ELABORACIÓN DE ESTUDIO DETALLADO PARA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN URBANIZACIÓN TAMARINDOS CLUB DEL DISTRITO DE BARRANCABERMEJA

VOLUMEN VI DISEÑO DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN

ELABORADO POR:
INGECONSULTA SAS

INGECONSULTA S.A.S
INGENIERIA CIVIL

PRESENTADO A:
DISTRITO DE BARRANCABERMEJA

Alcaldía Distrital de Barrancabermeja

Secretaría de Infraestructura

BARRANCABERMEJA – SANTANDER
ABRIL DE 2024

Contrato de consultoría N. 0720-24: Elaboración de estudio detallado, para estabilización de taludes en Urbanización Tamarindos Club, del distrito de Barrancabermeja

Volumen VI Diseño de medidas de mitigación

RELACIÓN DE VERSIONES

VERSIÓN	DESCRIPCIÓN	FECHA
1	Emisión del documento.	19/04/2024

ELABORÓ	SUPERVISOR:	SECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA
Ing. Hernán Flórez Olivares, Msc. TP: 25202-31164 CND	Ing. Juan Carlos Silva Rincón	Ing. Johanna Paola Santos Rey

TABLA DE CONTENIDO

1. GENERALIDADES 5
1.1 INTRODUCCIÓN 5
1.2 LOCALIZACIÓN 5
1.3 OBJETIVOS 5
1.3.1 Objetivo general 5
1.3.2 Objetivos específicos 5
2. FORMULACIÓN DE OBRAS DE MITIGACIÓN 6
2.1 PARÁMETROS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO 6
2.2 CÁLCULO DE LA PRESIÓN LATERAL 7
2.2.1 Carga total por presión lateral 7
2.2.2 Predimensionamiento de la separación vertical 7
2.2.3 Cálculo de la sobrecarga 8
2.2.4 Cálculo del empuje por el sistema de presión aparente 8
2.2.5 Adherencia suelo-lechada 11
2.2.6 Factores de carga para análisis LRFD 11
2.2.7 Criterios utilizados para cargas y presiones externas 11
2.2.8 Propiedades de los materiales de concreto y acero 12
2.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ANCLAJES 12
2.3.1 Carga de diseño por anclaje 12
2.3.2 Equilibrio externo - precálculo de la longitud de anclaje 12
2.3.3 Cálculo de la longitud del bulbo 13
2.3.4 Cálculo de acero en el tendón de anclaje 14
2.3.5 Estimación del preesfuerzo inicial del anclaje 15
2.3.6 Tensión en el jack 15
2.3.7 Diseño de la placa de apoyo 16
2.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCIÓN 17
2.4.1 Propiedades de los materiales 17
2.4.2 Recubrimiento del refuerzo de acero 17
2.4.3 GEOMETRÍA 17
2.4.4 ESQUEMA DE LAS FASES 17
2.4.5 CARGAS 18
2.4.6 RESULTADOS DE LAS FASES 18
2.4.7 COMBINACIONES 19
2.4.8 DESCRIPCIÓN DEL ARMADO 20
2.4.9 COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA 21
2.4.10 COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO) 25
3. CONCLUSIONES 27

4. REFERENCIAS 29

LISTA DE TABLAS

TABLA 1. CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL DE DISEÑO. 6
TABLA 2. DIAGRAMA GENERAL DE PRESIÓN DE TIERRA. FUENTE. CCP-2014 TABLA C11.9.4.2-2. 11
TABLA 3. CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS VERTICALES. FUENTE. CCP-2014 TABLA C11.5.7-1. 11
TABLA 4. VALORES MÁXIMOS PRESUNTIVOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA PARA EL DISEÑO PRELIMINAR DE ANCLAJES DE SUELO CON LECHADA POR GRAVEDAD DE EJE RECTO DE DIÁMETRO PEQUEÑO EN EL SUELO. FUENTE. GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4 POR FHWA. TABLE 6. 14
TABLA 5. PROPIEDADES DE CABLES DE ACERO DE DIAMETRO 15 MM (ASTM A416, GRADO 270). FUENTE. GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4 POR FHWA. TABLE 10...15

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. DIAGRAMA GENERAL DE PRESIÓN DE TIERRA. FUENTE. CCP-2014 SECCIÓN 3. 8
FIGURA 2. REPRESENTACIÓN DE LA PROPUESTA. FUENTE: AUTOR 28
FIGURA 3. REPRESENTACIÓN DE LA PROPUESTA. FUENTE: AUTOR 28

LISTA DE IMÁGENES.

