
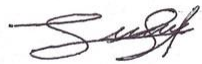






GEOMEKCA[®]

INGENIERÍA

CÓDIGO DE DOCUMENTO	1077.NTC.23.DIS.IN
TÍTULO	Memoria de cálculo de muro y pantalla anclada V0.0 en calle La Cruzada, Salitral, Santa Ana
DE DOCUMENTO	281.23.TA.MSANA02
PROYECTO	Diseño integral y completo, planos constructivos, presupuesto detallado, mano de obra y materiales para estabilización de talud con enfoque de gestión del riesgo. L.A. No.2022LA-000037-0002400001
CLIENTE	106COCR Municipalidad de Santa Ana
	
ELABORÓ	IC-22556
FECHA	Ing. Isaac Hernández
	13/03/2023
	FIRMA
	
ELABORÓ	IC-34385
FECHA	Ing. Isaac Núñez
	13/03/2023
	FIRMA
	
REVISÓ Y APROBÓ:	IC-9247
FECHA	Ing. Marlon Jiménez
	13/03/2023
	FIRMA
	

Contenido

1	Introducción.....	3
2	Ubicación y descripción de la obra.....	5
3	Insumos generados para el diseño	8
4	Análisis geotécnico.....	9
5	Aspectos de seguridad y diseño.....	12
6	Resultados del análisis de estabilidad de taludes.....	15
7	Verificación estructural del muro anclado de concreto lanzado.....	21
8	Referencias bibliográficas	34

Este documento se ha formateado para su impresión
en ambas caras de la hoja.

La propiedad intelectual de este documento pertenece
a Geomekca Ingeniería S.A. Se prohíbe su
reproducción sin previo consentimiento.



1 Introducción

En esta memoria de cálculo se presenta la obra geotécnica propuesta mediante la gestión del riesgo para la estabilización de un talud ubicado en la Calle La Cruzada, Distrito Salitral, Cantón de Santa Ana, provincia de San José.

El proyecto se desarrolló mediante la Licitación Abreviada No.2022LA-000037-0002400001, que fue promovida por la Municipalidad de Santa Ana y que lleva por título: “Diseño integral y completo, planos constructivos, presupuesto detallado, mano de obra y materiales para estabilización de talud con enfoque de gestión del riesgo”. El número de orden de compra de bienes y servicios es: 41824.

La obra diseñada por Geomekca Ingeniería S.A., será construida por Geointer de Costa Rica S.A., y está basada en el enfoque de gestión de riesgo. Consiste en la construcción de un muro de retención de concreto lanzado reforzado con ballas de acero y que será anclado al terreno, así como una pantalla de concreto lanzado que se integra estructuralmente al muro y que requiere anclarse al terreno mediante anclajes de entre 6 a 9 metros de profundidad.

Adicionalmente, dentro de las obras propuestas se incluyen obras de manejo de aguas pluviales, que incluyen un pozo de desfogue pluvial, una cuneta y un dissipador de energía en la salida de la cuneta. El objetivo principal de la obra es estabilizar el talud y prevenir el riesgo de deslizamiento, con el fin de garantizar la seguridad de las personas y vehículos que transitan por la zona.

Para el diseño de la obra se tuvo en cuenta la caracterización geotécnica del sitio realizada por la empresa Castro y De La Torre S.A., bajo la coordinación de Geointer y Geomekca. Mediante dicha investigación, se identificaron cuatro unidades geotécnicas, determinadas con estudios de investigación que incluyeron ensayos de penetración estándar (SPT) y ensayos geofísicos.

Así, se determinó que la primera unidad geotécnicas está compuesta por suelos y materiales de relleno. La segunda unidad geotécnica se caracterizó como una roca descompuesta, a la cual le subyace una tercera unidad geotécnica conformada por roca meteorizada. Finalmente, la cuarta unidad geotécnica está constituida por el basamento rocoso a nivel local.

Todas las unidades geotécnicas presentan en común, la presencia de un material limo arenoso que, conforme se descende en el perfil estratigráfico, mejora sus propiedades y consecuentemente, se produce un aumento de bloques de roca de mayor tamaño.



Con el fin de garantizar la seguridad de la obra, se llevó a cabo la evaluación de la estabilidad del talud para verificar los factores de seguridad para todos los escenarios, con base en lo requerido por la normativa nacional vigente (Código Geotécnico de Estabilidad de Taludes y Laderas de Costa Rica, 2015).

Para el análisis y posterior diseño, se modelaron distintas condiciones, tales como condición estática y pseudoestática, donde se incorporó la saturación del terreno. Asimismo, se llevó a cabo una verificación estructural del muro anclado, y la pantalla de concreto lanzado para asegurar su correcto funcionamiento estructural.

Los resultados obtenidos muestran que, con las obras de estabilización, los valores del factor de seguridad obtenidos son acordes con lo solicitado en la normativa, con lo cual se gestiona el riesgo de deslizamiento del talud. Adicionalmente, el muro anclado permitirá completar el ancho de la calzada el cual se había reducido a causa del deslizamiento. Así, la seguridad de los que transitan por vehículo se ve incrementada y, en consecuencia, el riesgo se reduce de forma sustantiva.



2 Ubicación y descripción de la obra

El talud por estabilizar se ubica en la Calle La Cruzada, distrito Salitral, cantón de Santa Ana, provincia San José. Se trata de una obra de estabilización del talud que consiste en un muro de anclado de concreto lanzado reforzado, que sirve de retención de una parte del relleno del carril externo de la calle y que, en conjunto con una pantalla de concreto lanzado con anclajes pasivos de entre 6 m y 9 m de longitud, permiten estabilizar el talud.

El muro fue diseñado para soportar el peso y la presión del suelo que se encuentra en la ladera y producto de la sobrecarga en la parte superior debido al tránsito vehicular. Además, se propone una pantalla de suelo cosido que consiste en fijar los anclajes a una profundidad adecuada en el suelo para proporcionar una mayor estabilidad al muro. La obra de estabilización del talud se realizó con el objetivo de gestionar el riesgo de deslizamiento y garantizar la seguridad de las personas que transitan por la zona.

En la Figura 1, se presenta la ubicación geográfica del sitio en análisis, mientras que en la Figura 2, se presenta un esquema de la planta de obras de estabilización.

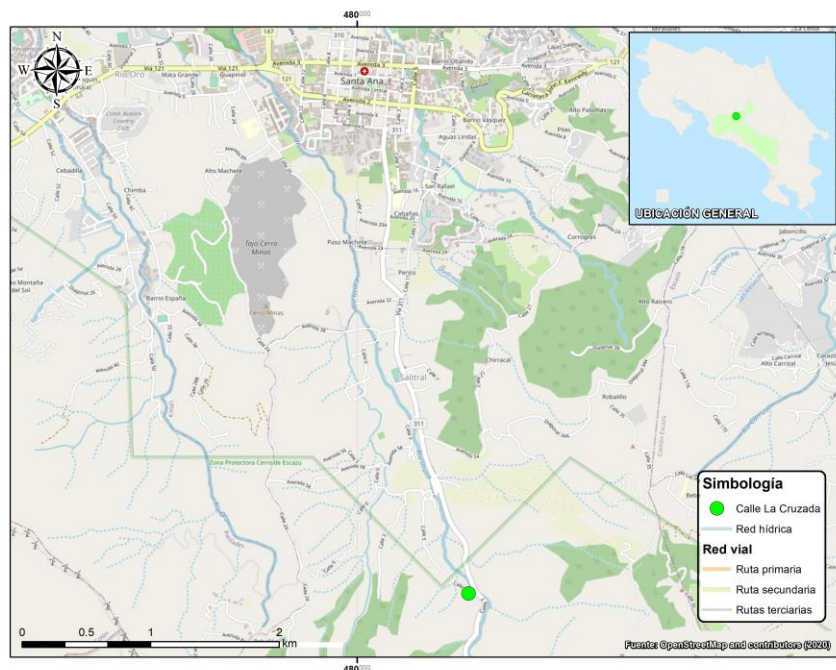


Figura 1. Ubicación del sitio de las obras, calle La Cruzada, Salitral, Santa Ana.

