteriores se propone una longitud no adherida del anclaje superior de 10,5 m, de 8 m del anclaje intermedio y 5,5 m del anclaje inferior.

#### IV.4.3.5 Longitud adherida

La longitud no adherida se establece al cumplir simultáneamente la resistencia por arrancamiento por adherencia entre la lechada y el terreno y por adherencia entre el tirante y la lechada.

En este caso las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2 poseen un promedio de número de golpes entre 10 y 20. De acuerdo con la tabla 6 de Sabatini, Pass y Bachus (1999) la resistencia última de adherencia con el terreno de anclajes de pequeño diámetro es de 30 kN/m. Si se considera que los anclajes son de 15 mm de diámetro y que la adherencia es igual a la resistencia no drenada, entonces la resistencia es de 30,6 kN/m. De esta forma, se considera que la recomendación de esos autores es válida. A continuación, se presentan los resultados de los cálculos de la longitud adherida requerida por adherencia entre la lechada y el suelo considerando un factor de seguridad de 2.

$$L_{\text{adherida requerida } 1} = \frac{DL_1}{\text{Resistencia lechada y suelo/FS}} = 15,96 \text{ m} \quad \text{IV-19}$$

$$L_{\text{adherida requerida } 2} = \frac{DL_2}{\text{Resistencia lechada y suelo/FS}} = 19,38 \text{ m} \quad \text{IV-20}$$

$$L_{\text{adherida requerida } 3} = \frac{DL_3}{\text{Resistencia lechada y suelo/FS}} = 20,36 \text{ m} \quad \text{IV-21}$$

De acuerdo con los resultados anteriores se propone una longitud adherida del anclaje superior de 16 m, de 19,5 m del anclaje intermedio y 20,5 m del anclaje inferior. De esta

forma, la longitud total del anclaje superior es de 26,5 m, de 27,5 m para el intermedio y de 26 m para el inferior.

Con base en esas longitudes adheridas se determina si la adherencia entre la lechada y el tirante tiene una resistencia admisible superior a la carga de diseño del anclaje. Es importante destacar que el esfuerzo máximo obtenido con la ecuación IV-7 es de 7.98 MPa es constante para anclajes de hasta 14 m de longitud y para longitudes mayores se multiplica por 0,70 el exceso de la longitud que supere ese valor. En este caso se tienen tirantes de mayor longitud de modo que la resistencia admisible, considerando un factor de seguridad de 2, es:

$$R_{\text{tirante-lechada } 1} = \frac{\tau_{\text{lim}}(14 \text{ m} + 0.7(L_{\text{adherida } 1} - 14 \text{ m})) \cdot \text{Perímetro}_1}{\text{FS}} = 4466 \text{ kN} \quad \text{IV-22}$$

$$R_{\text{tirante-lechada } 1} = \frac{\tau_{\text{lim}}(14 \text{ m} + 0.7(L_{\text{adherida } 1} - 14 \text{ m})) \cdot \text{Perímetro}_1}{\text{FS}} = 5176 \text{ kN} \quad \text{IV-23}$$

$$R_{\text{tirante-lechada } 1} = \frac{\tau_{\text{lim}}(14 \text{ m} + 0.7(L_{\text{adherida } 1} - 14 \text{ m})) \cdot \text{Perímetro}_1}{\text{FS}} = 5376 \text{ kN} \quad \text{IV-24}$$

Los valores de la resistencia por adherencia entre la lechada y el tirante son mayores a la carga de diseño de cada anclaje. De esta forma, la longitud propuesta cumple con la demanda.

#### IV.4.4 Diseño por estabilidad externa de la pantalla

##### IV.4.4.1 Estabilidad a la falla del fondo de la excavación

De acuerdo con la sección 6.6.2 de la ACG (2009) se debe verificar que la seguridad a la falla en el fondo de la excavación no tenga un factor de seguridad menor a 2.

De acuerdo con la ACG (2015) el factor de seguridad se determina con la siguiente expresión, el cual es satisfactorio. En este caso la base de la excavación se encuentra en la UG-2 por lo que la cohesión corresponde a la resistencia no drenada de 70 kPa.

$$FS_{(f)} = \frac{6c}{\gamma_2 H + q} = \frac{6 \cdot 70 \text{ kN/m}^2}{17,2 \text{ kN/m}^3 \cdot 11 \text{ m} + 20 \text{ kN/m}^2} = 2,01 \quad \text{IV-25}$$

Por otro lado, Sabatini, Pass y Bachus (1999) recomiendan un valor de 1,50 para excavaciones temporales y de 2,5 para permanentes. De esta forma, el lineamiento de la ACG (2015) es más restrictiva. De acuerdo con el resultado obtenido, el factor de seguridad a la falla del fondo de la excavación es mayor al requerido.

#### IV.4.4.2 Diseño por capacidad pasiva intradós de la pantalla

A continuación, se presenta el resultado de la capacidad pasiva de la pantalla, la cual se obtiene al equilibrar en la base las fuerzas externas desestabilizadoras. Estas últimas corresponden a la reacción en la base, R, del diagrama de presiones aparentes (ver Figura IV-61) más las presiones activa trasdós en la base de la pantalla. Matemáticamente la fuerza desestabilizadora, que se denomina como  $R_{\text{Total}}$  se expresa de la siguiente forma, donde D es la profundidad de empotramiento de la pantalla bajo el nivel inferior de la excavación. Se propone una profundidad D de 2 m.

$$\begin{aligned} R_{\text{Total}} &= R + \frac{1}{2} \gamma K_a (2H + D) D \\ &= 34,5 \text{ kN/m} + \frac{1}{2} \cdot 17,2 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \cdot (2 \cdot 11 \text{ m} + 2 \text{ m}) \cdot 2 \text{ m} = 447 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad \text{IV-26}$$

Por otro lado, la resistencia es proporcionada por la resistencia pasiva del terreno intradós de la pantalla y el factor de seguridad requerida es 1,5. Esta capacidad se determina con el método de Broms, que corresponde a la recomendación de Sabatini, Pass y Bachus (1999) para pantallas ancladas. En este caso al ser la pantalla continua en un medio de grano fino y con un ancho de pantalla, b, de 0,45 m se tiene que:

$$\begin{aligned} R_{\text{Pasiva admisible}} &= R_{\text{Pasiva última}} = 9S_u \cdot 1 \text{ m} \cdot (D - 1,5b) \\ &= 9 \cdot 70 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot (2 \text{ m} - 1,5 \cdot 0,45 \text{ m}) = 835 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad \text{IV-27}$$

De esta forma, el factor de seguridad de la capacidad pasiva es:

$$FS_{(p)} = \frac{R_{\text{Pasiva última}}}{R_{\text{Total}}} = \frac{835 \text{ kN/m}}{447 \text{ kN/m}} = 1,86 \quad \text{IV-28}$$

De acuerdo con ese resultado la obra de estabilización planteada cumple con la seguridad mínima requerida por capacidad pasiva de la ACG (2009), ya que el factor de seguridad es mayor a 1,5.

#### IV.4.4.3 Diseño por capacidad soportante de la pantalla

En esta sección se revisa el cumplimiento de la seguridad por capacidad soportante de la pantalla. La demanda se obtiene como la suma de las componentes verticales de las fuerzas de diseño de los anclajes y el peso de la pantalla. Las fuerzas verticales de cada anclaje son:

$$T_{v1} = DL_1 \text{ sen}(\Omega) = 120 \text{ kN/m} \cdot \text{sen}(15^\circ) = 31,0 \text{ kN/m} \quad \text{IV-29}$$

$$T_{v2} = DL_2 \text{ sen}(\Omega) = 145 \text{ kN/m} \cdot \text{sen}(15^\circ) = 37,5 \text{ kN/m} \quad \text{IV-30}$$

$$T_{v3} = DL_3 \text{ sen}(\Omega) = 153 \text{ kN/m} \cdot \text{sen}(15^\circ) = 39,6 \text{ kN/m} \quad \text{IV-31}$$

El peso de la pantalla considerando que el concreto tiene una densidad,  $\gamma_c$ , de  $24 \text{ kN/m}^3$  es de:

$$W_{\text{pantalla}} = \gamma_c b(H+D) = 24 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,45 \text{ m}(11 \text{ m} + 2 \text{ m}) = 140,4 \text{ kN/m} \quad \text{IV-32}$$

De esta forma, la demanda máxima,  $Q_{\text{max}}$ , es:

$$Q_{\text{max}} = SP_v + W_{\text{pantalla}} = \sum T_{vi} + W_{\text{pantalla}} = 249 \text{ kN/m} \quad \text{IV-33}$$

La capacidad soportante de la pantalla se obtiene con las expresiones recomendadas por Sabatini, Pass y Bachus (1999) para elementos excavados, ya que concuerda con el procedimiento constructivo planteado. La resistencia a fricción se determina así:

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{fricción}} &= [f_s][A_s] = [\alpha S_u][A_s] = \left[ \left( 0,29 + 0,19 \frac{S_u}{p_0} \right) S_u \right] [D \cdot 2 \cdot 1 \text{ m}] \\
 &= \left[ \left( 0,29 + 0,19 \frac{S_u}{\frac{1}{2} \left[ \left( \gamma_1 H + \gamma_2 \frac{D_1}{2} \right) + \left( \gamma_2 \frac{D_1}{2} \right) \right]} \right) S_u \right] [D \cdot 2 \cdot 1 \text{ m}] = \\
 &= \left[ \left( 0,29 + 0,19 \frac{70 \text{ kN/m}^2}{111,8 \text{ kN/m}^2} \right) 70 \text{ kN/m}^2 \right] [2 \text{ m} \cdot 2 \cdot 1 \text{ m}] = \\
 &= 28,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 4 \text{ m}^2 = 114,5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}
 \tag{IV-34}$$

En el caso de la resistencia de la punta al estar esta junto en el contacto de la UG-2 con la UG-3 se tiene que:

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{punta}} &= [q_t][A_t] = \left[ \left( 0,667 + 0,0667 \frac{D}{B} \right) N_c^* \cdot S_u \right] [b \cdot 1 \text{ m}] = \\
 &= \left[ \left( 0,667 + 0,0667 \frac{0 \text{ m}}{B} \right) 9 \cdot 200 \text{ kN/m}^2 \right] [0,45 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}] = \\
 &= 1201 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,45 \text{ m}^2 = 540 \text{ kN/m}
 \end{aligned}
 \tag{IV-35}$$

De esta manera, la capacidad soportante de la pantalla al ser la suma de la resistencia de la punta y la fricción es:

$$Q_{\text{ult}} = Q_{\text{fricción}} + Q_{\text{punta}} = f_s A_s + q_t A_t = 114,5 \text{ kN/m} + 540 \text{ kN/m} = 655 \text{ kN/m}
 \tag{IV-36}$$

De acuerdo con el Cuadro 5.13 de la ACG (2009) el factor de seguridad para condición de carga usual y con una capacidad obtenida con expresiones teóricas o empíricas es de 2. Sabatini, Pass y Bachus (1999) indican que el factor de seguridad recomendado es de 2,5 en el caso de suelos de grano fino. Como criterio del lado de la seguridad se utiliza el mayor valor. En este caso el factor de seguridad es de:

$$FS_{(CS)} = \frac{Q_{\text{ult}}}{Q_{\text{max}}} = \frac{655 \text{ kN/m}}{249 \text{ kN/m}} = 2,63
 \tag{IV-37}$$

De acuerdo con ese resultado la obra de estabilización planteada cumple con la seguridad mínima requerida por capacidad soportante de la ACG (2009) y recomendada por Sabatini, Pass y Bachus (1999), ya que el factor de seguridad es mayor a 2,5.

#### IV.4.4.4 Diseño por estabilidad global

A partir de la excavación requerida y la propuesta de anclajes se realizan análisis para determinar la estabilidad global con la herramienta Slide. El modelo es similar al presentado para la excavación sin soporte, ya que tiene las mismas dimensiones y modelo. No obstante, en este caso se incluyen los anclajes activos.

Tal y como se mencionó anteriormente la obra proyectada es un edificio residencial, entonces el riesgo contra pérdida de vidas humanas es alto y contra daños económicos y ambientales es medio según las tablas 1 y 2 de ACG (2015). Por ese motivo, el factor de seguridad mínimo para condición estática es de 1,30 y para la condición pseudo estática es de 1,0 para un coeficiente pseudoestático de 0,15g. No obstante, la ACG (2009) indica que los factores de seguridad para el modo de falla global deben ser mayores a 1,5 para el caso estático y a 1,3 para la condición con sismo. Por otro lado, Sabatini, Pass y Bachus (1999) indican que el valor típico de factor de seguridad objetivo es de 1,3 y que en el caso de pantallas permanentes se utiliza un valor mayor por ejemplo 1,5.

En la Figura IV-62 se presenta el modelo de la excavación con la propuesta de soporte o de refuerzo.

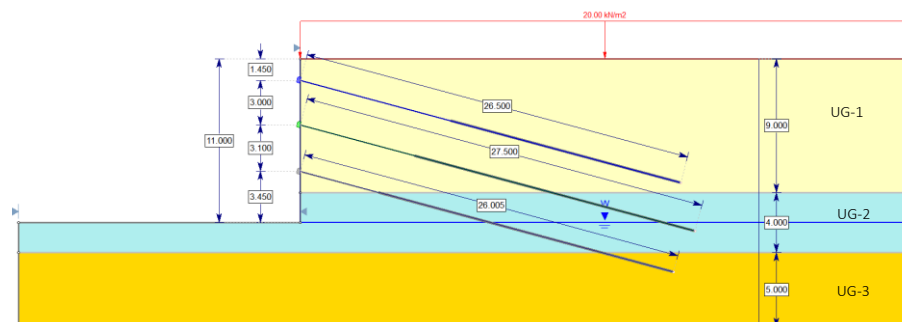
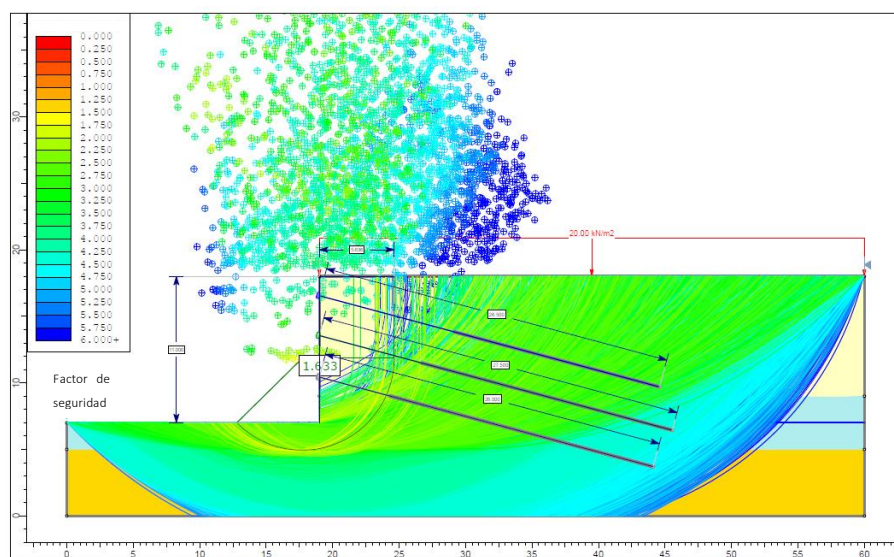


Figura IV-62. Modelo de análisis en la herramienta Slide de la excavación con los anclajes activos.



En la Figura IV-63 se muestra el factor de seguridad de la superficie crítica obtenida con el método de Morgenstern y Price para la condición estática de la excavación con los anclajes y sin la pantalla, el cual es de 1,633. Por otro lado, en la Figura IV-64 se encuentra el resultado del mismo análisis, pero considerando las propiedades de la pantalla de concreto, cuyo factor de seguridad es de 2,137. El factor de seguridad aumenta significativamente, pero la forma de la superficie, aunque es más profunda es similar. Sabatini, Pass y Bachus (1999) recomiendan modelar la pantalla anclada con una carga uniforme horizontal e inclinada. Se utiliza la primera cuando el muro penetra la superficie de falla y la segunda cuando no sucede.

En la Figura IV-65 se muestra el factor de seguridad límite cuando la carga que representa los anclajes es uniforme y horizontal, que es igual a 2,244. Finalmente, en la Figura IV-66 se encuentra el resultado cuando se incluye una carga uniforme inclinada, cuyo factor de seguridad es de 2,258. En este caso los valores al incluir la carga no difieren significativamente entre sí y con el modelo que incluye la pantalla, pero las superficies críticas son disímiles. Lo anterior se debe a la forma que cada modelo considera la acción de los anclajes activos en la estabilidad externa.



*Figura IV-63. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con anclajes para la condición estática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.*

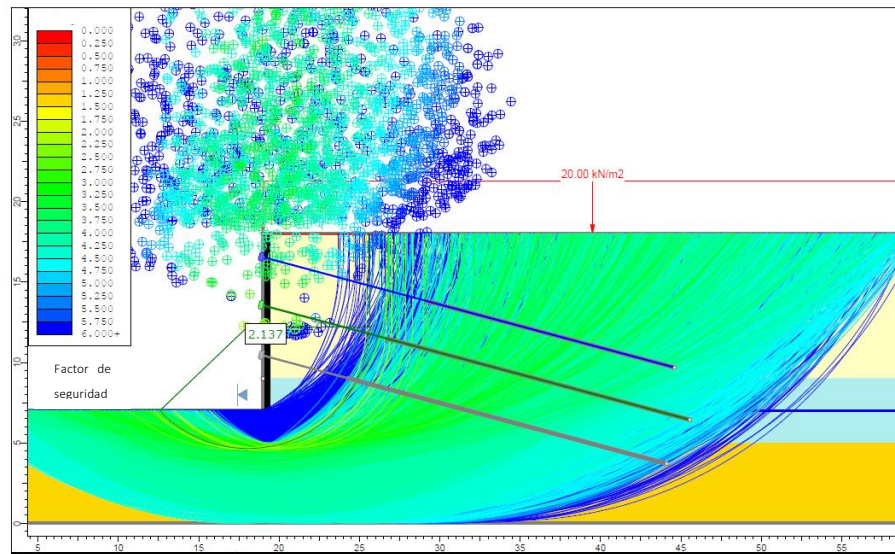


Figura IV-64. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con anclajes y con la pantalla para la condición estática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.

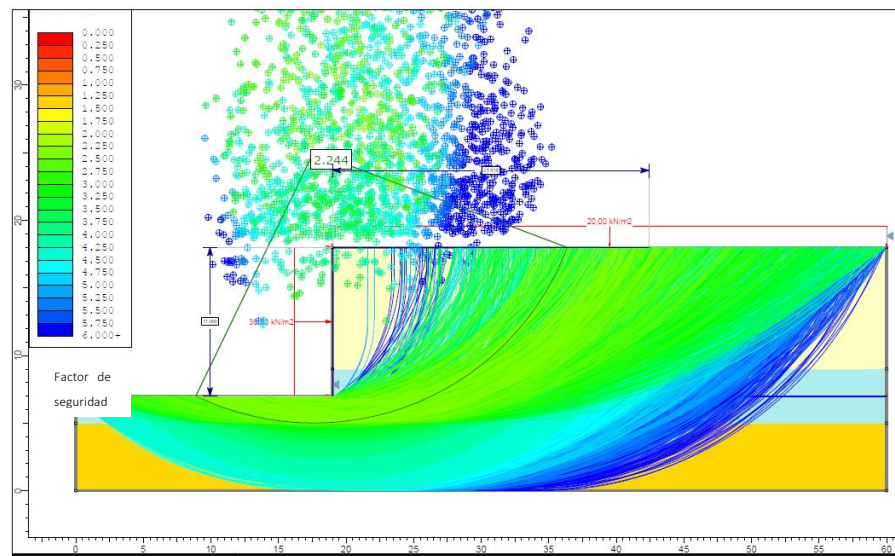


Figura IV-65. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con carga uniforme horizontal para la condición estática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.

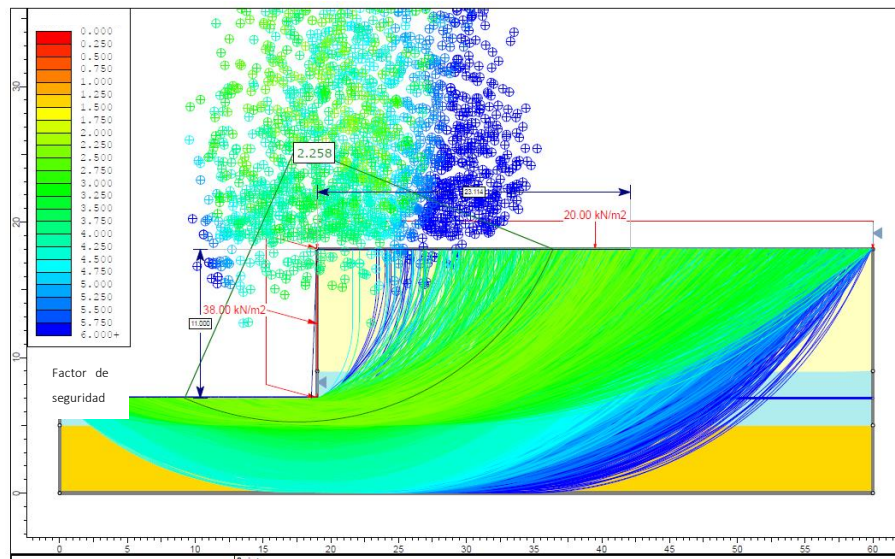


Figura IV-66. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con carga uniforme inclinada para la condición estática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.

Por otro lado, en la Figura IV-67 se encuentra el resultado de la condición pseudoestática del modelo solo con los anclajes, que posee un factor de seguridad de 1,375. En la Figura IV-68 se encuentra el factor de seguridad del modelo que incluye los anclajes y pantalla, el cual es de 1,488.

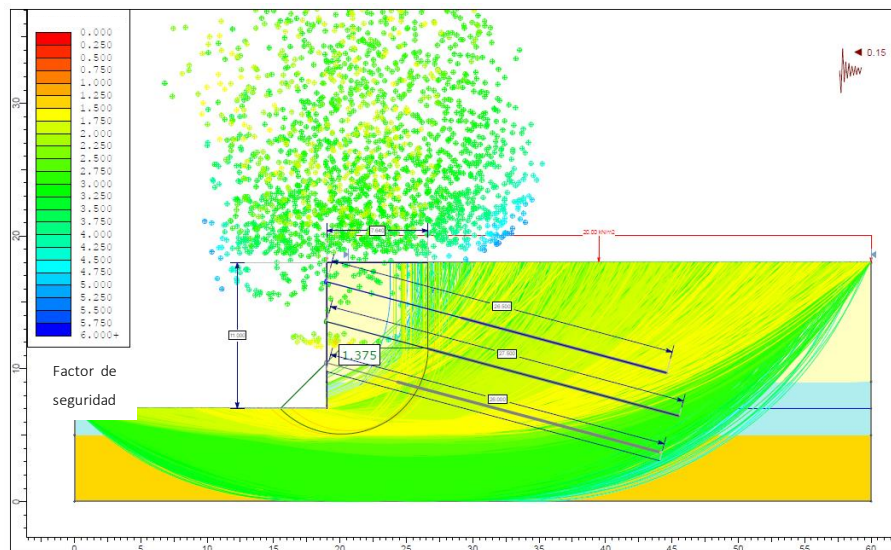
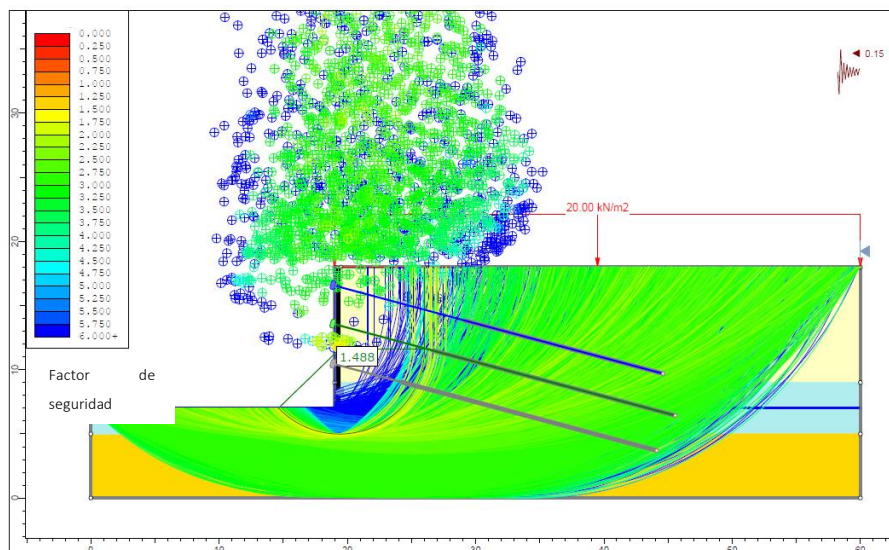


Figura IV-67. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con anclajes para la condición pseudoestática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.



*Figura IV-68. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con anclajes y con la pantalla para la condición pseudoestática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.*

Al incluir una carga uniforme horizontal, que representa los anclajes, el valor aumenta a 1,534 (ver Figura IV-69), ya que la dirección de esta carga es más perpendicular al radio de la superficie de falla. Por otro lado, cuando la carga que representa los anclajes es inclinada el factor de seguridad es de 1,514 (ver Figura IV-70). El comportamiento de las formas de las superficies de falla y valores siguen la misma tendencia del caso sin sismo, pero con magnitudes menores.

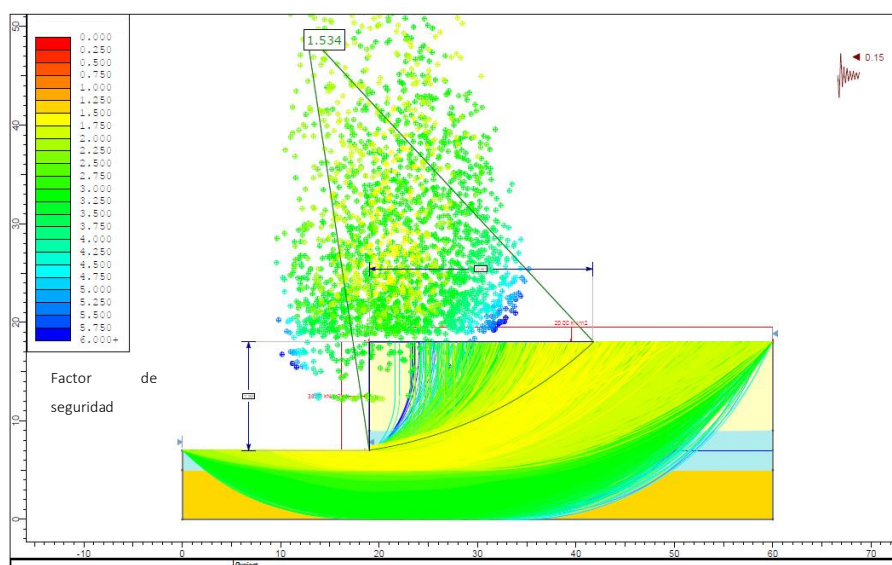


Figura IV-69. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con carga uniforme horizontal para la condición pseudoestática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.

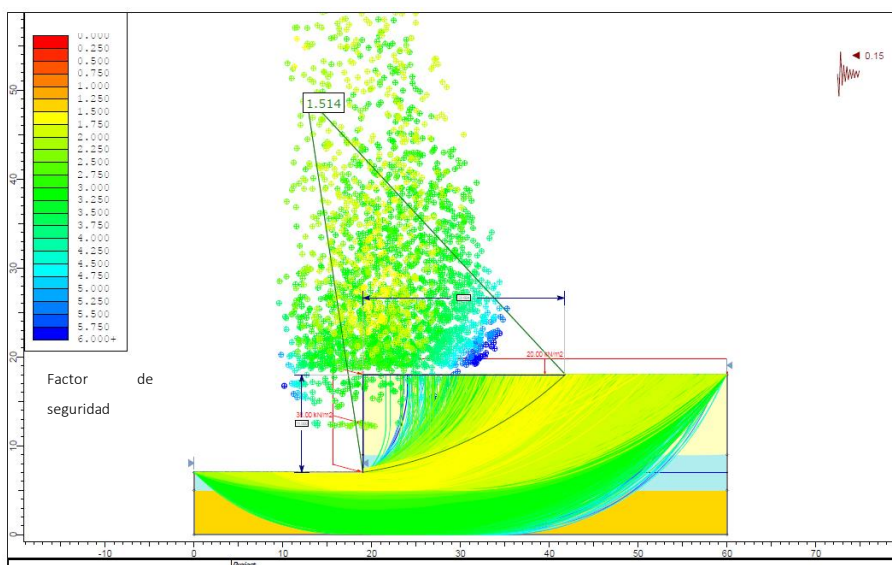


Figura IV-70. Factor de seguridad mínimo a la falla de la excavación con carga uniforme inclinada para la condición pseudoestática con el método de Morgenstern y Price obtenido con la herramienta de Slide.

En el Cuadro IV-49 se presenta un resumen de los factores de seguridad obtenidos de todos los análisis de estabilidad global realizados. De acuerdo con estos se cumple

satisfactoriamente, de modo que la falla global se encuentra dentro de los niveles de seguridad recomendados y en este caso no controlan el diseño.

*Cuadro IV-49. Factores de seguridad obtenidos del diseño por estabilidad global.*

Condición de análisis	Modelo de análisis	Factor de seguridad	Factor de seguridad mínimo	Verificación
Estática	Con anclajes y sin pantalla	1,633	1,3 (CGTLCR) 1,5 (CCCR) 1,3 (FHWA)	Cumple
	Con anclajes y con pantalla	2,137		Cumple
	Con carga uniforme horizontal	2,244		Cumple
	Con carga uniforme inclinada	2,258		Cumple
Pseudoestática	Con anclajes y sin pantalla	1,375	1,0 (CGTLCR) 1,3 (CCCR)	Cumple
	Con anclajes y con pantalla	1,488		Cumple
	Con carga uniforme horizontal	1,534		Cumple
	Con carga uniforme inclinada	1,514		Cumple

#### *IV.4.4.5 Cálculo de empujes para diseño por estabilidad externa*

Con base en las consideraciones de equilibrio de fuerzas que se muestra en la Figura IV-71 se ha determinado los empujes del terreno, el cual es un procedimiento similar al método de Coulomb de cálculo de empujes en muros. En este caso existe una fuerza en el contacto entre la superficie de falla inclinada, que se muestra como “T” en la Figura IV-72.

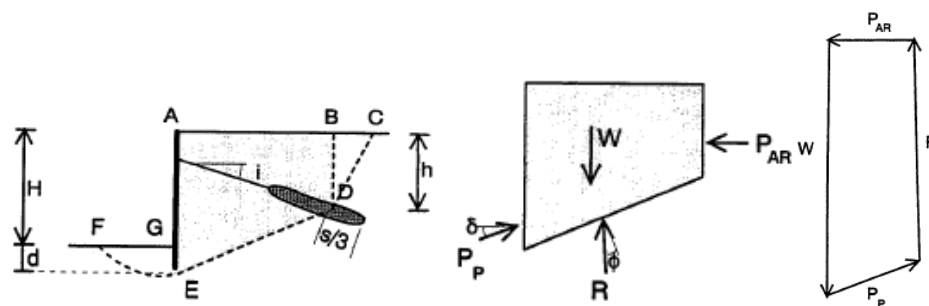


Figura IV-71. Consideraciones de equilibrio de fuerzas de sistemas de pantallas ancladas cuya superficie cruza detrás del anclaje. Fuente: Long, Weatherby y Cording (1988)

De acuerdo con Long, Weatherby y Cording a una distancia de un tercio de la separación de los anclajes cruza la superficie de falla sin que la fuerza en el anclaje actúe en el equilibrio, pero se considera una superficie que cruza hasta el extremo más profundo del anclaje. En vista que existen tres anclajes, entonces se analizan seis casos (dos por anclaje). En los análisis que las cuñas cruzan los anclajes superiores existen fuerzas en los anclajes inferiores. Esa fuerza en los anclajes se obtiene como la adherencia entre el suelo y el anclaje de 30 kN/m por la longitud desde el extremo más profundo y el punto de intersección de la cuña y el anclaje.

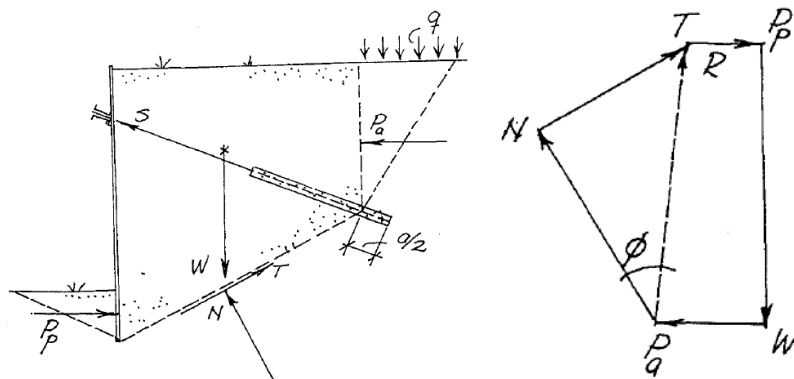


Figura IV-72. Estabilidad total de muros anclados. Fuente: Broms (Broms, 1988)

El cálculo se realiza para dos condiciones. La primera de ellas es para determinar la estabilidad al deslizamiento por ende se obtiene el valor máximo de "T" y la segunda es para el vuelco por lo que se obtiene el valor máximo de la fuerza activa. En ambos casos se desprecia el aporte de la presión pasiva, en el peso de la cuña, "W", se considera la sobrecarga y en el

caso con sismo se considera una fuerza horizontal producto del coeficiente dinámico horizontal de 0,15 por el peso de la cuña.

En la primera condición, la presión activa se determina para la altura de la cuña izquierda de la Figura IV-72 considerando la reducción por cohesión y la sobrecarga y se determina la fuerza "T" máxima para lograr el equilibrio. En el Cuadro IV-50 se presentan los datos para el cálculo de la fuerza máxima entre la cuña y la base para la condición estática y con sismo.

En la segunda condición, la fuerza "T" se obtiene al multiplicar la distancia entre "D" y el punto "E" de la Figura IV-71 y se obtiene la presión activa para lograr el equilibrio. En el Cuadro IV-51 se presentan los datos para el cálculo de los empujes de diseño por estabilidad al vuelco.

*Cuadro IV-50. Fuerza entre la cuña y la base para análisis de estabilidad al deslizamiento.*

Caso de análisis	Área (m <sup>2</sup> )	Longitud inclinada, D-E (m)	Longitud vertical, B-D (m)	Longitud horizontal, A-B (m)	Peso cuña y pantalla (kN/m)	Sismo cuña y pantalla (kN/m)	S <sub>cuña</sub> (kN/m)		
							Estático	Sismo	
1	Borde anclaje superior	269	25,6	8,36	25,1	5262	789	666	1442
2	s/3 anclaje superior	260	25	8,19	24,5	5095	764	684	1434
3	Borde anclaje intermedio	321	26,1	11,6	26,1	6191	929	206	1134
4	s/3 anclaje intermedio	311	25,5	11,4	25,5	6004	901	239	1138
5	Borde anclaje inferior	337	24,7	14,3	24,7	6431	965	0	807
6	s/3 anclaje inferior	326	24	14,2	24	6231	935	0	800



Cuadro IV-51. Fuerza de empuje activa para análisis de estabilidad al deslizamiento.