IMAGEN 1. LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO. FUENTE. GOOGLE EARTH.....5

1. GENERALIDADES

1.1 Introducción

La firma **INGECONSULTA SAS** ha desarrollado este documento para la Alcaldía Distrital de Barrancabermeja como parte de una serie de seis (6) volúmenes, destinados al "Estudio detallado para la estabilización de taludes en la Urbanización Tamarindos Club, del Distrito de Barrancabermeja"

1.2 Localización

En la Imagen 1, se observa las delimitaciones de la Urbanización Tamarindo Club, representadas por un polígono que se basa en la cartografía del Plan de Ordenamiento Territorial (POT) 2022-2035 de Barrancabermeja. El barrio Tamarindos está situado en la comuna 4 del municipio de Barrancabermeja, en el departamento de Santander, y abarca una extensión de 3,6 hectáreas.



Imagen 1. Localización del área de estudio. Fuente. Google Earth.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Diseñar las obras de mitigación requeridas para la estabilización del talud, a su vez reducir el nivel de amenaza causada por fenómenos de movimientos en masa, en la urbanización Tamarindos club del Municipio de Barrancabermeja, Santander.

1.3.2 Objetivos específicos

- Determinar factores de seguridad por medio de distintos métodos con la implementación de la obra propuesta para la estabilización del talud.
- Diseñar la estructura requerida para la estabilización del talud.

2. FORMULACIÓN DE OBRAS DE MITIGACIÓN

2.1 Parámetros para el diseño geotécnico

Se realizaron ensayos de penetración estándar SPT, en los sondeos se tomaron muestras alteradas e inalteradas, las cuales se sometieron a ensayos para determinar sus propiedades geomecánicas de resistencia y compresibilidad. El objetivo fue caracterizar los parámetros geotécnicos de los suelos encontrados, basándose en los resultados de laboratorio, se calcularon los parámetros geomecánicas de los estratos de suelo identificados en los perfiles geotécnicos.

La Tabla 1 muestra un resumen de las propiedades geotécnicas identificadas en las diferentes unidades de suelo.

Tabla 1. Características del perfil de diseño.

Material No	Perfil Estratigráfico	CLASF. SUCS	(N1) 60 Golpes/pie	ϕ	c' Kpa	Peso Húm. (kN/m3)	Peso seco (kN/m3)	Ey Mpa
1	Arena arcillosa (SC) de color amarillo y naranja, con compacidad muy suelta	SC	5	30	1,20	20,01	16,29	1,73
2	Arcilla inorgánica de media a baja plasticidad (CL), color rojizo de consistencia media	CL	16	25	3,05	18,07	13,83	2,98
3	Arena arcillosa (SC) de color amarillo y rojizo, con compacidad compacta	SC	34	32	3,50	19,71	16,47	3,11
4	Arena arcillosa (SC) de color café, con compacidad muy compacta	SC	38	32	4,50	17,49	13,25	4,55

Fuente. Autor.