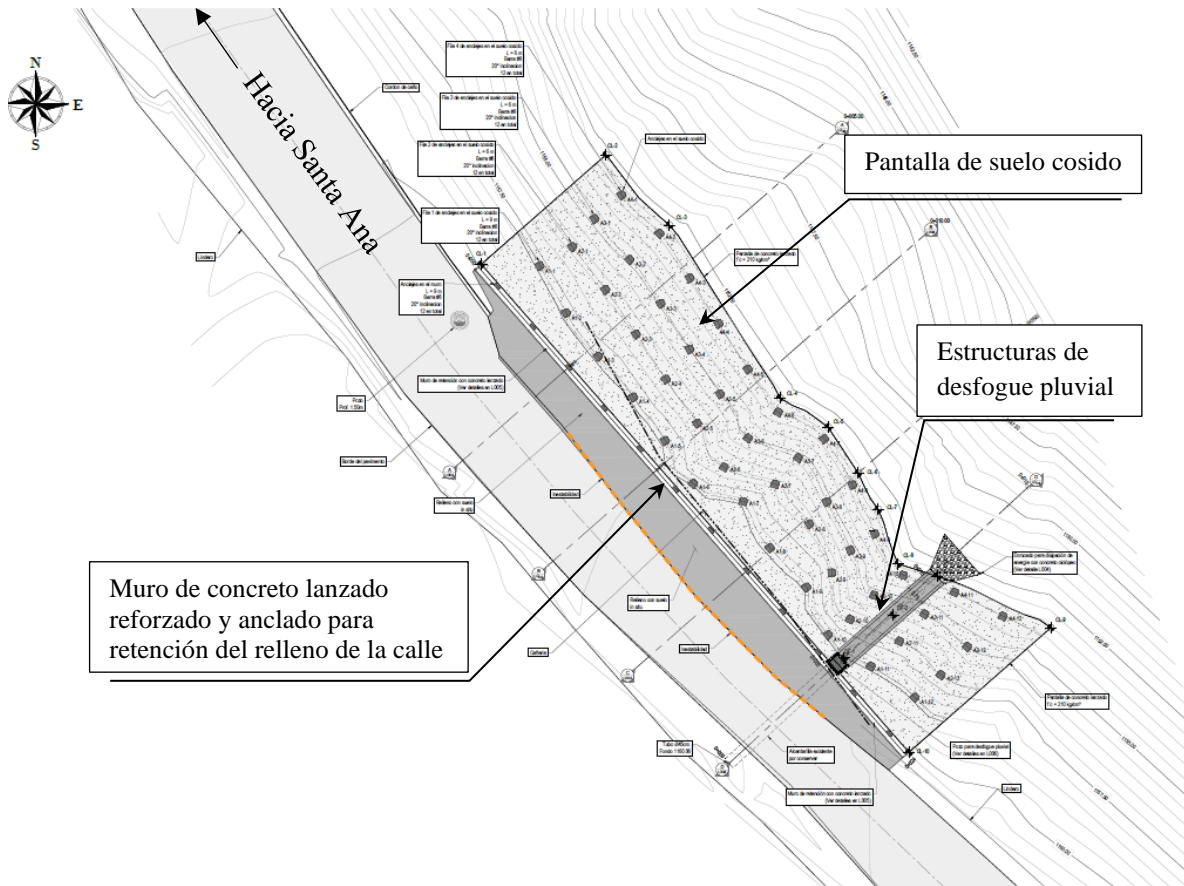


Figura 2. Esquema de estabilización en calle La Cruzada, Salitral, Santa Ana.

En la Figura 3 se presenta el esquema de la sección transversal de la estabilización del talud planteado.

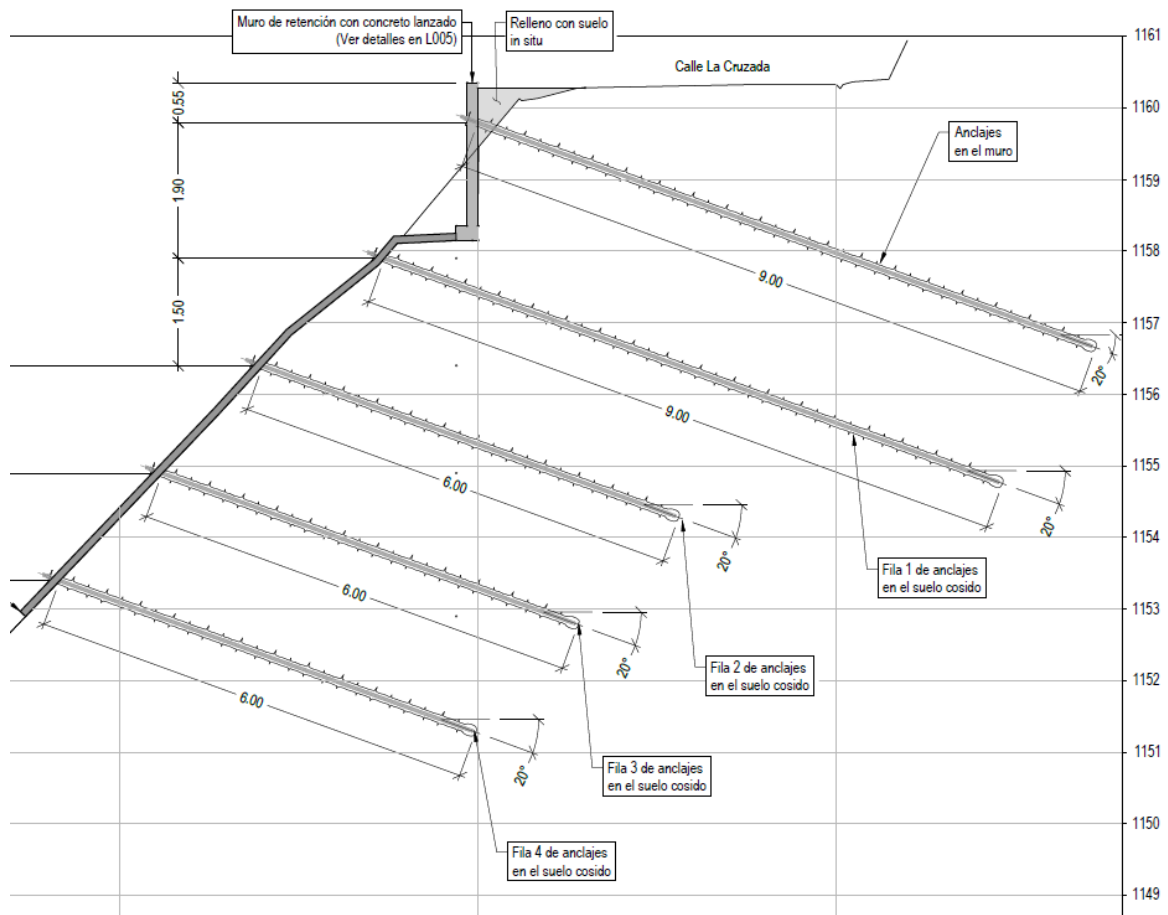


Figura 3. Perfil de obras de estabilización en calle La Cruzada, Salitral, Santa Ana.

3 Insumos generados para el diseño

La información generada para este estudio con enfoque de gestión de riesgo y que fue utilizada para el diseño de las obras es la siguiente:

- Castro y De La Torre (2023). Informe de estudio geofísico-geotécnico y de análisis de estabilidad local de taludes. Proyecto de pantallas ancladas, suelos cosidos y muros de retención en distrito de Salitral, San Ana. 48 págs. San José, Costa Rica
- GEOINTER (2023). Curvas de nivel a cada metro en levantamiento topográfico en calle La Cruzada, Salitral, Santa Ana. Archivo en CAD.



4 Análisis geotécnico

A continuación, se presentan los principales resultados obtenidos mediante el análisis geotécnico.

4.1 Unidades geotécnicas identificadas

Para la definición del modelo geotécnico, se han utilizado los resultados de los valores del estudio geotécnico realizado por Castro y De La Torre ejecutado en el informe de Estudio de suelos realizado en el sitio objeto del estudio.

En la Tabla 1 se presenta la descripción de las unidades geotécnicas identificadas en el sitio.

Tabla 1. Descripción de las unidades geotécnicas.

Unidad Geotécnica	Descripción
UG 1: Suelos y relleno	Suelos cohesivos y de relleno
UG 2: Roca descompuesta	Suelos residuales con presencia de bloques de roca
UG 3: Roca meteorizada	Roca meteorizada y fracturada
UG 4: Basamento rocoso	Roca sana fracturada

4.2 Valores de las propiedades geomecánicas

A continuación, en la Tabla 2 se presentan los valores de las propiedades de cada una de las unidades geotécnicas.



Tabla 2. Valores de las propiedades geomecánicas usadas para análisis y diseño.

Descripción de las UG	Peso unitario, γ (kN/m ³)	Cohesión, c (kPa)	Ángulo de fricción, ϕ (grados)
UG 1: Suelos y relleno	15.5	20	20
UG 2: Roca descompuesta	16.5	40	25
UG 3: Roca meteorizada	18.5	60	30
UG 4: Basamento rocoso	20	100	38

Como puede observarse, las propiedades de resistencia al corte de UG 1 se han considerado en esfuerzos totales y, por ende, se ha considerado que está saturada a pesar de que no se observó presencia de aguas subterráneas aflorando en los taludes. En las perforaciones SPT realizadas no se encontró un nivel freático.

4.3 Modelo geotécnico

En la Figura 4 se presenta la expresión gráfica del modelo geotécnico, donde se visualizan cuatro unidades geotécnicas principales. Adicionalmente, se observa la sobrecarga en la calle, producto del tránsito vehicular.

En la definición del modelo geotécnico no se consideró un nivel freático, porque no se ha observado. Sin embargo, de manera conservadora, la UG 1 y la UG 2 se ha considerado en condición saturada por lo que sus propiedades de resistencia al corte se han definido en la condición de esfuerzos totales o no drenadas.