Caso de análisis		Área (m <sup>2</sup> )	Longitud inclinada, D-E (m)	Longitud horizontal, A-B (m)	S <sub>Cuña</sub> (kN/m)	Peso cuña y pantalla (kN/m)	Sismo cuña y pantalla (kN/m)	Fuerza activa (kN/m)	
								Estático	Sismo
1	Borde anclaje superior	269	25,6	25,1	1662	5262	789	1013	1802
2	s/3 anclaje superior	260	25	24,5	1623	5095	764	957	1721
3	Borde anclaje intermedio	321	26,1	26,1	1700	6191	929	1496	2889
4	s/3 anclaje intermedio	311	25,5	25,5	1659	6004	901	1423	2324
5	Borde anclaje inferior	337	24,7	24,7	1605	6431	965	1954	2919
6	s/3 anclaje inferior	326	24	24	1563	6231	935	1865	2800

#### IV.4.4.6 Diseño por estabilidad ante el vuelco

En esta sección se encuentran los resultados del diseño por estabilidad ante el vuelco, el cual consiste en realizar un equilibrio límite de momentos en el punto, que se encuentra en la base de la pantalla y en el extremo exterior. El momento desestabilizador,  $M_{vol}$ , se debe al empuje determinado anteriormente por el brazo de palanca. Se considera que la fuerza activa se encuentra a una altura de  $1/3$  de la altura recta de la cuña, mientras que el aumento de la fuerza lateral por sismo se encuentra a  $0,6$  veces la altura. El aumento de la fuerza lateral es la resta de la fuerza en el caso de sismo y la correspondiente al caso estático.

En el caso la suma de los momentos de las fuerzas estabilizadoras,  $M_{est}$ , corresponde al momento producto del peso de la pantalla y de la cuña y por último a la fuerza de los anclajes. En el Cuadro IV-52 se presenta el cálculo de los momentos de vuelco tanto para la condición estática. La condición más crítica corresponde al caso en que la superficie de falla cruza a  $1/3$  de la separación desde el extremo más profundo. El factor de seguridad menor es superior al mínimo establecido por la ACG (2009).

*Cuadro IV-52. Cálculo de factores de seguridad ante el vuelco para la condición estática.*

Caso de análisis		Momento estabilizador, $M_{est}$ (kNm/m)	Momento de vuelco, $M_{vol}$ (kNm/m)	Factor de seguridad al vuelco, $FS_{(v)}$	Factor de seguridad mínimo (ACG)	Verificación
1	Borde anclaje superior	58255	7520	7,75	1,5	Cumple
2	L/3 anclaje superior	54943	7216	7,61	1,5	Cumple
3	Borde anclaje intermedio	74397	7862	9,46	1,5	Cumple
4	L/3 anclaje intermedio	70276	7640	9,20	1,5	Cumple
5	Borde anclaje inferior	75286	6735	11,18	1,5	Cumple
6	L/3 anclaje inferior	70885	10937	10,67	1,5	Cumple

*Cuadro IV-53. Cálculo de factores de seguridad ante el vuelco para la condición pseudoestática.*

Caso de análisis		Momento estabilizador, $M_{est}$ (kNm/m)	Momento de vuelco, $M_{vol}$ (kNm/m)	Factor de seguridad al vuelco, $FS_{(v)}$	Factor de seguridad mínimo (ACG)	Verificación
1	Borde anclaje superior	58255	15139	3,85	1,5	Cumple
2	L/3 anclaje superior	54943	14646	3,75	1,5	Cumple
3	Borde anclaje intermedio	74397	19497	3,82	1,5	Cumple
4	L/3 anclaje intermedio	70276	15228	4,61	1,5	Cumple
5	Borde anclaje inferior	75286	13749	5,48	1,5	Cumple
6	L/3 anclaje inferior	70885	13503	5,25	1,5	Cumple

Por otro lado, en el Cuadro IV-53 encuentran los factores de seguridad para el caso con sismo, los cuales son menores a los obtenidos en el caso estático. Al igual que en el análisis anterior el caso crítico corresponde en el cual la superficie de falla cruza a 1/3 de la separación desde el extremo más profundo. El factor de seguridad menor es superior al mínimo establecido por la ACG (2009).

#### IV.4.4.7 Diseño por estabilidad ante el deslizamiento

A continuación, se presenta el resultado de estabilidad al deslizamiento, la cual se obtiene al comparar la resistencia a cortante de la base de la cuña y la demanda máxima. En el Cuadro IV-54 se muestran los factores de seguridad para la condición estática, los cuales son mayores a 1,5 que solicita la sección 6.3.2 de la ACG (2009).

Por otro lado, en el Cuadro IV-55 se encuentran los factores de seguridad al deslizamiento para la condición pseudoestática, los cuales son superiores al valor mínimo de 1,15 que solicita la sección 6.3.2 de ACG (2009).

*Cuadro IV-54. Cálculo de factores de seguridad ante el deslizamiento para la condición estática.*

Caso de análisis		Fuerza estabilizadora, $S_{max}$ (kN/m)	Fuerza desestabilizadora, $P_H$ (kN/m)	Factor de seguridad al vuelco, $FS_{(d)}$	Factor de seguridad mínimo (ACG)	Verificación
1	Borde anclaje superior	1662	666	2,49	1,5	Cumple
2	L/3 anclaje superior	1623	684	2,37	1,5	Cumple
3	Borde anclaje intermedio	1700	206	8,25	1,5	Cumple
4	L/3 anclaje intermedio	1659	239	6,94	1,5	Cumple
5	Borde anclaje inferior	1605	0	$\infty$	1,5	Cumple
6	L/3 anclaje inferior	1563	0	$\infty$	1,5	Cumple

*Cuadro IV-55. Cálculo de factores de seguridad ante el deslizamiento para la condición pseudoestática.*

Caso de análisis		Fuerza estabilizadora, $S_{max}$ (kN/m)	Fuerza desestabilizadora, $P_H$ (kN/m)	Factor de seguridad al vuelco, $FS_{(d)}$	Factor de seguridad mínimo (ACG)	Verificación
1	Borde anclaje superior	1662	1442	1,15	1,15	Cumple
2	L/3 anclaje superior	1623	1434	1,13	1,15	Se acepta
3	Borde anclaje intermedio	1700	1134	1,50	1,15	Cumple
4	L/3 anclaje intermedio	1659	1138	1,46	1,15	Cumple
5	Borde anclaje inferior	1605	807	1,99	1,15	Cumple
6	L/3 anclaje inferior	1563	800	1,95	1,15	Cumple

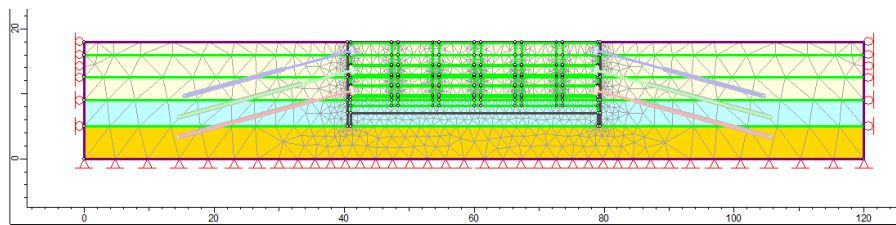
De acuerdo con ese resultado la obra de estabilización planteada cumple con la seguridad mínima requerida por estabilidad al deslizamiento de la ACG (2009).

#### **IV.4.5 Análisis de desplazamientos**

En la presente sección se encuentran los resultados del análisis de deformaciones del medio obtenidas de una modelación en la herramienta RS2. Esta es una solución de elemento finito de deformación plana, en la cual se incluyen las distintas unidades geotécnicas, sobrecarga, la pantalla, los anclajes pretensados y el proceso de excavación.

La secuencia constructiva se basa en lo descrito anteriormente, la consiste en la excavación de la pantalla, colocación de esta, la excavación y colocación de anclajes en cuatro etapas, construcción de la estructura de la fundación y sótanos y por último el corte de los anclajes. El proceso se ha modelado con la reducción del módulo del material que se excava, lo cual se utilizan en la representación numérica de la excavación de túneles denominada como remplazo de núcleo.

Las propiedades de los materiales se corresponden a las descritas en el apartado de modelo, que corresponden a la condición no consolidada no drenada y se considera que el comportamiento es elastoplástico. La condición de esfuerzos es del tipo gravitacional, donde se considera que la razón de esfuerzo horizontal a la vertical es de 0,50. Las condiciones de frontera son de restricción al desplazamiento vertical en el extremo inferior y al desplazamiento horizontal en los extremos laterales. El modelo se extiende cerca de 4 veces la altura de la excavación desde la ubicación de las pantallas, ya que a esa distancia es de esperar que los desplazamientos verticales sean pequeños de acuerdo con la Figura II-80. En la Figura IV-73 se muestra la etapa inicial sin deformar del modelo.



*Figura IV-73. Condición inicial del modelo de elemento finito realizado con la herramienta de RS2.*

En la Figura IV-74 se muestran los desplazamientos verticales y horizontales del terreno antes de realizar la excavación. El desplazamiento horizontal se encuentra a 8 m de profundidad aproximadamente y es de 7,3 mm y en superficie es de 1 mm. En el caso del desplazamiento vertical máximo es de 39,6 mm y de 20 mm en el punto donde se colocará la pantalla.

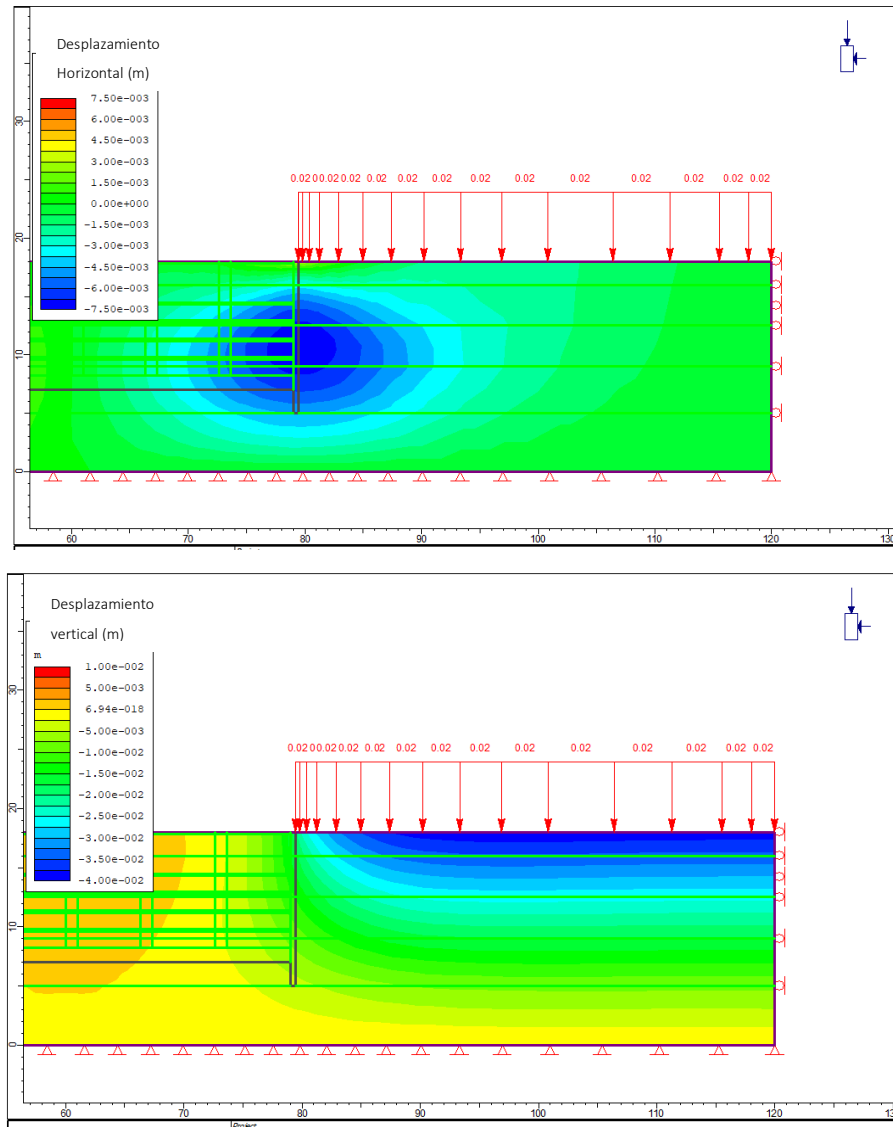


Figura IV-74. Desplazamiento horizontal y vertical en la etapa inicial obtenido con la herramienta de RS2.

A continuación, se muestra la variación de los desplazamientos horizontales conforme se realiza la excavación. En la Figura IV-75 se encuentra el cambio antes y después de la colocación de los anclajes superiores. Como se puede ver antes de la colocación de los anclajes los desplazamientos son extendidos y al colocar el anclaje se limita el desplazamiento en los alrededores del anclaje.

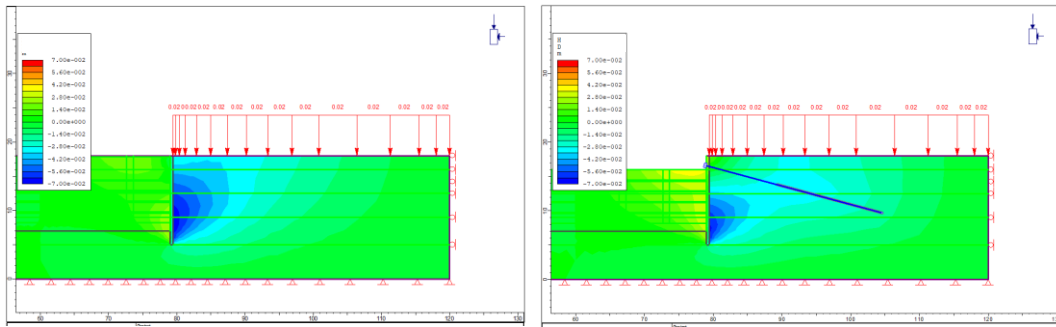


Figura IV-75. Desplazamiento horizontal antes y luego de colocar los anclajes superiores al final de la primera etapa de excavación obtenido con la herramienta de RS2.

En la Figura IV-76 se presenta la deformación antes y después de colocada la línea intermedia de soportes. Seguidamente, en la Figura IV-77 se muestran los mismos resultados previo y después de la instalación de los soportes inferiores.

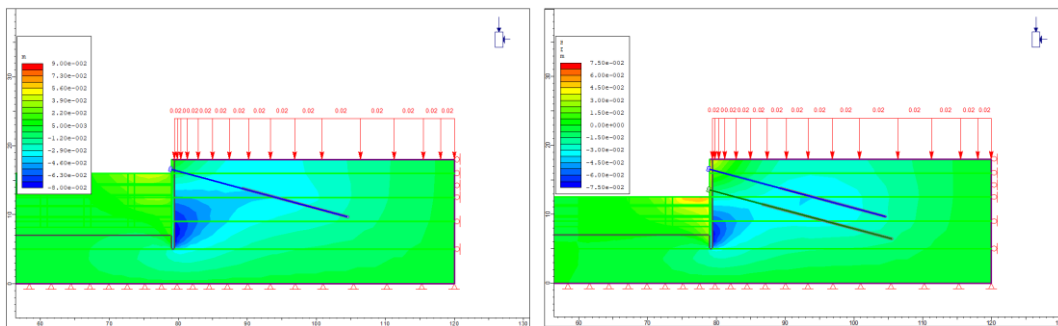


Figura IV-76. Desplazamiento horizontal antes y luego de colocar los anclajes intermedios al final de la segunda etapa de excavación obtenido con la herramienta de RS2.

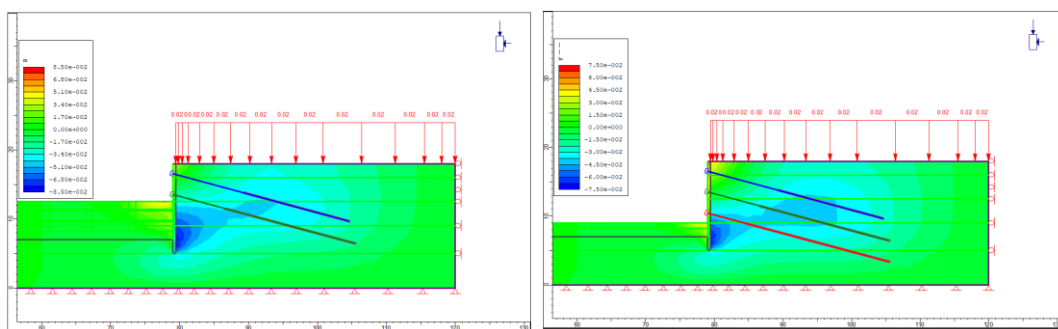
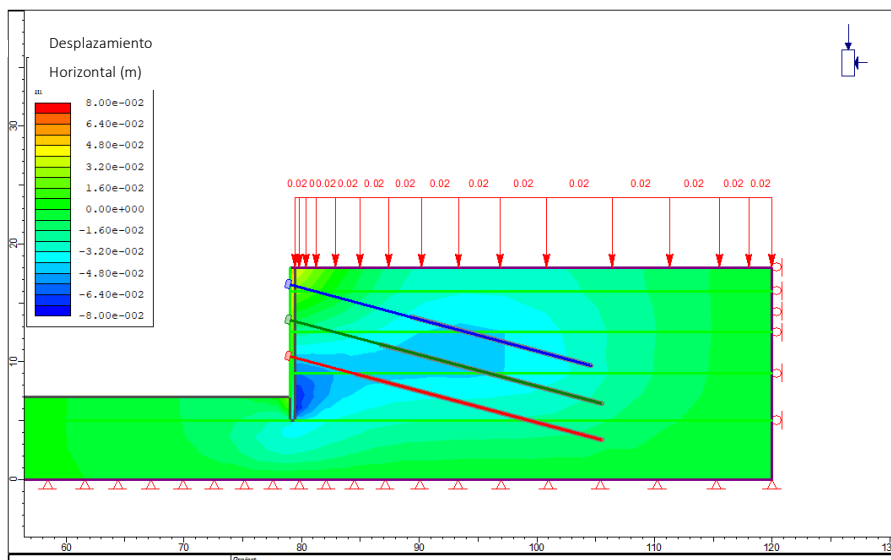


Figura IV-77. Desplazamiento horizontal antes y luego de colocar los anclajes inferiores al final de la tercera etapa de excavación obtenido con la herramienta de RS2.



En la Figura IV-78 se puede observar la condición de desplazamientos del terreno al concluir la excavación. De acuerdo con los resultados el desplazamiento en superficie en la mayor parte de la altura de la excavación es bajo (menor que 30 mm). Además, el valor máximo se encuentra en la base de la excavación y es de 76 mm, que es igual al valor inicial.



*Figura IV-78. Desplazamiento horizontal antes de construir la estructura y al final de la cuarta etapa de excavación obtenido con la herramienta de RS2.*

Finalmente, en la Figura IV-79 se muestra en estado de los desplazamientos horizontales al terminar la construcción de la estructura de los sótanos y luego de eliminar los anclajes. El valor máximo y ubicación de este se mantiene, pero en la zona de la longitud adherida de los anclajes se reducen los desplazamientos a 10 mm. En la corona del muro el desplazamiento es de 40 mm y se reduce a la mitad a 3 m trasdós de la pantalla. De acuerdo Sabatini, Pass y Bachus (1999) indican que los desplazamientos horizontales oscilen entre 0,2 % H y 0,5 % H, que en este caso es de 22 mm y 55 mm. En vista que el valor en la corona del muro se encuentra dentro de ese rango y el valor máximo se encuentra en el fondo y coincide con el valor antes de la excavación se considera que no existen problemas de desplazamientos.

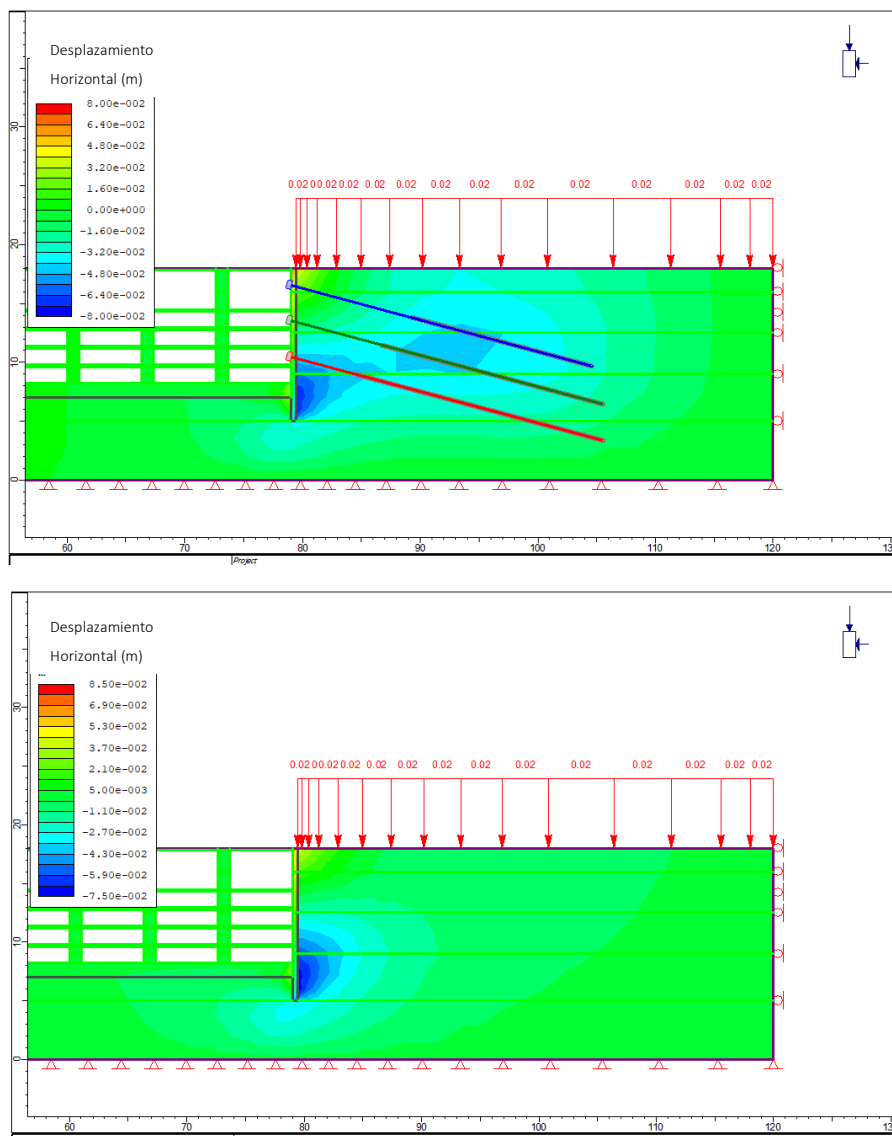


Figura IV-79. Desplazamiento horizontal antes y luego del eliminar los anclajes obtenido con la herramienta de RS2.

En la Figura IV-80 se muestra el estado de desplazamientos verticales del medio antes y después de eliminar los anclajes, pero luego de colocada la estructura del sótano. Las magnitudes y los contornos de los desplazamientos varían. Antes de colocar los anclajes los valores máximos se concentran en la zona donde se encuentra la longitud no adherida de los anclajes, pero al eliminarlos las deformaciones se extienden al reducirse los esfuerzos. El valor máximo de desplazamiento vertical en superficie es de 60 mm y como el valor inicial es

de 39,6 mm, entonces la variación de desplazamientos por la excavación es de 20 mm. La diferencia del desplazamiento en la zona de la corona de la pantalla es similar.

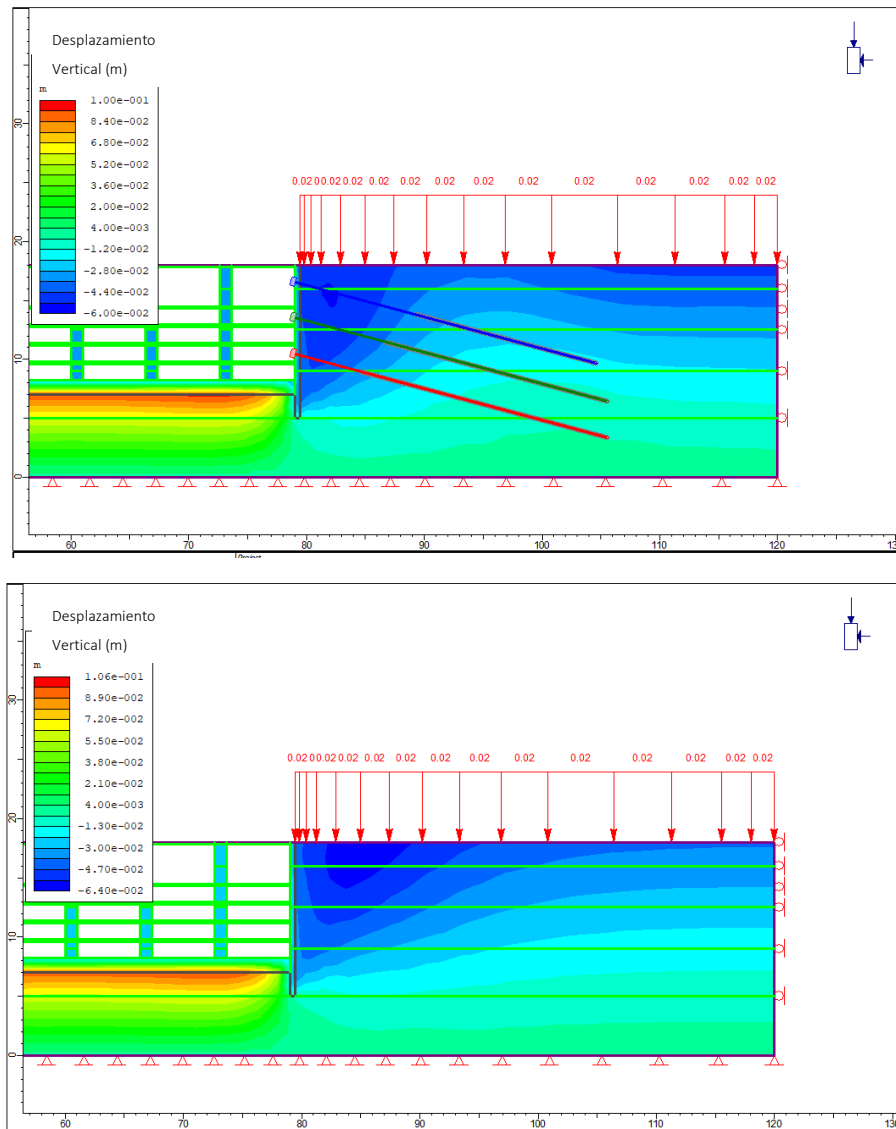


Figura IV-80. Desplazamiento vertical antes y luego del eliminar los anclajes obtenido con la herramienta de RS2.

Según Sabatini, Pass y Bachus (1999) los asentamientos verticales detrás del muro tienen un promedio de 0,15 % H y con un máximo de 0,5 % H, que en este caso oscila entre 16,5 mm y 55 mm. De esta forma, el valor obtenido se encuentra cerca del valor menor. El asentamiento obtenido es de 0,18% H, que es un poco menor al que se puede esperar para arcillas rígidas

según la Figura II-80. De acuerdo con el Cuadro 3.5 de la ACG (2009) el asentamiento máximo que se puede permitir en estructuras con muros de mampostería oscila entre 25 mm y 50 mm, de modo que no es de esperar que el proceso constructivo cause daños en las construcciones vecinas.

#### **IV.4.6 Análisis de resultados**

De acuerdo con los resultados anteriores se tiene que:

El proyecto se encuentra en un ambiente geológico de rocas ígneas. De acuerdo con Denver y Alvarado (2007) en la zona del proyecto las rocas antes mencionadas se encuentran cubiertas por cenizas. Según el mapa de tipos de suelos de ACG (2009) se indica los suelos son limos y que el espesor oscila entre 20 m y 30 m. De acuerdo con los estudios realizados en el sitio se obtuvieron suelos limosos y con un espesor de suelos es de 18 m, lo cual es consistente con lo indicado en el mapa de espesores de suelos.

En la zona del proyecto no existen estructuras geológicas, tales como fallas y pliegues que deban ser consideradas.

De acuerdo con la información se propone un modelo geotécnico de cuatro unidades geotécnicas. La primera de ellas aflora en la superficie y es un limo arcilloso tipo ML con espesores entre 8 m y 9,5 m, el cual es subyacente por la UG-2. Esta unidad es un limo arcilloso con un espesor entre 3 m y 4 m y clasifica como MH-ML. La UG-3 se encuentra bajo la anterior y también es un limo arcilloso (MH-ML), pero con mejores propiedades geotécnicas. Bajo esta se encuentra el lahar, que es la unidad geotécnica 4.

La condición de aumento de la resistencia con la profundidad es de esperar en suelos residuales, lo cual es de esperar en el sitio del proyecto. Lo anterior se basa en el mapa de tipos de suelo que muestra la ACG (2009), el cual se muestra en la Figura III-62. De acuerdo con ese mapa el tipo de suelo existente en la zona es V3, que este compuesto por limos MH y ML, lo cual concuerda con lo encontrado en los estudios de mecánica de suelos.

De acuerdo con los resultados de las perforaciones no se ha encontrado el nivel freático en la profundidad de la excavación. Para los análisis se considera que se encuentra bajo el fondo, de modo que se descarta la falla por supresión o sifonamiento.

Las propiedades mecánicas de los suelos de las UG-1 y UG-2 son rígidas, por lo que es de esperar pocos problemas de capacidad soportante y de estabilidad de taludes. No obstante, la UG-1 se encuentra cerca de los valores superiores de los rangos de limos de baja resistencia, lo cual concuerda que el material es rígido, pero presentan algunos problemas que se reflejan en la inestabilidad del corte sin soporte.

Las propiedades de las unidades UG-1 y UG-2 poseen propiedades muy similares por lo que para efectos de estabilidad y deformación se puede considerar que la excavación se realiza en un suelo uniforme sin incurrir en errores significativos.

El modelo geotécnico se basa solo en los ensayos de perforaciones, por lo que la ubicación de los contactos se basa en información puntual. De esta forma, la confiabilidad del modelo es limitada al no existir investigaciones con refracción sísmica ni ensayos en la roca. No obstante, dado que las propiedades de las primeras dos primeras unidades geotécnicas son similares variaciones en el contacto de estos estratos no implicarían variaciones significativas en el diseño y respuesta de la solución planteada. La ubicación del contacto de la UG-2 y de la UG-3 puede variar la capacidad soportante de la pantalla, por lo que es necesario que en el proceso constructivo se asegure que la punta alcance la UG-3.

La obra se encuentra en una zona sísmica III y el tipo de sitio de cimentación clasifica como  $S_3$  o  $S_4$ . De esta forma, la excavación y la obra de estabilización deben soportar las fuerzas máximas esperadas en la zona de San José.

De acuerdo con los resultados de los análisis de equilibrio límite, la excavación sin soporte no cumple con los valores mínimos de seguridad que solicita la ACG (2015). Lo anterior es de esperar por la profundidad de la excavación y que las propiedades de la UG-1.

El factor de seguridad crítico obtenido con el método de superficie plana y de los gráficos de Janbú de 1968 tiene valores similares y menores a los obtenidos con análisis de equilibrio límite con la herramienta Slide con superficies planas. De esta forma, la superficie de falla crítica de la excavación es plana al ser un suelo de grano fino y uniforme.

Las diferencias en los factores de seguridad de los tres métodos se deben a las consideraciones de cada una de ellas. El método de la superficie plana y de Janbú de 1968 consideran solo el equilibrio de las fuerzas, pero no de los momentos. En el caso del resultado

obtenido con la herramienta computacional parte de la solución de Morgenstern y Price de 1965, que considera simultáneamente el equilibrio de fuerzas y de momentos.

Como la seguridad de la excavación no es satisfactoria, entonces es necesario su refuerzo para cumplir con los valores mínimos de ACG (2015). Adicionalmente, al existir construcciones vecinas en la corona se opta por una solución de una estructura anclada con tirantes pretensados para lograr la seguridad y controlar los desplazamientos que puedan causar daños.

Se propone una secuencia constructiva de excavación de la pantalla, colado de la misma y excavación del sótano en cuatro etapas, en las cuales se colocarán tres hileras de anclajes. Lo anterior se basa en la práctica usual en obras similares. La profundidad de la primera fase es de 2 m. En el caso de la segunda y tercera excavación la altura es de 3,5 m y la última es de 2 m.

De acuerdo al número de estabilidad,  $N_s$ , la excavación no puede analizarse con las consideraciones de arcillas suaves a medias sino con las de arcillas rígidas. Lo anterior es de esperar, ya que la resistencia al corte no drenada de las UG-1 y UG-2 tiene una consistencia rígida al tener un número de golpes entre 9 y 15. Lo anterior se basa en la Tabla 1 de Sabatini, Pass y Bachus (1999).

De esta forma, el coeficiente de empuje activo para el diagrama de presiones aparentes que se utiliza es de 0,22, que concuerda con el valor de transición recomendado para valores bajos de  $N_s$  de arcillas medias y suaves. Esta consideración resulta en anclajes que cumplen con los factores de seguridad globales adecuados, de modo que se valida el dato seleccionado.

En el caso de las fuerzas de diseño en los anclajes estas son similares, pero aumentan con la profundidad, por lo que esta propuesta da como resultado longitudes de anclajes similares. Lo anterior se debe a que los anclajes superiores requieren una mayor longitud no adherida, mientras que los inferiores una longitud adherida mayor. La existencia de anclajes de longitudes similares facilita la ejecución e inspección de la obra. De esta forma, la ubicación de los anclajes planteado busca la mayor eficiencia en el uso del material de los anclajes y facilidad constructiva.

La definición de la longitud no adherida parte de recomendaciones de las normas, mientras que la longitud adherida se basa en la demanda. En este caso rige el modo de falla por arrancamiento de la lechada respecto al suelo y no gobierna el diseño la falla del tirante no la adherencia entre el tirante y la lechada. Lo anterior es de esperar al ser anclajes en suelo, a que la resistencia no drenada es intermedia y a la resistencia a la compresión simple de la lechada seleccionada. Este resultado concuerda con lo visto en la práctica, donde la falla de los anclajes mayoritariamente se debe a problemas de adherencia con el medio que respecto a deficiencias en la unión de la lechada con el tirante. Lo anterior también se debe a que la lechada y el tirante son materiales fabricados, con controles de calidad y con comportamiento conocido y uniforme, mientras que el medio (terreno) no goza de esas características.

La separación propuesta de anclajes es de 2 m, la cual se encuentra dentro de los límites recomendados por las referencias y es un valor usado en la práctica. Lo anterior resulta en una línea de anclajes superior de 26,5 m de longitud, una intermedia de 27,5 m y una inferior de 26 m. Estos valores se pueden lograr en excavaciones en suelo y anclajes de cables.