- **Método analítico empleado:** Para el análisis estabilidad de talud se empleó el método del equilibrio límite el cual consiste en estudiar el equilibrio de un cuerpo rígido, constituido por el talud y por una superficie de deslizamiento de cualquier forma (línea recta, arco circular, espiral logarítmica). Con tal equilibrio se calculan las tensiones de corte (τ) y se comparan con la resistencia disponible (τf), valorada según el criterio de rotura de Coulomb; de tal comparación se deriva la primera indicación sobre la estabilidad con el coeficiente de seguridad F = τf / τ.
- Entre los métodos del equilibrio último, algunos consideran el equilibrio global del cuerpo rígido (Culman), otros, por motivos de la ausencia de homogeneidad, dividen el cuerpo en rebanadas considerando el equilibrio de cada una (Fellenius, Bishop, Janbu,etc.).
- El método empleado en este estudio fue el de Bishop (1955), el cual considera todas las fuerzas operantes en las tajadas. Las ecuaciones usadas para resolver el problema son: ΣFv = 0, ΣM0 = 0, Criterio de rotura.

- **Software empleado:** El análisis de estabilidad de taludes se hizo con el software para computador SLIDE, Versión 6 de ROCSCIENCE INC, Toronto, Canadá, que permite el cálculo de estabilidad de taludes y análisis estabilidad de talud, proporcionando la posibilidad de dividir el subsuelo en estratos, discriminando características geomecánicas por estratos y adicionar obras de estabilización como anclajes; finalmente el resultado es el análisis de las posibles superficies de falla y sus factores de seguridad, tomando el más crítico.

- **Aceleración sísmica pseudoestática para diseño:** De acuerdo a la NSR-10, artículo H.5.2.5 y la tabla H.5.2-1, el valor del coeficiente horizontal Kh mínimo para el análisis pseudoestático de taludes es Kh/amax = 0.67, por lo tanto, Kh = 0.15 x 0.67 = 0.10g. El Coeficiente vertical Kv, se tomará como la mitad del coeficiente horizontal.

2.2 Cálculo de la presión lateral

Siguiendo las directrices establecidas por la normativa de Ground Anchor and Anchored Systems de la FHWA y la Norma Colombiana de Diseño de Puentes - CCP 14, se procede a realizar el cálculo del empuje utilizando el método del diagrama de presión aparente.

2.2.1 Carga total por presión lateral

Para determinar la carga total, se considera un Factor de Seguridad de 1,5 y se realiza el cálculo utilizando el ángulo de fricción interna modificado y el coeficiente de presión en reposo como parámetros fundamentales.

$$\phi mod = Atan(\frac{tan\phi}{FS})$$

$$Ko = 1 - Sen\ \phi$$

$$KAmob = Tan^2(45 - \frac{\phi\ mob}{2})$$

Para el diseño:				
ϕ:	30,00 grados	Kamob	0,39283647	
ϕ mob:	0,367 rad	Amob	0,45105887	25,8437696
ϕ mob:	21,028 grados			
Ko:	0,5			
K Amob:	0,472	Se toma la mayor entre Ko y Kamob		

Determinación de la Carga total

$$Tl = \frac{1}{2} Ko\gamma\ H^2 = 26{,}3375\ Ton/m$$

2.2.2 Predimensionamiento de la separación vertical

Separación Vertical mínima de anclajes

Altura Total:	7 mt
Numero de anclas:	4 und
# Separaciones o alturas	5 und

Por tanto		
H1: distancia ancla 1	0,971	mt
H1 redondeada	1,000	mt
H2:H3: H4	1,51	mt
H2:H3: H4 Redondeada	1,50	mt

2.2.3 Cálculo de la sobrecarga

La sobrecarga distribuida uniformemente (qs) debe ser transformada a una presión horizontal (Ps), se logra mediante la multiplicación por el coeficiente de presión en estado de reposo (K_0), como se indica en el siguiente procedimiento:

Sobrecarga	1	Ton/m2
Ps = Ko*Qs	0,50	Ton/m2

2.2.4 Cálculo del empuje por el sistema de presión aparente

Para el diagrama de presiones aparentes, se emplea el método de las áreas tributarias, donde las fuerzas horizontales se determinan utilizando dicho diagrama de presión aparente, se utiliza el criterio de CCP-2014 para suelos no cohesivos algo duros de acuerdo a la Figura 1.