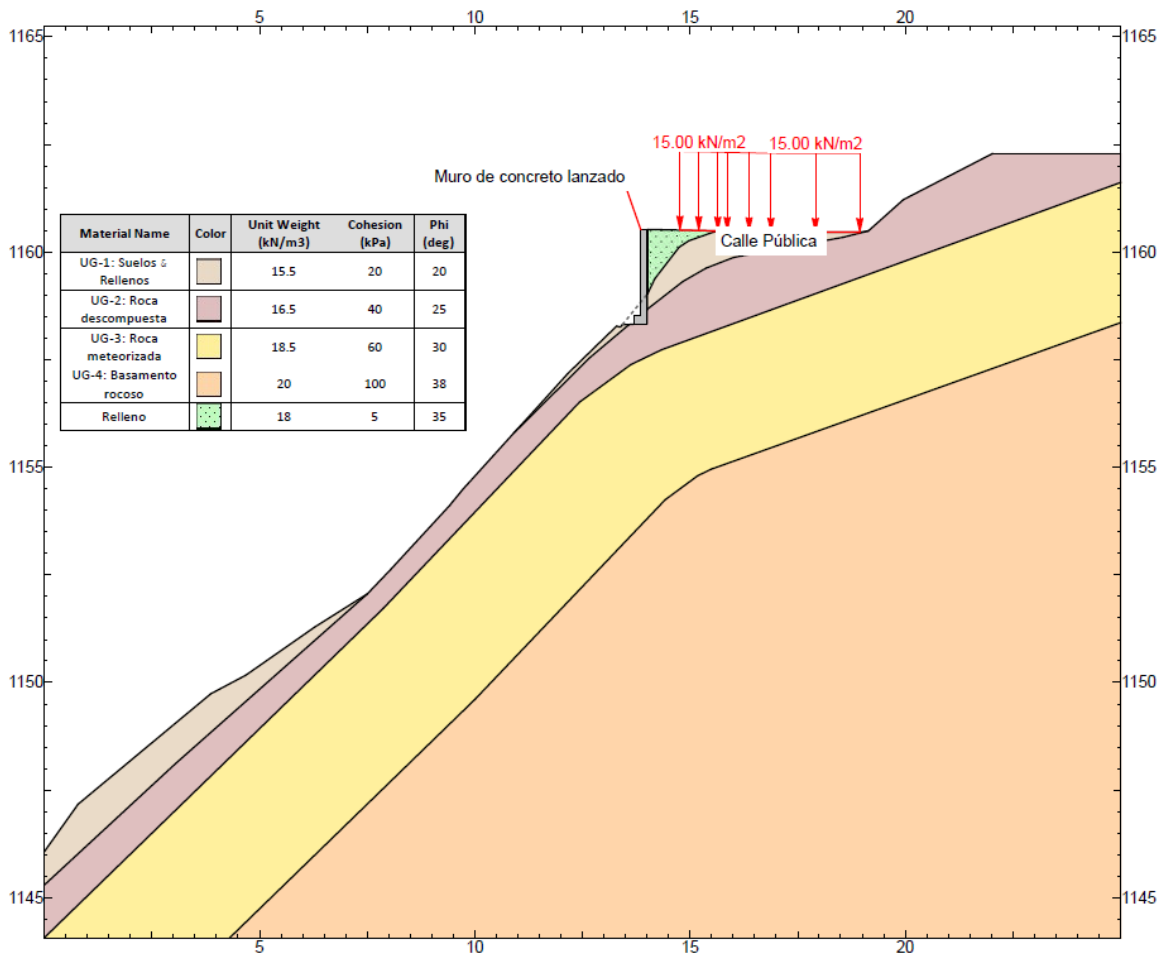


Figura 4. Modelo geotécnico para el análisis de estabilidad de taludes.



5 Aspectos de seguridad y diseño

A continuación, se describen las premisas de los análisis de estabilidad realizados. Las definiciones aquí usadas son las del Código Geotécnico de Estabilidad de taludes y Laderas de Costa Rica (2015), en adelante CGTLCR15.

5.1 Definición del nivel de seguridad

De acuerdo con lo indicado en el CGTLCR-15, Capítulo 2, apartado 2.1 *Definición del Nivel de Seguridad* y 2.2 *Factores de Seguridad Mínimos para Taludes en General*, para los taludes definitivos de suelo cosido se han clasificado como un sitio de riesgo MEDIO contra pérdida de vidas humanas y como MEDIO para el nivel de riesgo contra daños económicos.

5.2 Análisis estático

Los análisis en condición estática se refieren a una modelación del sitio en el cual no se introduce una carga de sismo. Por lo tanto, se considera que en un caso actúan únicamente las cargas gravitacionales sobre el modelo y en otro caso, las cargas gravitacionales más las presiones hidrostáticas por saturación del suelo, lo que induce a utilizar los parámetros de resistencia del suelo en condiciones no drenadas.

5.3 Análisis pseudoestático

Los análisis en condición pseudoestática se refieren a una modelación del sitio en el cual se introduce una carga horizontal para simular la sacudida sísmica. En el análisis pseudoestático, se ha considerado la actuación de las cargas gravitacionales sobre el modelo, en una condición no drenada del suelo.

En este tipo de análisis se utiliza la misma zonificación sísmica descrita en el Código Sísmico de Costa Rica, 2010 (en adelante CSCR-10) y el tipo de perfil stratigráfico que se encuentra



en el sitio, para la determinación de un factor de aceleración sísmica que se utiliza en los análisis de estabilidad.

El sitio de estudio se ubica en la Zona III (Zona sísmica del cantón de Santa Ana, San José) y en un tipo de sitio S2 (definido a partir del promedio ponderado de la velocidad de onda cortante V_s en los 30 m superficiales del depósito), por lo que el coeficiente pseudoestático horizontal corresponde a 0,20 para taludes de carácter permanente. En la Tabla 3 se resalta el valor seleccionado.

Tabla 3. Coeficiente pseudoestático horizontal requerido con un periodo de retorno de 475 años.

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S2	0,15	0,20	0,20

5.4 Factores de seguridad admisibles

A partir de la definición del nivel de seguridad del sitio, se obtienen los valores de los factores de seguridad mínimos que se muestran resaltados en la Tabla 4 para los taludes permanentes. Se tomó como factor de seguridad admisible un valor de 1.40 para la condición estática y 1.05 para la condición pseudoestática.

Tabla 4. Factor de seguridad requerido para diseño de taludes permanentes.

Condición de análisis	Riesgo de pérdida de vidas	Riesgo de daños económicos y ambientales	Factor de seguridad requerido
Estática	Medio	Medio	1,40
Pseudoestática	Medio	Medio	1,05



5.5 Programa utilizado en los análisis de estabilidad de taludes

Los análisis de estabilidad se realizaron utilizando el software Slide2 de Rocscience®. El Slide2 Versión 9.025 2022 es un programa en el que se utiliza el método de equilibrio límite (E.L.). Mediante el programa, en el que se introduce el modelo geotécnico del terreno, se efectúan los análisis de estabilidad tomando en cuenta los métodos de Bishop, Spencer y Sarma.

El programa incluye varios modelos de resistencia. En este caso particular, se utilizó el criterio de falla Mohr-Coulomb. Mediante los análisis se determinaron más de 5000 posibles superficies de deslizamiento que se filtraron para obtener la superficie de deslizamiento que genera el factor de seguridad mínimo del talud.

Adicionalmente, de acuerdo con el criterio experto, se han analizado superficies de falla no circulares que son las que generan los valores del factor de seguridad más bajo y que, en el caso en estudio, por la disposición de las UG, son las de mayor probabilidad de ocurrencia. Geomekca Ingeniería, cuenta con la licencia actualizada y capacitación en el modelaje del terreno con el programa Slide2, ambos adquiridos al fabricante Rocscience®, con lo cual se garantiza su uso correcto y la confiabilidad de los resultados obtenidos, partiendo también de la base de una adecuada modelación geotécnica del terreno.



6 Resultados del análisis de estabilidad de taludes

En este apartado se presentan los resultados de los análisis de los taludes en condición natural, luego con obras de estabilización donde únicamente se ha implementado el muro y posteriormente la adición de la pantalla de concreto lanzado y los anclajes en el terreno necesarios para alcanzar las condiciones requeridas.

A continuación, en la Tabla 5 se presentan los resultados de los análisis de estabilidad obtenidos en las condiciones de carga externa.

Tabla 5. Resultados de los análisis de estabilidad de taludes.

Condición de análisis	FS obtenido	FS requerido	Verificación de cumplimiento
Estático, sin obras	2.70	1.40	Cumple
Pseudoestática, sin obras	2.05	1.05	Cumple
Estático con saturación	0.79	1.40	No cumple
Estático con muro de retención	2.57	1.40	Cumple
Pseudostático con muro de retención	2.02	1.05	Cumple
Estático, saturado, con muro de retención	0.91	1.40	No cumple
Estático, saturado, con muro anclado	2.18	1.40	Cumple
Pseudostático, saturado, con muro anclado	1.90	1.05	Cumple

Como puede observarse, la condición crítica ocurre cuando el talud se satura por la presencia de lluvia concentrada en pocas horas o por una lluvia persistente durante varios días. Ambas formas de precipitación tienen potencial de saturar el talud (que en la estación seca está drenado) y dispara la inestabilidad. No obstante, cuando se implementan las obras en el análisis, se alcanza la condición de estabilidad requerida aún para la condición de saturación.



En la Figura 5 y en la Figura 6 se presentan las salidas gráficas del programa de análisis de estabilidad en el primer escenario que representa el talud natural sin ejecución de obras, donde se muestra la superficie crítica de falla del talud con su respectivo valor del FS para la condición de análisis estática y para la pseudoestática. Se puede observar que los valores de FS son aceptables, sin embargo, cuando se incluye la variable de saturación de la UG-2 (Figura 7), los factores de seguridad no cumplen y se muestran que es visible la necesidad de implementación de obras de estabilización.

Debido a esto, en las Figura 8 y Figura 9 se presentan las salidas gráficas con la implementación de un muro de retención en la parte superior de la ladera, como se puede observar los factores de seguridad para la condición estática y pseudoestática resultan aceptables, pero no así para la verificación de la UG-2 en condición saturada (Figura 10), de esta manera, es necesario la implementación de una solución más robusta.

En la Figura 11 y Figura 12 se ha modelado el escenario con la implementación de la pantalla de concreto lanzado que corresponde a la construcción de un suelo cosido en la parte inferior del muro en conjunto con anclajes separados a cada 2.0 m tanto en dirección horizontal como vertical y $F_y = 210$ kN. Puede observarse que los resultados obtenidos para las condiciones analizadas muestran que los valores de FS son aceptables para el nivel de seguridad planteado.

Nótese que, para todos los escenarios se han considerado las superficies de falla no circulares que resultan ser más críticas que las circulares. Sin embargo, los valores del FS obtenidos son mayores a los requeridos en la normativa nacional vigente.