La profundidad de la pantalla está regida por la capacidad soportante en lugar de la capacidad pasiva en la base. Lo anterior se debe a que la propuesta de anclajes planteada causa una reacción en la base (R) baja y se obtiene el equilibrio al colocar la punta en la UG-3. La existencia de una reacción en la base baja se debe a que el anclaje inferior se encuentra cerca del fondo de la excavación por lo que la fuerza requerida para equilibrar el diagrama de presiones aparentes es poca. Además, esta fuerza es equilibrada por presión pasiva y terreno posee una capacidad adecuada. Por otro lado, la demanda de capacidad de soporte es alta, que se debe a la componente vertical de las fuerzas de diseño de los anclajes y al peso de la pantalla, la capacidad de carga vertical (capacidad de soporte) de la UG-2 es baja y para lograr el equilibrio se requiere del aporte de la resistencia de la punta en la UG-3.

A partir de la distribución y longitudes de anclajes y la altura de la pantalla se realizan los análisis de estabilidad global. El factor de seguridad por estabilidad del fondo es de 2,01, por capacidad pasiva intradós de la pantalla es de 1,86 y por capacidad soportante de la misma es de 2,63. Por otro lado, el factor de seguridad global de la excavación con la pantalla

anclada es de 2,137 para el caso estático y de 1,488 para el caso con sismo. Por otra parte, el factor contra la falla por vuelco es de 7,61 para el caso estático y de 3,75 para el caso pseudoestático. Finalmente, el factor de seguridad al deslizamiento es de 2,37 para el caso estático y de 1,13 para el caso con sismo.

De acuerdo con lo anterior, en este caso la estabilidad global que rige es la falla del fondo y al deslizamiento en el caso pseudoestático. Este resultado concuerda con lo visto usualmente en la práctica y es de esperar, ya que la longitud de los anclajes causa que el cuerpo rígido que se considera en la estabilidad por vuelco sea grande y sea estable por su peso. Lo anterior se debe a que la longitud no adherida posee recomendaciones mínimas y la longitud adherida se debe a la adherencia del terreno.

Las superficies de falla crítica de los análisis de estabilidad global poseen factores de seguridad que cumplen con los valores mínimos de la ACG (2015). Los factores de seguridad de falla global de la excavación con anclajes, que no incluye la pantalla poseen valores más bajos de los obtenidos al incluir la pantalla y cargas al frente de la excavación que representan los anclajes. Esta condición se debe a que la pantalla es de concreto, que posee propiedades mecánicas mayores a las que poseen los suelos. De esta forma, al incluir en el modelo un material que representa la pantalla, las superficies de falla que cruzan la pantalla poseen una mayor resistencia y por ende un factor de seguridad mayor.

Los análisis con cargas uniformes horizontales e inclinadas frente a la excavación da como resultado factores de seguridad similares entre ellos y a los obtenidos con análisis que incluyen los anclajes y la pantalla. De esta forma, en este caso esas cargas permiten estimar con precisión razonable el factor de seguridad, pero la superficie de falla es muy diferente. Lo anterior se debe a que la representación de la pantalla anclada en los análisis de estabilidad como cargas uniformes en la línea del corte parte de recomendaciones de autores y guías de diseño, que buscan simplificaciones que se encuentra del lado de la seguridad y en la determinación de esta última es más relevante el valor que la superficie de falla.

La estructura anclada con una pantalla y anclajes postensados cumple con los requisitos de seguridad, en términos de estabilidad externa rige la estabilidad del fondo para el caso



estático y el deslizamiento para el caso con sismo. Esto concuerda con lo esperado en excavaciones con pantalla donde las fallas en condiciones estáticas sin nivel freático se deben a estabilidad del fondo y en caso de sismo se esperan problemas de deslizamiento.

Las deformaciones verticales y horizontales obtenidas al final del proceso de excavación y eliminación de los anclajes se encuentran dentro de los valores esperados, y la subsidencia es menor al asentamiento máximo que solicita la ACG (2015). De esta forma, la pantalla propuesta logra limitar los asentamientos para controlar los daños en las obras vecinas, lo cual concuerda con las recomendaciones de la bibliografía de uso de pantallas con anclajes activos para controlar las subsidencias y desplazamientos horizontales.

La solución planteada cumple con los requisitos de seguridad y de deformaciones por lo que cumple con los objetivos de diseño y logra la factibilidad técnica de la excavación segura y limitando el posible daño en obras vecinas.

## V. Planos constructivos de las soluciones de las cuatro obras geotécnicas

### *V.1 Planos del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino*

A continuación, se encuentran los planos constructivos de la cimentación del proyecto, que se basa en el diseño obtenido en las secciones anteriores. Los planos están conformados por tres láminas.

La primera lámina posee la información de los materiales, de los pilotes y requisitos de verificación de calidad que complementan lo indicado en las especificaciones técnicas. También se incluye la información del análisis sísmico que solicita la sección 16.2.1 de la CPERCSCR (2011). Además, se presenta la sección del pilote.

En la segunda lámina se presenta una planta con la ubicación de los pilotes, los cuales se encuentran identificados con un número. De color negro se muestran los muros del primer piso del edificio.

En la tercera lámina se encuentra un corte de la obra, donde se muestra el edificio, la losa de fundación, los pilotes y las unidades geotécnicas. También se muestra la información geotécnica de las tres unidades geotécnicas que conforman el modelo geotécnico.

## NOTAS GENERALES

### 1 CALIDAD DEL MATERIALES

#### 1.1 PILOTES

LOS PILOTES SON SECCIONES CIRCULARES DE ACERO ASTM A 252 GRADO 2 CON PUNTO DE FLUENCIA 240 MPa COMO MÍNIMO. SE ADMITE QUE EL CONTRATISTA PROPONGA SECCIONES DE RESISTENCIA ESTRUCTURAL Y GEOTÉCNICA TIPO H QUE CUMPLAN NORMA ASTM A 36, CON PUNTO DE FLUENCIA 252 MPa COMO MÍNIMO.

LAS PLACAS, PLETINAS Y ANGULARES DE ACERO PARA LAS UNIONES SERÁN DEL MISMO TIPO DE ACERO ASTM A-36 CON PUNTO DE FLUENCIA 252 MPa COMO MÍNIMO Y DEL ESPESOR SEGÚN SE INDIQUE EN PLANOS.

LA LONGITUD DE LOS ELEMENTOS ORIGINALES METÁLICOS DEBE SER 6 m Y EN LOS TRAMOS DONDE SEA POSIBLE SE PUEDEN ADQUIRIR ELEMENTOS DE 12 m DE LONGITUD. LA PINTURA DEBE CUMPLIR CON LA SECCIÓN 563 DEL MANUAL DE ESPECIFICACIONES GENERALES, PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS, CAMINOS Y PUENTES, CR-2010.

POR CADA LOTE DE ELEMENTOS DE ACERO DE LOS PILOTES INCORPORADOS A LA OBRA SE DEBEN TOMAR 3 MUESTRAS Y SOMETERLAS A PRUEBAS MECÁNICAS PARA COMPROBAR LOS REQUISITOS DE TENSIÓN. ESTAS PRUEBAS DE TENSIÓN DEBEN REALIZARSE CONFORME A ESPECIFICACIÓN ASTM A 370.

#### 1.2 CONCRETO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

LA RESISTENCIA MÍNIMA A LA COMPRESIÓN SIMPLE MEDIDA EN CILINDROS A LOS 28 DÍAS (F °C) DEBE SER:

TABLA 1.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO POR CLASE.

CLASE	f <sub>c</sub> (MPa)	ELEMENTO
I	10,5	SELLO DE FUNDACIÓN
II	21	LOSA DE FUNDACIÓN

TODOS LOS ELEMENTOS DE CONCRETO DEBEN SER CURADOS DURANTE 7 DÍAS, LUEGO DE INICIADA LA FRAGUA, O SE APLICARÁ UN CURADOR DE CONCRETO. NO SE DEBE VACIAR EL CONCRETO DESDE UNA ALTURA SUPERIOR A LOS 2 m. SE DEBEN PREVER ABERTURAS INTERMEDIAS EN CASO DE COLAR ELEMENTOS CON ALTURA MAYOR.

LAS PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESPECIFICADA SE REALIZARÁN EN CILINDROS CIRCULARES DE 150 mm DE DIÁMETRO Y DE 300 mm DE LONGITUD A LOS 28 DÍAS DE EDAD, DE ACUERDO CON LA ESPECIFICACIÓN ASTM C 39. LA FRECUENCIA DE LOS ENSAYOS SE BASA EN LOS SIGUIENTES CRITERIOS:

- (a) UNA VEZ CADA DÍA QUE SE COLOQUE DETERMINADA CLASE, PERO NO MENOS QUE
- (b) UNA VEZ POR CADA 110 m DE CADA CLASE DADA CADA DÍA\*, NI MENOR QUE
- (c) UNA VEZ POR CADA 460 m<sup>2</sup> DE SUPERFICIE DE LOSA CADA DÍA.

\*SI EL ESPESOR ES MENOR A 250 mm SE REQUERIRÁN MÁS MUESTRAS POR CADA 110 m<sup>2</sup> COLADOS CADA DÍA.

CUANDO LOS ANTERIORES CRITERIOS RESULTEN EN MENOS DE CINCO ENSAYOS DE RESISTENCIA PARA CADA CLASE DE CONCRETO, LOS ENSAYOS DEBEN REALIZARSE POR LO MENOS CINCO TANDAS DE MEZCLADO SELECCIONADAS AL AZAR O EN CADA TANDA CUANDO SE REALICEN MENOS DE CINCO TANDAS.

LAS MUESTRAS PARA LOS ENSAYOS DE RESISTENCIA DEBEN TOMARSE DE ACUERDO CON "STANDARD PRACTICE FOR SAMPLING FRESHLY MIXED CONCRETE" ASTM C 172.

LOS CILINDROS FABRICADOS Y CURADOS EN LABORATORIO DEBEN SATISFACER LA NORMA "STANDARD PRACTICE FOR MAKING AND CURING CONCRETE TEST SPECIMENS IN THE FIELD" ASTM C 31 Y DEBEN ENSAYARSE CON LA NORMA "STANDARD TEST METHOD FOR COMPRESSIVE STRENGTH OF CYLINDRICAL CONCRETE SPECIMENS" ASTM C 39.

EL CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE LA RESISTENCIA DE UNA CLASE DETERMINADA SE BASA EN LOS SIGUIENTES DOS PUNTOS.

- (a) CADA PROMEDIO ARITMÉTICO DE 3 ENSAYOS DE RESISTENCIA CONSECUTIVOS DEBE SER IGUAL O SUPERIOR AL VALOR f<sub>c</sub> ESPECIFICADO.
- (b) NINGÚN RESULTADO INDIVIDUAL DEL ENSAYO DE RESISTENCIA ES MENOR AL VALOR DE F °C ESPECIFICADO EN 3,5 MPa SI f<sub>c</sub> ES IGUAL O MENOR A 35 MPa O POR MÁS DE 0.10 f<sub>c</sub> CUANDO f<sub>c</sub> ES MAYOR A 35 MPa

EN CASO DE QUE SE INCUMPLA CON LO ANTERIOR SE PERMITE REALIZAR NÚCLEOS EXTRAÍDOS DE LA ZONA EN CUESTIÓN SEGÚN LA NORMA "STANDARD TEST METHOD FOR OBTAINING AND TESTING DRILLED CORES AND SAVED BEAMS OF CONCRETE" ASTM C 42 Y SE DEBEN OBTENER 3 NÚCLEOS POR CADA RESULTADO QUE INCUMPLA CON LO ANTERIOR.

SE ACEPTARÁ EL CONCRETO DE LA ZONA REPRESENTADA POR LOS NÚCLEOS SI EL PROMEDIO ARITMÉTICO DE 3 NÚCLEOS ES POR LO MENOS 85% DE LA RESISTENCIA f<sub>c</sub> ESPECIFICADA Y NINGÚN NÚCLEO POSEE UNA RESISTENCIA MENOR AL 75% DEL f<sub>c</sub>.

#### 1.3 ACERO DE REFUERZO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

TODAS LAS BARRAS POR UTILIZARSE COMO ACERO DE REFUERZO DE ELEMENTOS DE CONCRETO DE LA LOSA DE FUNDACIÓN DEBERÁN SER CORRUGADAS. LAS DEFORMACIONES DE LAS VARILLAS DEBEN ESTAR DE ACUERDO CON NORMA ASTM A706. LAS VARILLAS DE ACERO DEBEN TENER UN ESFUERZO DE CEDENCIA A LA TRACCIÓN, f<sub>y</sub>, MÍNIMO DE 420 MPa. PARA TODOS LOS DETALLES DE COLOCACIÓN, SE DEBE CUMPLIR CON LO INDICADO EN EL CSCR-2010 Y EN EL ACI 318S, EXCEPTO SI SE INDICA ALGO DIFERENTE EN ESTOS PLANOS.

TODAS LAS VARILLAS DEBERÁN COLOCARSE LIBRES DE HERRUMBRE, COSTRAS, GRASA, ACEITE, PINTURA U OTRO MATERIAL QUE PUEDA REDUCIR SU ADHESIÓN AL HORMIGÓN.

EL INSPECTOR SELECCIONARÁ UNA MUESTRA DE SEIS BARRAS DE 1.0 m DE LARGO DE CADA DIÁMETRO Y TIPO DE VARILLA POR CADA LOTE DE VARILLAS INCORPORADAS A LA OBRA CON EL PROPÓSITO DE SOMETERLAS A PRUEBAS MECÁNICAS Y COMPROBAR LOS REQUISITOS DE CORRUGACIÓN. EN EL CONTROL DE CALIDAD SE VERIFICARÁN LOS REQUISITOS DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN Y DE DOBLEZ CONFORME A LOS REQUISITOS DE LA NORMA ASTM A 706.

### 2 CARGAS DE DISEÑO

LAS REACCIONES DE LA ESTRUCTURA PARA DISEÑO DE CIMENTACIÓN SON:

TABLA 2.1 REACCIONES EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO DE LA FUNDACIÓN

CARGA	CARGA VERTICAL P (kN)	CORTANTE BASAL V (kN)	MOMENTO BASAL M (kN-m)
PERMANENTE	116 300	0	0
TEMPORAL	21 700	0	0
SISMO	0	30 100	1 078 000

EL COEFICIENTE SÍSMICO SE DETERMINÓ CON BASE EN EL CSCR-2010 Y EN LAS SIGUIENTES CONDICIONES:

TABLA 2.1 CONSIDERACIONES PARA EL CÁLCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

SITIO DE CIMENTACIÓN	S <sub>3</sub>
ZONA SÍSMICA	III
CLASIFICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN	GRUPO D
FACTOR DE IMPORTANCIA, I	1.00
SOBRE-RESISTENCIA, SR	2.00
ACELERACIÓN PICO EFECTIVA, a <sub>ef</sub>	0.36g
CLASIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	MURO
CLASIFICACIÓN SEGÚN REGULARIDAD	REGULAR
DUCTILIDAD LOCAL	MODERADA
DUCTILIDAD GLOBAL ASIGANDA	1.00
MÉTODO DE ANÁLISIS	ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL

### 3 SISTEMA DE CIMENTACIÓN

EL SISTEMA DE CIMENTACIÓN ESTÁ COMPUESTO POR UNA LOSA DE FUNDACIÓN APOYADA EN PILOTES DE ACERO HINCADOS. ESTOS SON ELEMENTOS DE 30 m DE LONGITUD, DE MODO QUE ATRAVIESAN LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS UG-1 Y UG-2 Y SE EMPOTRAN 3 m EN LA UG-3.

LA RESISTENCIA DE LOS PILOTES DE HA DETERMINADO CON EL MÉTODO DE CÁLCULO ESTÁTICO CON EL CÓDIGO DE CIMENTACIONES DE COSTA RICA. A CONTINUACIÓN, SE PRESENTA LA RESISTENCIA LAS RESISTENCIAS ÚLTIMAS DE LOS PILOTES Y LOS FACTORES DE SEGURIDAD CONSIDERADOS EN EL DISEÑO.

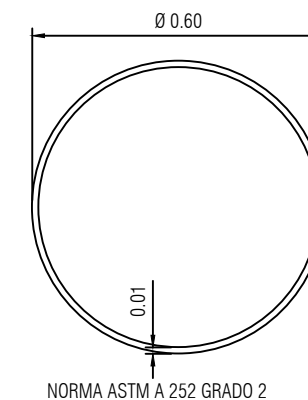
TABLA 3.1 RESISTENCIA DE LOS PILOTES

PARÁMETRO	VALOR
RESISTENCIA ÚLTIMA A FRICCIÓN, Q <sub>FRICCIÓN</sub>	2 563 kN
RESISTENCIA ÚLTIMA DE LA PUNTA, Q <sub>PUNTA</sub>	3 260 kN
RESISTENCIA ÚLTIMA A COMPRESIÓN, Q <sub>COMPRESIÓN</sub>	5 823 kN
RESISTENCIA ÚLTIMA A TENSIÓN, Q <sub>TENSIÓN</sub>	2 633 kN
FACTOR DE SEGURIDAD CASO ESTÁTICO	3.0
FACTOR DE SEGURIDAD CASO ESTÁTICO MÁS DINÁMICO	1.6

SE REALIZARÁ 1 PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA DE ACUERDO CON ASTM D 1143 ANTES DE INICIAR CON EL HINCADO DE TODOS LOS PILOTES. SE DEBEN REALIZAR PRUEBAS DINÁMICAS DE HINCA PARA ACEPTAR LA CONSTRUCCIÓN. EL EQUIPO Y LAS PRUEBAS DE CARGA DINÁMICA DEBEN REALIZARSE DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM D 4945. LA CANTIDAD DE PRUEBAS DEBE SER NO MENOR A 2, PERO NO MENOS DE 2% DE LA CANTIDAD DE PILOTES. DE ACUERDO CON LO ANTERIOR DEBEN REALIZARSE 3 PRUEBAS.

### 4 DIBUJO

EN CADA DETALLE RIGEN LAS COTAS SOBRE LA ESCALA INDICADA



DETALLE DE PILOTE  
ESCALA \_\_\_\_\_ 1:10

### ÍNDICE DE LÁMINAS

LÁMINA	CONTENIDO
S01	LÁMINA ÍNDICE NOTAS ESTRUCTURALES DETALLE DE PILOTE
S02	PLANTA DE UBICACIÓN DE PILOTES
S03	CORTE A-A



CONTENIDO:  
**NOTAS GENERALES Y DETALLE DE PILOTE**

PROYECTO:  
**DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN CON PILOTES HINCADOS  
SOBRE UN ESTRATO BLANDO DE GRANO FINO**

CURSO: **PF3940 TALLER APLICADO 1**

ESTUDIANTE:  
NOMBRE : **ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS**

PROVINCIA  
**SAN JOSÉ**

ESCALA

INDICADA

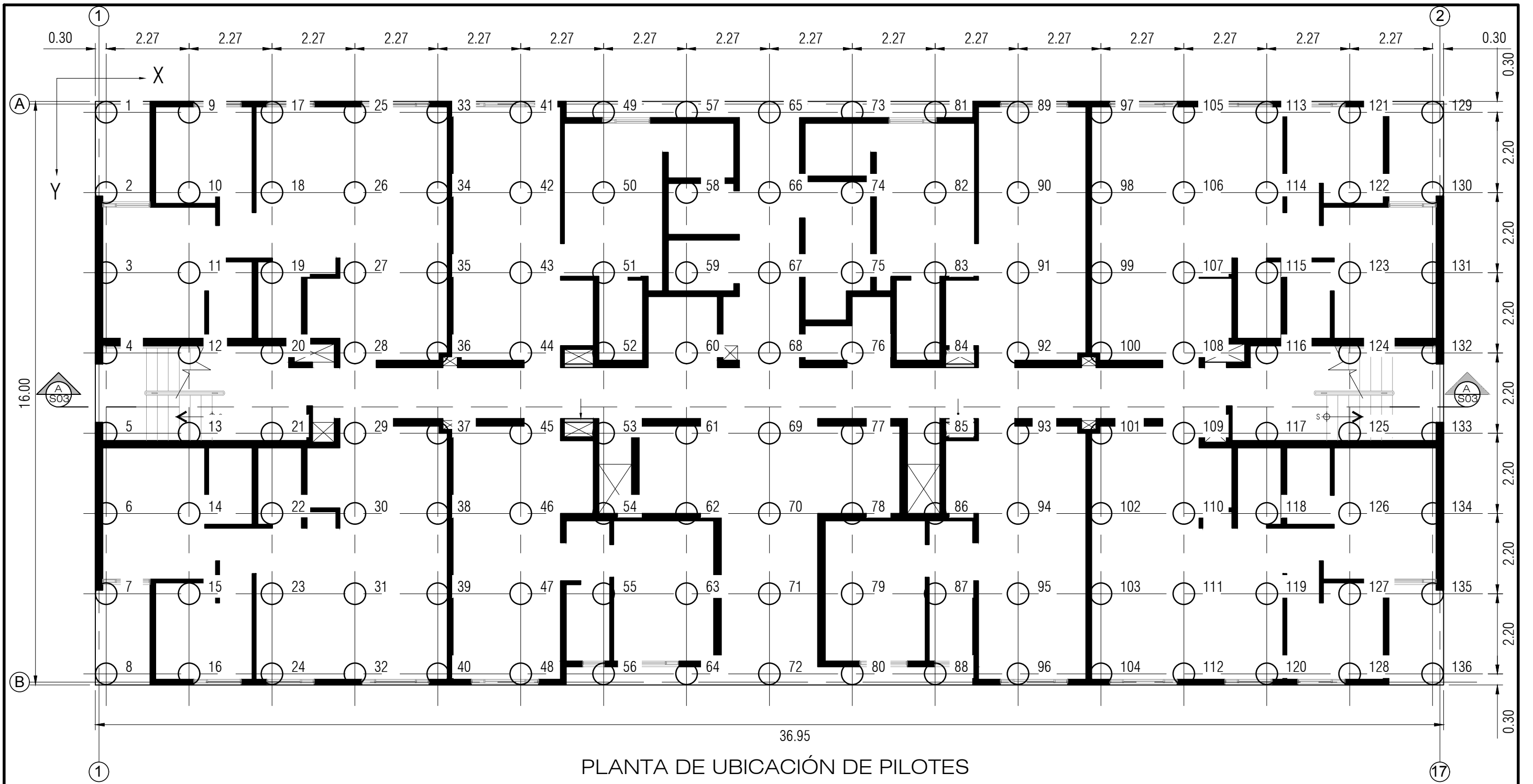
DISTRITO  
**URUCA**

FECHA

**JUNIO 2018**

LÁMINA

**S01**  
S-03



PLANTA DE UBICACIÓN DE PILOTES  
 ESCALA \_\_\_\_\_ 1:100



UNIVERSIDAD DE  
 COSTA RICA

CONTENIDO:  
 PLANTA DE UBICACIÓN DE PILOTES

PROYECTO:  
 DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN CON PILOTES HINCADOS  
 SOBRE UN ESTRATO BLANDO DE GRANO FINO

CURSO: PF3940 TALLER APLICADO 1

ESTUDIANTE:  
 NOMBRE : ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS

PROVINCIA  
 SAN JOSÉ

ESCALA

INDICADA

DISTRITO  
 URUCA

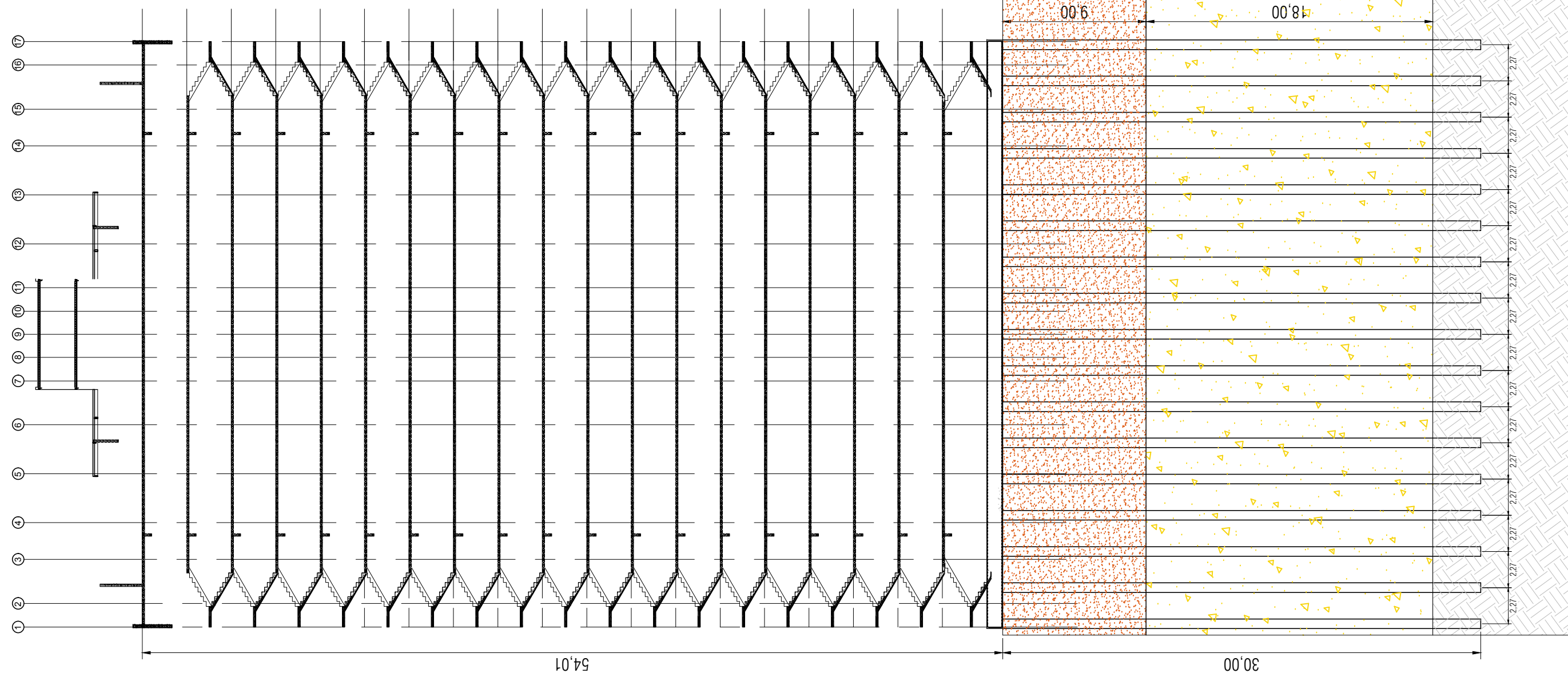
FECHA

JUNIO 2018

LÁMINA

S02

S-03



UG-1  
 LIMO ARENOSO DE COLOR MARRÓN, MH  
 $S_u = 39.2 \text{ kPa}$      $V_s = 100 \text{ m/s}$   
 $c' = 0 \text{ kPa}$          $V_p = 350 \text{ m/s}$   
 $\phi = 22^\circ$              $\gamma = 16.7 \text{ kN/m}^3$   
 $E = 4000 \text{ kPa}$       $\nu = 0.35$   
 $m_v = 2.9 \times 10^{-5} \text{ 1/kPa}$

UG-2  
 LIMO ARENOSO DE COLOR MARRÓN - MARRÓN AMARILLENTO, MI  
 $S_u = 108 \text{ kPa}$      $V_s = 800 \text{ m/s}$   
 $c' = 0 \text{ kPa}$          $V_p = 225 \text{ m/s}$   
 $\phi = 25^\circ$              $\gamma = 17.2 \text{ kN/m}^3$   
 $E = 10000 \text{ kPa}$     $\nu = 0.35$   
 $m_v = 1.3 \times 10^{-5} \text{ 1/kPa}$

UG-3  
 LAVA ANDESITICA VESICULAR CON POCA METEORIZACION  
 $q_u = 20 \text{ kPa}$          $V_s = 3000 \text{ m/s}$   
 $c' = 196 \text{ kPa}$          $V_p = 775 \text{ m/s}$   
 $\phi = 38^\circ$                  $\gamma = 21.6 \text{ kN/m}^3$



CONTENIDO: CORTE A-A		PROVINCIA SAN JOSÉ	DISTRITO URUCA	
PROYECTO: DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN CON PILOTES HINCADOS SOBRE UN ESTRATO BLANDO DE GRANO FINO		ESCALA INDICADA	FECHA JUNIO 2018	LÁMINA S03
CURSO: PF3940 TALLER APLICADO 1		LÁMINA S-03		
ESTUDIANTE: NOMBRE : ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS				

## ***V.2 Planos del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos***

A continuación, se encuentran los planos constructivos de la cimentación del proyecto, que se basa en el diseño obtenido en las secciones anteriores. Los planos están conformados por cuatro láminas.

La primera lámina posee la información de los materiales y los requisitos de verificación de calidad que complementan lo indicado en las especificaciones técnicas.

En la segunda lámina se presenta la planta del tramo de la vía del proyecto y la sección representativa del talud tanto para la condición actual como la condición con la estructura de suelo reforzado con elementos metálicos.

En la tercera y cuarta lámina se encuentran los detalles constructivos de la obra, entre los cuales se tiene las tiras metálicas, su separación y su longitud, los elementos de fachada, las uniones entre estos. Además, se incluyen componentes adicionales necesarios para asegurar la durabilidad de la obra y para cumplir con las consideraciones de diseño, tales como drenajes, cunetas, protección contra la erosión y el pavimento.

# N O T A S   G E N E R A L E S

## 1 Calidad de los materiales

### 1.1 Tiras metálicas

Las tiras metálicas para el refuerzo del terreno deben ser de acero de 500 mm de ancho y de 4 mm de espesor que cumpla con la norma ASTM A 1011 grado 50 con punto de fluencia 350 MPa como mínimo y galvanizadas conforma a la norma ASTM A 123. La longitud de los elementos originales metálicos debe ser 9 m.

Por cada lote de pletinas incorporadas a la obra se deben tomar 3 muestras y someterlas a pruebas mecánicas para comprobar los requisitos de tensión. Estas pruebas de tensión deben realizarse conforme a especificación ASTM A 370.

Los pernos deben cumplir con la norma ASTM A 449 (AASHTO M 64) y ser galvanizados conforma la norma AASHTO M 232.

### 2.1 Paneles de fachada prefabricados

Los paneles de fachada deben ser prefabricados con concreto con una resistencia a la compresión simple a los 28 días, f<sub>c</sub>, de 35 MPa. Estos deben tener embebidas las placas para el anclaje de las tiras del suelo reforzado.

Los concretos de la placa corrida, cabezal de corona, aceras deben tener una resistencia a la compresión simple a los 28 días, f<sub>c</sub>, de 21 MPa.

Todos los elementos de concreto deben ser curados durante 7 días, luego de iniciada la fragua, o se aplicará un curador de concreto. No se debe vaciar el concreto desde una altura superior a los 2 m. Se deben prever aberturas intermedias en caso de colar elementos con altura mayor.

Las pruebas de resistencia a la compresión especificada se realizarán en cilindros circulares de 150 mm de diámetro y de 300 mm de longitud a los 28 días de edad, de acuerdo con la especificación ASTM C-39. La frecuencia de los ensayos se basa en los siguientes criterios:

- (a) Una vez cada día que se coloque determinada clase, pero no menos que
- (b) Una vez por cada 110 m<sup>3</sup> de cada clase dada cada día\*, ni menor que
- (c) Una vez por cada 460 m<sup>2</sup> de superficie de losa cada día.

\*Si el espesor es menor a 250 mm se requerirán más muestras por cada 110 m<sup>3</sup> colados cada día.

Cuando los anteriores criterios resulten en menos de cinco ensayos de resistencia para cada clase de concreto, los ensayos deben realizarse por lo menos cinco tandas de mezclado seleccionadas al azar o en cada tanda cuando se realicen menos de cinco tandas.

Las muestras para los ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con "Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete" ASTM C-172.

Los cilindros fabricados y curados en laboratorio deben satisfacer la norma "Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field" ASTM C-31M y deben ensayarse con la norma "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens" ASTM C 39M.

El criterio de aceptación de la resistencia de una clase determinada se basa en los siguientes dos puntos.

- (a) cada promedio aritmético de 3 ensayos de resistencia consecutivos debe ser igual o superior al valor f<sub>c</sub> especificado.
- (b) Ningún resultado individual del ensayo de resistencia es menor al valor de f<sub>c</sub> especificado en 35 kg/cm<sup>2</sup> si f<sub>c</sub> es igual o menor a 350 kg/cm<sup>2</sup> o por más de 0.10 f<sub>c</sub> cuando f<sub>c</sub> es mayor a 350 kg/cm<sup>2</sup>.

En caso de que se incumpla con lo anterior se permite realizar núcleos extraídos de la zona en cuestión según la norma "Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Saved Beams of Concrete" ASTM C-42M y se deben obtener 3 núcleos por cada resultado que incumpla con lo anterior.

Se aceptará el concreto de la zona representada por los núcleos si el promedio aritmético de 3 núcleos es por lo menos 85% de la resistencia f<sub>c</sub> especificada y ningún núcleo posee una resistencia menor al 75% del f<sub>c</sub>.

### 1.3 Acero de refuerzo de elementos de concreto reforzado

Todas las barras por utilizarse como acero de refuerzo de elementos de concreto de la losa de fundación deberán ser corrugadas. Las deformaciones de las varillas deben estar de acuerdo con norma ASTM A706. Las varillas de acero deben tener un esfuerzo de cedencia a la tracción, f<sub>y</sub>, mínimo de 420 MPa. Para todos los detalles de colocación, se debe cumplir con lo indicado en el ACI 318S-14, excepto si se indica algo diferente en estos planos.

Todas las varillas deberán colocarse libres de herrumbre, costras, grasa, aceite, pintura u otro material que pueda reducir su adhesión al hormigón.

El Inspector seleccionará una muestra de seis barras de 1.0 m de largo de cada diámetro y tipo de varilla por cada lote de varillas incorporadas a la obra con el propósito de someterlas a pruebas mecánicas y comprobar los requisitos de corrugación. Las muestras deben cumplir con la especificación ASTM A 370. En el control de calidad se verificarán los requisitos de resistencia a la tensión y de doblez conforme a los requisitos de la norma ASTM A 706 y ASTM E290.

### 1.4 Rellenos

Los rellenos deben realizarse con materiales granulares selectos, los cuales deben cumplir con el siguiente cuadro y debe ser colocado en capas que una vez compactadas no excedan una profundidad de 150 mm y compactado al 95% del AASHTO T 310 o Proctor Modificado. La frecuencia de las pruebas de compactación es una vez por cada 200 m<sup>3</sup> de material, pero no menos de 3 pruebas por cada capa.

Cuadro 1.4 Propiedades de los materiales de los rellenos

Relleno	Tipo 1	Tipo 2
Descripción	Relleno en el muro de suelo reforzado con tiras metálicas	Relleno trasdós e intradós del muro
Clasificación SUCS	SW	SM, SW-SM o SW-SC
Clasificación AASHTO	A-1 o A-3	A-2 o A-2-6
Límites de Atterberg	LL < 30%, IP < 6%	A-2 o A-2-6
Contenido de finos	CF < 15%	CF < 35%
Graduación	100% pasando en malla de 102 mm. Entre 75% y 100% pasando en malla de 76 mm. Entre 0% y 15% pasando en malla 200.	100% pasando en malla de 102 mm. Entre 75% y 100% pasando en malla de 76 mm. Entre 0% y 15% pasando en malla 200
Cohesión, C'	0 kPa	0 kPa
Ángulo de fricción, Φ'	34°	30°
Peso unitario total	18.8 kN/m <sup>3</sup>	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Resistividad	UG-5 y UG-6: 3000 ohm-cm a 100% de saturación	-----
PH	UG-5 y UG-6: 5-10	-----
Cloruros solubles en agua	UG-5 y UG-6 < 1000 ppm	-----
Sulfatos solubles en agua	UG-5 y UG-6 < 200 ppm	-----

### 1.5 Concreto ciclópeo

El concreto debe poseer una resistencia mínima a la compresión simple de 14 MPa y el agregado ciclópeo deberá consistir en roca triturada o canto rodado de calidad durable y resistente. Al agregado será preferiblemente angular y de forma cubica. La relación entre las dimensiones mayor y menor de cada piedra no será mayor de dos a uno.