$$p_a = 0.65 K_A \gamma_s H$$

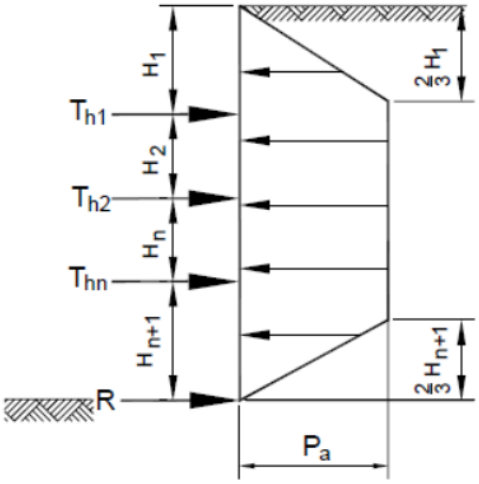


Figura 1. Diagrama general de presión de tierra. Fuente. CCP-2014 sección 3.

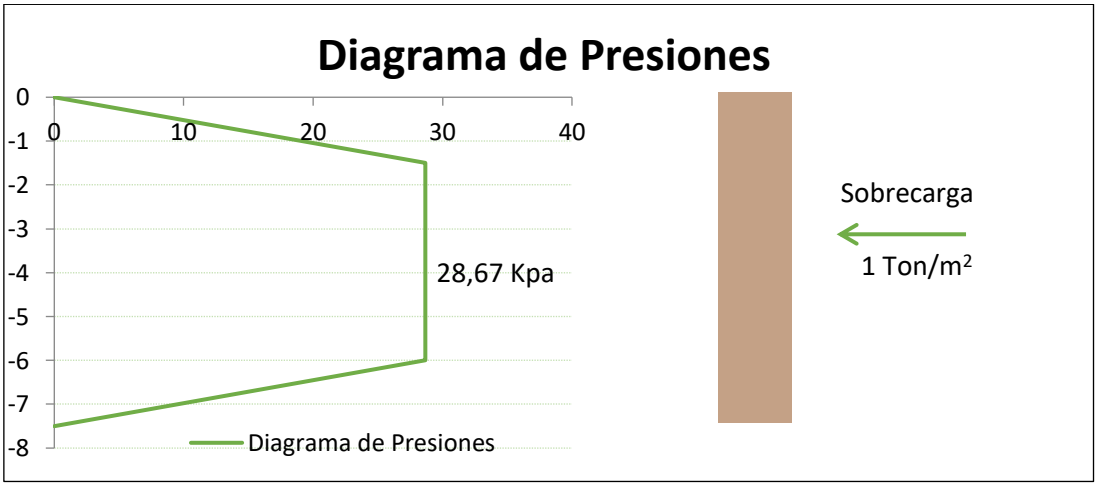
CALCULO DE LAS TENSIONES HORIZONTALES (PRESION ACTIVA + SOBRECARGA)

P=0,65KaγH 3,261 Ton/m2

2/3 H1=	1,00 mts	
TH1	6,831 Ton	AREA1 : TENSION ANCLA 1
0.5H=	3,50 mts	
TH2	5,866 Ton	AREA 2: TENSION ANCLA 2
2/3HN+1=	3,50 mts	AREA 3: TENSION ANCLA 3
TH3	5,289 Ton	
2/3HN+1=	1,00 mts	AREA 4: TENSION ANCLA 4
TH4	4,789 Ton	

REACCION EN LA BASE	1,292 Ton	AREA 4: REACCION BASE

E total x areas tributarias	22,776 Ton



- Diseño sísmico - presión lateral incluyendo sismo - estabilidad interna

Empuje sísmico del suelo (E_e)

$$E_e = E_{ae} - E_a - E_s - E_{sismo}$$

Donde:
E_{ae}: Empuje Combinado de Suelo y sismo
E_a: Empuje Activo (Rankine)
E_s: Empuje Activo por Sobrecarga
E_e: Empuje Sísmico

Empuje activo combinado

$$E_{AE} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_{AE}\ (1\text{-}Kv)\left(1+\frac{2qs}{\gamma H}\left[\frac{cos\phi}{\cos(\beta-\phi)}\right]\right)$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_A$$