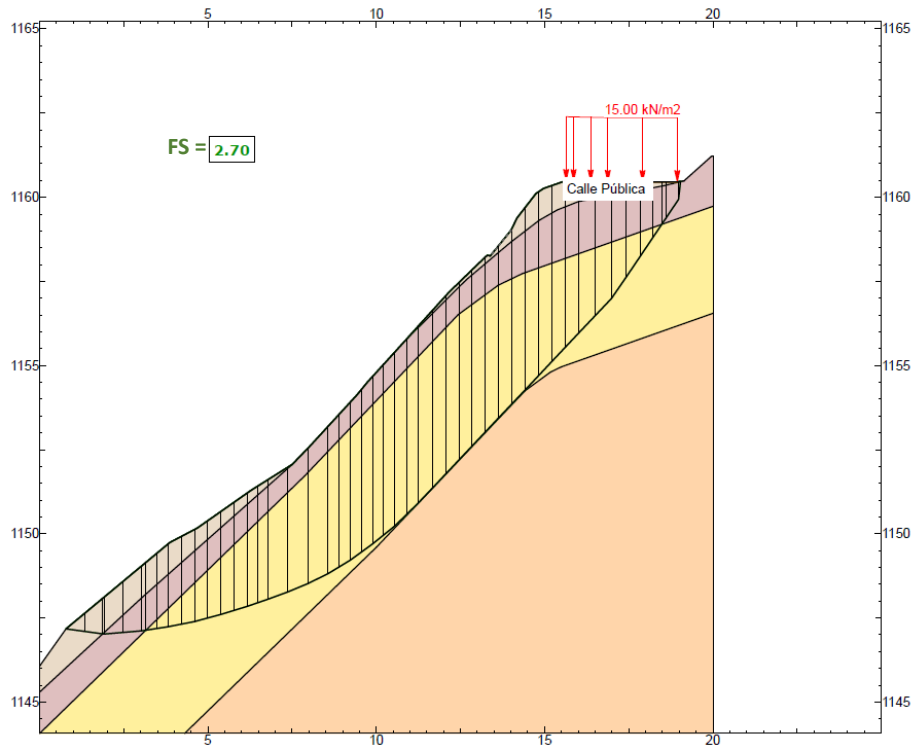


Figura 5. Análisis de estabilidad en condición estática.

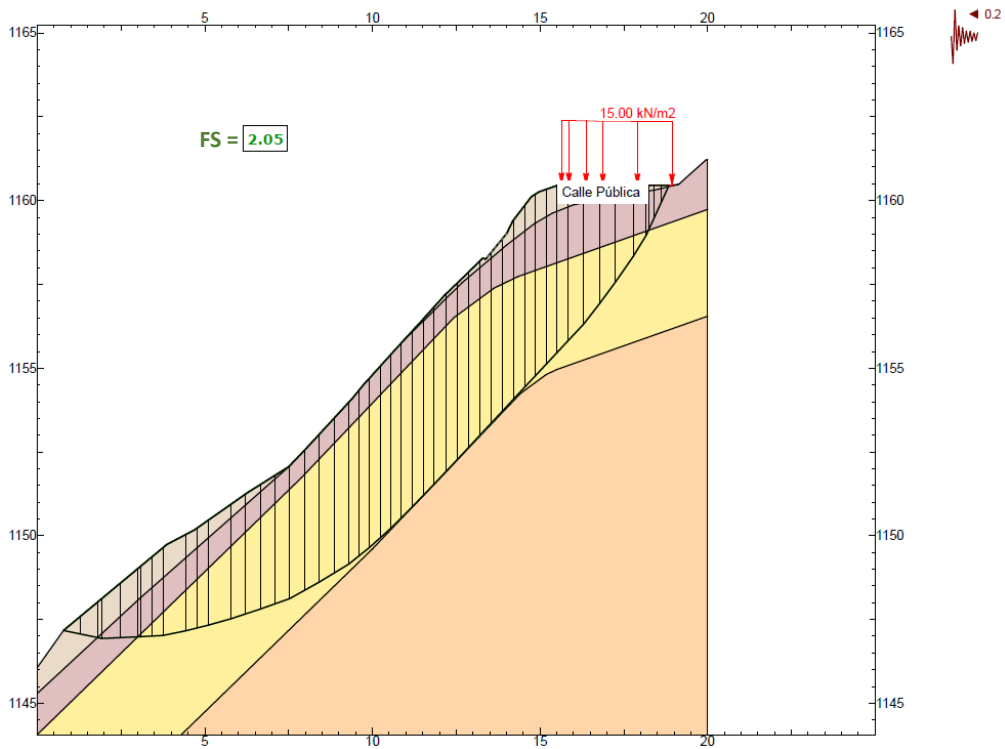


Figura 6. Análisis de estabilidad en condición pseudoestática.



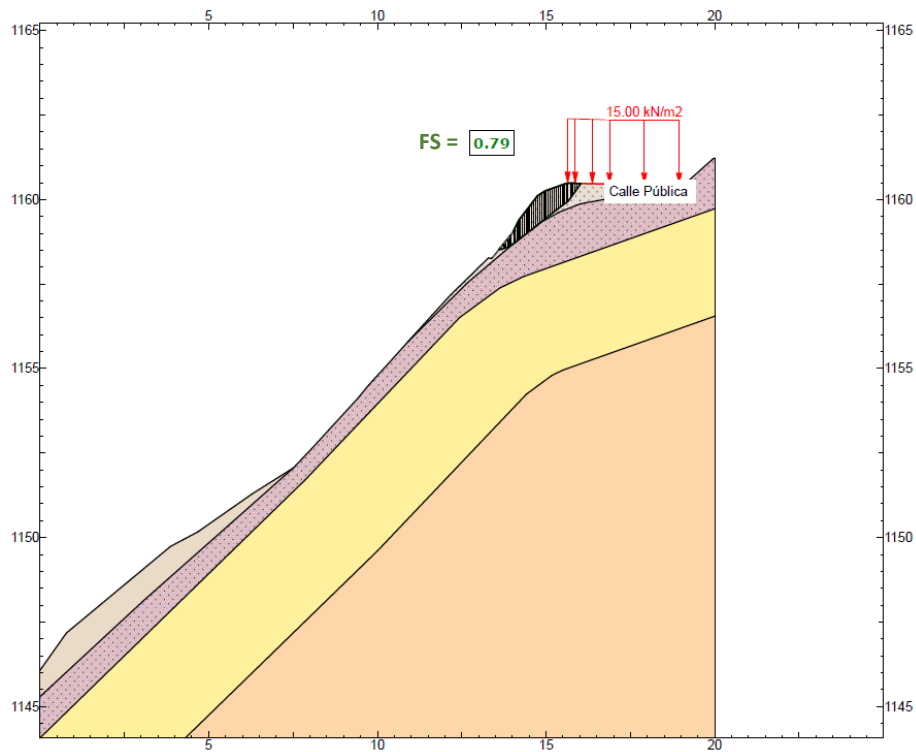


Figura 7. Análisis de estabilidad en condición estática con saturación del terreno

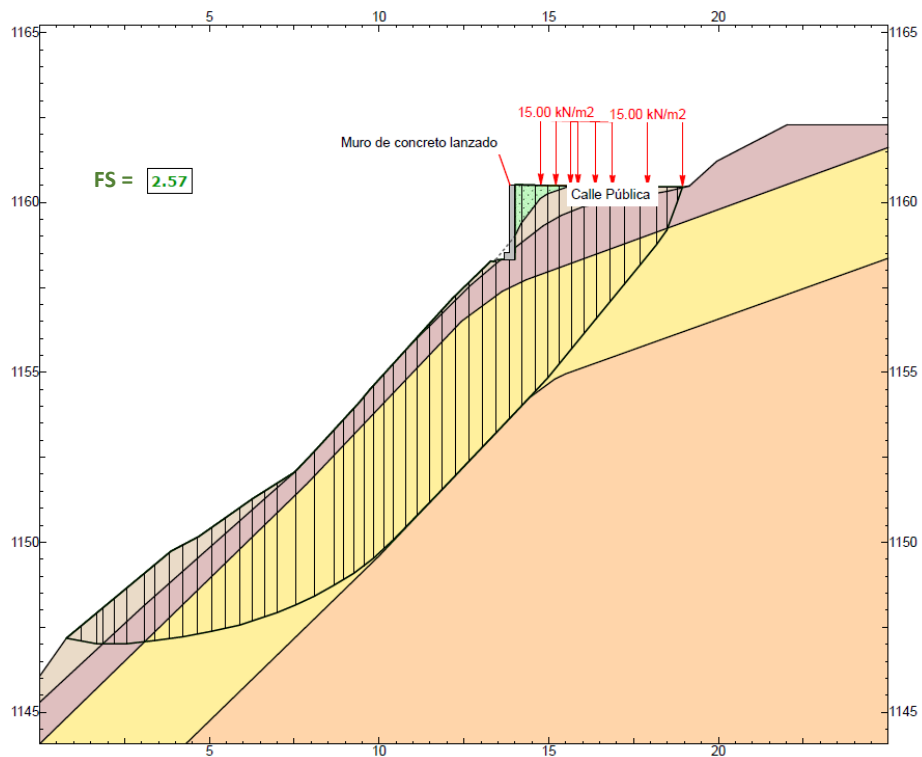


Figura 8. Análisis de estabilidad en condición estática, con muro de retención.