El concreto ciclópeo se compondrá de un 60% de concreto de 14 MPa y un 40% de agregado ciclópeo. La piedra limpia y húmeda deberá colocarse cuidadosamente, sin dejarla caer por gravedad a la mezcla de concreto. La distancia mínima entre piedras o la superficie será de 150 mm.

### 2 Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo debe cumplir con las recomendaciones de Reinforced Earth y se debe cumplir con las normas de seguridad nacionales vigentes. Este debe ser sometido a aprobación al inspector.

### 3 Cargas de diseño

Las consideraciones de diseño se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 3.1. Consideraciones de diseño

Parámetro	Valor
Sobrecarga temporal en la corona del muro	17.44 kN/m <sup>2</sup>
Peso unitario	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Ángulo de fricción interna del relleno trasdós	30°
Cohesión del relleno trasdós	0 kPa
Zona sísmica	Zona II
Sitio de cimentación	S <sub>3</sub> o S <sub>4</sub>
Riesgo de pérdida de vidas en proceso constructivo	Bajo
Riesgo de daños económicos y ambientales en proceso constructivo	Bajo
Coefficiente dinámico horizontal temporal	0.15
Riesgo de pérdida de vidas en condición definitiva	Medio
Riesgo de daños económicos y ambientales en condición definitiva	Medio
Coefficiente dinámico horizontal en condición definitiva	0.20
Capacidad soportante última	1120 kPa
Vida útil de las tiras metálicas	75 años
Espesor de diseño de las tiras metálicas	2.54 mm
Fricción entre las tiras y el relleno	30°

### 4 Dibujo

En cada detalle rigen las cotas sobre la escala indicada.



CONTENIDO:

NOTAS GENERALES

PROYECTO:

Muro de tierra armada

CURSO:

PF3941 - TALLER APLICADO II

ESTUDIANTE:

NOMBRE : ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS

PROVINCIA  
LIMÓN

CANTÓN  
LIMÓN

DISTRITO  
LIMÓN

ESCALA

FECHA

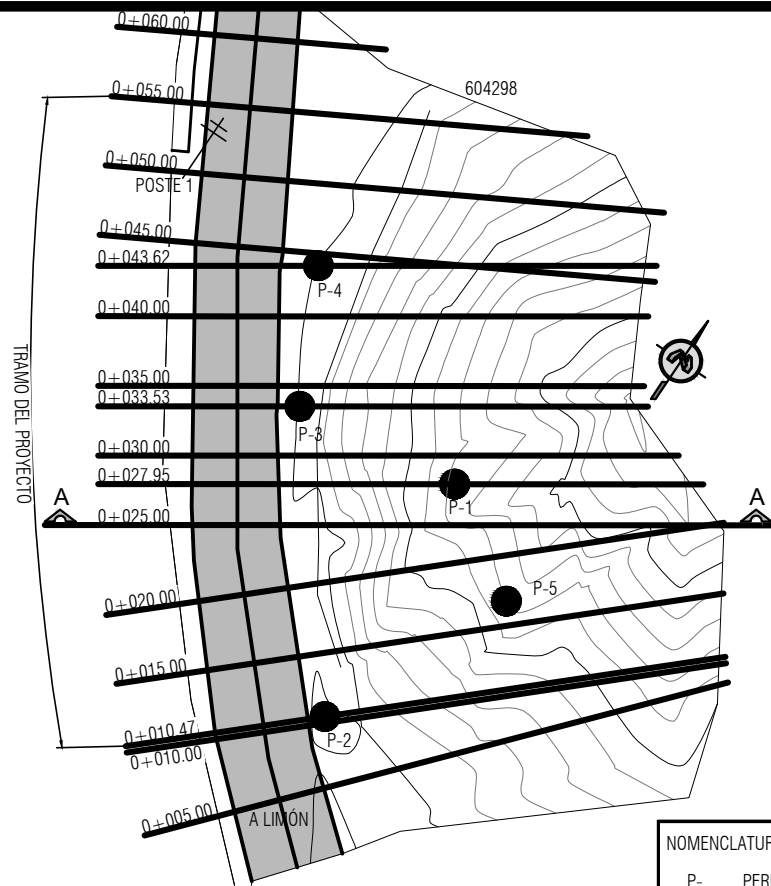
LÁMINA

INDICADA

NOVIEMBRE 2018

S01

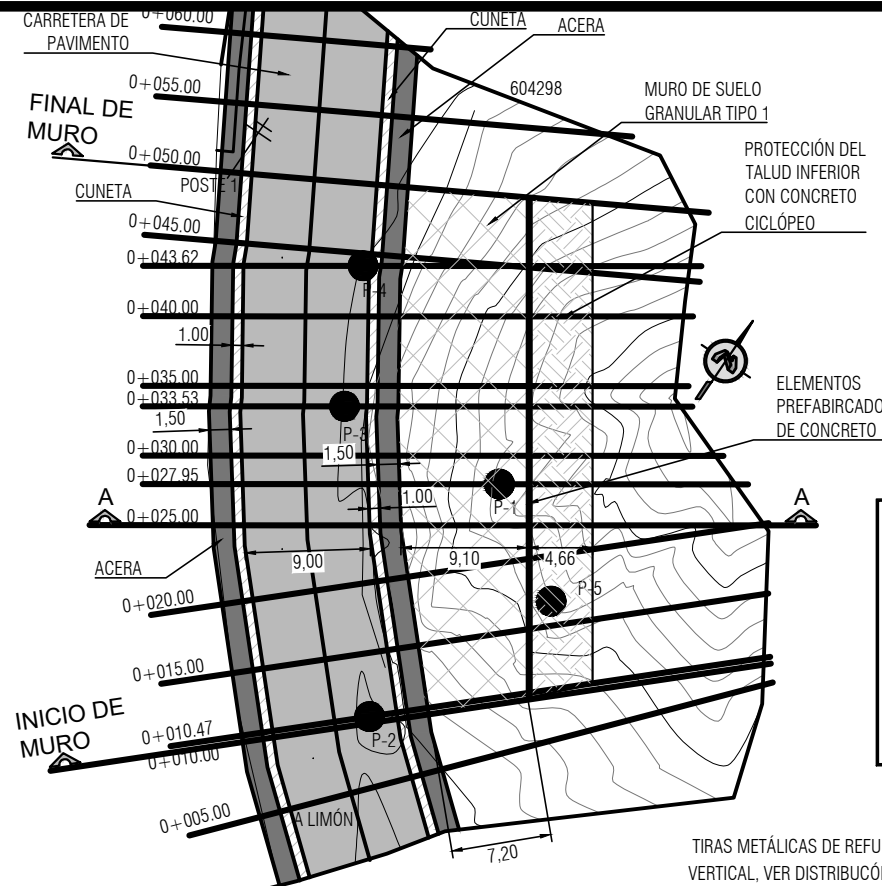
S04



PLANTA DE PERFORACIONES Y CURVAS DE NIVEL CONDICIÓN INICIAL

ESCALA 1:500

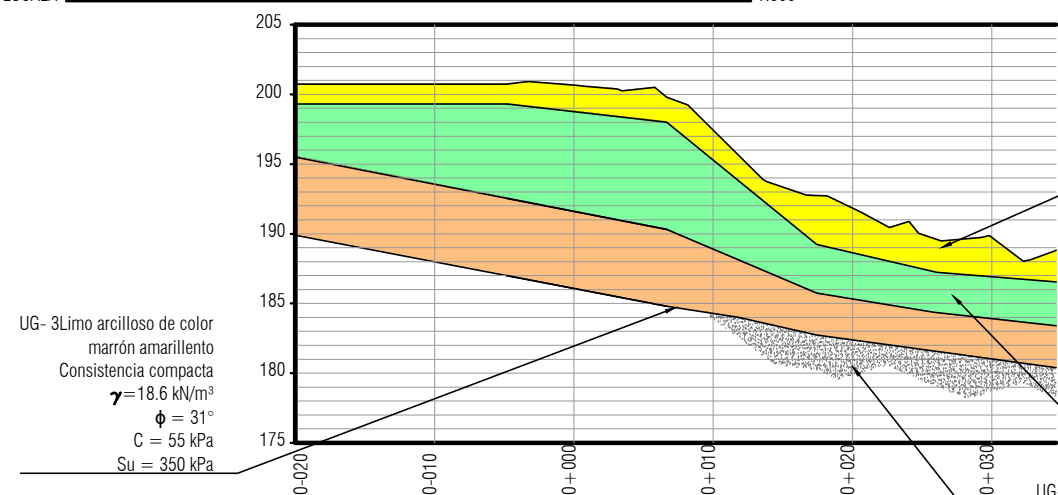
NOMENCLATURA Y SIMBOLOGÍA  
 P- PERFORACIÓN  
 † POSTE



PLANTA DE PERFORACIONES Y CURVAS DE NIVEL CONDICIÓN FINAL

ESCALA 1:500

NOMENCLATURA Y SIMBOLOGÍA  
 P- PERFORACIÓN  
 † POSTE  
 ACERA  
 CUNETA  
 PAVIMENTO  
 MURO TIPO 1  
 PROTECCIÓN DEL TALUD



CORTE A-A CONDICIÓN INICIAL EN ESTACIÓN 0+25 m

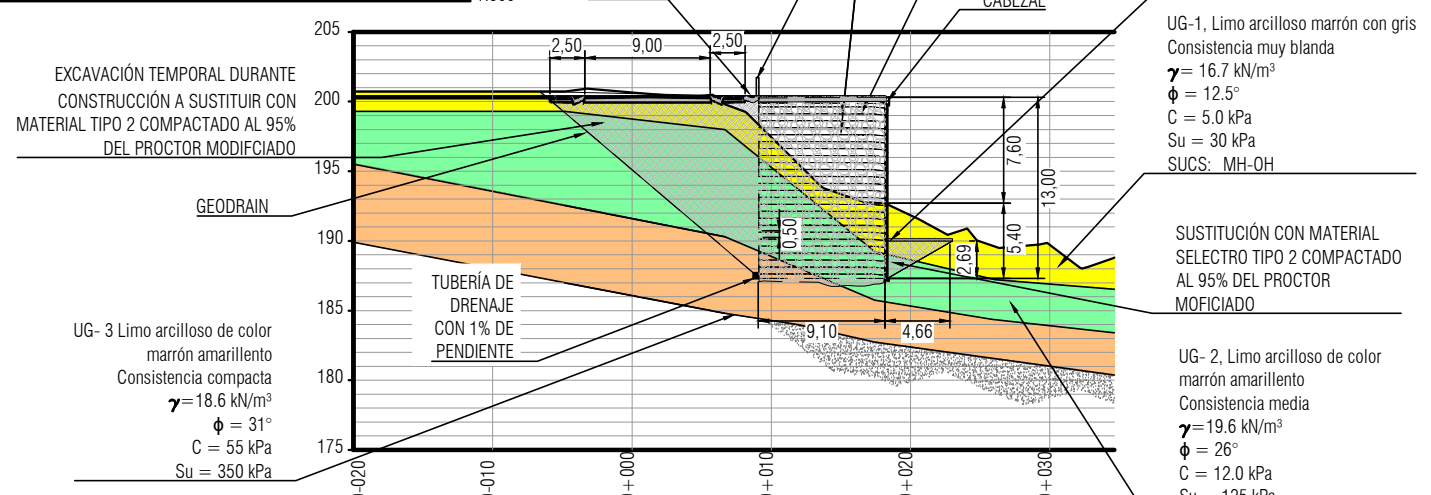
ESCALA 1:500

UG-1, Limo arcilloso marrón con gris  
 Consistencia muy blanda  
 $\gamma = 16.7 \text{ kN/m}^3$   
 $\phi = 12.5^\circ$   
 $C = 5.0 \text{ kPa}$   
 $S_u = 30 \text{ kPa}$   
 SUCS: MH-OH

UG-2, Limo arcilloso de color marrón amarillento  
 Consistencia media  
 $\gamma = 19.6 \text{ kN/m}^3$   
 $\phi = 26^\circ$   
 $C = 12.0 \text{ kPa}$   
 $S_u = 125 \text{ kPa}$   
 SUCS: MH

UG-4, roca  
 $\gamma = 24.5 \text{ kN/m}^3$   
 $\phi = 45^\circ$   
 $C = 392 \text{ kPa}$

UG-3 Limo arcilloso de color marrón amarillento  
 Consistencia compacta  
 $\gamma = 18.6 \text{ kN/m}^3$   
 $\phi = 31^\circ$   
 $C = 55 \text{ kPa}$   
 $S_u = 350 \text{ kPa}$



CORTE A-A CONDICIÓN FINAL EN ESTACIÓN 0+25 m

ESCALA 1:500

EXCAVACIÓN TEMPORAL DURANTE CONSTRUCCIÓN A SUSTITUIR CON MATERIAL TIPO 2 COMPACTADO AL 95% DEL PROCTOR MODIFICADO

UG-3 Limo arcilloso de color marrón amarillento  
 Consistencia compacta  
 $\gamma = 18.6 \text{ kN/m}^3$   
 $\phi = 31^\circ$   
 $C = 55 \text{ kPa}$   
 $S_u = 350 \text{ kPa}$

UG-1, Limo arcilloso marrón con gris  
 Consistencia muy blanda  
 $\gamma = 16.7 \text{ kN/m}^3$   
 $\phi = 12.5^\circ$   
 $C = 5.0 \text{ kPa}$   
 $S_u = 30 \text{ kPa}$   
 SUCS: MH-OH

SUSTITUCIÓN CON MATERIAL SELECTO TIPO 2 COMPACTADO AL 95% DEL PROCTOR MODIFICADO

UG-2, Limo arcilloso de color marrón amarillento  
 Consistencia media  
 $\gamma = 19.6 \text{ kN/m}^3$   
 $\phi = 26^\circ$   
 $C = 12.0 \text{ kPa}$   
 $S_u = 125 \text{ kPa}$   
 SUCS: MH



UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

CONTENIDO:

PLANTA DE PERFORACIONES Y CURVAS DE NIVEL CONDICIÓN ACTUAL Y FINAL

PROYECTO:

Muro de tierra armada

CURSO:

PF3941-TALLER APLICADO II

ESTUDIANTE:

NOMBRE : ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS

PROVINCIA LIMÓN

CANTÓN LIMÓN

DISTRITO LIMÓN

ESCALA

FECHA

LÁMINA

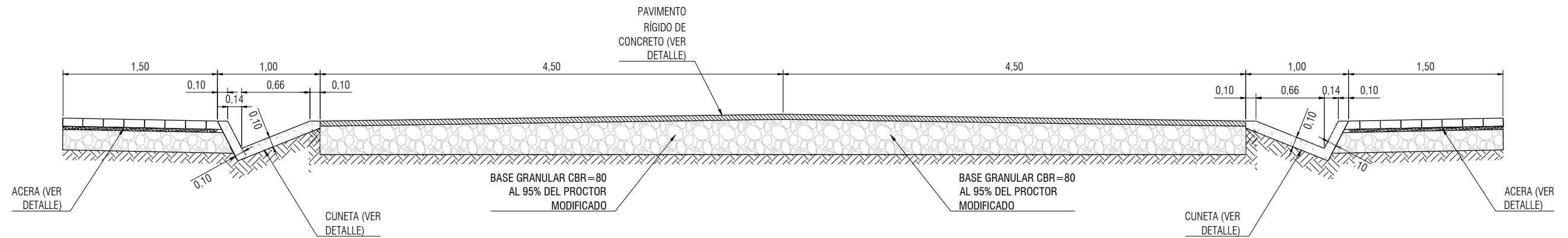
INDICADA

NOVIEMBRE 2018

S02

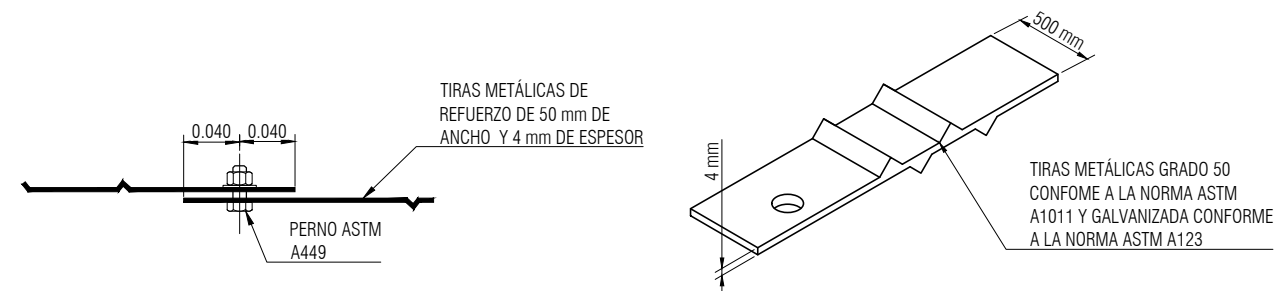
S04





## DETALLE DE TÍPICO DE PAVIMENTO

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:15

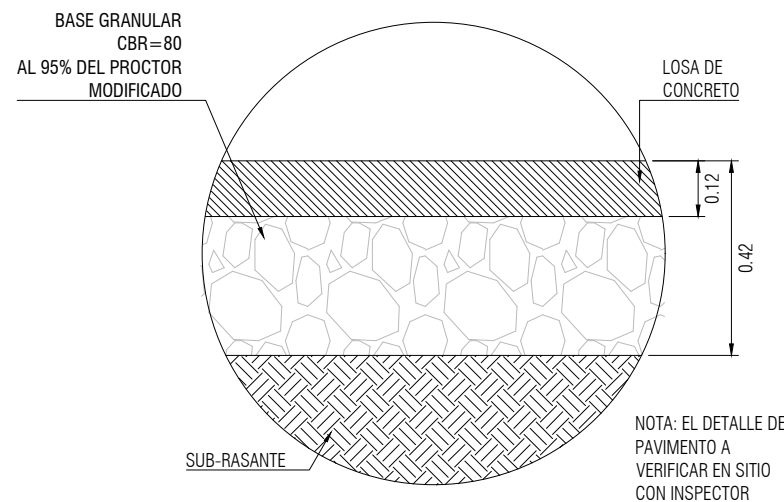


## DETALLE DE CONEXIÓN DE TIRAS METÁLICAS

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:5

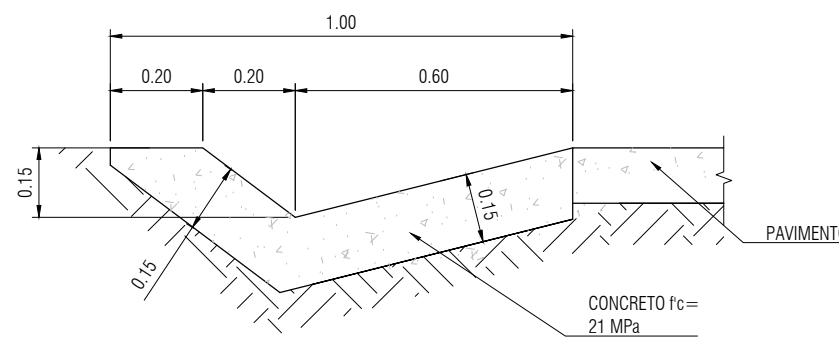
## DETALLE DE TIRA METÁLICA DE REFUERZO

SIN ESCALA



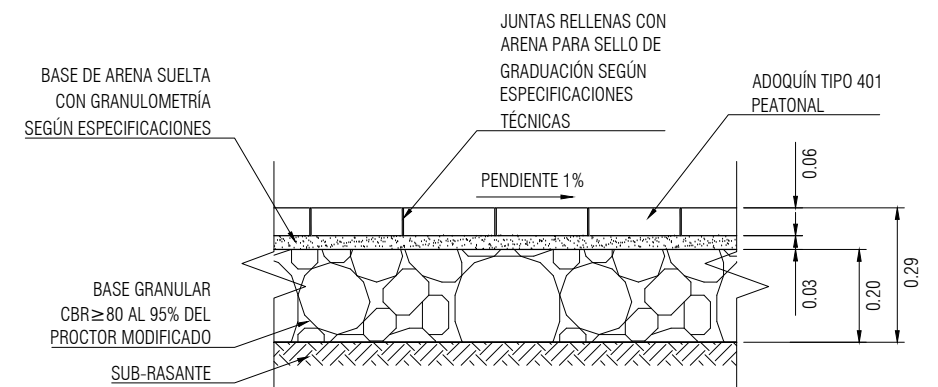
## DETALLE DE PAVIMENTO RÍGIDO DE CONCRETO

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:15



## DETALLE DE CUNETETA

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:15



## DETALLE DE ACERA

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:15



UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

CONTENIDO:  
DETALLE TÍPICO DE CALLE, ACERA Y CUNETETA

PROYECTO:  
Muro de tierra armada

CURSO: PF3941-TALLER APLICADO II

ESTUDIANTE:  
NOMBRE: ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS

PROVINCIA  
LIMÓN

CANTÓN  
LIMÓN

DISTRITO  
LIMÓN

ESCALA

FECHA

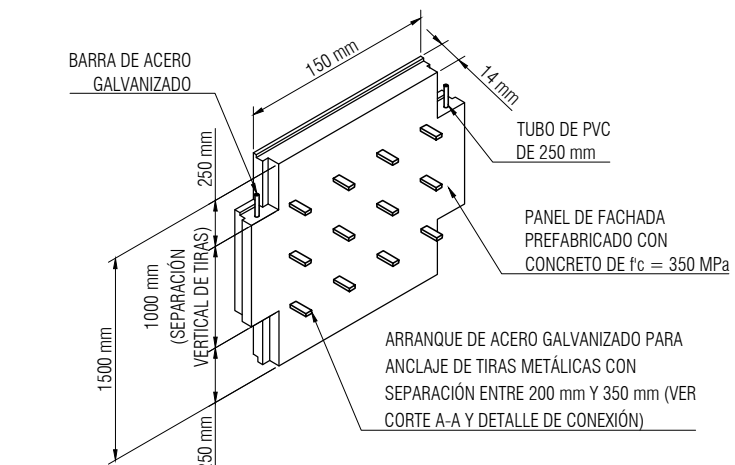
LÁMINA

INDICADA

NOVIEMBRE 2018

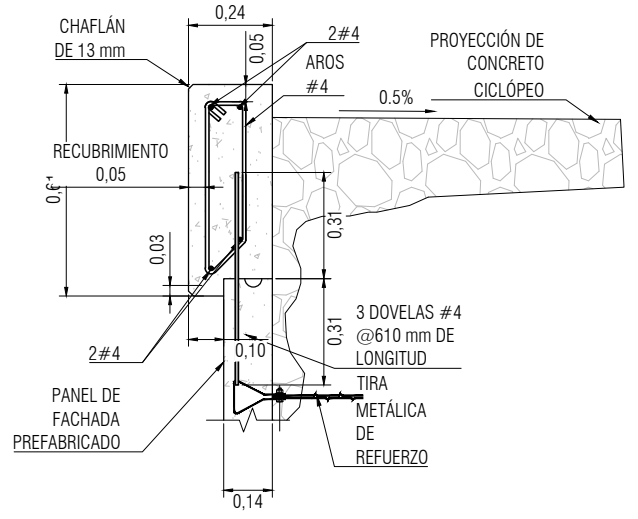
S03

S04



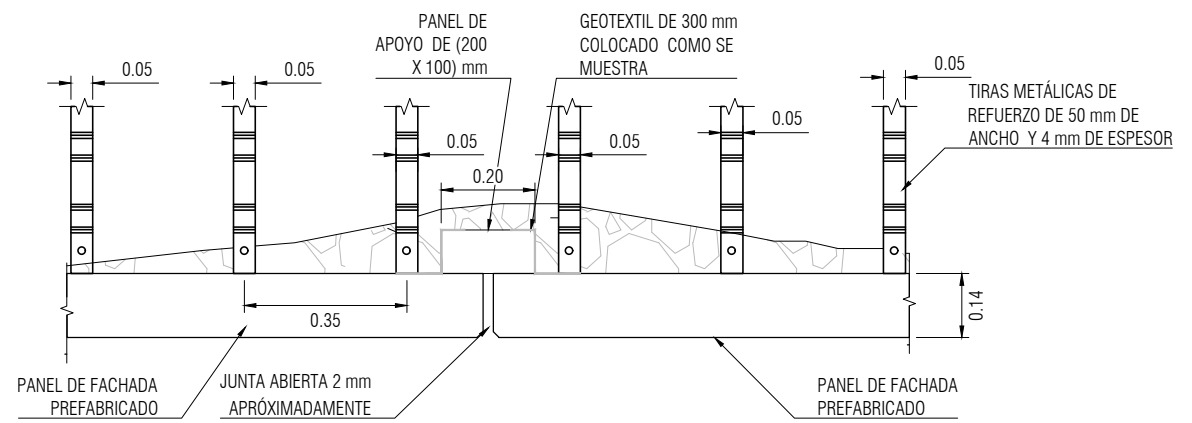
**DETALLE DE PANEL DE FACHADA PREFABRICADO DE CONCRETO**

ESCALA SIN



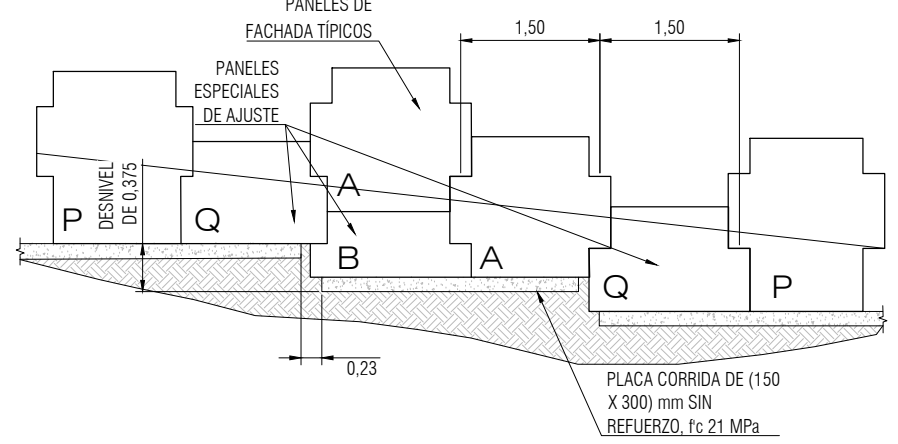
**CABEZAL EN CORONA**

ESCALA 1:20



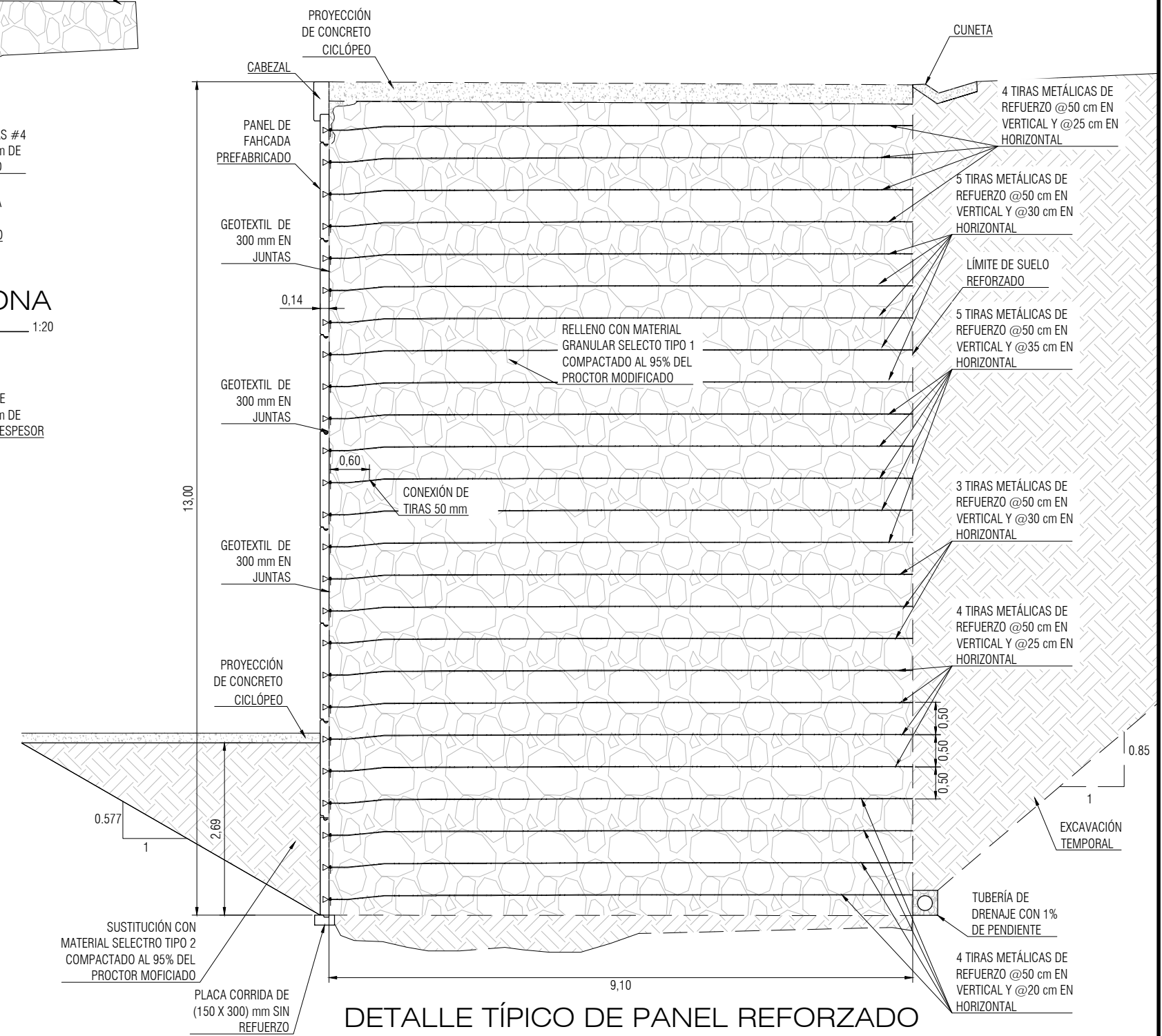
**DETALLE EN PLANTADE JUNTA DE PÁNELES**

ESCALA 1:15



**ELEVACIÓN TÍPICA DE PANELES DE FACHADA**

ESCALA 1:75



**DETALLE TÍPICO DE PANEL REFORZADO**

ESCALA 1:75



**UNIVERSIDAD DE COSTA RICA**

CONTENIDO:  
DETALLES ESTRUCTURALES

PROYECTO:  
Muro de tierra armada

CURSO: PF3941-TALLER APLICADO II

ESTUDIANTE:  
NOMBRE : ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS

PROVINCIA LIMÓN	CANTÓN LIMÓN	DISTRITO LIMÓN
ESCALA	FECHA	LÁMINA
INDICADA	NOVIEMBRE 2018	S04

S04

### ***V.3 Planos del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado***

A continuación, se encuentran los planos constructivos de la cimentación del proyecto, que se basa en el diseño obtenido en las secciones anteriores. En este caso se plantea la solución de secciones de excavación no uniformes y colocación del soporte lejos del frente. Los planos están conformados por tres láminas.

Adicionalmente se propone un esquema de monitoreo. En primer lugar, se plantea la medición de las convergencias en los puntos críticos en secciones de control con una separación de 10 m. Los puntos que se propone controlar se basan en los resultados de elemento finito. Adicionalmente se propone medir las deformaciones en ciertos puntos de anclajes y del concreto lanzado críticos.

# NOTAS GENERALES

## 1 Calidad de los materiales

### 1.1 Concreto lanzado

El concreto lanzado debe cumplir con lo indicado en la sección 566 del CR-2010 y tener una resistencia a la compresión simple a los 28 días de 28 MPa. El diseño de mezcla debe ser realizado con base en el ACI 506R, ACI 506.1 y ACI 506.2. Se deben realizar paneles de muestra por cada 25 m<sup>3</sup> pero no menos de 1 por día a partir de los cuales se deben obtener muestras realizadas conforme ASTM C 1385 y obtener los resultados de resistencia a compresión y flexión utilizando la norma ASTM C 42.

### 1.1 Acero de refuerzo de anclajes y malla

Todas las barras por utilizarse como acero de refuerzo de elementos de concreto del concreto lanzado y anclajes deberán ser corrugadas. Las varillas de los anclajes deben cumplir con norma ASTM A706 grado 60, las cuales son de 25 mm de diámetro y tener un esfuerzo de cedencia a la tracción,  $f_y$ , mínimo de 420 MPa. Las mallas electrosoldadas del concreto lanzado deben cumplir con la norma ASTM A 1064 grado 70, las cuales son de 9 mm de diámetro y tener un esfuerzo de cedencia a la tracción,  $f_y$ , mínimo de 490 MPa

Todas las varillas deberán colocarse libres de herrumbre, costras, grasa, aceite, pintura u otro material que pueda reducir su adhesión al hormigón. El Inspector seleccionará una muestra de seis barras de 1.0 m de largo de cada diámetro y tipo de varilla por cada lote de varillas incorporadas a la obra con el propósito de someterlas a pruebas mecánicas y comprobar los requisitos de corrugación. Las muestras deben cumplir con la especificación ASTM A 370. En el control de calidad se verificarán los requisitos de resistencia a la tensión y de doblez conforme a los requisitos de la norma ASTM A 706 y ASTM E290. En el caso de las mallas se deben realizar 3 pruebas de tensión por lote.

### 1.1.1 Lechada

Se debe suministrar lechada conforme lo indicado en la sección 722.02 del CR-2010, la cual es mezcla bombeable de cemento Pórtland, arena, agua y aditivos. Esta debe ser preparada conforme lo indicado en la sección 725.22 de LANAMME (2010).

El cemento que se admite utilizar es tipo I, II y III que cumpla con la Subsección 701.01 de LANAMME (2010). La arena debe cumplir con los requisitos indicados en el apartado de concreto. Se pueden usar aditivos químicos siempre que cumplan con la Subsección 711.03 de LANAMME (2010) y se mezclen conforme lo recomienda el fabricante. La lechada suministrada debe ser capaz de alcanzar una resistencia en cubos de 25 MPa en 7 días (norma AASHTO T106). Los cubos se prepararán de batidas de lechada seleccionadas al azar.

## 2 Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo debe cumplir con las recomendaciones dadas en los planos. Este debe ser sometido a aprobación al inspector. La maquinaria utilizada para la excavación o voladura debe ser aprobada por el Inspector de modo que se garantice una mínima perturbación en el medio.

## 3 Cargas de diseño

Las consideraciones de diseño se presentan en el siguiente cuadro.

Tabla 3.1 Consideraciones de diseño del macizo rocoso.