Dónde:
E_{ae} = Fuerza total de empuje activo combinado (KN/m)
K_{ae} = Coeficiente de presión de tierras activo combinado
q_s = Presión de sobrecarga (KN/m^2)
θ = Ángulo de la cara del muro con respecto a la vertical (°)
β = Ángulo de la pendiente del suelo retenido (°)
γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m^3)
K_h= Componente sísmico horizontal
K_v= Componente sísmica vertical
φ= Angulo de fricción

Cálculo del empuje activo combinado

qS =	1,00	Ton/m2	Kh=	0,10	g
θ =	64,00	grados	Kv=	0,05	g
β =	0,00	grados	φ=	30,00	grados
γ =	2,15	ton/m3	ω=	0,104876939	rad

θ =	1,11701072	radianes	φ=	0,52	radianes
β =	0	radianes	δ=	0	

KA	0,3333
KAE	2,79441

EMPUJES LATERALES

EAE	158,4185	Ton/m	Empuje activo combinado
EA	17,5583	Ton/m	Empuje activo
ES	2,3333	Ton/m	Empuje por sobrecarga
E Sobrecarg	17,2275261	Ton/m	

EMPUJE SÍSMICO

EE:	138,5268	Ton/m

FUERZAS (PRESION POR DIAGRAMAS DE PRESION APARENTE)

Presión activa	2,8473	Ton/m2
Presion Sismo	39,5791	Ton/m2
Presion por Sobrecarga	0,3333	Ton/m2

CALCULO DE FUERZAS EN LOS ANCLAJES BAJO CONDICION SISMICA

Fuerzas Horizontales	Presion Activa + Sobrecarga (**Ton**)	F Sismo **(Ton)**	F TOTAL **(Ton)**
FUERZA EN EL ANCLAJE 01	6,831	74,741	81,572
FUERZA EN EL ANCLAJE 02	5,866	33,925	39,791
FUERZA EN EL ANCLAJE 03	5,866	33,925	39,791
FUERZA EN EL ANCLAJE 04	5,289	27,560	32,849
REACCION EN LA BASE	1,292	6,891	8,183

2.2.5 Adherencia suelo-lechada

Se utiliza el criterio de CCP-2014 para suelos no cohesivos de acuerdo a la tabla que se muestra a continuación:

Tipo de anclaje/suelo (presión de inyección de mortero)	Capacidad del suelo o resistencia a ensayo SPT(1)	Adherencia (MPa)
Anclajes inyectados a gravedad (<0.35 MPa)		
Arena o mezclas de arena y grava	Medianamente densas a densas: 11-50	0,07 a 0,14
Anclajes inyectados a presión (0.35 MPa – 2.8 MPa)		
Arena fina a media	Medianamente densa a densa: 11-50	0,08 a 0,38
Arena media a gruesa con grava	Medianamente densa: 11-30 Densa a muy densa: 30-50+	0,11 a 0,67 0,25 a 0,95
Arenas limosas	-	0,17 a 0,40
Grava arenosa	Medianamente densa a densa: 11-40 Densa a muy densa: 40-50+	0,21 a 1,40 0,28 a 1,40
Till glacial	Denso: 31-50	0,30 a 0,52

(1) Corregida para considerar la presión debida a la sobrecarga

Tabla 2. Diagrama general de presión de tierra. Fuente. CCP-2014 Tabla C11.9.4.2-2.

Para el diseño de los anclajes se utilizó una adherencia suelo-lechada de 0,25 MPa.

2.2.6 Factores de carga para análisis LRFD

Se utiliza el criterio de CCP-2014 para pantallas ancladas.