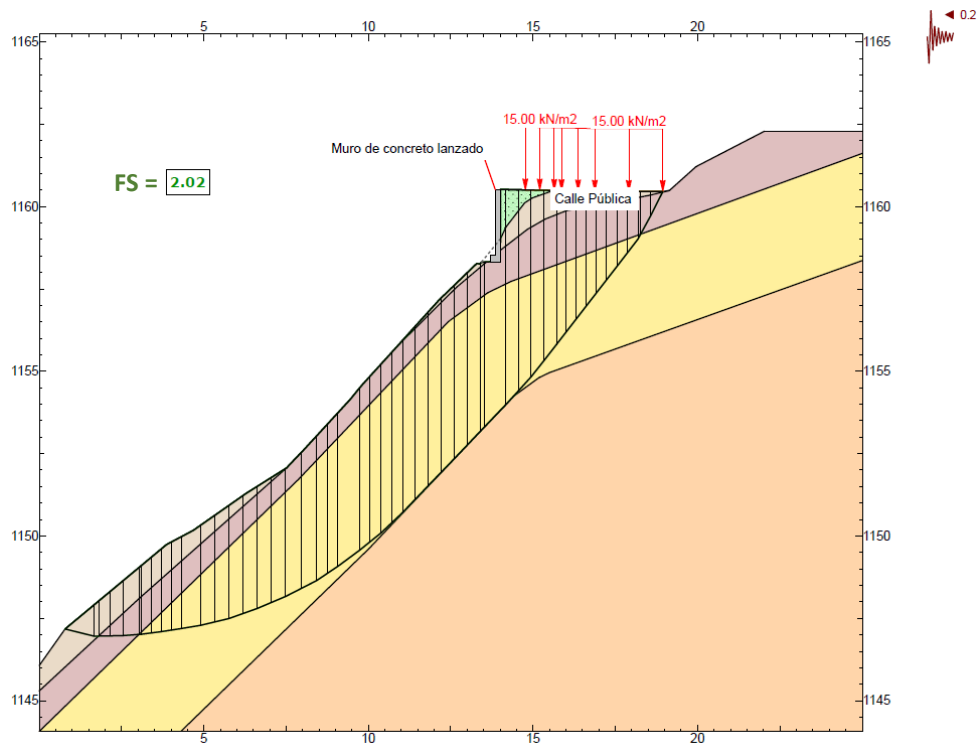


Figura 9. Análisis de estabilidad en condición pseudoestática, con muro de retención.

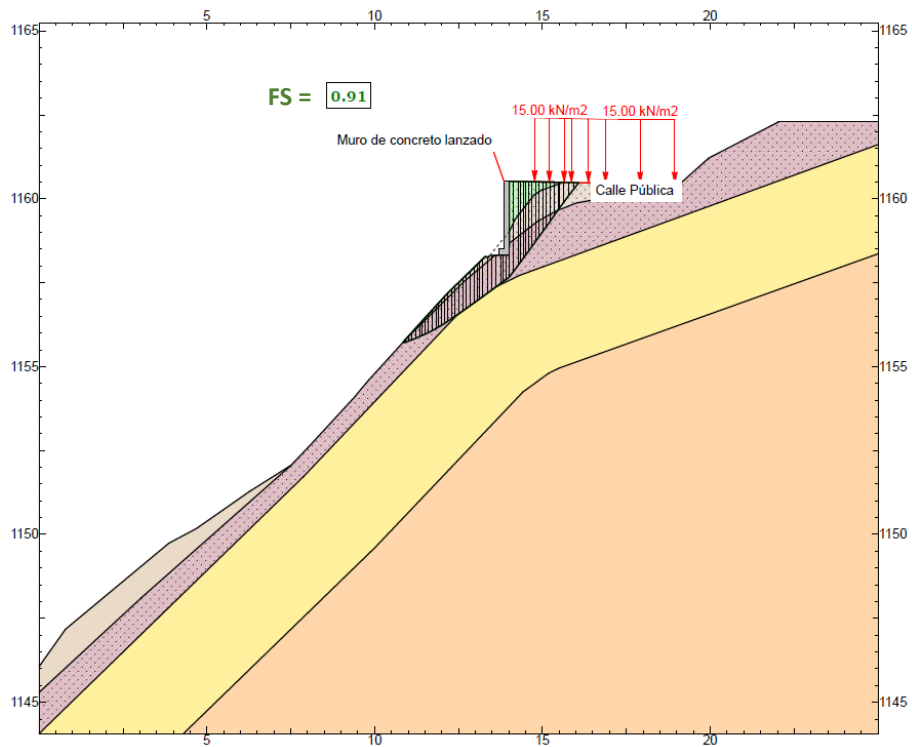


Figura 10. Análisis de estabilidad en condición estática, con saturación y muro de retención.

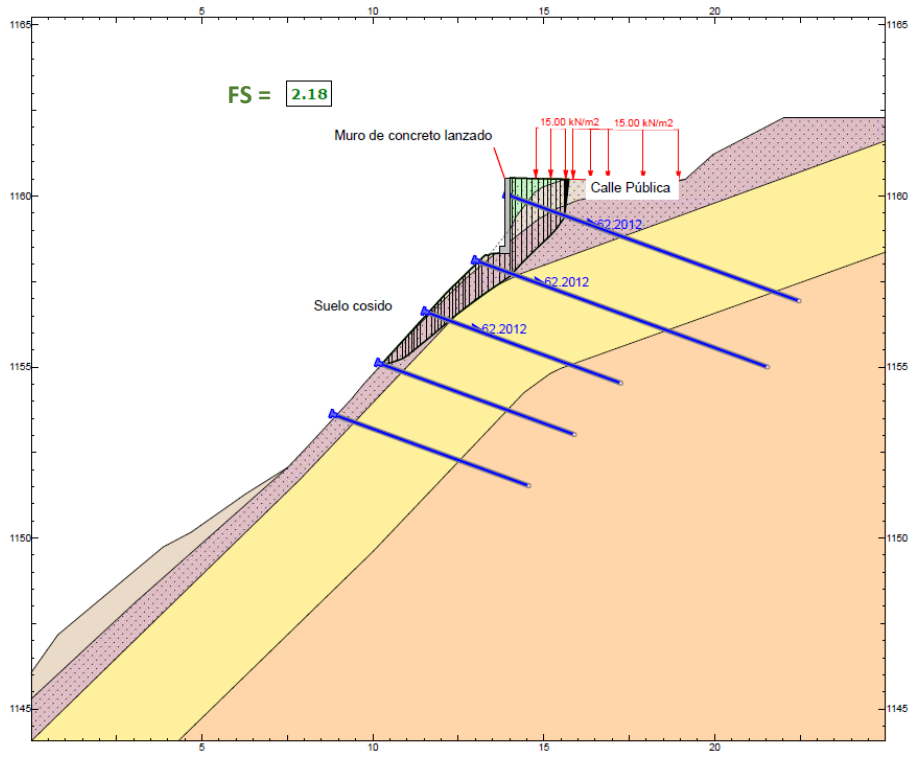


Figura 11. Análisis de estabilidad en condición estática, saturado, con muro anclado.

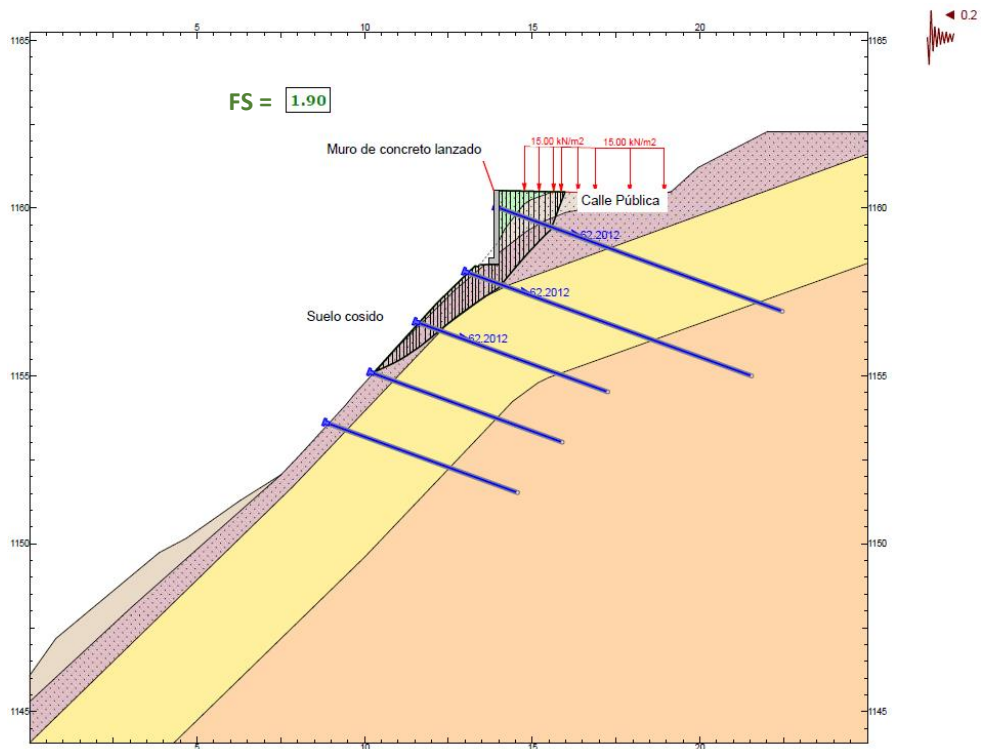


Figura 12. Análisis de estabilidad en condición pseudoestática, saturado, con muro anclado.

7 Verificación estructural del muro anclado de concreto lanzado

Como parte de las obras de estabilización se tiene proyectado la construcción de un muro de retención anclado. Este muro estará apoyado sobre el terreno a nivel de fundación y contará con una línea de anclajes para que su comportamiento estructural no sea el de un muro en voladizo.

El muro presenta una sección transversal constante con un espesor de 15cm. Los anclajes estarán separados 2.0m en planta. En la Figura 13 se puede ver que la configuración general del muro.