Dato		Valor	
Cobertura		450 m	
Peso unitario (kN/m <sup>3</sup> )		21.6	
Carga litostática (MPa)		9.72	
Propiedades de la roca intacta	Resistencia a la compresión simple (MPa)	33.8	
	Resistencia a la tracción (MPa)	4.29	
	Módulo de Young (GPa)	4.52	
	Parámetros del criterio de falla de Hoek y Brown	$\sigma'_{ci}$ (MPa)	33.8
		$m_i$	15.4
		$a$	0.5
	$s$	1	
Propiedades del macizo rocoso	Valor de la clasificación RMR	III -Media (48)	
	Valor de la clasificación Q	Mala (1.47)	
	Valor de la clasificación GSI	42.2	
	Parámetros del criterio de falla de Mohr Coulomb	Cohesión (MPa)	1.110
		Ángulo de fricción	37.2 °
	Parámetros del criterio de falla de Hoek y Brown	$\sigma'_{ci}$ (MPa)	33.8
		$m_b$	1.954
		$a$	0.510
		$s$	$1.625 \times 10^{-3}$
		$D$	0
	Resistencia del macizo, $\sigma'_{ci}$ (MPa)	6.14	
	Resistencia a la compresión, $\sigma'_c$ (MPa)	1.28	
Resistencia a la tensión, $\sigma'_t$ (MPa)	0.0281		
Módulo de deformación, $E_M$ (GPa)	3.71		
Módulo de Poisson, $\nu$	0.25		

## 4 Dibujo

En cada detalle rigen las cotas sobre la escala indicada.



UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

CONTENIDO:

NOTAS ESTRUCTURALES

PROYECTO:

Diseño de soporte de caverna

CURSO:

PF2002-TALLER APLICADO III

ESTUDIANTE:

NOMBRE : ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS

PROVINCIA PUNTARENAS

ESCALA

INDICADA

CANTÓN BUENOS AIRES

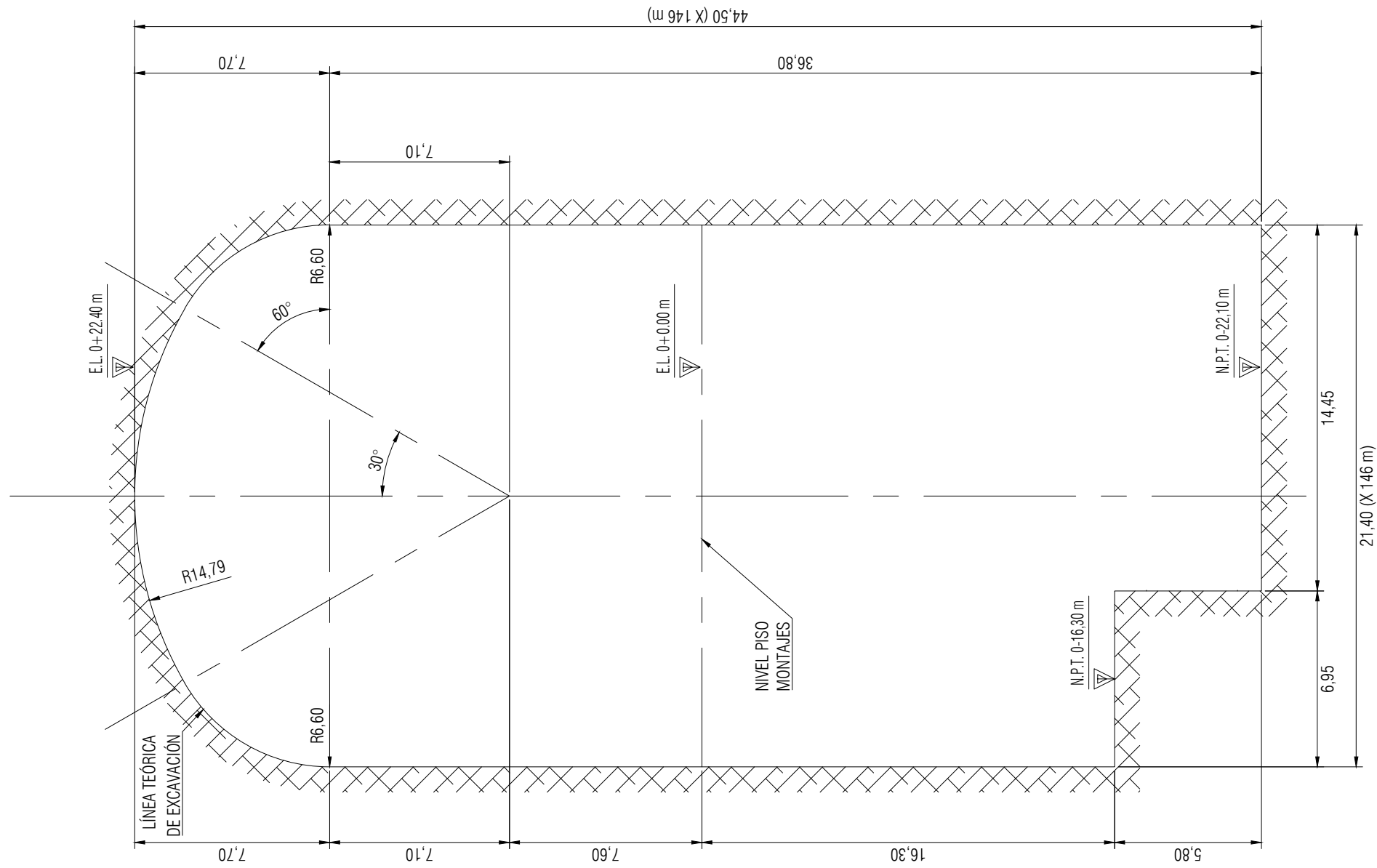
FECHA

JUNIO 2019

LÁMINA

S01

S04



# DIMENSIONES DE LA EXCAVACIÓN DE LA CASA DE MÁQUINAS

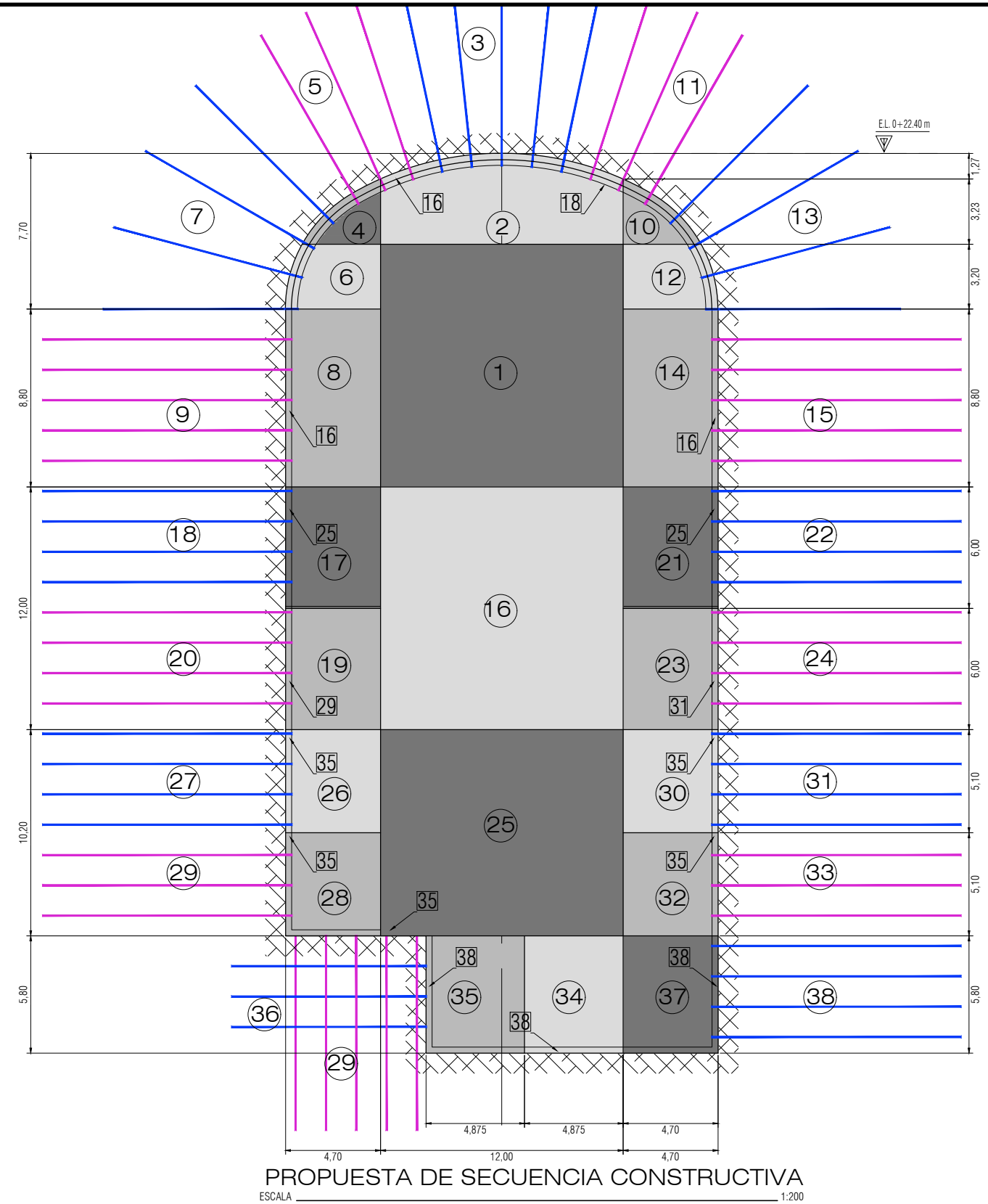
ESCALA 1:250



CONTENIDO: DIMENSIONES DE LA EXCAVACIÓN DE LA CASA DE MÁQUINAS	CURSO: PF2002-TALLER APLICADO III	PROVINCIA PUNTARENAS	CANTÓN BUENOS AIRES	
	PROYECTO: Diseño de soporte de caverna	ESTUDIANTE: NOMBRE : ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS	ESCALA INDICADA	FECHA JUNIO 2019

Propuesta de secuencia constructiva

Paso	Proceso
1	Excavación de tramo central
2	Excavación en corona y colocación de concreto lanzado en zona excavada en 1
3	Colocación de anclajes en corona y colocación de concreto lanzado en pared al lado superior
4	Excavación lateral izquierda
5	Colocación de anclajes en corona
6	Excavación lateral izquierda
7	Colocación de anclajes en corona
8	Excavación pared izquierda
9	Colocación de anclajes en pared izquierda y concreto lanzado en piso
10	Excavación pared derecha
11	Colocación de anclajes en corona
12	Excavación lateral derecha
13	Colocación de anclajes en corona
14	Excavación pared derecha
15	Colocación de anclajes en pared derecha y concreto lanzado en piso
16	Excavación tramo central, colocación de 1 <sup>era</sup> capa de concreto lanzado en corona y pared
17	Excavación en pared izquierda y colocación de concreto lanzado en zona excavada en 16
18	Colocación de anclajes en pared izquierda y 2 <sup>da</sup> capa de concreto lanzado en corona
19	Excavación pared izquierda
20	Colocación de anclajes en pared izquierda y concreto lanzado en piso
21	Excavación en pared derecha
22	Colocación de anclajes en pared derecha
23	Excavación pared derecha
24	Colocación de anclajes en pared derecha y concreto lanzado en piso
25	Excavación de tramo central y concreto lanzado en paredes excavadas en 17 y 21
26	Excavación en pared izquierda y concreto lanzado en zona excavada en 25
27	Colocación de anclajes en pared izquierda
28	Excavación pared izquierda
29	Colocación de anclajes en pared izquierda y piso excavado en 28 y concreto lanzado en pared excavada en 19
30	Excavación pared derecha
31	Anclajes en pared izquierda excavada en 30 y concreto lanzado en pared excavada en 23
32	Excavación en pared derecha
33	Colocación de anclajes en pared derecha y concreto lanzado en piso excavado en 32
34	Excavación del núcleo central en piso
35	Excavación en pared izquierda del piso y concreto lanzado excavado en 26, 28, 30 y 32 (pared y piso)
36	Colocación de anclajes en pared izquierda
37	Excavación en pared derecha del piso
38	Colocación de anclajes en pared derecha y concreto lanzado excavado en 34, 35 y 37.



CONTENIDO:  
PROPUESTA DE SECUENCIA CONSTRUCTIVA

PROYECTO:  
Diseño de soporte  
de caverna

CURSO: PF2002-TALLER APLICADO III  
ESTUDIANTE:  
NOMBRE : ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS

PROVINCIA  
PUNTARENAS

CANTÓN  
BUENOS AIRES

ESCALA

FECHA

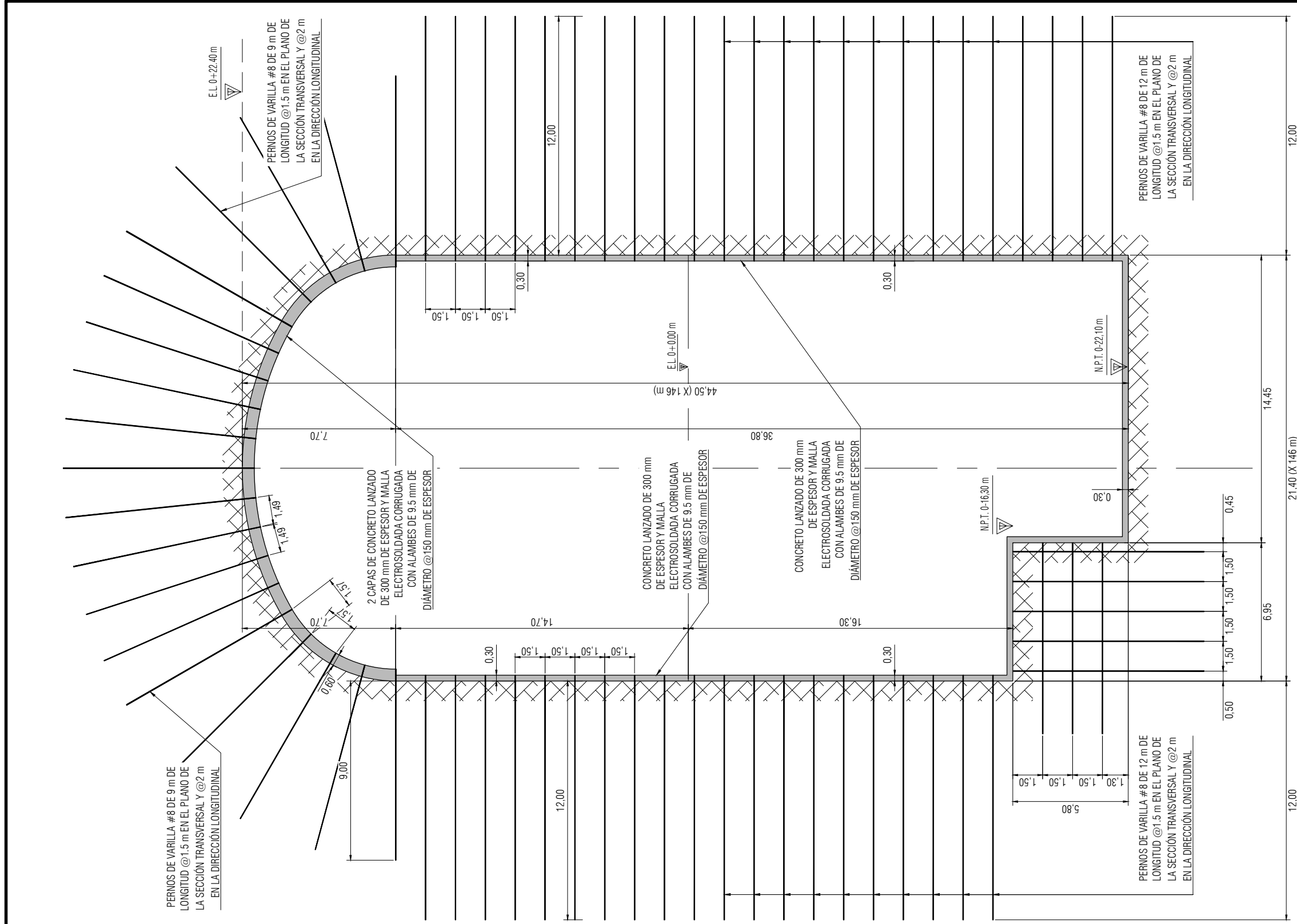
LÁMINA

INDICADA

JUNIO 2019

S03

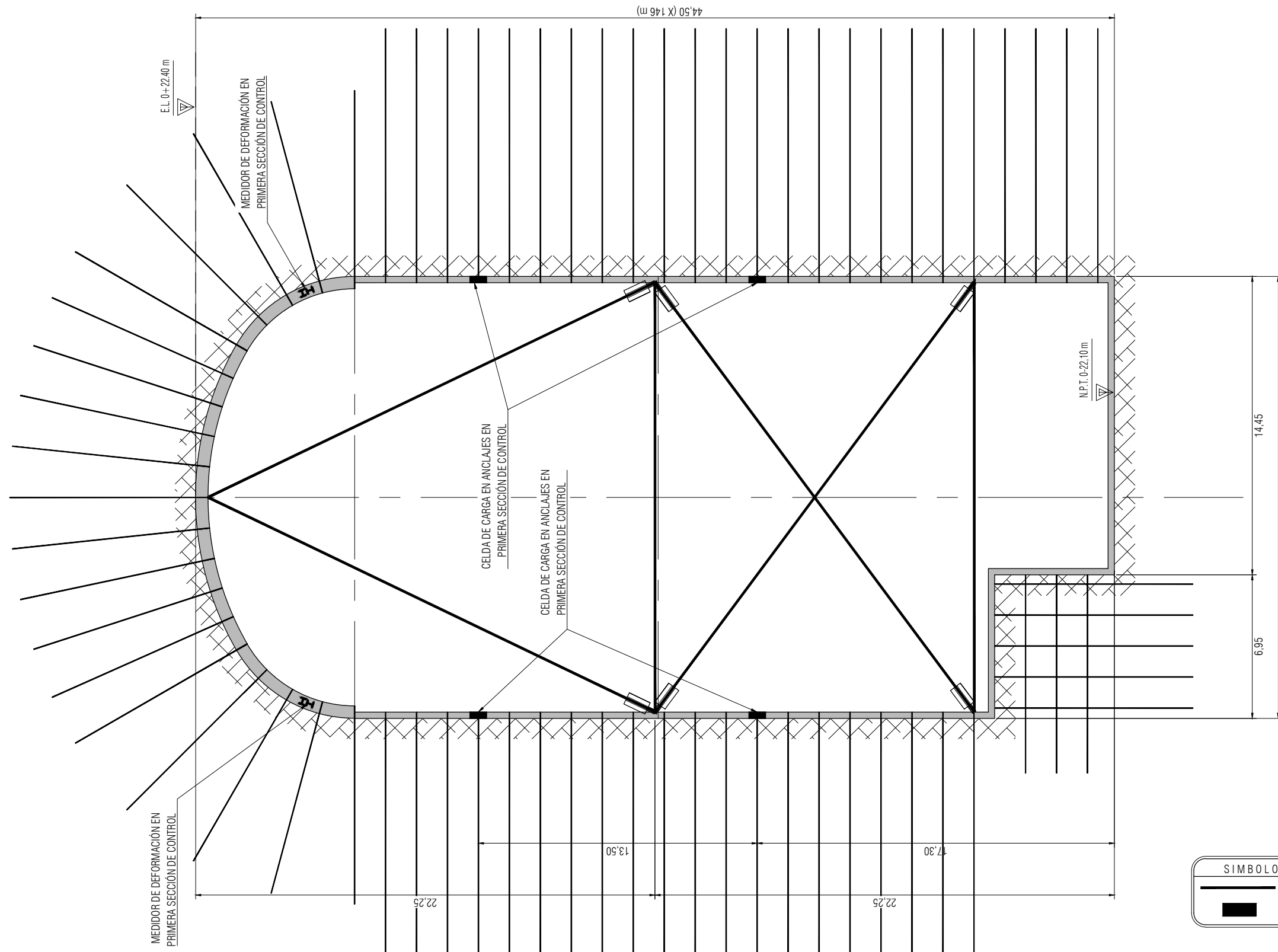
S04



**SOPORTE DE SECCIÓN TRANSVERSAL  
CAVERNA DE MÁQUINAS**  
ESCALA 1:200



CONTENIDO: SOPORTE DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA CASA DE MÁQUINAS		PROVINCIA PUNTARENAS	CANTÓN BUENOS AIRES	
PROYECTO: Diseño de soporte de caverna	CURSO: PF2002-TALLER APLICADO III	ESCALA	FECHA	LÁMINA
	ESTUDIANTE: NOMBRE : ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS	INDICADA	JUNIO 2019	S04



MONITOREO DE LA CAVERNA  
ESCALA 1:200

SIMBOLOGIA GENERAL	
	CINTA DE CONVERGENCIAS (CINTA INVAR) @10 m
	CELDA DE CARGA EN ANCLAJES EN PRIMERA SECCIÓN DE CONTROL



CONTENIDO: SOPORTE DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA CASA DE MÁQUINAS		PROVINCIA PUNTARENAS	CANTÓN BUENOS AIRES	
PROYECTO: Diseño de soporte de caverna	CURSO: PF2002-TALLER APLICADO III	ESCALA	FECHA	LÁMINA
	ESTUDIANTE: NOMBRE : ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS	INDICADA	JUNIO 2019	S05 S04



#### ***V.4 Planos del caso de la pantalla anclada***

A continuación, se encuentran los planos constructivos de la solución de la pantalla anclada, que se basa en el diseño obtenido en las secciones anteriores. Los planos están conformados por ocho láminas.

La primera lámina posee la información de los materiales y los requisitos de verificación de calidad que complementan lo indicado en las especificaciones técnicas.

En la segunda lámina se presenta la planta de los sótanos, en la cual se señalan dos tipos de pantallas y la ubicación de las obras vecinas.

En la tercera y cuarta lámina se muestran las secciones del muro de los dos tipos de pantallas con los anclajes, sus longitudes y ubicación en altura. En estas se puede ver con detalle que las líneas de anclajes se han dispuesto de tal manera se encuentren lo más cerca de los niveles de los entresijos. En la quinta lámina se presenta una vista frontal de dos de las caras de los muros con la distribución de los anclajes.

En la sexta a octava lámina se encuentra un corte de la pantalla anclada y el procedimiento constructivo de la excavación, colocación de anclajes, construcción de los elementos estructurales y eliminación de los anclajes.

# NOTAS GENERALES

## 1 Calidad de los materiales

### 1.1 Concreto de la pantalla

El concreto de la pantalla debe tener una resistencia a la compresión simple a los 28 días de 28 MPa. El diseño de mezcla debe ser realizado con base en el ACI 211.1.

Todos los elementos de concreto deben ser curados durante 7 días, luego de iniciada la fragua, o se aplicará un curador de concreto. Las pruebas de resistencia a la compresión especificada se realizarán en cilindros circulares de 150 mm de diámetro y de 300 mm de longitud a los 28 días de edad, de acuerdo con la especificación ASTM C39. La frecuencia de los ensayos se basa en los siguientes criterios:

Una vez cada día que se coloque determinada clase, pero no menos que

Una vez por cada 110 m<sup>3</sup> de cada clase dada cada día. Si el espesor es menor a 250 mm se requerirán más muestras por cada 110 m<sup>3</sup> colados cada día.

Cuando los anteriores criterios resulten en menos de cinco ensayos de resistencia para cada clase de concreto, los ensayos deben realizarse por lo menos cinco tandas de mezclado seleccionadas al azar o en cada tanda cuando se realicen menos de cinco tandas.

Las muestras para los ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con la norma ASTM C172. Los cilindros fabricados y curados en laboratorio deben satisfacer la norma ASTM C31M y deben ensayarse con la norma ASTM C39M.

El criterio de aceptación de la resistencia consiste en si el promedio aritmético de 3 ensayos de resistencia consecutivos debe ser igual o superior al valor  $f'_c$  especificado.

En caso de que se incumpla con lo anterior se permite realizar núcleos extraídos de la zona en cuestión según la norma ASTM C42M y se deben obtener 3 núcleos por cada resultado que incumpla con lo anterior.

Se aceptará el concreto de la zona representada por los núcleos si el promedio aritmético de 3 núcleos es por lo menos 85% de la resistencia  $f'_c$  especificada y ningún núcleo posee una resistencia menor al 75% del  $f'_c$ .

### 1.2 Acero de refuerzo de anclajes y pantalla

Todas las barras por utilizarse como acero de refuerzo de elementos de concreto de la pantalla deberán ser corrugadas. Las varillas de las pantallas deben cumplir con norma ASTM A706 grado 60, las cuales son de 25 mm de diámetro y tener un esfuerzo de cedencia a la tracción,  $f_y$ , mínimo de 420 MPa.

Todas las varillas deberán colocarse libres de herrumbre, costras, grasa, aceite, pintura u otro material que pueda reducir su adhesión al hormigón.

El Inspector seleccionará una muestra de seis barras de 1,0 m de largo de cada diámetro y tipo de varilla por cada lote de varillas incorporadas a la obra con el propósito de someterlas a pruebas mecánicas y comprobar los requisitos de corrugación. Las muestras deben cumplir con la especificación ASTM A 370. En el control de calidad se verificarán los requisitos de resistencia a la tensión y de doblez conforme a los requisitos de la norma ASTM A 706 y ASTM E290. En el caso de las mallas se deben realizar 3 pruebas de tensión por lote.

Los tirantes de los anclajes deben ser cables de 3 torones de 7 hilos de que cumplan con la norma ASTM A416 grado 270 y se debe realizar un ensayo de resistencia por cada lote de 30 ton.

### 1.3 Lechada

Se debe suministrar lechada conforme lo indicado en la sección 722.02 del CR-2010, la cual es mezcla bombeable de cemento, arena, agua y aditivos. Esta debe ser preparada conforme lo indicado en la sección 725.22 del CR-2010, el diseño de mezcla debe realizarse con la norma AASHTO T106 y el flujo con la norma ASTM C939.

El cemento debe cumplir con la Subsección 701.01 del CR-2010. La arena debe cumplir con la norma ASTM C33. Se pueden usar aditivos químicos siempre que cumplan con la Subsección 711.03 del CR-2010 y se mezclen conforme lo recomienda el fabricante. La lechada suministrada debe ser capaz de alcanzar una resistencia en cubos de 28 MPa en 7 días (norma AASHTO T106). Los cubos se prepararán de batidas de lechada seleccionadas al azar.

### 1.4 Anclajes

Se deben realizar pruebas de conformidad y de desempeño conforme la Subsección 256.08 del CR-2010. No obstante, para este proyecto se debe realizar pruebas al 5% de los anclajes, pero no menos de 3 ensayos. El criterio de aceptación corresponde con lo indicado en la Subsección 256.09 del CR-2010. La carga de diseño de los anclajes es de 469 kN.

## 2 Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo debe cumplir con las indicaciones dadas en los planos. Este debe ser sometido a aprobación al inspector. La maquinaria utilizada para la excavación, perforación y personal debe ser aprobado por el Inspector.

## 3 Cargas de diseño

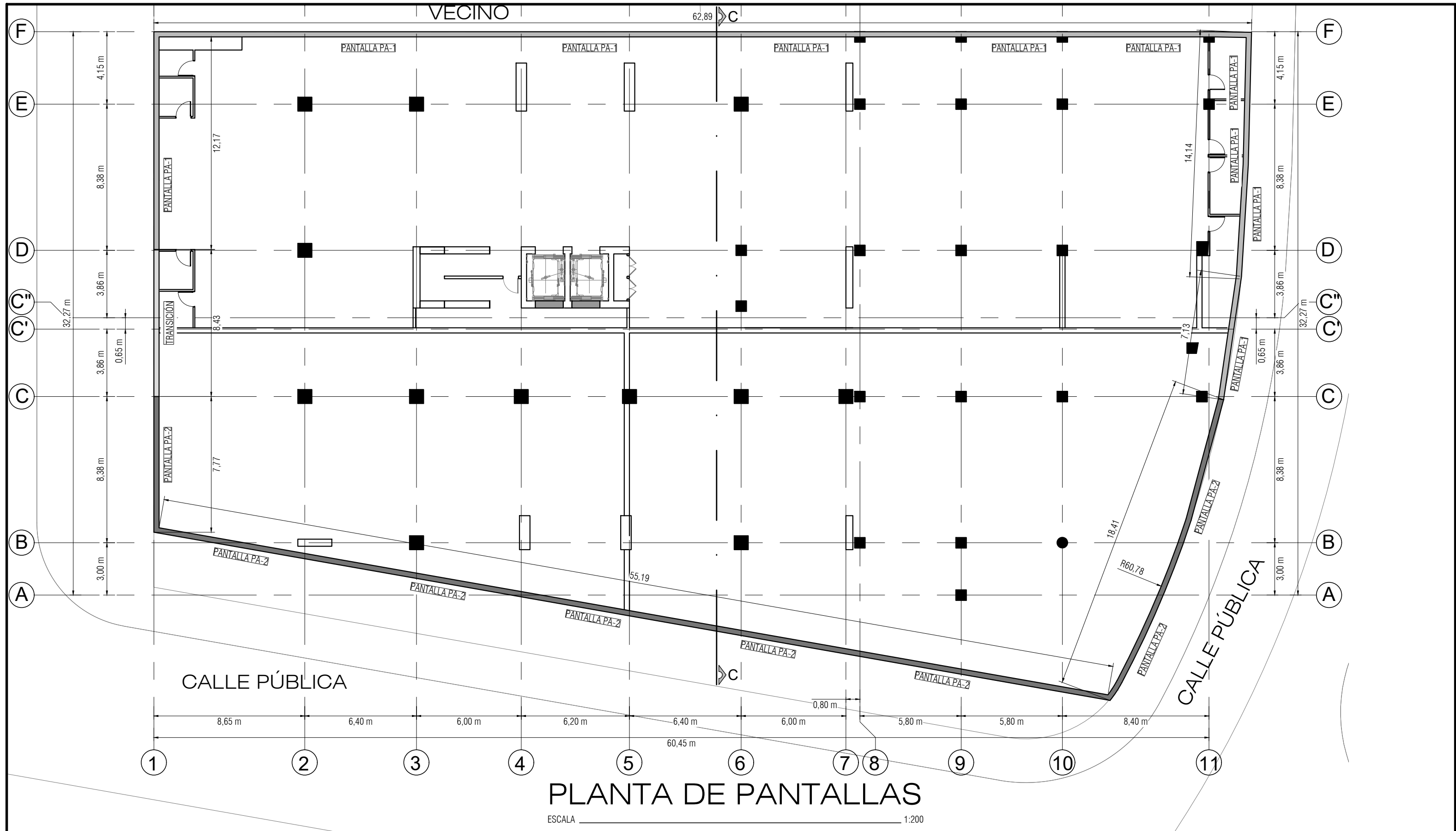
Las consideraciones de diseño se presentan en el siguiente cuadro. La sobrecarga considerada por las construcciones vecinas y flujo vehicular es de 20 kPa.

Dato	Valor	
Profundidad de excavación	11 m	
Profundidad de la pantalla	13 m	
Nivel freático	> 11 m	
Riesgo contra pérdida de vidas humanas	Alto	
Riesgo contra daños económicos y ambientales	Medio	
Sitio de cimentación	S <sub>3</sub>	
Zona sísmica	III	
Coeficiente dinámico horizontal	0,15 (PR = 150 años)	
Presión aparente máxima	0,22 Hy	
Propiedades de la UG-1	Resistencia al corte no drenada (kPa)	65
	Peso unitario	17,2
	Módulo de Young (MPa)	6,2
	Módulo de Poisson	0,30
Propiedades de la UG-2	Resistencia al corte no drenada (kPa)	70
	Peso unitario	17,2
	Módulo de Young (MPa)	6,2
	Módulo de Poisson	0,30
Propiedades de la UG-3	Resistencia al corte no drenada (kPa)	200
	Peso unitario	18,6
	Módulo de Young (MPa)	9
	Módulo de Poisson	0,30
	Esesor (m)	5,0
Resistencia última a fricción, $Q_{fricción}$	114,5 kN/m	
Resistencia última a fricción, $Q_{punta}$	540 kN /m	

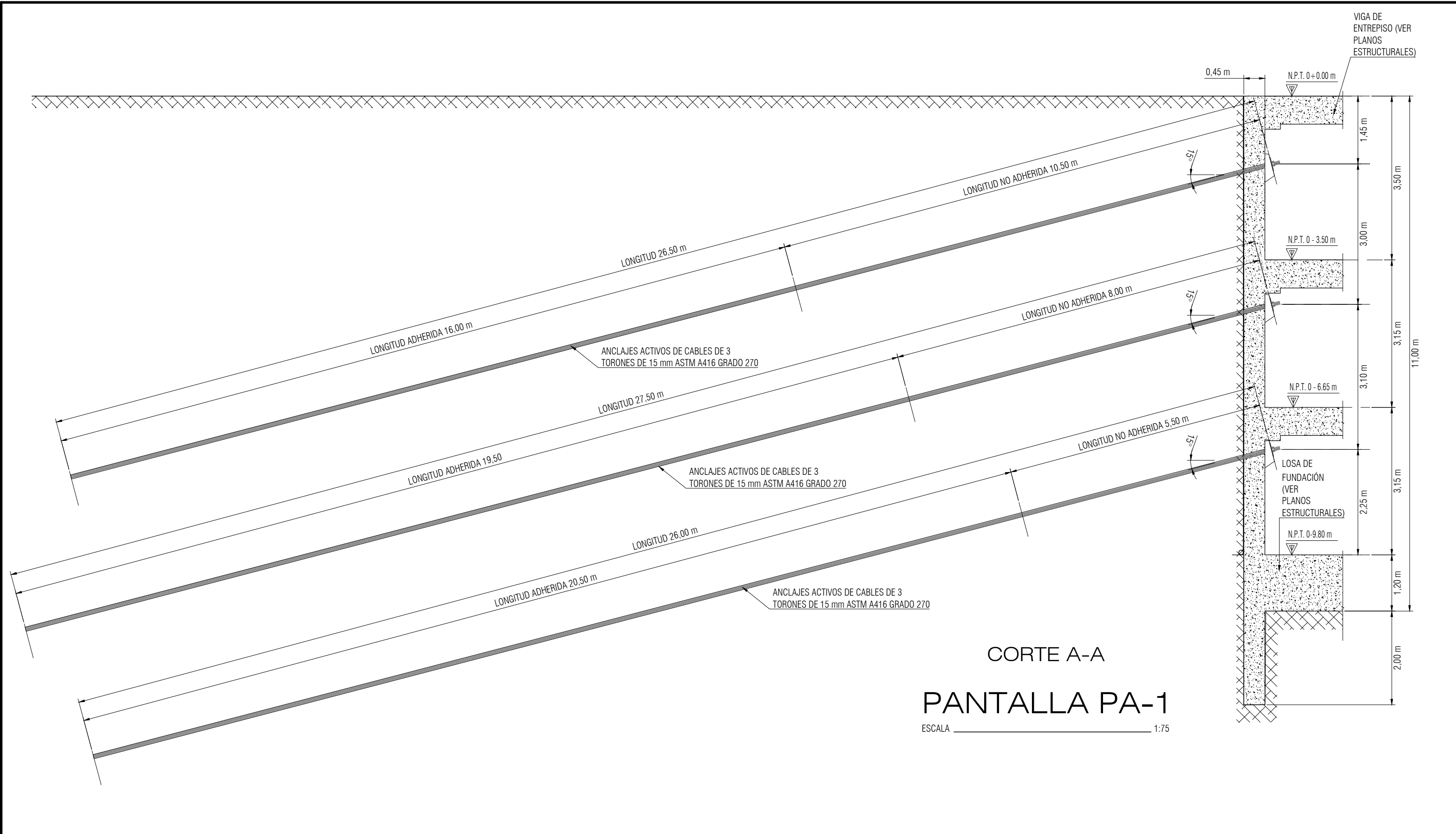
## 4 Dibujo

En cada detalle rigen las cotas sobre la escala indicada.