TIPO DE MURO Y CONDICION Muros tipo pantalla y muros anclados		FACTOR DE RESISTENCIA
Resistencia axial a compresión de los elementos verticales		Se aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva de los elementos verticales		0.75
Resistencia al arrancamiento de los anclajes	• Suelos no cohesivos (granulares) • Suelos cohesivos • Roca	0,65 0,70 0,50
Resistencia al arrancamiento de los anclajes	Cuando se realizan ensayos de verificación	1.0
Resistencia a la tracción de los tendones de anclajes	• Acero dulce (por ejemplo, barras ASTM A615) • Acero de alta resistencia (por ejemplo, barras ASTM A722M)	0.90 0.80
Capacidad a flexión de los elementos verticales		0.90

Tabla 3. Capacidad a flexión de los elementos verticales. Fuente. CCP-2014 Tabla C11.5.7-1.

Para el diseño de los anclajes se utilizó un factor de resistencia de 0,65.

2.2.7 Criterios utilizados para cargas y presiones externas

Para determinar las cargas para presiones externas, se utilizaron los siguientes criterios:
Para casas y edificios se supuso una presión uniforme de **10 kN/m²** por cada piso de altura.

2.2.8 Propiedades de los materiales de concreto y acero

F'c para la lechada: 4000 psi (28 MPa)
F'c para el concreto de las pantallas: 4000 psi (28 MPa)
F'c para el concreto de los elementos adicionales que se demuelen después de la construcción: 3000 psi (21 MPa)
Fy de las varillas de acero: 60000 psi (420 MPa)
Fy de los torones o cables de acero: 250000 psi
E del concreto: 24870 MPa
E de la lechada: 21538 MPa
E de las varillas de acero: 200000 MPa
E de los torones o cables de acero: 200000 MPa
Relación de Poisson (υ) para el concreto: 0,2

2.3 Diseño estructural de anclajes

2.3.1 Carga de diseño por anclaje

Para una separación horizontal "SH" de 2,0m y con un ángulo de inclinación para todos los anclajes "Ψ" de 15° se debe calcular la carga de diseño del anclaje "TD" utilizando las fuerzas horizontales que se calcularon con el diagrama de presión aparente. El valor del ángulo de inclinación de 15° es el recomendado por la FHWA en su Anchors and Anchors Systems

$$T_D = \frac{T_H \times S_H}{Cos\psi}$$

Donde:
Ψ: Ángulo de inclinación del anclaje= 15°
S_H: Separación Horizontal anclajes= 2,0 metros
T_H: Tensión horizontal

CARGA DE DISEÑO POR ANCLAJE			
ANCLAJE NO.	TH (Ton)	SH (mt)	TENSIÓN DE DISEÑO (Ton/m)
Tensión de diseño anclaje 01	57,680	2,0	12,211
Tensión de diseño anclaje 02-03	28,136	2,0	9,591
Tensión de diseño anclaje 04	23,228	2,0	8,564

2.3.2 Equilibrio externo - precálculo de la longitud de anclaje

La longitud no adherida o longitud libre es la parte del acero pretensado que es libre para alargarse elásticamente y transmitir desde el bulbo a la estructura que lo contiene. La longitud libre del anclaje "Llp" se calcula mediante relaciones geométricas entre el elemento de confinamiento y el anclaje, estableciendo valores limites para determinar si los valores de la longitud libre son aceptables. Según Rankine, para calcular la longitud libre del anclaje se debe usar un ángulo "α" medido en la base del muro con respecto a la horizontal cuyo valor es:

$\phi mob = Atan(\frac{tan\phi}{FS})$

$\alpha = 45° + (\frac{\phi mob}{2})$

Donde:
θ = Ángulo de la cara del muro con respecto a la vertical (°)
β = Ángulo de la pendiente del suelo retenido (°)
φ= Ángulo de fricción interna del suelo
φmob= Angulo de fricción movilizado
α = Ángulo medido en la base del muro con respecto a la horizontal

ϕ=	30,00	°
θ =	0	°
β =	0	°
ψ=	15	°
ϕmob=	21,03	°
α=	55,51	°

Distancia prob cuña de falla

$n = H\,Tan\,(90º - \alpha) = 4.8m$

$$m = n * \frac{H}{(H - H1)} = 6.1\,m$$

Cálculo de la longitud libre

$$Llp = \frac{m * sen\,(\alpha)}{sen(180 - \alpha - \psi)} = 5{,}349\,m$$

Se adicionan 0,2*H por longitud de empotramiento
Llp=6,749 m

Longitud libre final= 6,00m

De acuerdo con las regulaciones actuales sobre la longitud mínima, en el Eurocódigo se establece en 5 metros, mientras que en la FHWA es de 3 metros para barras de tendones y 4.5 metros para torones de acero.