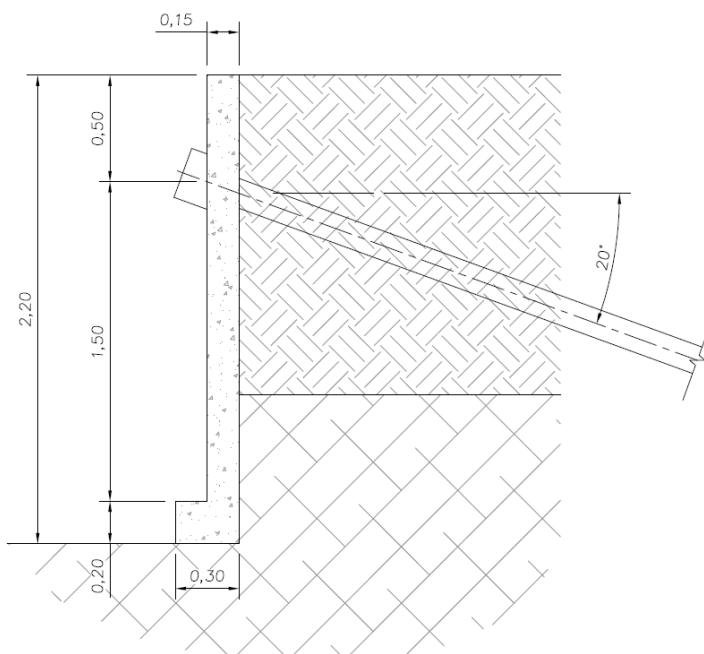


Figura 13. Detalle geométrico del muro de concreto lanzado reforzado y anclado.

7.1 Materiales

7.1.1 Acero estructural

Los anclajes estarán reforzados con barras de acero A706, con un esfuerzo de fluencia de 4200 Kg/cm².

Las placas de anclaje serán de acero ASTM A36.

7.1.2 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo para la cimentación del muro deberá cumplir la denominación ASTM A-706, con un esfuerzo de fluencia de 4200 Kg/cm².

El acero de refuerzo para el muro de concreto lanzado será acero A706, con un esfuerzo de fluencia de 4200 Kg/cm².

7.1.3 Concreto

Para efectos del análisis y diseño de la estructura tanto el concreto lanzado como el concreto convencional se consideran las siguientes propiedades del concreto:

Resistencia a la compresión, $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad, $E_c = 252671 \text{ Kg/cm}^2$

Coefficiente de poisson, $\nu = 0.15$

7.2 Modelo matemático para el análisis estructural

Para el análisis estructural del muro anclado de retención se utilizó un modelo de cálculo por el método de elementos finitos, según lo mostrado en la Figura 14, que contempló la geometría de la pantalla, la distribución de los anclajes y el tipo de apoyo a nivel de la fundación. Para el modelo estructural se tomaron las siguientes consideraciones:

- Se asume que la placa de cimentación no constituye un empotramiento en la parte inferior del muro y por lo tanto la pantalla del muro deberá tomar una mayor carga de flexión.
- La pantalla del muro se modela por medio de elementos tipo placa de 15cm de espesor.
- Los anclajes se modelan como restricciones al desplazamiento lateral en los puntos de ubicación de los anclajes.
- Las cargas debidas al peso propio se considerarán como cargas distribuidas de acuerdo con el volumen de los elementos y a la densidad del material que los conforma.



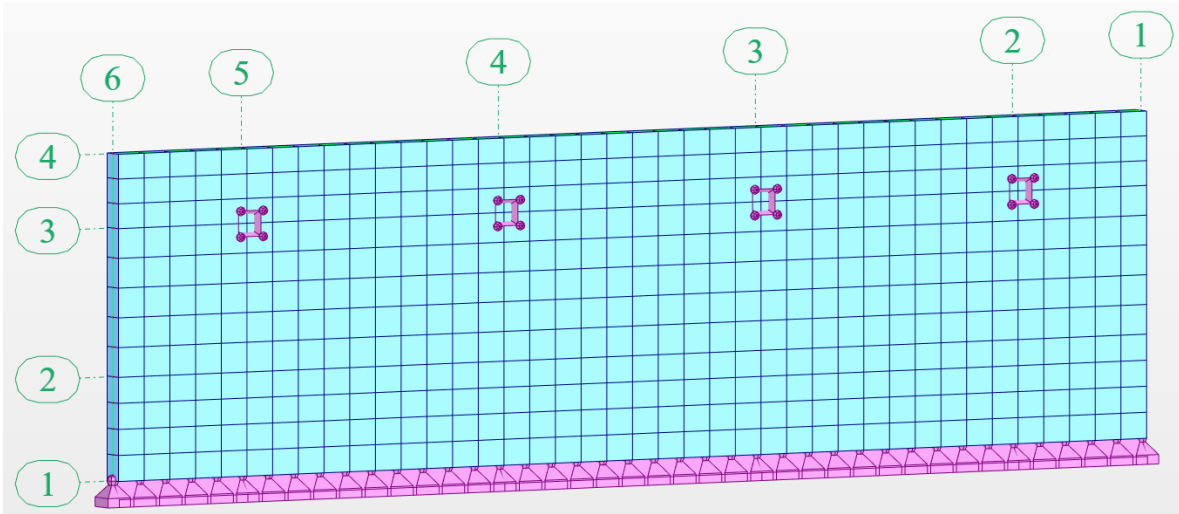


Figura 14. Modelo matemático de elemento finito para el análisis del muro anclado.

7.3 Cargas de diseño

Las cargas que intervienen en el análisis del muro anclado se observan en la Figura 15.

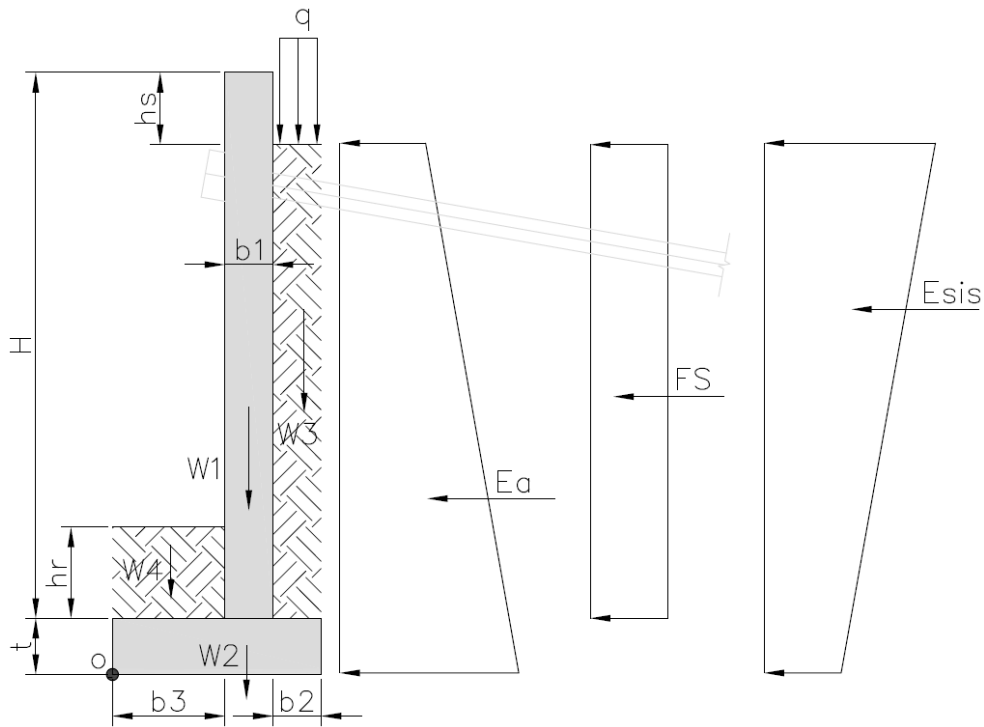


Figura 15. Modelo de cargas de diseño

Dimensiones del elemento

b1=	0.15	m	
b2=	0	m	
b3=	0.15	m	
t=	0	m	
H=	1.5	m	
hs=	0	m	
hr=	0	m	
B=	0.30	m	
γ =	2.4	Ton/m ³	Densidad del concreto
θ =	0	°	Ángulo entre la vertical y el paramento del muro
α =	0	°	Ángulo entre la horizontal y la superficie del relleno

Pesos de los elementos y rellenos (PP)

Peso propio de los elementos de concreto y de los rellenos según el peso específico de cada uno.

Empuje activo del terreno (Ea)

z1=	0	m	Profundidad en parte superior de la pantalla
z2=	1.5	m	Profundidad en parte inferior de la pantalla
q=	0.5	Ton/m ²	Sobrecarga
ϕ =	28	°	Ángulo de fricción
c=	0	Ton/m ²	Cohesión
Frc=	0		Factor de reducción de cohesión
γ =	2	Ton/m ³	Peso unitario del relleno

$$\psi_a = \text{sen}^{-1} \left(\frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \phi} \right) - \alpha + 2\theta$$

ψ_a = 0.00° Ángulo para procedimiento de cálculo

$$\sigma_a = \frac{\gamma \cdot z \cdot \cos \alpha \cdot \sqrt{1 + \text{sen}^2 \phi - 2 \cdot \text{sen } \phi \cdot \cos \psi_a}}{\cos \alpha + \sqrt{\text{sen}^2 \phi - \text{sen}^2 \alpha}}$$

σ_a = 1.08 Ton/m² Presión lateral del relleno en la parte inferior de la pantalla

$$\beta' = \tan^{-1} \left(\frac{\text{sen } \phi \cdot \text{sen } \psi_a}{1 - \text{sen } \phi \cdot \cos \psi_a} \right)$$



$$\beta' = \boxed{0.00}^\circ$$

Ángulo de inclinación de la presión con respecto al plano perpendicular a la cara del muro.