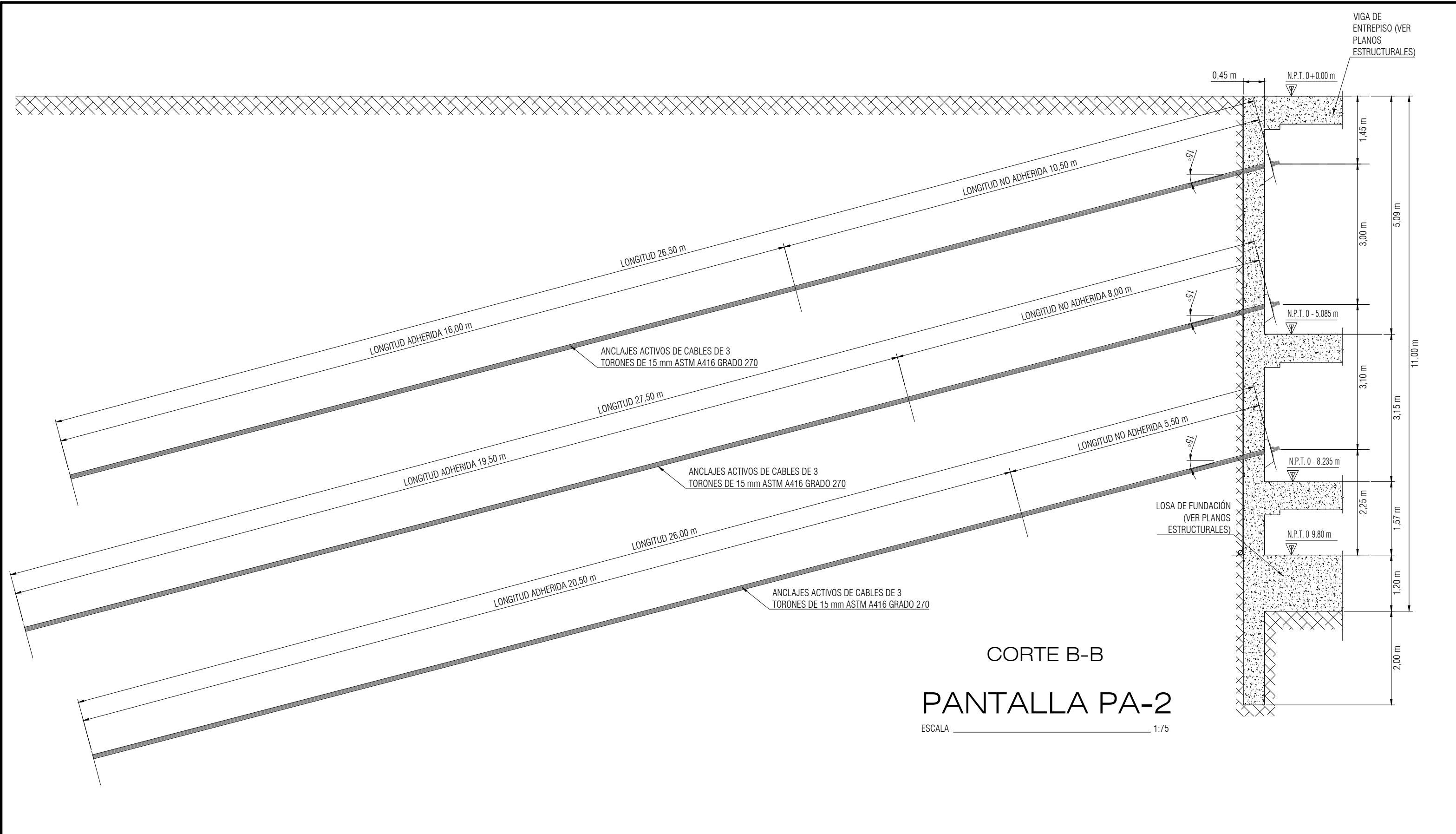
CONTENIDO: NOTAS ESTRUCTURALES	PROYECTO: Diseño de pantalla anclada	CURSO: PF2003-TALLER APLICADO IV	PROVINCIA SAN JOSÉ	CANTÓN SAN JOSÉ	DISTRITO MATA REDONDA
		ESTUDIANTE: NOMBRE : <u>ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS</u>	ESCALA	FECHA	LÁMINA
			INDICADA	NOVIEMBRE 2019	S01 S08



CONTENIDO: PLANTA DE PANTALLAS		PROVINCIA SAN JOSÉ	CANTÓN SAN JOSÉ	DISTRITO MATA REDONDA
PROYECTO: Diseño de pantalla anclada	CURSO: PF2003-TALLER APLICADO IV	ESCALA	FECHA	LÁMINA
	ESTUDIANTE: NOMBRE : <u>ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS</u>	INDICADA	NOVIEMBRE 2019	S02 S08

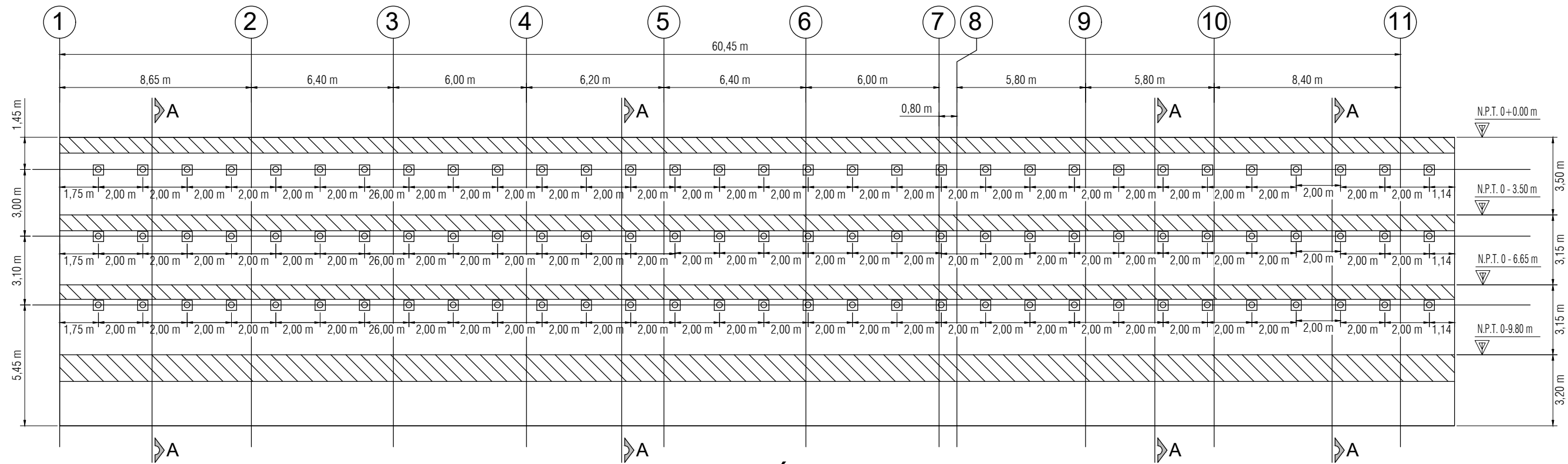


CONTENIDO: PANTALLA PA-1		PROVINCIA SAN JOSÉ	CANTÓN SAN JOSÉ	DISTRITO MATA REDONDA
PROYECTO: Diseño de pantalla anclada	CURSO: PF2003-TALLER APLICADO IV	ESCALA	FECHA	LÁMINA
	ESTUDIANTE: NOMBRE : <u>ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS</u>	INDICADA	NOVIEMBRE 2019	S03 S08



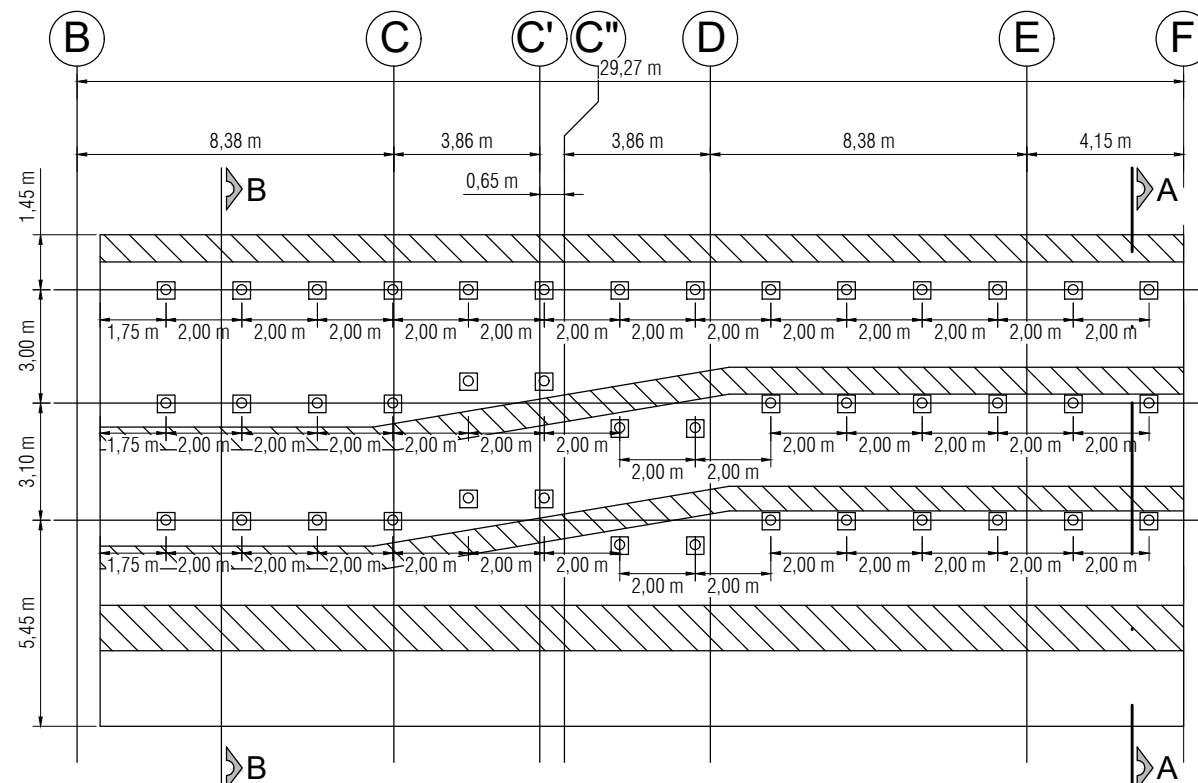
CORTE B-B  
**PANTALLA PA-2**  
 ESCALA \_\_\_\_\_ 1:75

	CONTENIDO: PANTALLA PA-1	PROVINCIA SAN JOSÉ	CANTÓN SAN JOSÉ	DISTRITO MATA REDONDA
	PROYECTO: Diseño de pantalla anclada	CURSO: PF2003-TALLER APLICADO IV		
		ESCALA INDICADA	FECHA NOVIEMBRE 2019	LÁMINA S04
	ESTUDIANTE: NOMBRE : <u>ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS</u>	S08		



## ELEVACIÓN FRONTAL

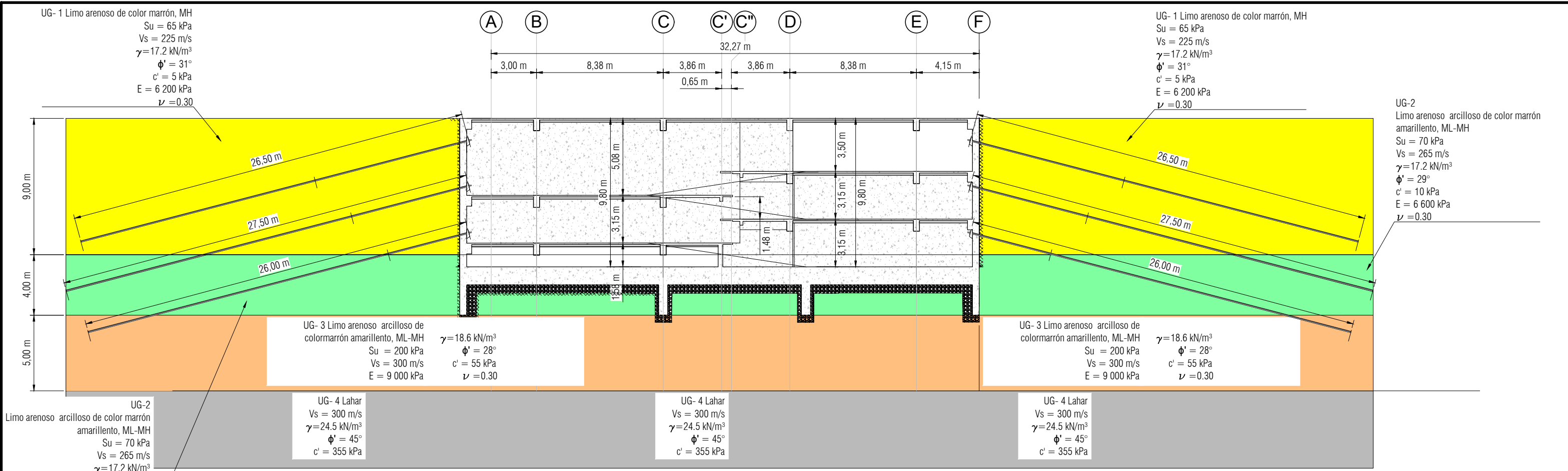
ESCALA 1:200



## ELEVACIÓN FRONTAL

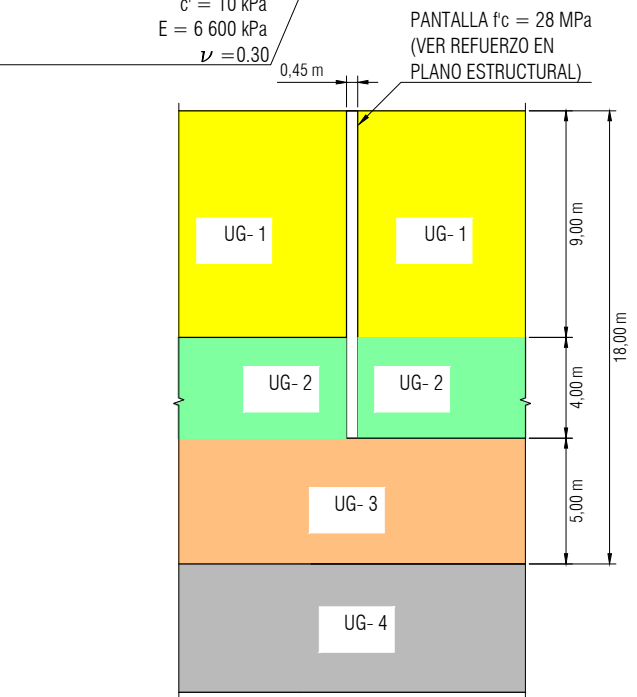
ESCALA 1:200

CONTENIDO: PANTALLA PA-1	PROYECTO: Diseño de pantalla anclada	CURSO: PF2003-TALLER APLICADO IV	PROVINCIA SAN JOSÉ	CANTÓN SAN JOSÉ	DISTRITO MATA REDONDA
		ESTUDIANTE: NOMBRE : <u>ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS</u>	ESCALA INDICADA	FECHA NOVIEMBRE 2019	LÁMINA S05 / S08

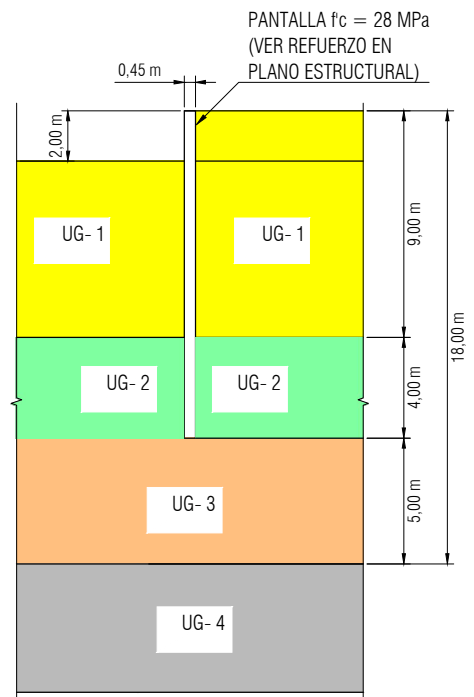


### CORTE C-C

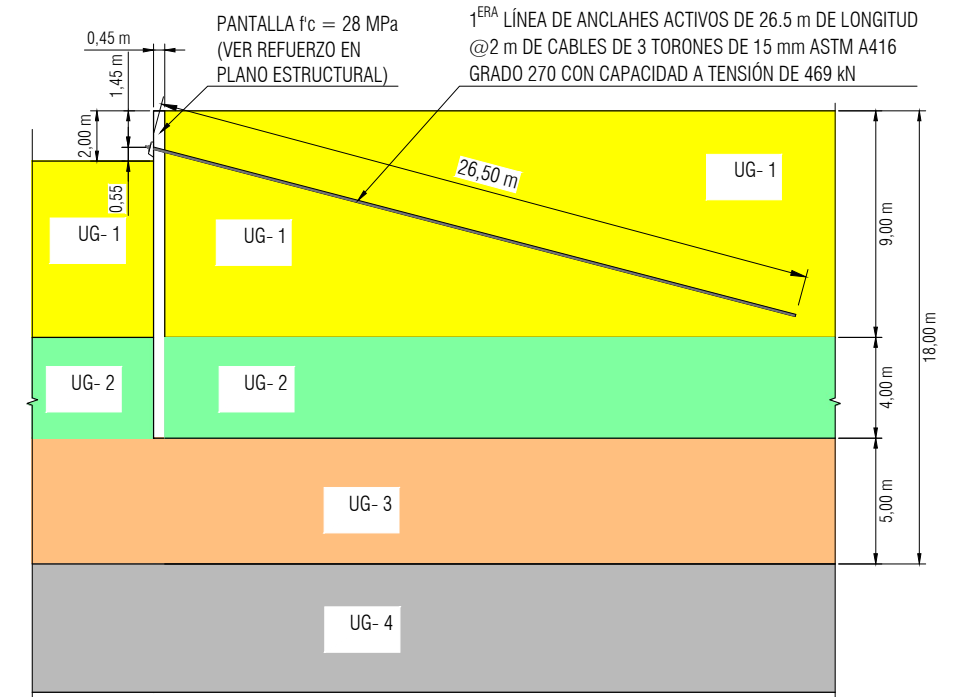
ESCALA 1:250



PASO 1. EXCAVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE PANTALLA



PASO 2. EXCAVACIÓN 1

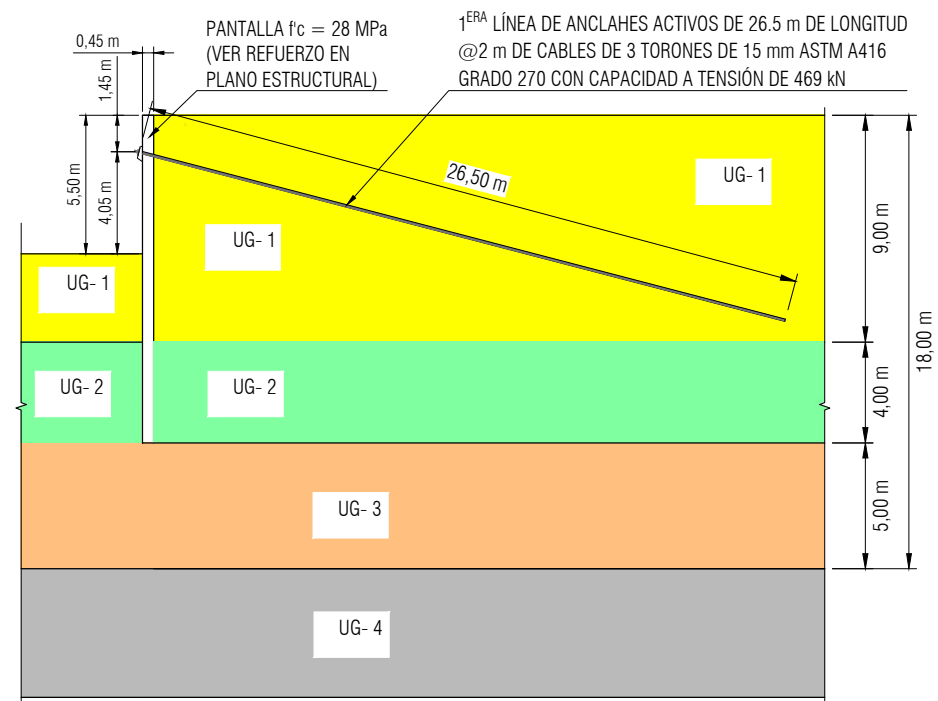


PASO 3. COLOCACIÓN DE PRIMERA LÍNEA DE ANCLAJES

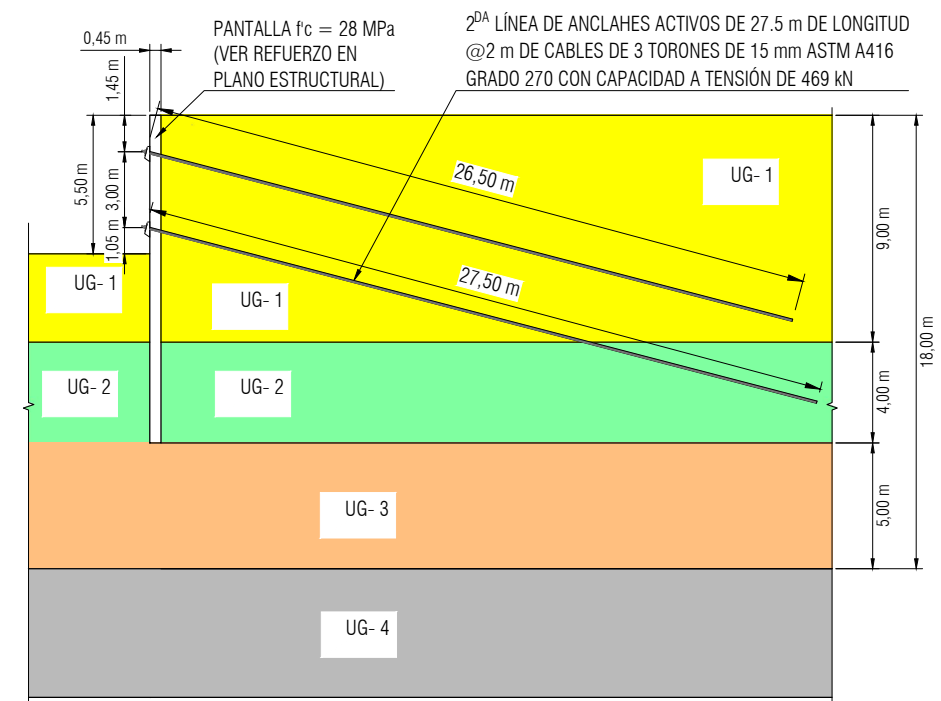
### PROCESO CONSTRUCTIVO

ESCALA 1:250

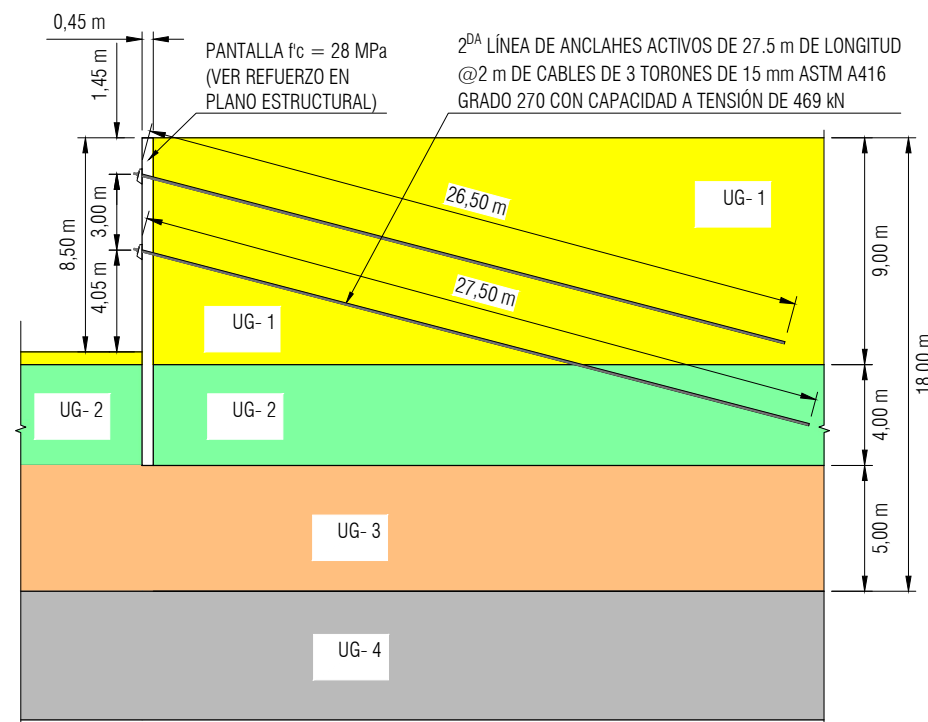
CONTENIDO: CORTE C-C, PROCESO CONSTRUCTIVO	PROVINIA SAN JOSÉ	CANTÓN SAN JOSÉ	DISTRITO MATA REDONDA
	ESCALA INDICADA	FECHA NOVIEMBRE 2019	LÁMINA S06 / S08
PROYECTO: Diseño de pantalla anclada	CURSO: PF2003-TALLER APLICADO IV		
ESTUDIANTE: NOMBRE : ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS			



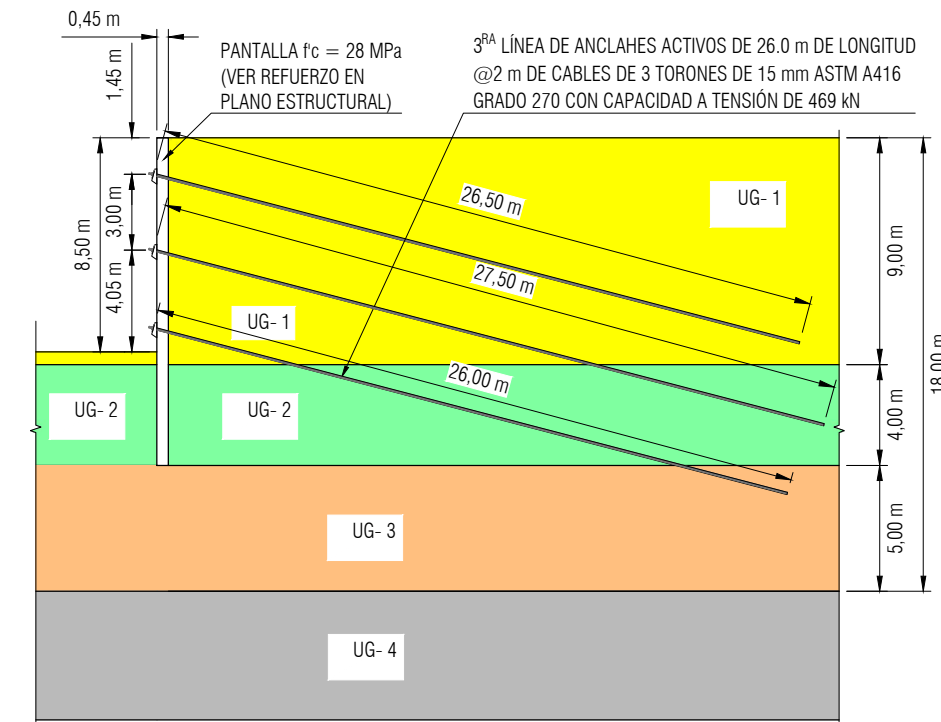
PASO 4. EXCAVACIÓN 2



PASO 5. COLOCACIÓN DE SEGUNDA LÍNEA DE ANCLAJES



PASO 6. EXCAVACIÓN 3



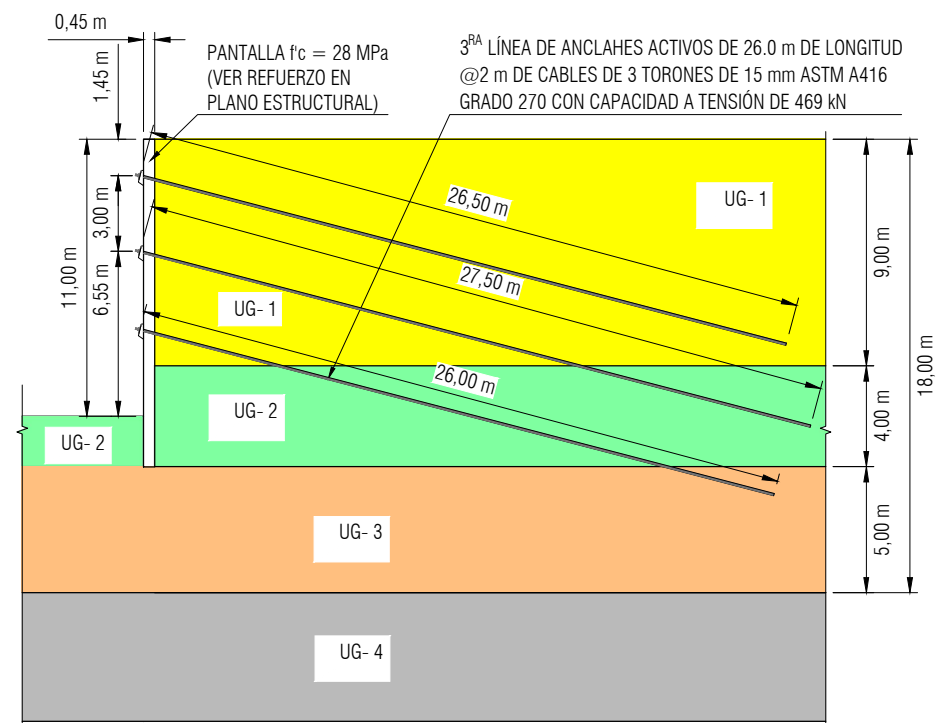
PASO 7. COLOCACIÓN DE TERCERA LÍNEA DE ANCLAJES

# PROCESO CONSTRUCTIVO

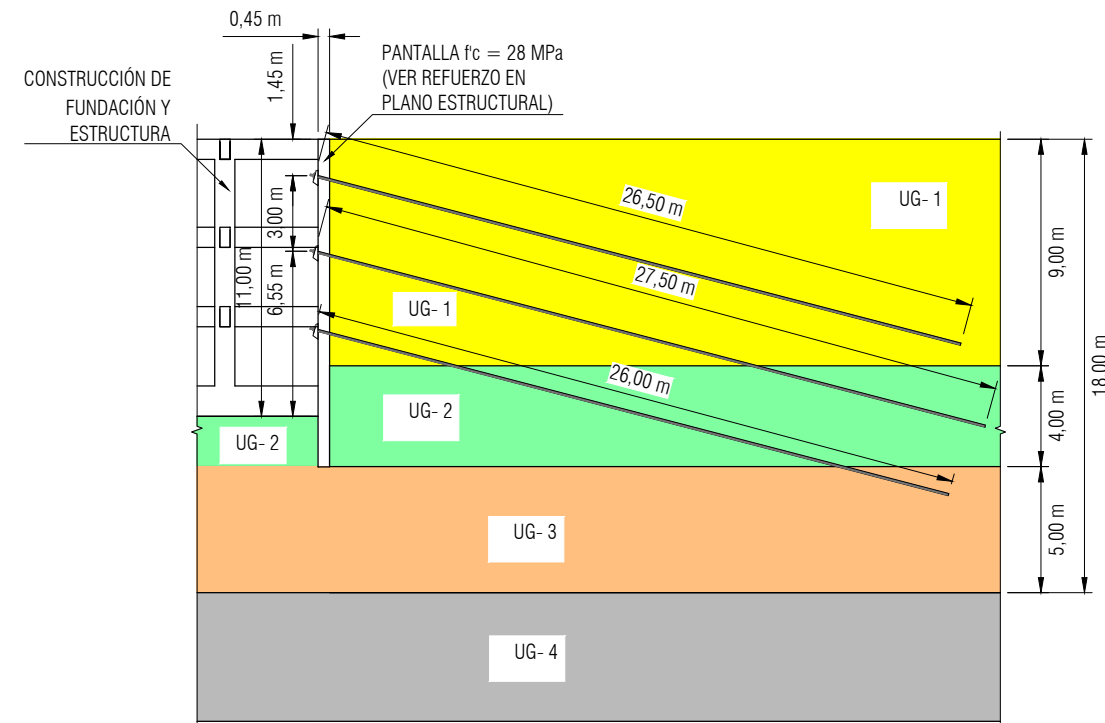
ESCALA \_\_\_\_\_ 1:250

CONTENIDO: PROCESO CONSTRUCTIVO		PROVINCIA SAN JOSÉ	CANTÓN SAN JOSÉ	DISTRITO MATA REDONDA
PROYECTO: Diseño de pantalla anclada	CURSO: PF2003-TALLER APLICADO IV	ESCALA	FECHA	LÁMINA
	ESTUDIANTE: NOMBRE : ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS	INDICADA	NOVIEMBRE 2019	S07 S08

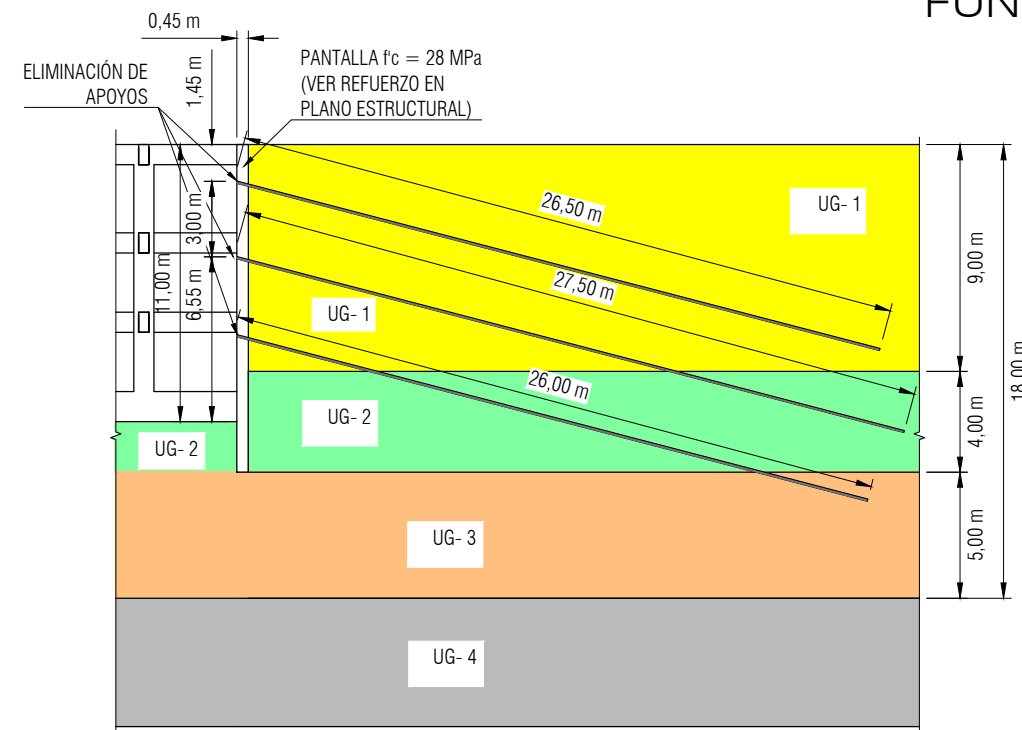




PASO 8. EXCAVACIÓN 4



PASO 9. CONSTRUCCIÓN Y FUNDACIÓN DE LA ESTRUCTURA



PASO 10. CORTE DE ANCLAJES

## PROCESO CONSTRUCTIVO

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:250

CONTENIDO: PROCESO CONSTRUCTIVO		PROVINCIA SAN JOSÉ	CANTÓN SAN JOSÉ	DISTRITO MATA REDONDA
PROYECTO: Diseño de pantalla anclada	CURSO: PF2003-TALLER APLICADO IV	ESCALA	FECHA	LÁMINA
	ESTUDIANTE: NOMBRE : <u>ING. FABRICIO CHAVARRÍA SALAS</u>	INDICADA	NOVIEMBRE 2019	S08 S08

## VI. Presupuesto y especificaciones técnicas

### VI.1 Presupuesto del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino

En esta sección se encuentra el presupuesto de la cimentación del proyecto, que se ha obtenido con base en las cantidades de los planos y las indicaciones de las pruebas de los pilotes indicadas en las especificaciones técnicas, que se encuentran posteriormente.