2.3.3 Cálculo de la longitud del bulbo

Para determinar la capacidad de los anclajes, se tiene en cuenta las características físicas y mecánicas del suelo donde se construirá el bulbo, utilizando los valores de capacidad última del bulbo estimado en Geotechnical Engineering Circular No. 7 Soil Nail Walls, U.S Department of transportation.
Según Sabatini, la longitud del bulbo máxima es de 12 m y considerando una transferencia de carga última “Qu” para estratos con arenas de densidad media de 145 KN/m se calcula la máxima carga en los anclajes.

Tipo de suelo	Densidad/consistencia relativa (rango SPT) (2)	Carga de transferencia final estimada
Arena y grava	Suelto (4-10)	145
	Densidad media (11-30)	220
	Denso (31-50)	290
Arena	Suelto (4-10)	100
	Densidad media (11-30)	145
	Denso (31-50)	190
Arena y limo	Suelto (4-10)	70
	Densidad media (11-30)	100
	Denso (31-50)	130
Mezcla limo-arcillosa de baja plasticidad o mezcla fina de arena o combinación de limo	Rígida (10-20)	30
	Dura (21-40)	60

(2) Los valores de SPT se corrigen según la presión de sobrecarga.

Tabla 4. Valores máximos presuntivos de transferencia de carga para el diseño preliminar de anclajes de suelo con lechada por gravedad de eje recto de diámetro pequeño en el suelo. Fuente. Geotechnical Engineering Circular No. 4 por FHWA. Table 6.

Calculo longitud del bulbo - Método de Sabatini

$$T_{máx} = \frac{Lbmáx * Qu}{Fs}$$

Donde:
Qu: capacidad última del bulbo
Lb: Longitud del bulbo
Factor de seguridad: 1,50

Anclaje No.	Carga Trab (T)	Qu (Ton)	FS	Lb (m)
Anclaje 1	12,211	7	1,5	3,05
Anclaje 2-3	9,591	7	1,5	2,40
Anclaje 4	8,564	7	1,5	2,14

2.3.4 Cálculo de acero en el tendón de anclaje

De acuerdo con la resistencia de diseño se escoge el tendón que cumpla con estas características.
De acuerdo con Geotechnical Engineering Circular No. 4 de FHWA se debe trabajar con una fuerza de preesfuerzo igual a $0.6fpuA_{ps}$.
Se toma la carga de diseño TD como la mayor magnitud de la fuerza máxima ya que la carga de diseño en condición de reposo tiende a ser igual a la máxima fuerza calculada en estado activo.

TD= 12,211 Ton Carga máxima de diseño

Por tanto, se asumen cuatro cables de 15 mm grado 270 de baja relajación con un área total de 420 mm^2.

Nº	Área nominal		Resistencia TPU		Fuerza de presfuerzo					
					0.8fpu Aps		0.7fpu Aps		0.6f_{pu} Aps	
	(in2)	(mm2)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)
1	0,217	140	58,6	260,7	46,9	209	41	182	35,2	156
3	0,651	420	175,8	782,1	140,6	626	123,1	547	105,5	469
4	0,868	560	234,4	1043	187,5	834	164,1	730	140,6	626
5	1,085	700	293	1304	234,4	1043	205,1	912	175,8	782
7	1,519	980	410,2	1825	328,2	1460	287,1	1277	246,1	1095
9	1,953	1260	527,4	2346	421,9	1877	369,2	1642	316,4	1408
12	2,604	1680	703,2	3128	562,6	2503	492,2	2190	421,9	1877
15	3,255	2100	879	3911	703,2	3128	615,3	2737	527,4	2346
19	4,123	2660	1113,4	4953	890,7	3963	779,4	3467	668	2972

Tabla 5. Propiedades de cables de acero de DIAMETRO 15 mm (ASTM A416, GRADO 270). Fuente. Geotechnical Engineering Circular No. 4 por FHWA. Table 10.