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \theta) \cdot \sqrt{1 + \sin^2 \phi - 2 \cdot \sin \phi \cdot \cos \psi_a}}{\cos^2 \theta \cdot (\cos \alpha + \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \alpha})}$$

$$K_a = \boxed{0.36}$$

Coefficiente de presión activa de tierras para caso generalizado

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

Empuje con presencia de sobrecarga

$E_{a1} =$	<input type="text" value="0.18"/>	Ton/m ²	Presión por empuje activo en parte superior del relleno
$E_{a2} =$	<input type="text" value="1.26"/>	Ton/m ²	Presión por empuje activo en parte inferior del relleno
Ang. Incl. =	<input type="text" value="0.00"/>	°	Ángulo de la fuerza de empuje con respecto a la horizontal
$E_{a1x} =$	<input type="text" value="0.18"/>	Ton/m ²	Presión por empuje activo horizontal en parte superior del relleno
$E_{a2x} =$	<input type="text" value="1.26"/>	Ton/m ²	Presión por empuje activo horizontal en parte inferior del relleno
$E_a =$	<input type="text" value="1.08"/>	Ton/m	Magnitud de fuerza de empuje para un metro de muro
$h_{Ea} =$	<input type="text" value="0.56"/>	m	Altura de la resultante del empuje activo desde la parte inferior del muro.

Empuje dinámico del terreno (Esis)

$$a_{ef} \cdot \lambda = \boxed{0.2}$$

$$E_{sis} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \left(\frac{3}{4} \cdot a_{ef} \cdot \lambda \right)$$

$$E_{sis} = \boxed{0.34} \text{ Ton}$$

Empuje dinámico del terreno

$$h_{Esis} = \boxed{0.90} \text{ m}$$

Altura de la resultante del empuje dinámico desde la parte inferior de la pantalla.

Fuerza sísmica inercial del muro (FS)



aef=	0.36	Ton/m	<i>Aceleración pico efectiva</i>
I=	1		<i>Factor de importancia</i>
FED=	1.768		<i>Factor espectral dinámico</i>
SR=	1.2		<i>Factor de sobresistencia</i>
Csis=	0.53		<i>Coefficiente sísmico</i>
fs=	0.19	Ton/m	<i>Carga distribuida por fuerza sísmica inercial del muro</i>
FS=	0.29	Ton	<i>Magnitud de fuerza sísmica inercial del muro</i>
h_{FS}=	0.75	m	<i>Altura de la resultante de la fuerza sísmica inercial del muro.</i>

Combinaciones de carga para el diseño de los muros de retención

El análisis de estabilidad del muro se realiza para las combinaciones de carga de servicio siguientes:

$$CS1=PP+Ea$$

$$CS2=PP+Ea+Esis+FS$$

El diseño estructural de los elementos que conforman el muro se realizará para las siguientes combinaciones de carga:

$$CU1=1.4PP$$

$$CU2=1.2PP+1.6Ea$$

$$CU3=1.05PP+Ea+Esis+FS$$

$$CU4=0.95PP+Ea+Esis+FS$$

7.4 Diseño estructural del muro anclado

La estabilidad por volcamiento de un muro anclado se asegura en el tanto los elementos estructurales que lo conforman resisten la demanda impuesta por las cargas que debe soportar. La estabilidad por deslizamiento y capacidad soportante se revisará a continuación.



Deslizamiento

$\phi =$	25	°
$C_a =$	4	Ton/m ²
$\delta = (2/3)\phi =$	16.67	°
$\tan\delta =$	0.30	

$$S_{\max} = V \tan \delta + B \cdot c_a$$

Fuerza total horizontal estática= **0.31** Ton
 Fuerza total horizontal dinámica= **0.50** Ton


Reacción vertical estática en la base= **0.80** Ton
 Reacción vertical dinámica en la base= **0.80** Ton

S_{\max} estática = **1.44** Ton
 S_{\max} dinámica = **1.44** Ton

$FS_{\text{Desl_estática}} =$ **4.64** OK > 1.5
 $FS_{\text{Desl_dinámica}} =$ **2.88** OK > 1.15


Capacidad soportante

Condición estática

$P_t =$	0.80	Ton	<i>Carga vertical total</i>
$M_{\text{neto}} =$	0.00	Ton*m	<i>Momento neto respecto al punto "o"</i> 
$e =$	0.00	m	<i>Excentricidad</i>
$B/6 =$	0.05	m	
Resultado	Dist. Trapezoidal		
$X_R/B =$	0.50		
Resultado	100% Área Compresión		
$q_{\text{Max}} =$	2.67	Ton/m ²	<i>Presión máxima transmitida al terreno</i>
$q_{\text{Min}} =$	2.67	Ton/m ²	<i>Presión mínima transmitida al terreno</i>
$q_{\text{Min}}/q_{\text{Max}} =$	1.00		<i>Razón de presiones</i>
$q_{\text{Ult}} =$	10.00	Ton/m ²	<i>Capacidad soportante última</i>
$q_{\text{Adm}} =$	3.33	Ton/m ²	<i>Capacidad soportante admisible</i>
Resultado=	OK		



Condición estática+dinámica

Pt=	0.80	Ton	Carga vertical total
M _{neto} =	0.00	Ton*m	Momento neto respecto al punto "o" 
e=	0.00	m	Excentricidad
B/6=	0.05	m	
Resultado	Dist. Trapezoidal		
X _R /B=	0.50		
Resultado	100% Área Compresión		
b=	0.30	m	Longitud de placa comprimida
q _{Max} =	2.67	Ton/m ²	Presión máxima transmitida al terreno
q _{Min} =	0.40	Ton/m ²	Presión máxima transmitida al terreno
q _{Min} /q _{Max} =	0.15		Razón de presiones
q _{Ult} =	10.00	Ton/m ²	Capacidad soportante última
q _{Adm} =	6.25	Ton/m ²	Capacidad soportante admisible
Resultado=	OK		

7.4.1 Revisión estructural de los anclajes

La demanda última máxima de los anclajes se muestra en la Figura 16:

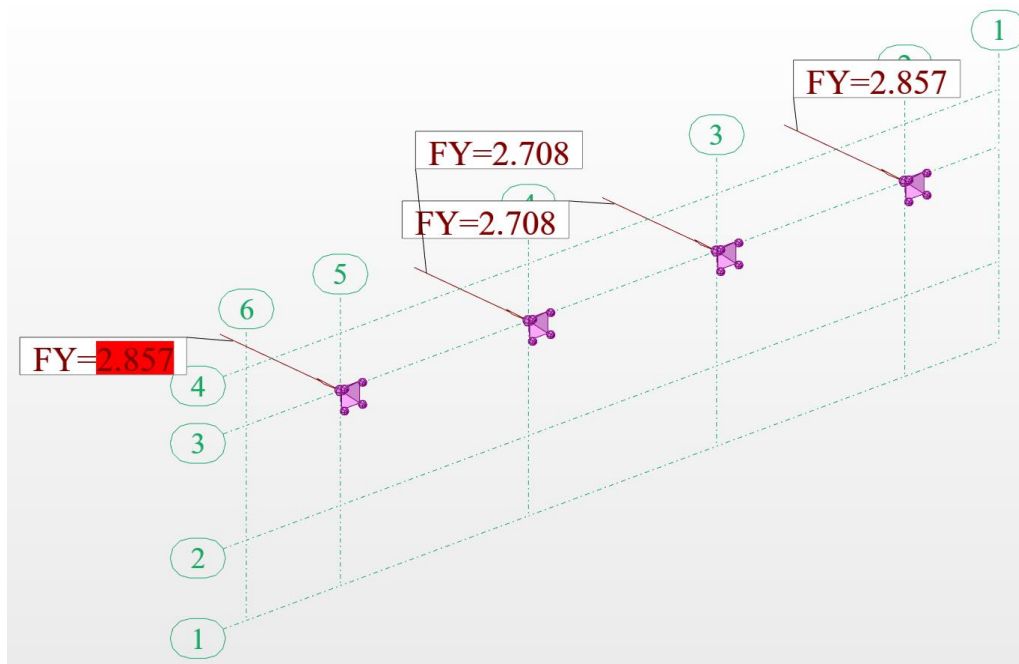


Figura 16. Demanda máxima de los anclajes. Unidades Ton.



DATOS

$D_b := 1.27\text{cm}$ Diámetro de la barra de refuerzo del anclaje

$A_b := 1.29\text{cm}^2$ Área de la barra de refuerzo del anclaje

$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo de fluencia del acero de la barra

$\Omega := 0.65$ Factor de resistencia por teoría ASD

CÁLCULOS

$T_y := A_b \cdot f_y = 5.42 \cdot \text{tonnef}$ Capacidad nominal a la fluencia de la barra

$\Omega T_y := \Omega \cdot T_y = 3.52 \cdot \text{tonnef}$

Se puede observar que con un anclaje de barra #4 A706 se solventa la demanda del anclaje, no obstante una barra con tan poca rigidez a la flexión puede ser un problema para las labores de instalación y perforación. Debido a lo anterior se propone utilizar barras #6 o #8 para los anclajes.

7.4.2 Revisión por cortante en la pantalla

La capacidad a cortante de la pantalla con un espesor de 15cm es de 3.48 Ton. En la Figura 17 se puede observar que, con excepción de los puntos cercanos a los anclajes, toda la pantalla cumple por cortante.

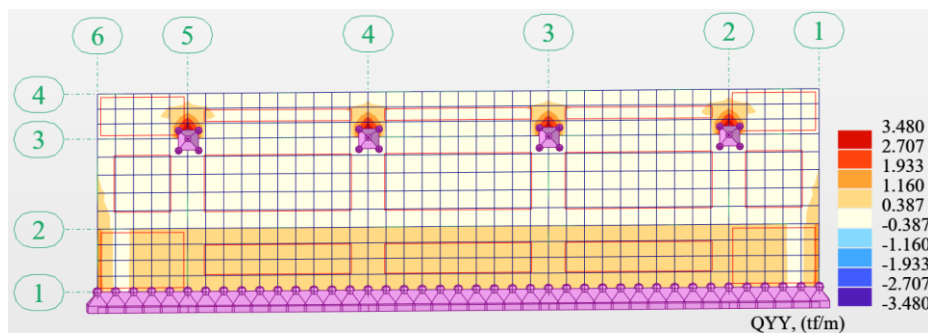


Figura 17. Envoltura de cortante en la pantalla del muro. Unidades Ton/m.