La estimación del costo se ha realizado con los renglones de pago propuestos en las especificaciones y los costos unitarios se basan en entrevistas a profesionales. En el Cuadro VI-1 se encuentra en detalle de las cantidades, costos unitarios y costos de cada una de las líneas o actividades, de modo que el costo total es de US\$ 1 709 113.

*Cuadro VI-1. Presupuesto de la solución*

Item	Actividad	Unidad	Cantidad	Costo unitario (US\$)	Costo total (US\$)
1	Hinca de pilotes	Metro lineal (m)	4 080	200	816 000
2	Pilotes de prueba de carga estática	Unidad (Und)	1	100 000	100 000
3	Prueba de pilotes con ecuación de onda	Unidad (Und)	3	8 000	24 000
4	Acero de pilotes	Kilogramo (kg)	750	743	557 612
5	Sello de fundación	Metro cúbico (m <sup>3</sup> )	29,6	186	5 508
6	Concreto de losa de fundación	Metro cúbico (m <sup>3</sup> )	591,2	209	123 596
7	Acero de refuerzo	Kilogramo (kg)	47,3	1 740	82 397
				Total	1 709 113

En el caso de la actividad de hinca de pilotes se ha considerado 4 080 m, que corresponden a 136 pilotes de 30 m de longitud. Por otro lado, en el ítem 2 de prueba de carga estática se ha considerado un ensayo, el cual tiene un costo unitario de US\$ 100 000. Este valor corresponde a US\$ 15 000 de la instrumentación, US\$ 70 000 de la estructura de reacción y US\$ 15 000 del costo de instalación, desinstalación de la estructura de reacción, del personal y equipos. Es importante destacar que el costo de pruebas adicionales es menor, ya que se utiliza la misma instrumentación y estructura de reacción.

En el ítem 3 de pruebas dinámicas con ecuación de onda se consideran 3 ensayos, cuyo costo unitario es de US\$ 8 000. Este costo es diario y se estima que se pueden realizar los tres ensayos en un solo día.

En la actividad de acero de pilotes se toma en cuenta el peso de los 136 pilotes, con una sección de 60 cm de diámetro con un espesor de 1,27 cm y un costo unitario de US\$ 743/kg. Este costo toma en cuenta la compra del material, su importación y colocación en la obra.

El ítem 5 corresponde a 5 cm de sello de fundación bajo la losa, cuya huella es de 16 m por 37 m. El costo unitario es de US\$ 186, el cual considera el material y la mano de obra. La actividad de la losa de fundación, ítem 6, considera que el elemento estructural tiene las dimensiones en planta antes mencionadas y un espesor de 1 m. El costo unitario del material y la mano de obra es de US\$ 209. Finalmente, el ítem 7 es acero de refuerzo de la fundación, cuya cantidad se ha estimado con un índice de 80 kg de acero por 1 metro cúbico de concreto. En este caso el costo unitario es de US\$ 1,74/kg.

## ***VI.2 Presupuesto del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos***

En esta sección se encuentra el presupuesto de la estructura de suelo reforzado del proyecto, que se ha obtenido con base en la sección de diseño y considerando una longitud de muro de 40 m.

La estimación del costo se ha realizado con renglones de pago usuales y los costos unitarios se basan en entrevistas a profesionales.

En el Cuadro VI-2 se encuentra en detalle de las cantidades, costos unitarios y costos de cada una de las líneas o actividades, de modo que el costo total es de US\$ 1 043 676. Dado que el muro es de 40 m, entonces el costo del muro por metro es de US\$ 26 092.

*Cuadro VI-2. Presupuesto de la solución con el muro con suelo reforzado con tiras metálicas*

Ítem	Actividad	Unidad	Cantidad	Costo unitario (US\$)	Costo total (US\$)
1	Tiras metálicas	Tonelada (ton)	605	743	449512
2	Elementos de fachada	Metro cuadrado (m <sup>2</sup> )	520	85	44200
3	Corte y bote de material	Metro cúbico en banco (m <sup>3</sup> )	9213	14	128996
4	Relleno de material selecto	Metro cúbico compactado (m <sup>3</sup> )	4732	40	189280
5	Relleno trasdós	Metro cúbico compactado (m <sup>3</sup> )	4229	40	169160
6	Geodren	Metro cuadrado (m <sup>2</sup> )	803	8.1	6512
7	Tubería de drenaje	Metro lineal (m)	70	6.5	455
8	Pavimento	Metro cuadrado (m <sup>2</sup> )	360	90	32400
9	Cunetas tipo "V"	Metro lineal (m)	120	103	12360
10	Concreto ciclópeo	Metro cúbico colocado (m <sup>3</sup> )	56	120	6720
11	Acera	Metro cuadrado (m <sup>2</sup> )	120	34	4080
				Total	1 043 676

### ***VI.3 Presupuesto del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado***

En esta sección se encuentra el presupuesto de la cimentación del proyecto.

La estimación del costo se ha realizado con renglones de pago usuales para la solución planteada y los costos unitarios se basan en entrevistas a profesionales.

En el Cuadro VI-3 se encuentra en detalle de las cantidades del soporte de la caverna, que considera que en la cara inicial y final se colocan anclajes de 9 m de longitud con una separación de 1,5 m en ambas direcciones. Por otra parte, en el Cuadro VI-4 se muestra la estimación del costo de la obra, el cual es global.

*Cuadro VI-3. Cantidades de las distintas actividades del soporte*

Item	Actividad	Unidad	Cantidad
1	Anclajes de 9 m	un	2 156
2	Anclajes de 12 m	un	3 358
3	Concreto lanzado de 300 mm	m <sup>3</sup>	82 397
4	Excavación	m <sup>3</sup>	126 290
5	Monitoreo	global	1

*Cuadro VI-4. Presupuesto de la solución*

Item	Actividad	Unidad	Cantidad	Costo unitario (US\$)	Costo total (US\$)
1	Anclajes	un	59699	144	8 605 763
2	Concreto lanzado de 300 mm	m <sup>3</sup>	82397	593	48 879 315
3	Excavación	m <sup>3</sup>	126290	200	25 258 000
				Total	82 743 078

#### ***VI.4 Presupuesto del caso de la pantalla anclada***

En esta sección se encuentra el presupuesto de la estructura de pantalla anclada, que se ha obtenido con base en la sección de diseño y considerando una longitud de muro de 205 m. La estimación del costo se ha realizado con renglones de pago usuales y los costos unitarios se basan en entrevistas a profesionales.

En el Cuadro VI-5 se encuentra en detalle de las cantidades, costos unitarios y costos de cada una de las líneas o actividades, de modo que el costo total es de US\$ 2 279 417. Dado que el muro es de 205 m y al descontar el costo del movimiento de tierras del sótano, entonces el costo del muro por metro es de US\$ 9 255. Este costo también se puede expresar en términos de área de la pantalla y en este caso el muro es de 13 m de modo el costo es de US\$ 712/m<sup>2</sup>.

Cuadro VI-5. Presupuesto de la solución de la pantalla anclada

Ítem	Actividad	Unidad	Cantidad	Costo unitario (US\$)	Costo total (US\$)
1	Corte y bote para pantalla con almeja	Metro cúbico compactado (m <sup>3</sup> )	1 158	400	479 232
2	Pantalla de concreto reforzada	Metro cúbico compactado (m <sup>3</sup> )	1 558	350	535 126
3	Anclajes (perforación, lechada, tirantes y apoyos)	Metro lineal (m)	8 192	105	860 160
4	Pruebas de conformidad	Unidades (unid)	15	450	6 912
5	Pruebas de desempeño	Unidades (unid)	15	450	6 912
6	Corte y bote de material	Metro cúbico compactado (m <sup>3</sup> )	27 005	14	378 075
7	Movilización equipo especial	Global	1	3 000	3 000
				Total	2 279 417

El costo unitario de pantallas ancladas se encuentra dentro del rango usual de este tipo de soluciones de pantallas construidas con almeja y con anclajes activos. No obstante, pueden existir otras soluciones más económicas como pantalla de pilotes anclados, tablestacas con anclajes y pantallas ancladas donde la construcción del muro se realiza luego de cada avance de la construcción.

### ***VI.5 Especificaciones técnicas del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino***

Las especificaciones técnicas se basan las referencias “Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes CR-2010” del MOPT (2010) y “Volume II Design and Construction of Driven Pile Foundations” (2016) para realizar estas especificaciones.

En el Cuadro VI-6 se encuentra un resumen de las especificaciones de los materiales y los ensayos a realizar durante la obra para comprobar el cumplimiento de la calidad.

*Cuadro VI-6. Resumen de especificaciones y ensayos de verificación de la calidad*

Elemento	Especificación	Ensayos para comprobar la calidad en obra	
		Norma	Frecuencia
Acero de pilotes	ASTM A 252 grado 2	ASTM A 370	3 muestras por lote
Placas	ASTM A36	ASTM A 370	3 muestras por lote
Equipo de hinca	---	Ecuación de onda	3 pruebas
Pilote de prueba	5 823 kN	ASTM D 1143 o ASTM D 4945	1 prueba
Pilotes	5 823 kN	Ecuación de onda	3 pruebas
Soldadores	Calificación AWS o INA	Certificado	1 vez
Soldadura	AWS D1.5	AWS	1 por empalme
Concreto	ACI 318, $f'c = 21$ MPa	ASTM C 172, ASTM C 31 y ASTM C 39.	Una vez cada día por clase. Una vez por cada 110 m <sup>3</sup> de cada clase por día. Una vez por cada 460 m <sup>2</sup> de superficie de losa.
Cemento	INTE C 147	ASTM C 109, ASTM C 191	3 pruebas
Agua	ASTM C 1602	Ninguno	Ninguna
Agregados	ASTM C 33	ASTM C 33, ASTM C 117	1 prueba por cada agregado
Aditivos	ASTM C 494	Certificado	1 vez
Varillas	ASTM A 706 grado 60	ASTM A 706	5 pruebas por varilla por lote.

## VI.6 Especificaciones técnicas del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos

Las especificaciones técnicas se basan en el Manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes -2010 realizado por el MOPT (2010) y los lineamientos para la construcción de muros de suelo reforzado con tiras metálicas de Reinforced Earth (2011). Este tipo de obra al tener una patente comercial, entonces el procedimiento constructivo debe realizarse con lo indicado por Reinforced Earth.

En el Cuadro VI-7 se encuentra un resumen de las especificaciones de los materiales y los ensayos a realizar durante la obra para comprobar el cumplimiento de la calidad.

*Cuadro VI-7. Resumen de especificaciones y ensayos de verificación de la calidad*

Elemento	Especificación	Ensayos para comprobar la calidad en obra	
		Norma	Frecuencia
Compactación	95%	AASHTO T 10	Una vez por cada 200 m <sup>3</sup> de material. No menos de 3 pruebas por cada capa.
Clasificación	UG-5: A-1 o A-3 UG-6: A-2-4 o A-2-6	AASHTO M145	1 vez por tipo de material
Límite líquido	UG-5 y UG-6 < 30%	AASHTO T89	1 vez por tipo de material
Índice de plasticidad	UG-5 y UG-6 < 6%	AASHTO T90	1 vez por tipo de material
Contenido de fino	UG-5 < 15% y UG-6 < 35%	AASHTO T27 AASHTO T11	1 vez por tipo de material
Gradación	100% pasando en malla de 102 mm. Entre 75% y 100% pasando en malla de 76 mm. Entre 0% y 15% pasando en malla 200.	AASHTO T27 AASHTO T11	1 vez por tipo de material



Humedad y densidad	UG-5 y UG-6 18,8 kN/m <sup>3</sup>	AASHTO T99 método C	1 para cada 0.5 m de profundidad, pero no menos de 2 por cada instalación
Ángulo de fricción	UG-5: 34° UG-6: 30°	AASHTO T236	1 vez por tipo de material
Resistividad	UG-5 y UG-6: 3000 ohm-cm a 100% de saturación	ASTM G187 y AASHTO T288	1 vez por tipo de material
PH	UG-5 y UG-6: 5- 10	AASHTO T289 y ASTM G51	1 vez por tipo de material
Cloruros solubles en agua	UG-5 y UG-6 < 1000 ppm	AASHTO T291, ASTM D512 y ASTM D 4327	1 vez por tipo de material
Sulfatos solubles en agua	UG-5 y UG-6 < 200 ppm	AASHTO T290, ASTM D516 y ASTM D4327	1 vez por tipo de material
Tiras metálicas	ASTM A1011 grado 50. Galvanizado ASTM A 123 (AASHTO M 111)	ASTM A370	3 muestras por lote
Pernos	ASTM A449 (AASHTO M64) y Galvanizado AASHTO M232		3 muestras por lote
Concreto	ACI 318, f'c = 35 MPa para los paneles y 21 MPa para otros elementos	ASTM C172, ASTM C31M y ASTM C39 M.	Mayor de: una vez cada día por clase, una vez por cada 110 m <sup>3</sup> de cada clase por día y una vez por cada 460 m <sup>2</sup> de superficie de losa.

### ***VI.7 Especificaciones técnicas del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado***

Las especificaciones técnicas se basan en las recomendaciones del MOPT (2010) y de Brown (Brown, 1993).

En el Cuadro VI-8 se encuentra un resumen de las especificaciones de los materiales y los ensayos a realizar durante la obra para comprobar el cumplimiento de la calidad.

Cuadro VI-8. Resumen de especificaciones y ensayos de verificación de la calidad

Elemento		Especificación	Ensayos para comprobar la calidad en obra	
			Norma	Frecuencia
Agregados	Calidad de fuente	ASTM C33, AASHTO M80	ASTM C33, AASHTO M80	1 prueba por cada agregado y fuente antes de iniciar con la colocación
	Gradación	ASTM C33, AASHTO T27 y AASHTO T11	ASTM C33, AASHTO T27 y AASHTO T11	1 prueba por cada tipo de material
	Forma de las partículas	ASTM D4791,	ASTM D4791	1 prueba por cada agregado antes de iniciar con la colocación
	Módulo de finura	ASTM C33, AASHTO T27 y AASHTO T11	ASTM C33, AASHTO T27 y AASHTO T11	1 prueba por cada tipo de material
	Contenido de humedad	ASTM C 566	ASTM C566	Diariamente
	Abrasión	40 máximo	AASHTO T96	1 prueba por cada tipo de material
Concreto lanzado en estado fresco	Contenido de aire	ASTM C231	ASTM C231	Por cada batida o carga
	Masa unitaria	AASHTO T121	AASHTO T121	Por cada batida o carga
	Asentamiento	ASTM C143	ASTM C143	Por cada batida
	Diseño de mezcla	Diseño de mezcla ACI 506.2	Diseño de mezcla	1 prueba por cada diseño de mezcla
	Rebote			Diariamente
	Espesor	Según planos		Cada 4.65 m <sup>2</sup>
Concreto lanzado duro	Fabricar paneles de muestra	Tableros de madera formaletas para prueba de 600 mm por 600 mm por 150 mm		1 prueba por cada 25 m <sup>3</sup> pero no menos de 1 por día
	Núcleos extraídos en sitio	f'c = 24,5 MPa	ASTM C 2	3 pruebas por cada 232 m <sup>2</sup>

	Resistencia a compresión	$f'c = 28$ MPa	ASTM C42, ASTM C39 y AASHTO T23	3 pruebas por cada 232 m <sup>2</sup>
	Resistencia a flexión	3,13 MPa	ASTM C42 y ASTM C78	3 pruebas por cada 464 m <sup>2</sup>
Acero de anclajes		ASTM A706 grado 60	ASTM A706	5 pruebas por varilla por lote
Malla electrosoldada		ASTM A1064 grado 70	ASTM A1064	5 pruebas por lote
Cemento	INTE C 147		ASTM C109, ASTM C191	3 pruebas
Agua	ASTM C1602	Ninguno	Ninguna	Agua
Lechada		25 MPa a 7 días	AASHTO T106	Los cubos se prepararán de batidas seleccionadas al azar
Placas	ASTM A36	ASTM A 370	3 muestras por lote	Placas

### ***VI.8 Especificaciones técnicas del caso de la pantalla anclada***

Las especificaciones técnicas se basan en el Manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes -2010 del MOPT (2010) y los lineamientos de Sabatini, Pass y Bachus (1999).

En el Cuadro VI-9 se encuentra un resumen de las especificaciones de los materiales y los ensayos a realizar durante la obra para comprobar el cumplimiento de la calidad.

*Cuadro VI-9. Resumen de especificaciones y ensayos de verificación de la calidad*

Elemento		Especificación	Ensayos para comprobar la calidad en obra	
			Norma	Frecuencia
Concreto para pantalla	Resistencia a compresión	ACI 318, $f'c = 28$ MPa	ASTM C172, ASTM C31M	Mayor de: una vez cada día por clase, una vez por cada

			y ASTM C39 M	110 m <sup>3</sup> de cada clase por día y una vez por cada 460 m <sup>2</sup> de superficie de losa
	Diseño de mezcla	Diseño de mezcla ACI 211.1	Diseño de mezcla	1 prueba por cada diseño de mezcla
	Asentamiento	ASTM C143	ASTM C143	Por cada batida
Acero de pantalla	Tensión	ASTM A706 grado 60	ASTM A706	5 pruebas por varilla por lote.
Cemento	Calidad	INTE C147	ASTM C109, ASTM C191	3 pruebas
Agua	Calidad	ASTM C602	Ninguno	Ninguna
Placas	Tensión	ASTM A36	ASTM A36	3 muestras por lote
Anclajes	Pruebas de conformidad	Carga de diseño: 469 kN. Desplazamiento menor a 1 mm de para la carga máxima en rango de 1 a 10 minutos. Desplazamiento mayor a 80% elongación elástica teórica total para la carga máxima.	CR-2010 (sección 256.08)	5 % de los anclajes, pero no menor a 3 pruebas
	Pruebas de desempeño	Carga de diseño: 469 kN. Tasa de deformación		5 % de los anclajes, pero no menor a 3 pruebas

		menor a 2mm por ciclo logarítmico de tiempo en 60 minutos. Desplazamiento mayor a 80% elongación elástica teórica total para la carga máxima.		
Agregados	Calidad	AASHTO M6	AASHTO M6	1 por tipo de material
	Calidad de fuente	ASTM C33	ASTM C33	1 prueba por cada agregado y fuente antes de iniciar con la colocación
	Gradación	ASTM C33	ASTM C33	1 prueba por cada tipo de material
Lechada	Diseño de mezcla de mortero	28 MPa a 7 días	ASTM C109	1 prueba por cada diseño de mezcla.
	Resistencia a la compresión	28 MPa a 7 días	ASTM C109	Los cubos se prepararán de batidas seleccionadas al azar
	Densidad	Según diseño, pero > 15 kN/m <sup>3</sup>	ASTM D4380	1 por cada batida

	Flujo	ASTM C939, 16 s a 22 s	ASTM C939	1 prueba por cada diseño de mezcla.
Tirantes	Calidad	ASTM A416 grado 270	ASTM A1061	1 por cada lote de 30 ton

## VII. Conclusiones

### *VII.1 Conclusiones del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino*

Con base en los resultados, análisis y presupuesto, las conclusiones son:

- La ubicación del proyecto se encuentra en un ambiente geológico de rocas ígneas extrusivas específicamente en una zona con Lahares, los cuales están bajo cenizas.
- De acuerdo con los mapas de la ACG (2009) y con las investigaciones en el sitio en la zona del proyecto existen suelos de grano fino, los cuales son limos MH y ML con problemas de capacidad de soporte de obras pesadas. Existen dos capas de limos de alta y baja compresibilidad cuyo espesor total es de 27 m sobre roca volcánica.
- Según los resultados de las investigaciones geotécnicas del sitio se confirma el ambiente geológico y tipos de suelos, pero el espesor de suelos en el sitio es mayor al obtenido con los mapas.
- El uso de esos mapas permite dar información de la geología general, tipos de suelos y problemas que se pueden esperar y su uso debe circunscribirse a etapas preliminares. Además, no pueden sustituir la investigación geotécnica en el sitio de los proyectos.
- En este caso a partir de los ensayos de penetración estándar, de penetración de cono y refracción se obtienen propiedades diferentes, con distinta calidad y para objetivos distintos, pero al utilizarse en conjunto permiten corroborar y calibrar los resultados y obtener un modelo geotécnico más confiable.
- De acuerdo con la información se propone un modelo geotécnico de tres unidades geotécnicas. La primera de ellas corresponde a un suelo MH de 9 m de espesor, que se encuentra sobre la UG-2. Esta corresponde a un suelo ML de 18 m de espesor, sobre Lava. La presencia de limos concuerda con lo previsto al encontrarse el proyecto en una zona volcánica.

- De acuerdo con un criterio de composición se ha determinado que los suelos de las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2 tienen una susceptibilidad al colapso baja. Los métodos.
- Los criterios de composición permiten determinar fácilmente la susceptibilidad al colapso con base en propiedades físicas y mecánicas que se obtienen usualmente sin la necesidad de pruebas detalladas de colapso.
- Los resultados del análisis de capacidad soportante superficial para la carga y dimensiones del proyecto indican que el factor de seguridad a la falla es menor a la unidad, que implica que en la zona del proyecto existen problemas de capacidad soportante de obras pesadas.
- La superficie de falla crítica, que posee el menor factor de seguridad a la falla, se encuentra únicamente en la UG-1.
- La transferencia de la carga de la estructura por medio un cimiento superficial a niveles inferiores en la UG-1 no logra superar el factor de seguridad a la falla mínimo de 3 para carga estática que requiere la ACG (2009).
- Los asentamientos totales al considerar cimentaciones superficiales para este proyecto son mayores al rango de valores recomendados por la ACG (2009).
- De acuerdo con los resultados una cimentación superficial convencional o colocando una sustitución rígida hasta un rango razonable constructivamente no permite dar viabilidad al proyecto.
- De acuerdo con el análisis por falla del bloque de grupos de pilotes, la longitud necesaria de los elementos, para que el factor de seguridad a la falla para el caso estático sea mayor a 3, es de 11 m.
- Para cumplir con los factores de seguridad para la condición estática y dinámica la opción más atractiva es aumentar el diámetro respecto a aumentar la cantidad de pilotes. De esta forma, el menor volumen se obtiene al hincar 136 pilotes de 600 mm de 30 m de longitud.
- La respuesta por carga lateral está gobernada por las propiedades de la UG-1.



- Los resultados de las soluciones de Broms, de Oteo de longitud de empotramiento equivalente y de Reese y Matlock de la demanda a flexión en el pilote dan resultados dentro del mismo orden de magnitud y con una variación máxima de 8%.
- Los factores de seguridad de la presión pasiva en el extremo superior del pilote son menores a la unidad considerando 136 pilotes de acero de 600 mm de diámetro de 12,7 mm de espesor. El porcentaje de la longitud cuyo factor de seguridad de 1,0 es de 5,3% y cuyo factor es menor a 3 es de 10 %, lo cual cumple con las recomendaciones.
- De acuerdo con el análisis de los asentamientos de sistema de pilotes propuesto (136 unidades de acero de 600 mm de diámetro uniformemente distribuidos), el causado por consolidación es mucho mayor a que se obtiene de la deformación elástica. En este caso los asentamientos por consolidación son 6,79 veces mayores a los elásticos.
- Los asentamientos totales del sistema de 136 pilotes uniformemente distribuidos, de acero de 600 mm de 12,7 mm de espesor, cumplen con los límites recomendados por la ACG (2009) (25 mm y 50 mm) y estos son cerca de 14 menores a los obtenidos si se coloca la carga superficialmente.
- De acuerdo con lo anterior el uso de pilotes logra reducir significativamente los asentamientos respecto a la solución con una cimentación superficial.
- La construcción de la cimentación profunda propuesta de 6 pilotes de acero de 600 mm de diámetro de 12,7 mm de espesor con logra controlar efectivamente los asentamientos, cumple con los factores de seguridad a la falla y permite la viabilidad del proyecto.
- El costo de la cimentación del proyecto se estima es de US\$ 1 709 113.
- El uso de herramientas de modelación facilita el análisis, lo cual permite realizar y comparar múltiples alternativas necesarias para tomar decisiones finales de diseño.

## ***VII.2 Conclusiones del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos***

Con base en los resultados, análisis y presupuesto, las conclusiones son:

- El proyecto se encuentra en un ambiente geológico de rocas sedimentarias y no existen estructuras geológicas que afecten directamente al sitio del proyecto.
- El uso de esos mapas permite dar información de la geología general, tipos de suelos y problemas que se pueden esperar, pero su uso debe circunscribirse a etapas preliminares o para validar lo observado en campo y los análisis de ingeniería. Además, esos documentos no pueden sustituir la investigación geotécnica en el sitio de los proyectos.
- De acuerdo con la información geotécnica recopilada de perforaciones y ensayos de laboratorio el modelo consiste en cuatro unidades geotécnicas, UG. La primera de ellas aflora en la superficie y es un limo arcilloso tipo MH-OH con espesores entre 1.5 m y 3.5 m, el cual es subyacente por la UG-2. Esta unidad es un limo arcilloso con un espesor entre 3.5 m y 8 m y clasifica como MH. La UG-3 se encuentra bajo la anterior y también es un limo arcilloso de alta compresibilidad, pero con mejores propiedades geotécnicas. Bajo esta se encuentra una roca sedimentaria, que es la unidad geotécnica 4. No se ha encontrado el nivel freático en las perforaciones.
- La obra se encuentra en una zona sísmica III y el tipo de sitio de cimentación clasifica como  $S_3$ .
- A partir de los valores de número de golpes, límites de Atterberg, expresiones y correlaciones empíricas se puede estimar las propiedades mecánicas de los suelos. No obstante, este procedimiento implica que existen incertidumbres en el modelo geotécnico.
- El talud analizado para la condición existente no cumple con los factores de seguridad requeridos por la ACG (2015) para la condición estática y con sismo. De esta forma, es necesario su intervención para garantizar la seguridad del paso vehicular.

- Para la condición inicial (sin muro) las superficies con factores de seguridad insuficientes se encuentran en las dos primeras unidades geotécnicas.
- El factor de seguridad de la condición estática es cercano a 1, lo cual indica que la ladera se encuentra cerca de una condición de movimiento inminente, lo cual es validado con las deformaciones existentes en el sitio. De esta forma, el modelo propuesto logra predecir el comportamiento con un nivel de confianza aceptable.
- La condición crítica de los análisis de los taludes existente, durante el proceso constructivo y final corresponde al caso con sismo. De esta forma, en nuestro país es necesario considerar en el diseño la condición pseudo estática y la condición estática en todos los escenarios.
- El corte durante el proceso constructivo requiere un talud más tendido que las recomendaciones iniciales de muros de suelo reforzado.
- La estabilidad de los taludes durante el proceso constructivo debe ser analizados, ya que es necesario garantizar la seguridad de los trabajadores y puede gobernar la magnitud y forma del movimiento de tierras, como lo es el caso de estudio de este trabajo.
- La propuesta de muro reforzado con tiras metálicas logra dar solución de estabilidad del talud y poder transitar por la corona con los niveles de seguridad que establece la ACG (2015) y la ACG (2009).
- En este caso, la estabilidad externa está gobernada por el caso de sismo para la condición con sismo y el deslizamiento y capacidad soportante para la condición estática.
- La estabilidad ante el vuelco no rige el diseño en este caso. De esta forma, las recomendaciones de relaciones de ancho a alto de las referencias de diseño de muros de suelo reforzado han dado resultados satisfactorios.
- El uso de las fórmulas generales de capacidad de carga puede que no puedan ser utilizadas en suelos estratificados y para cimientos de muros. De esta forma, el uso

de equilibrio límite para obtener la capacidad soportante última es necesario en esos casos.

- La separación de las tiras de refuerzo está regida por la condición de estabilidad interna, respecto a la necesaria para cumplir la estabilidad global. De esta forma, es necesario verificar que la propuesta de refuerzo cumpla ambas condiciones.
- El dimensionamiento de las tiras en la base está gobernado el modo de falla por cedencia.
- El diseño de las tiras cerca de la corona está regido por el modo de falla por arrancamiento.
- En el tercio central del muro los modos de falla de cedencia y por arrancamiento poseen pesos similares en la definición de las tiras de refuerzo del muro.
- El muro de suelo reforzado posee una altura de 13 m, un ancho de 9,1 m, una longitud de 40 m, con un desplante de 2,7 m y posee tiras metálicas de 9 m de largo, de 5 mm de ancho, de 4 mm de espesor nominal y de 2,54 mm de espesor de diseño. Trasdós del muro es necesario un talud con una pendiente de 1 horizontal y 0,85 vertical.
- El costo del muro de suelo reforzado con tiras junto con intervenciones en la vía en el tramo del proyecto se estima es de US\$ 1 043 676.
- El uso de herramientas de modelación facilita el análisis, lo cual permite realizar y comparar múltiples alternativas necesarias para tomar decisiones finales de diseño.

### ***VII.3 Conclusiones del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado***

Con base en los resultados, análisis y presupuesto, las conclusiones son:

- El proyecto se encuentra en un ambiente geológico de rocas sedimentarias, específicamente en la formación Curré y la caverna se encuentra dentro de un pliegue, pero no se ve afectada por otra estructura geológica.
- El uso de esos mapas permite dar información de la geología general, tipos de rocas y problemas que se pueden esperar, pero su uso debe circunscribirse a etapas

preliminares o para validar lo observado en campo y los resultados de análisis de ingeniería. Además, esos documentos no pueden sustituir la investigación geotécnica en el sitio de los proyectos.

- De acuerdo con el levantamiento geológico el macizo posee seis sistemas de discontinuidades. La primera de ellas corresponde a los planos de estratificación con un buzamiento de  $27^\circ$  y dirección de buzamiento de  $72^\circ$  y los otros cinco corresponden a diaclasas con buzamientos entre  $17^\circ$  y  $73^\circ$  con direcciones de buzamiento entre  $34^\circ$  y  $263^\circ$ .
- Los conjuntos críticos obtenidos del análisis de equilibrio límite corresponden a los sistemas de discontinuidades S1, J2 y J4.
- Según los sistemas de clasificación geomecánica la calidad del macizo es entre media a mala. El valor obtenido del sistema RMR es de 48, el determinado con el sistema GSI es de 42.2 y el estimado con el sistema Q es de 1,47.
- Las propiedades de resistencia de la envolvente de Mohr Coulomb son de  $37,2^\circ$  y 1.11 MPa ( $\phi$  y  $c'$ ), las cuales se han determinado a una profundidad de 450 m, un factor de perturbación de la excavación de 0 y un GSI de 42,2. En el caso de la envolvente de Hoek y Brown el parámetro  $m_b$  es de 1,954, el valor de  $a$  es de 0,610,  $s$  es igual a  $1,625 \times 10^{-3}$  y  $\sigma'_{ci}$  es de 33,8 MPa. Por otro lado, el módulo de deformación del macizo rocoso es de 3,71 GPa.
- Los parámetros de resistencia de la envolvente de Mohr Coulomb obtenidas con el valor de GSI y  $D=0$  para una profundidad de 100 m son cercanos a los valores superiores de los rangos obtenidos con el sistema RMR.
- Los sistemas de clasificación geomecánica permiten obtener recomendaciones preliminares de soporte y propiedades geomecánicas, las cuales permiten realizar análisis y prediseños. Estos deberían utilizarse en etapas previas por el grado de incertidumbre inherente. No obstante, como en la práctica puede que no se cuente con exploraciones detalladas a los niveles de profundidad de las obras subterráneas para caracterizar el macizo, entonces las propiedades de resistencia y deformación se obtienen de esos sistemas. En esos casos es importante que durante la ejecución se

realicen labores de monitoreo y exploración para poder calibrar los modelos y garantizar la seguridad de la obra.

- La orientación más favorable de la caverna con base en el análisis de equilibrio límite es de  $51^\circ$ , la cual es muy cercana a la orientación del esfuerzo principal mayor en el plano horizontal.
- En la orientación más favorable obtenida con equilibrio límite existen 8 cuñas removibles, de las cuales 7 de ellas son estables y poseen un factor de seguridad aceptable. La cuña inestable se encuentra en la corona. Esta se puede estabilizar de forma segura con anclajes metálicos de 6 m de longitud separados 2 m en las dos direcciones.
- En la orientación más desfavorable obtenida con equilibrio límite existen seis cuñas removibles, de las cuales solo una de ellas es inestable. Los factores de seguridad son menores a los obtenidos en la orientación más favorable. La cuña inestable, que se encuentra en la corona, se puede estabilizar de forma segura con anclajes de 18 m de longitud separados 1,3 m en las dos direcciones y con concreto lanzado de 0,1 m de espesor.
- De acuerdo con los análisis de elemento finito las convergencias y radio plástico son mayores cuando el esfuerzo principal se encuentra en el plano de la sección transversal. De acuerdo con los resultados de convergencia y radio plástico de la excavación sin refuerzo se tiene que el comportamiento se encuentra entre cuñas y con problemas de deformaciones.
- Si se coloca el soporte obtenido con los análisis de equilibrio límite (solo anclajes en la corona) y concreto lanzado de 100 mm en todas las caras la mayor parte de los anclajes alcanzan la cedencia, el radio plástico es de 27,9 m y el concreto lanzado falla. Además, la deformación máxima es de 0,145 m y el radio plástico supera la longitud de los anclajes. De esta forma, el soporte obtenido con el análisis de equilibrio límite es insuficiente y no logra controlar el radio plástico en las paredes, que no poseen soporte.