Los puntos cercanos a la fila de anclajes se revisarán siguiendo la teoría de cortante por punzonamiento.

Seguidamente se presenta el cálculo de la capacidad a cortante de la pantalla del muro

Cortante en una dirección según apartado 22.5 del ACI 318-19

$$\left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad \left(2.1\lambda_s\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d$$

Vu=	0.70	Ton	Cortante último de diseño
Nu=	0.00	Ton	Carga axial última
f'c=	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
fyt=	4200	kg/cm ²	Resistencia del acero de refuerzo
t=	15	cm	Espesor de pared
¿Refuerzo Av?	0		¿Refuerzo por cortante? R/ 1: Si 0: No
s=	30	cm	Separación del refuerzo a cortante para Av,min en eje del elemento
Rec =	5	cm	Recubrimiento al centro de la varilla
d=	10	cm	Peralte efectivo para el cálculo del cortante
b _w =	100	cm	Ancho de la sección para el cálculo del cortante
φ=	0.75	cm	Factor de reducción
λ=	1.00	Ton	Factor de modificación por concreto liviano
λ _s =	1.00		Factor modificador por efecto de tamaño
A _s =	3.55	cm ²	Área de acero longitudinal de los 2/3 alejados de la fibra en compresión
A _g =	1000.00	cm ²	Área gruesa de la sección
ρ _w =	0.004		Razón del área de acero en tensión entre el área gruesa de la sección
Nu/6A _g =	0.00	kg/cm ²	Revisión de término de la ecuación 22.5.5.1.2
V _{c(a)} =	7.68	Ton	Capacidad nominal a cortante del concreto 22.5.5.1 (a)
V _{c(c)} =	4.64	Ton	Capacidad nominal a cortante del concreto 22.5.5.1 (c)
V _{cmax} =	19.27	Ton	Capacidad máxima a cortante del concreto 22.5.5.1.1
A _{v,min} =	2.50	cm ²	Área de refuerzo mínima según 9.6.3.4
# ramas=	4.5		Número de ramas de refuerzo a cortante
Estribo #=	0		Calibre de la varilla para cortante
A _b =	0.00	cm ²	Área de la varilla para cortante
A _{v,real} =	0.00	cm ²	Área de refuerzo por cortante
V _c =	4.64	Ton	Capacidad nominal a cortante del concreto considerado en el diseño
V _s =	0.00	Ton	Cortante aportado por el acero de refuerzo colocado
φVn=	3.48	Ton	Capacidad última a cortante del muro
Resultado=	OK		

Se observa que el espesor de la pantalla propuesta tiene la capacidad adecuada para la demanda de cortante.

El cortante por punzonamiento se revisará para el punto de mayor demanda de los anclajes, el cual es de 2.86 Ton.



P_u =	2.86	Ton	Carga última máxima del pedestal a la placa
f'_c =	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
d =	9.7	cm	Peralte efectivo
b_c =	20	cm	Ancho de columna
λ =	1		Factor por concreto liviano
β =	1		Razón de lado largo/lado corto de la columna
α_s =	40		Según ACI 318-19 22.6.5.3
b_o =	80.00	cm	Perímetro de sección crítica de cortante por punzonamiento
ϕ =	0.75		Factor de reducción
v_u =	3.69	kg/cm ²	Esfuerzo cortante último por punzonamiento en sección crítica
λ_s =	1.00		Factor modificador por efecto de tamaño
v_{c1} =	15.94	kg/cm ²	Capacidad de esfuerzo cortante, Criterio (a) ACI 22.6.5.2
v_{c2} =	23.04	kg/cm ²	Capacidad de esfuerzo cortante, Criterio (b) ACI 22.6.5.2
v_{c3} =	26.80	kg/cm ²	Capacidad de esfuerzo cortante, Criterio (c) ACI 22.6.5.2
v_c =	15.94	kg/cm ²	Capacidad de esfuerzo cortante según ACI 22.6.5.2
ϕv_c =	11.96	kg/cm ²	Capacidad última a cortante por punzonamiento
Resultado=	OK		

7.4.3 Revisión por flexión en la pantalla

La disposición de los anclajes hace que se generen momentos flectores en la pantalla en dos direcciones. Si se coloca una malla base de refuerzo mínimo de N°3 @ 25cm la capacidad en flexión es de 0.99 Ton*m/m y eso permite cubrir la demanda en flexión en toda la pantalla. En la Figura 18 se presentan los resultados de flexión en la pantalla.



Revisión por flexión de la malla base

$M_U=$	0.40	Ton*m	Momento último
$f'_c=$	210	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
$\beta_1=$	0.85		
$\phi=$	0.90		Factor de reducción para flexión
$f_y=$	4200	kg/cm ²	Esfuerzo de cedencia de la varilla
$t=$	15	cm	Espesor del elemento
$Rec=$	5.0	cm	Recubrimiento libre de concreto
$d=$	9.5	cm	Peralte efectivo
$b=$	100	cm	Ancho
$A_{s_{exc}}=$	1.02	cm ²	Área de acero exacta
$A_{s_{min1}}=$	2.70	cm ²	Área de acero mínima
$A_{s_{nec}}=$	2.70	cm ²	Área de acero necesaria
Varilla #=	3		Calibre de la varilla
$A_{s_b}=$	0.71	cm ²	Área de la varilla
$S=$	26.39	cm	Separación necesaria
$S_{real}=$	25	cm	Separación real
$A_{s_{real}}=$	2.85	cm ²	Área de acero real
$T_U=$	11970.96	kg	$T_U=A_{s_{real}}*f_y$
$a=$	0.67	cm	$a=T_U/0.85*f'_c*b$
$c=$	0.79	cm	$c=a/\beta_1$
$c/d=$	0.08		
$\phi_{real}=$	0.90		Factor de reducción real
$M_n=$	109994.35	kg*cm	Momento nominal
$\phi M_n=$	0.99	Ton*m	Capacidad de momento último
Resultado=	OK		

Malla base N°3 @ 25cm ambas direcciones



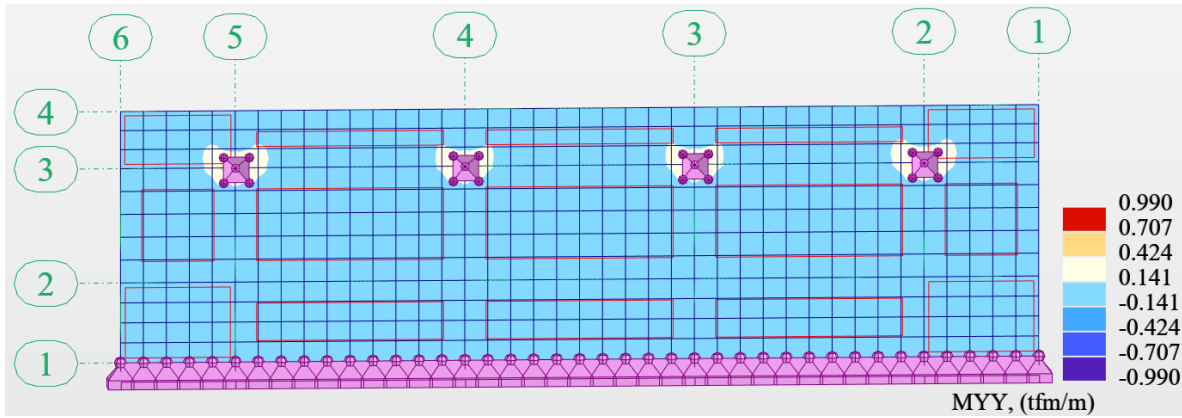
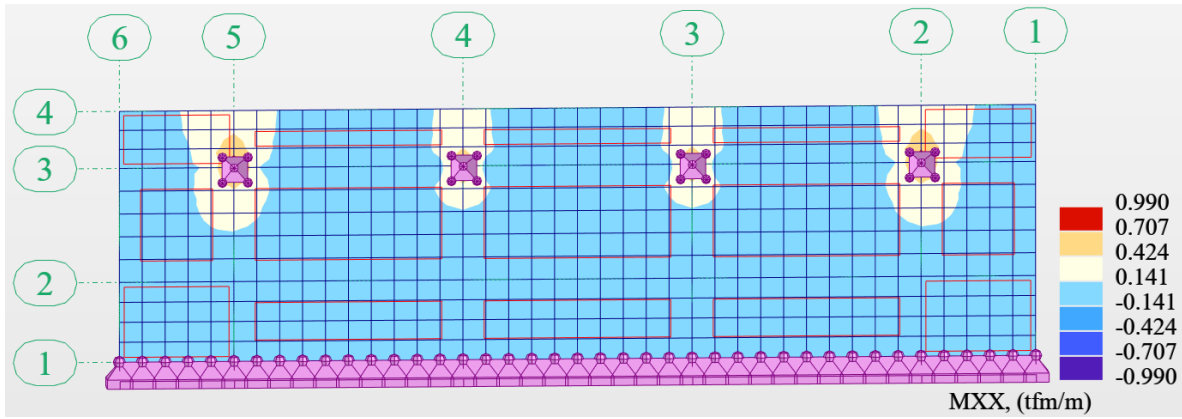


Figura 18. Flexión en el sentido horizontal (arriba) y vertical (abajo) acotando la capacidad a 0.99 Ton*m/m (malla base).



8 Referencias bibliográficas

Asociación Costarricense de Geotecnia. (2009). Código de cimentaciones de Costa Rica. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Asociación Costarricense de Geotecnia. (2015). Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2010). Código Sísmico de Costa Rica. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