- En el caso que se excave la obra en muchas secciones uniformes y refuerzo cerca del frente, entonces los requisitos de resistencia del soporte son significativos. En este caso es necesario colocar anclajes sistemáticos de 18 m de longitud con una separación de 1 m, concreto lanzado de 0,3 m de espesor y elementos metálicos pesado (sección W920x1191) con una separación de 0,5 m. En ese caso la deformación máxima es de 0.129 m y el radio plástico es de 28 m. De esta forma, la colocación de ese refuerzo no reduce significativamente la deformación ni el radio plástico.
- Al realizar la excavación en etapas no uniformes, con dimensiones mayores en el centro y menores al lado de las paredes y colocar el soporte lejos del frente reduce la demanda en el soporte, logra reducir las deformación del terreno y el radio plástico. En ese caso es necesario colocar anclajes separados 1,5 m en el plano de la sección transversal y 2 m en el eje longitudinal de 9 m de longitud en la corona y 12 m en las paredes, una capa de concreto lanzado de 0,3 m de espesor en las paredes y dos capas del mismo espesor en la corona. La deformación máxima es de 0,143 m y el radio plástico es de 21 m.
- La realización de la excavación en etapas reduce la zona plastificada y las convergencias. Las variaciones analizadas del proceso de excavación no reducen significativamente las convergencias, pero si el radio plástico.
- Los requisitos de soporte aumentan cuando el esfuerzo principal se encuentra en el plano de la sección transversal respecto a cuando se encuentra fuera del plano. De esta forma, la caverna debe orientarse de modo que el esfuerzo principal menor se encuentre en el plano de la sección transversal, que posee una dirección de buzamiento de  $135^\circ$ .
- En este caso la orientación de los esfuerzos in situ rige sobre a orientación de las discontinuidades.
- El soporte propuesto finalmente, que corresponde al análisis de secciones no uniformes, logra reducir la zona plastificada, es segura y se obtienen convergencias aceptables, que son menores a 1 % del diámetro.

#### ***VII.4 Conclusiones del caso de la pantalla anclada***

Con base en los resultados, análisis y presupuesto, las conclusiones son:

- El proyecto se encuentra en un ambiente geológico de rocas ígneas y no existen estructuras geológicas que afecten directamente al sitio del proyecto.
- De acuerdo con la información geológica y geotécnica general en la zona del proyecto existen cenizas de entre 20 m y 30 m, las cuales se encuentran sobre Lahares.
- El uso de esos mapas permite dar información de la geología general, tipos de suelos y problemas que se pueden esperar, pero su uso debe circunscribirse a etapas preliminares o para validar lo observado en campo y los análisis de ingeniería. Además, esos documentos no pueden sustituir la investigación geotécnica en el sitio de los proyectos.
- De acuerdo con la información geotécnica recopilada de perforaciones y ensayos de laboratorio el modelo consiste en cuatro unidades geotécnicas, UG. La primera de ellas aflora en la superficie y es un limo arenoso tipo ML con espesores entre 8 m y 9,5 m, el cual es subyacente por la UG-2. Esta unidad es un limo arenoso arcilloso con un espesor entre 4 m y 6,5 m y clasifica como MH-ML. La UG-3 se encuentra bajo la anterior es un limo arcilloso y también clasifica como MH-ML, pero con mejores propiedades geotécnicas. Bajo esta se encuentra una roca blanda, que es un Lahar y es la unidad geotécnica 4. No se ha encontrado el nivel freático en las perforaciones.
- Las propiedades mecánicas de las dos primeras unidades geotécnicas son similares, pero la inferior posee valores ligeramente superiores. Estas características están cerca o por encima de los rangos típicos de limos de baja resistencia, lo cual indica que es de esperar problemas de capacidad soportante y de estabilidad de laderas.
- La obra se encuentra en una zona sísmica III y el tipo de sitio de cimentación clasifica como  $S_3$ .
- A partir de los valores de número de golpes, límites de Atterberg, expresiones y correlaciones empíricas se puede estimar las propiedades mecánicas de los suelos.



No obstante, este procedimiento implica que existen incertidumbres en el modelo geotécnico.

- La excavación requerida para la construcción de los sótanos sin refuerzo no cumple con los factores de seguridad requeridos por la ACG (2015) para la condición estática y con sismo. De esta forma, es necesario su intervención para garantizar la seguridad del paso vehicular, de las construcciones vecinas y limitar su daño como por ejemplo la colocación de anclajes.
- En vista que existen construcciones vecinas habitadas es necesario que la solución de la excavación, además de lograr los niveles de seguridad, limite los desplazamientos en el terreno. En este caso se propone una estructura de una pantalla con anclajes activos, la cual desde el punto de vista teórico puede cumplir con ambos requisitos.
- En este caso los factores de seguridad de la excavación sin soporte pueden estimarse con un nivel de confianza aceptable con el método de superficies planas o por los gráficos de Janbú de U.S. Army Corps of Engineers (2003). Lo anterior se debe a que debido a la profundidad del corte el suelo se puede considerar como uniforme.
- El factor de seguridad de la condición estática de la excavación sin soporte es menor a 1,3, lo cual implica que es de esperar desplazamientos importantes en superficie que pueden dañar las construcciones e instalaciones vecinas.
- El factor de seguridad de la condición estática de la excavación sin soporte es cercano a 1, lo cual indica que el corte se encuentra cerca de una condición de movimiento inminente.
- Se propone una secuencia constructiva de 4 etapas de excavación de arriba hacia abajo luego de realizar la construcción de la pantalla continua. La primera excavación es de 2 m de profundidad, la cual es seguida por dos etapas de 3,5 m. En cada uno de estos se plantea colocar un anclaje activo antes de seguir con el movimiento de tierras. El último corte es de 2 m, con lo cual se logra el espacio para la construcción de la fundación y sótanos del edificio. Luego de edificada la estructura de los sótanos se cortan los anclajes y se prosigue con los pisos superiores.

- De acuerdo con el número de estabilidad el proyecto no se cataloga en un medio de arcillas blandas y por ende se utilizan las recomendaciones de arcillas rígidas a duras para presiones aparentes. En este caso se ha planteado el uso de una presión máxima de 0,2 por la altura a retener por el peso unitario.
- Se proponen tres líneas de anclajes con separaciones que causan que las magnitudes de carga de diseño similares. La primera línea de anclajes se encuentra a 1,45 m de profundidad, la segunda a 3 m bajo la anterior y la tercera a 3,1 m de la anterior. Estos se han planteado de modo que no coincidan, pero se encuentren cerca de los niveles de entepiso.
- Los anclajes poseen separaciones horizontales de 2 m, son cables de 3 torones de 15 mm de diámetro grado 270 y tensados a una carga de 469 kN, los cuales poseen una resistencia admisible superior a la carga de diseño.
- En la definición de la longitud no adherida rige la recomendación de 0.2 veces por la altura de la excavación para la distancia entre la superficie de falla y el extremo más profundo del tramo no adherido. Se propone una longitud no adherida del anclaje superior de 10,5 m, de 8 m del anclaje intermedio y 5,5 m del anclaje inferior.
- En este caso la longitud adherida está gobernada por la resistencia entre el anclaje o lechada y el terreno sobre la capacidad entre el tirante y la lechada.
- La longitud adherida planteada del anclaje superior es de 16 m, de 19,5 m del anclaje intermedio y 20,5 m del anclaje inferior. De esta forma, la longitud total del anclaje superior es de 26,5 m, de 27,5 m para el intermedio y de 26 m para el inferior.
- En el caso de la estabilidad del fondo el factor de seguridad es ligeramente superior al valor mínimo de 2 que solicita la ACG (2009).
- El factor de seguridad de la capacidad pasiva intradós de la pantalla es de 1,86, el cual es mayor al valor mínimo de 1,5 que recomienda la de la ACG (2009).
- El factor de seguridad por capacidad soportante de la pantalla es de 2,63, el cual es mayor a 2,5 que recomienda por Sabatini, Pass y Bachus (1999) para suelos de grano

fino. Este valor se logra al colocar la base de la pantalla en el contacto entre la UG-2 y la UG-3, lo cual aumenta la resistencia de la punta.

- La longitud de empotramiento de la pantalla en el nivel inferior de la excavación es de 2 m, la cual está gobernada por la capacidad soportante y no por la resistencia pasiva. De esta forma, la altura de la pantalla es de 13 m, la base de ese muro se encuentra en la UG-3 y la altura de la excavación es de 11 m.
- La colocación de los anclajes y la pantalla aumenta significativamente los factores de seguridad. En este caso el caso cuyo valor está más próximo al mínimo es el análisis pseudoestático.
- Las recomendaciones de Sabatini, Pass y Bachus (1999) de modelar la acción de la pantalla y los anclajes con una carga uniforme horizontal e inclinada logra predecir la magnitud del factor de seguridad con un nivel de tolerancia aceptable. Lo anterior se obtiene al comparar los resultados con los determinados con un modelo que considera explícitamente los anclajes y la pantalla.
- Las recomendaciones de Sabatini, Pass y Bachus (1999) de modelar la acción de la pantalla y los anclajes con una carga uniforme horizontal e inclinada no logra predecir adecuadamente la forma de la superficie de falla crítica.
- De acuerdo con el análisis de elemento finito que considera las distintas etapas de la excavación colocación de anclajes hasta la eliminación de estos, los desplazamientos cumplen con los valores esperados y los asentamientos, que tiene un valor máximo de 20 mm, son menores al valor máximo entre 25 mm y 50 mm que indica ACG (2009) para estructuras de mampostería.
- Es necesario verificar que los cimientos de las construcciones vecinas se encuentren a una distancia de al menos 1,9 m trasdós de la pantalla para evitar daños. En caso de que los cimientos se encuentren cerca de la colindancia es necesario reubicar la pantalla para cumplir con esa distancia. Se puede analizar la posibilidad de colocar un anclaje superior con una tensión menor para limitar los desplazamientos superficiales sin que se incumpla con el factor de seguridad por presión pasiva trasdós.

- La propuesta de pantalla anclada logra dar solución a la excavación en términos de resistencia y de deformación que establece la ACG (2015) y la ACG (2009).
- El costo de la excavación y su soporte se estima es US\$ 2 279 417 y el costo de la pantalla anclada es de US\$ 712/m<sup>2</sup>, el cual se encuentra dentro del rango usual de este tipo de obras actualmente en la práctica profesional. No obstante, pueden existir otras soluciones más económicas.
- El uso de herramientas de modelación facilita el análisis, lo cual permite realizar y comparar múltiples alternativas necesarias para tomar decisiones finales de diseño.

## VIII. Recomendaciones

### *VIII.1 Recomendaciones del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato blando de grano fino*

A continuación, se enlistan las recomendaciones del caso de la cimentación de pilotes hincados sobre un estrato de suelo blando:

- Se recomienda analizar la solución de cimentación del edificio con pilotes excavados y colados con concreto reforzado como alternativa a la planteada. Esto con el fin de determinar la cantidad de elementos necesarios para cumplir con la demanda y con los asentamientos, estimar el costo y establecer cual tipo de pilote es más económico.
- Se aconseja analizar la solución de cimentación del edificio con una losa superficial sobre el suelo existente con un mejoramiento y con una huella superior a que posee el primer nivel. En este caso puede que sea más atractivo rediseñar el plano de conjunto del proyecto y adquirir propiedades, de manera que se pueda ampliar las dimensiones en planta de la fundación.
- Se recomienda realizar un perfil de geofísica en la dirección larga de la planta del edificio para comprobar que los estratos son espacialmente uniformes.
- En vista de la longitud de los pilotes es de 30 m, entonces se aconseja analizar la opción de realizar sótanos, los cuales permiten reducir los asentamientos y longitud de los pilotes del proyecto. En ese análisis debe considerarse la complejidad o costos que implica realizar las excavaciones y los muros de retención.
- Se recomienda realizar pruebas de consolidación a distintas profundidades para obtener los parámetros de consolidación y poder estimar con mayor exactitud los asentamientos, ya que los cálculos realizados se basan en información limitada.
- Se recomienda realizar una investigación geotécnica más detallada de la UG-3 para verificar las propiedades mecánicas y su espesor, ya que esta proporciona gran parte de la resistencia de los pilotes.

- Se aconseja investigar en las demás áreas del lote del proyecto o lotes circundantes para determinar si existe una zona donde la unidad geotécnica UG-1 sea menos profunda. Lo anterior se debe a que es el estrato de menores propiedades mecánicas que causa la necesidad de optar por cimentaciones profundas.
- Se advierte de la necesidad de realizar la prueba de carga estática antes de iniciar con el hincado de los demás pilotes. Lo anterior puede causar que se deba modificar la cantidad y longitud de los elementos.
- Se recomienda analizar si la distribución propuesta es conveniente desde el punto de vista estructural. Se puede analizar una colocación en planta de los pilotes de modo que se encuentren bajo los muros.
- Se advierte que las cargas de sismo consideradas en el diseño parten del hecho que la obra se encuentra empotrada en la base. De esta forma, la construcción de una cimentación profunda aumenta los periodos de la estructura, cambia las fuerzas sísmicas de la obra y las fuerzas internas en los pilotes. De esta forma, se recomienda considerar la interacción de la fundación con la estructura en el análisis sísmico y verificar si se puede reducir la cantidad o tamaños de los pilotes.
- Se aconseja realizar un estudio para determinar los rangos de variación de las propiedades mecánicas del terreno y realizar análisis de sensibilidad de los resultados por las variaciones esperables de esas propiedades. Lo anterior se puede realizar con análisis determinísticos con los valores extremos para determinar si la solución se encuentra dentro de los rangos seguros y análisis probabilísticos para determinar si el riesgo de la obra es aceptable.

### ***VIII.2 Recomendaciones del caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos***

A continuación, se enlistan las recomendaciones del presente caso de estructura de suelo reforzado con elementos metálicos:

- Se aconseja que el proceso de excavación y construcción del muro de suelo reforzado con tiras sea realizado con las disposiciones de Reinforced Earth Company.

- Se recomienda ampliar la investigación con fines geotécnicos para verificar la estratigrafía y el modelo considerados para validar la solución propuesta. Esto puede realizarse con pruebas de geofísica, perforaciones con penetración de cono, o con presiómetros o con dilatómetros, ensayos triaxiales drenados y no drenados.
- Se aconseja realizar un estudio para determinar los rangos de variación de las propiedades mecánicas del terreno y realizar análisis de sensibilidad de los resultados por las variaciones esperables de esas propiedades. Lo anterior se puede realizar con análisis determinísticos con los valores extremos para determinar si la solución se encuentra dentro de los rangos seguros y análisis probabilísticos para determinar si el riesgo de la obra es aceptable.
- Se aconseja analizar la estabilidad del talud con otras alternativas tales como suelo cosido, muros con anclajes pasivos, muros de gaviones, muros de suelo reforzado con geotextiles.
- Se propone evaluar la estabilidad del talud para el proceso constructivo con suelo cosido con una pendiente superior a la propuesta y determinar si es más económico respecto a la excavación planeada en este trabajo. Es necesario que la pendiente no sea muy pronunciada, ya que durante el proceso de colocación y compactación del suelo con refuerzo puede presentarse el fenómeno de arqueo.
- Es necesario que durante el proceso constructivo se lleve registro de la estratigrafía, calidad de los materiales encontrados para determinar si es necesario realizar algún ajuste en el diseño y asegurar que el muro se encuentre apoyado en la unidad geotécnica UG-3.
- Se recomienda que durante el proceso constructivo se realice el control de los materiales antes de ser colocados y se lleven a cabo las pruebas de verificación planteadas en las especificaciones técnicas.
- Se insta analizar si existen otros tramos de la carretera con pendientes similares o superiores a la sección analizada o si existen evidencias de deformaciones o escarpes que indiquen problemas de estabilidad. De existir se debe realizar un estudio

detallado para determinar si es necesario el refuerzo para garantizar la seguridad de los usuarios de la vía y vecinos.

- Se recomienda realizar una investigación geotécnica más detallada de las UG-1 y UG-2 para verificar las propiedades mecánicas y su espesor, ya que los problemas de estabilidad se concentran en esos estratos.
- Se aconseja investigar los sitios para depositar el material a extraer para construir el muro de suelo reforzado y realizar el diseño de la escombrera. Lo anterior se debe a que el sitio debe ser capaz de soportar el suelo adicional y la condición final debe cumplir con los factores de seguridad requeridos por las normas nacionales.
- Se advierte que es necesario interrumpir el paso vehicular por la construcción del muro de suelo reforzado planteado. De esta forma, es necesario coordinar el proceso de cierre y la afectación a los usuarios de la vía con el gobierno, con la municipalidad, instituciones privadas y públicas que administran los servicios como agua, electricidad, internet y otros.
- Es necesario que antes de realizar la construcción se realice el estudio de impacto ambiental para determinar las medidas preventivas, correctivas y de mitigación necesarias para que el proyecto sea viable.
- Se recomienda realizar un estricto control en el manejo de aguas, ya que problemas en la construcción de los drenajes y cunetas pueden poner en peligro la estabilidad del muro. Es necesario realizar el diseño hidráulico de esas obras, cuyos requisitos generales se encuentran en los planos.
- Es necesario realizar el diseño de los pavimentos y analizar con las autoridades si existen proyecciones del tráfico a futuro y planes de ampliación del muro.
- Se recomienda realizar el diseño y construcción de los elementos seguridad vial, tales como señalamiento, estoperoles, reflectores de carretera, iluminación, barreras de seguridad entre otros.



### ***VIII.3 Recomendaciones del caso de soporte de una caverna de un macizo rocoso fracturado***

A continuación, se enlistan las recomendaciones de caso de la caverna de un macizo rocoso fracturado:

- Se aconseja que el proceso constructivo sea realizado con excavación mecanizada o con voladura controlada para reducir la perturbación del medio, ya que lo anterior reduce de forma importante las propiedades geomecánicas del medio alrededor de la excavación.
- Se recomienda ampliar la investigación con fines geotécnicos para determinar de forma más confiable las propiedades de resistencia del macizo rocoso, ya que estas influyen directamente en la estabilidad de las cuñas, deformaciones y plastificación del medio.
- Es necesario que se considere dentro de la etapa constructiva ensayos de deformación y de resistencia para calibrar los modelos realizados en la etapa de diseño.
- Se insta analizar al menos los elementos de monitoreo propuestos, ya que permiten determinar si las deformaciones obtenidas concuerdan con lo estimado, si las fuerzas en los anclajes críticos alcanzan la cedencia y si las deformaciones en el concreto lanzado son excesivas.
- Se recomienda realizar un sistema de gestión de riesgos del proyecto, que determine la política de gestión, el análisis y los criterios de aceptación de los riesgos. Esto debe ser realizado antes de iniciar la ejecución y debe ser considerado en el proceso de contratación.
- Se aconseja realizar un estudio para determinar los rangos de variación de las propiedades mecánicas del macizo y realizar análisis de sensibilidad de los resultados por las variaciones esperables de esas propiedades. Lo anterior se puede realizar con análisis determinísticos con los valores extremos para determinar si la solución se encuentra dentro de los rangos seguros y análisis probabilísticos para determinar si el riesgo de la obra es aceptable.

- Se advierte que los resultados de deformaciones, zona plastificada y la propuesta del soporte se basa en la información existente de levantamiento geológico de las discontinuidades, resultados de pruebas triaxiales y sistemas de clasificación geomecánica. De esta forma la confianza de estos resultados depende de la calidad de esa información.
- La secuencia de excavación se ha planteado a partir de consideraciones geotécnicas. Se recomienda determinar las necesidades de maquinaria y logística constructiva de esa propuesta y determinar si es necesario ajustarla con base en la disponibilidad en el mercado, experiencias previas y costo de oportunidad de la empresa constructora.
- Se insta analizar la influencia de los pozos, túneles de acceso y cavernas de transformadores en la respuesta de la caverna y realizar los ajustes en el proceso constructivo de excavación de la casa de máquinas y de su soporte.
- Es necesario que durante el proceso constructivo se realicen registros de los materiales encontrados, medidas correctivas necesarias, pruebas realizadas y los resultados del monitoreo. Esta información es necesaria para la operación de la obra y la solución de posibles problemas ocurridos en esa etapa.
- Se recomienda analizar la ubicación de la casa de máquinas a otras profundidades (cobertura) y unidades geotécnicas para determinar la ubicación más favorable considerando los costos de la casa de máquinas y tuberías de aducción de carga (tubería a presión) y de descarga y los riesgos asociados.

#### ***VIII.4 Recomendaciones del proyecto y modelo geotécnico del caso de la pantalla anclada***

A continuación, se enlistan las recomendaciones de la pantalla anclada:

- Es necesario que antes de realizar la construcción se realice el estudio de impacto ambiental para determinar las medidas preventivas, correctivas y de mitigación necesarias para que el proyecto sea viable.

- Se recomienda realizar un sistema de gestión de riesgos del proyecto, que determine la política de gestión, el análisis y los criterios de aceptación de los riesgos. Esto debe ser realizado antes de iniciar la ejecución y debe ser considerado en el proceso de contratación.
- Se aconseja que antes de realizar el proyecto de excavación se realice un levantamiento de la ubicación de las instalaciones existentes para determinar si la trayectoria de las perforaciones de los anclajes no coincide con estas. De presentarse alguna interferencia es necesario diseñar los ajustes.
- Se recomienda que antes de realizar el proyecto de excavación se lleve a cabo un registro del estado actual de las construcciones vecinas y de comprobación de ausencia de nivel freático en la profundidad de la excavación.
- Se insta a que se realice monitoreo de los desplazamientos en superficie durante el proceso de excavación, el cual junto con el sistema de gestión de riesgos alerte de problemas para tomar medidas preventivas y correctivas.
- Se recomienda ampliar la investigación con fines geotécnicos para verificar la estratigrafía y el modelo considerados para validar la solución propuesta. En esta debe verificar especialmente las propiedades mecánicas, de deformación y espesor de UG-1 y UG-2. Esto puede realizarse con pruebas de geofísica, y ensayos triaxiales no drenados.
- Se aconseja realizar un estudio para determinar los rangos de variación de las propiedades mecánicas del terreno y realizar análisis de sensibilidad de los resultados por las variaciones esperables de esas propiedades. Lo anterior se puede realizar con análisis determinísticos con los valores extremos para determinar si la solución se encuentra dentro de los rangos seguros y análisis probabilísticos para determinar si el riesgo de la obra es aceptable.
- Se aconseja analizar la estabilidad de la excavación con otras alternativas tales como una pantalla de pilotes, corte apuntalados y construcción de pantallas en etapas para determinar si logran cumplir con la seguridad, los desplazamientos y la opción más económica.

- Es necesario que durante el proceso constructivo se lleve registro de la estratigrafía, calidad de los materiales encontrados, presencia de agua freática y desplazamientos en superficie de las construcciones vecinas para determinar si es necesario realizar algún ajuste en el diseño y asegurar que el muro se encuentre apoyado en la unidad geotécnica UG-3.
- A pesar de que las investigaciones indican que el nivel freático se encuentra bajo el nivel de fondo, se recomienda que se coloque un sistema de drenajes subhorizontales para evitar las presiones hidrostáticas en el muro del sótano.
- Se insta probar el primer anclaje con el procedimiento de ensayo de desempeño que se indica en las especificaciones para verificar la capacidad estimada en el diseño y determinar si es necesario ajustarlo.
- El proceso de excavación y colocación de la armadura y concreto de la pantalla debe ser valorado en términos de las condiciones geotécnicas. Se recomienda valorar la necesidad de colocación de lodos bentoníticos o encamisados para lograr la estabilidad de la excavación.
- Se recomienda que se verifique que no existen cimientos vecinos a una distancia menor a 1,9 m detrás de la pantalla para evitar problemas de daños por grietas pequeñas en las paredes. En caso de existir fundaciones de las construcciones vecinas a una distancia menor de la colindancia es necesario ajustar la ubicación de la pantalla para cumplir con esa distancia. También se puede considerar dentro de los costos las reparaciones de los vecinos y realizar la pantalla en la línea de colindancia. Finalmente, se puede colocar una línea de anclajes adicional entre la superficie y la primera línea de anclajes con una fuerza de diseño menor y que cumpla con el factor de seguridad por presión pasiva, la cual reducirá los desplazamientos horizontales.

## IX. Referencias

- ACG, Asociación Costarricense de Geotecnia. (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica* (2 ed.). Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- ACG, Asociación Costarricense de Geotecnia. (2015). *Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- American Institute of Steel Construction . (2010). *Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-10*. Illinois: American Institute of Steel Construction .
- Badillo, J., & Rodríguez, R. (2015). *Mecánica de Suelos Tomo 2 Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. México: Limusa S.A.
- Barton, N. (1988). Rock Mass Classification and Tunnel Reinforcement Selection Using The Q-System. En L. Kirkaldie, *Rock Classification Systems for Engineering Purposes* (págs. 59-88). Philadelphia: ASTM.
- Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 185-216.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineerin Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. *Rock Mehanics*, 189-236.
- Berg, R., & Christopher, B. (2009). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I*. Washington, D.C.: National Highway Institute.
- Berg, R., & Christopher, B. (2009). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume II*. Washington, D.C.: National Highway Institute.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications, A Complete Manual for Engineers an Geologists in minng Civil and Petroleum Engineering*. New York: John Wiley and Sons.
- Brockenbrough, R. L. (2009). *Highway Engineering Handbook: Building and Rehabilitating the Infrastructure*. MC Graw Hill.

- Broms, B. B. (1988). Design and Construction of Anchored and Strutted Sheet Pile Walls in Soft Clay. *Proceedings: Second International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, 1515-1550.
- Brown, W. (1993). *Standard Practice for Shotcrete. Manual No. 1110-2-2005*. Washington D.C.: U.S. Army Corps of Engineers.
- Calavera Ruiz, J. (2015). *Cálculo de Estructuras de Cimentación*. Madrid: Editorial INTEMAC S.A.
- Ceballos, F., Olalla, C., & Jiménez, R. (2014). Relationship between RMRb and GSI based on in situ data. *Conference: EUROCK Vigo 2014, ISRM European rock mechanics symposium. Vigo*.
- CFIA, Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2017). *Análisis de prefactibilidad técnica de un sistema de transporte masivo de personas en San José*. San José: Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica.
- Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias. (16 de Abril de 2018). *Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias*. Obtenido de Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias: [https://www.cne.go.cr/index.php/prevencie-desastres-menuprincipal-93/mapas-de-amenazas/cat\\_view/276-mapas-de-amenazas/286-san-jose/316-san-jose](https://www.cne.go.cr/index.php/prevencie-desastres-menuprincipal-93/mapas-de-amenazas/cat_view/276-mapas-de-amenazas/286-san-jose/316-san-jose)
- Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias. (16 de Abril de 2018). *Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias*. Obtenido de Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias: [https://www.cne.go.cr/index.php/prevencie-desastres-menuprincipal-93/mapas-de-amenazas/cat\\_view/276-mapas-de-amenazas/286-san-jose/316-san-jose](https://www.cne.go.cr/index.php/prevencie-desastres-menuprincipal-93/mapas-de-amenazas/cat_view/276-mapas-de-amenazas/286-san-jose/316-san-jose)
- CPERCSCR, Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica. (2011). *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- CPERCSCR, Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica. (2011). *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

- Das, B. (1993). *Principles of Soil Dynamics*. Boston: PWS-Kent Publishing Company.
- Das, B. (2006). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. Mexico: Editorial Cengage Learning S.A.
- Das, B. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: Editorial Cengage Learning S.A.
- Deere, D., & Deere, D. (1988). The Rock Quality Designation (ROD) Index. En L. Kirkaldie, *Rock Classification Systems for Engineering Purposes* (págs. 91-101). Philadelphia: ASTM.
- Del Cañijo Peralte, L., Escario Ubarri, V., Faraco Muñoz, C., Fort Lopez-Tello, L., De Justo Alpañes, J. L., Llorens Alcon, M., . . . Uriel Romero, S. (1980). *Geotecnia y Cimientos III Segunda Parte. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la Geotecnia*. Madrid: Editorial Rueda.
- Denver, P., & Alvarado, G. (2007). *Mapa geológico de Costa Rica.- Escala 1:400 000*,. San José: Librería Francesa.
- Denyer, P., Montero, W., & Alvarado, G. (2013). *Atlas Tectónico de Costa Rica*. San Pedro: Universidad de Costa Rica.
- Dirección Técnica. (2001). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera*. Madrid: Dirección General de Carreteras.
- Elias, V., Fishman, K., Christopher, B., & Berg, R. (2009). *Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes FHWA-NHI-09-087*. Washington, D.C.: National Highway Institute.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- Goodman, R. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. Delhi: Wiley.
- Goodman, R., & Shi, G.-h. (1985). *Block Theory and Its Application to Rock Engineering*. Englewood Cliffs: Prentice-Hall.
- Google. (15 de setiembre de 2019). *Google Maps*. Obtenido de Google Maps: <https://www.google.com/maps/@9.9309198,-84.1074772,15.52z>

- Hannigan, P., Rausche, F., Likins, G., Robinson, B., & Becker, M. (2016). *Geotechnical Engineering Circular No. 12 – Volume I Design and Construction of Driven Pile Foundations (FHWA-NHI-16-009)*. Washington, DC: Federal Highway Administration.
- Hannigan, P., Rausche, F., Likins, G., Robinson, B., & Becker, M. (2016). *Geotechnical Engineering Circular No. 12 - Volume II Design and Construction of Driven Pile Foundations, FHWA-NHI-16-010*. Washington: National Highway Institute.
- Hidalgo, P., Alvarado, G., & Linkimer, L. (2004). La Lavina del Valle Central (Costa Rica): ¿Lahar o Debris Avalanche?”. *Revista Geológica de America Central*, 101-109.
- Highway Subcommittee on Bridges and Structures. (2012). *AAS HTO LRFD Bridge Design Specifications Customary U.S. Units 2012*. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. Vancouver.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition. *5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC*, (págs. 267-271).
- Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados. (31 de Marzo de 2019). Obtenido de <https://www.aya.go.cr/proyectos/SitePages/Detalle%20del%20proyecto.aspx?spidProyecto=22>
- Koerner, R. (1999). *Designing with Geosynthetics*. New Jersey: Prentice Hall.
- Lazarte, C. A., Robinson, H., Gómez, J. E., Baxter, A., Cadden, A., & Berg, R. (2015). *Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls-Reference Manual (FHWA-NHI-14-007)*. Washington D.C.: Federal Highway Administration.
- Long, J., Weatherby, D., & Cording, E. (1988). *Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls, Volume I: Current Practice and Limiting Equilibrium Analyses, FHWA-RD-98-065*. Virginia: Federal Highway Administration, Research and Development.
- Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos. (15 de mayo de 2018). Obtenido de Productos



[http://exnet.mivah.go.cr/PRUGAM/IFAS/Mapas\\_Introductorios/3\\_CR\\_y\\_geotecnica\\_Regional.jpg](http://exnet.mivah.go.cr/PRUGAM/IFAS/Mapas_Introductorios/3_CR_y_geotecnica_Regional.jpg)

- MOPT, Ministerio de Obras Públicas y Transportes. (2010). *Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes CR-2010*. San José: Ministerio de Obras Públicas y Transportes.
- Munfakh, G., Samtani, N., Castelli, R., & Wang, J.-N. (1998). *Earth Retaining Structures Reference Manual*. Washington D.C.: National Highway Institute.
- Naval Facilities Engineering Command. (1986). *DM-7.01 Soil Mechanics*. Virginia: Naval Facilities Engineering Command.
- Palmström, A. (1996). RMI - a system for characterizing rock mass strength for use in rock engineering. *Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology*, 1-40.
- Palmström, A. (2003). Recientes Desarrollos en la Estimación del sostenimiento en roca mediante el RMI. *Dyna*, 23-43.
- Productos de Concreto S.A. (6 de mayo de 2018). *Productos de Concreto*. Obtenido de [http://www.productosdeconcretocr.com/files/products/15\\_cat\\_esp\\_pilotes\\_prefabricados.pdf](http://www.productosdeconcretocr.com/files/products/15_cat_esp_pilotes_prefabricados.pdf)
- Quesada Román, A. (2016). *Peligros geomorfológicos: inundaciones y procesos de ladera en la cuenca alta del río General, Pérez Zeledón, Costa Rica*. México D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Quesada, P. (22 de Junio de 2015). MOPT realiza estudios para definir si hace túnel o viaducto en autopista Florencio del Castillo. *La Prensa Libre*.
- Rico, A., & Del Castillo, H. (2016). *La Ingeniería de Suelos En las Vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas Volumen 1*. México: Limusa.
- Rico, A., & Del Castillo, H. (2016). *La Ingeniería de Suelos En las Vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas Volumen 2*. México: Editorial Limusa S.A.
- Rico, A., & Del Castillo, H. (2016). *La Ingeniería de Suelos En las Vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas Volumen 2*. México: Editorial Limusa S.A.
- Rocscience Inc. (8 de Abril de 2019). *Rocscience*. Obtenido de <https://www.rocscience.com/software/rs2>

- Rocscience Inc. (12 de Mayo de 2019). *Rocscience Inc.* Obtenido de Rocscience Inc.: [https://www.rocscience.com/help/unwedge/pdf\\_files/theory/unwedge\\_theory.pdf](https://www.rocscience.com/help/unwedge/pdf_files/theory/unwedge_theory.pdf)
- Rocscience Inc. (7 de Abril de 2019). *Rocscience.* Obtenido de <https://www.rocscience.com/software/unwedge>
- Sabatini, P. J., Pass, D. G., & Bachus, R. C. (1999). *Geotechnical Engineering Circular No. 4, Ground Anchors and Anchored Systems (FHWA-IF-99-015)*. Washington D.C.: Federal Highway Administration.
- Sáenz, S. (2016). *Notas del curso Empuje de Tierras y Estabilidad de Taludes PF-3924*. San José.
- Samtani, N., & Nowatzki, E. (2006). *Soils and Foundations Reference Manual – Volume II (FHWA NHI-06-089)*. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.
- Schmidt, V., Moya, A., Climent, Á., Rojas, W., & Boschini, I. (2005). *Microzonificación Sísmica de San José, Costa Rica*. San José: Editorial de la Universidad de Costa Rica.
- Shamsabadi, A. (2011). *California Department of Transportation Trenching & Shoring Manual*. California: California Department of Transportation.
- Software-Escuela de Ingeniería Civil*. (30 de marzo de 2018). Obtenido de Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales: <http://www.lanamme.ucr.ac.cr/index.php/2012-04-10-18-56-53/enlaces-de-inter%3%A9s/160-informaci%3%B3n-para-estudiantes-de-licenciatura-y-maestr%3%ADa/1035-software-2.html>
- Stark, T., Choi, H., & McCone, S. (2005). Drained Shear Strength Parameters for Analysis. *Journal Geotechnica; Geoenvironmental. Engineering*, 575-588.
- Tapia, M. (2017). *Notas del curso de Excavaciones Subterráneas PF-3928*. San José.
- The Reinforced Earth Company. (6 de Noviembre de 2011). *The Reinforced Earth*. Obtenido de <https://reinforcedearth.com/resources/specifications/>
- Tomlinson, M. (2012). *Cimentaciones Diseño y Construcción*. México: Editorial Trillas S.A.
- U.S. Army Corps of Engineers. (1991). *Design of Pile Foundation EM 1110-2-2906*. Washington DC: Department of the Army.

- U.S. Army Corps of Engineers. (2003). *Engineering and Design Slope Stability EM 1110-2-1902*. Washington, DC: Department of the Army.
- Universidad de Costa Rica. (15 de Abril de 2018). *Portal de Revistas Académicas*. Obtenido de <https://revistas.ucr.ac.cr/index.php/geologica/article/view/13056/12325>
- Vargas, W. (2017). *Notas del curso de Mecánica de Suelos Avanzada PF-3918*. San José.
- Vlachopoulos, N., & Diederichs, M. (2009). Improved longitudinal displacement profiles for convergence-confinement analysis of deep tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 131-146.
- Williams, O. (1997). *Engineering and design. Tunnels and Shafts in Rock. Manual No 1110-2-290*. Washington D.C.: U.S. Army Corps of Engineers.