2.3.5 Estimación del preesfuerzo inicial del anclaje

Se calcula la elongación del tendón en la longitud libre considerando un módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo de E= 0.20x10^6 MPA

Elongación del Tendon

$$\Delta l = \frac{TD * Ll}{As * Es}$$

Se considera 1/4 pulg, de pérdidas de preesfuerzo de manera instantánea (pérdida por deslizamiento del anclaje) y un 8% de pérdidas de diseño producidas a lo largo del anclaje entonces:

Anclaje No.	Carga Trab (T)	Longitud Libre Ll	As	Es	Δli (mm)	Δlt (mm) Relajación total
Anclaje 1	12,210	6	420	200000	0,87	7,29
Anclaje 2-3	9,591	6	420	200000	0,69	7,095
Anclaje 4	8,564	6	420	200000	0,46	6,847

2.3.6 Tensión en el jack

Cálculo de la carga inicial de preesfuerzo

Preesfuerzo - Carga Inicial

$$T = \frac{As * Ee(\Delta Lt)}{Ll}$$

Carga Máxima

$$(\mathbf{0.6} * \boldsymbol{f_{pu}} * \boldsymbol{Aps})$$

Anclaje No.	Carga Trab (T)	Longitud Libre Ll (m)	As	Δlt (mm) Relajación total	Ee	Preesfuerzo Inicial	Carga máxima del torón (Ton)
Anclaje 1	12,210	6	420	7,452	200000	10,206	46,9
Anclaje 2-3	9,591	6	420	7,214	200000	9,933	46,9
Anclaje 4	8,564	6	420	6,933	200000	9,586	46,9

Carga final en los gatos

$$\text{fj} = \frac{T}{T\,pu} * \text{f pu}$$

Anclaje No.	T	TPU	Fpu	Carga en el gato (ton)
Anclaje 1	10,206	78,21	270	35,234
Anclaje 2	9,933	78,21	270	34,291
Anclaje 4	9,586	78,21	270	33,093

2.3.7 Diseño de la placa de apoyo

Diseñando la placa con fy = 250 MPa y f´c = 21 MPa. Calculando la sección critica de la placa para una tensión de diseño (TD) de 119.75 KN.

$$A_{crit} = \left(\frac{T_D}{350 f'_c}\right)$$

Área de la placa de apoyo

Anclaje No.	Carga Trab (T)	Area (m2)	Area prop
Anclaje 1	12,210	0,01661	0,09
Anclaje 2	9,591	0,01305	0,09
Anclaje 3	8,564	0,01165	0,09

RESUMEN DEL DISEÑO					
Anclaje No.	Carga Trab (T)	Longitud Libre Ll	Longitud del Bulbo	Longitud total	Carga en los gatos
Anclaje 1	12,210	6	3,05	9,05	35,234
Anclaje 2	9,591	6	2,4	8,4	34,291
Anclaje 3	8,564	6	2,14	8,14	33,093

2.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL MURO DE CONTENCIÓN

Para esta sección del capítulo se chequean los diseños estructurales del muro de contención.

2.4.1 Propiedades de los materiales

El concreto empleado tiene una resistencia a la compresión de $f'c$ =280 kg/cm^2 y para el acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de fy=4200 kg/cm^2

2.4.2 Recubrimiento del refuerzo de acero

En la norma NSR-10 capitulo C.7.7.1 nos indica los recubrimientos para elementos construidos en sitio no preesforzados en elementos de concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él mínimo de 75mm para el acero de refuerzo situado en la puntera y el talón, para el acero de refuerzo del vástago el concreto encuentra expuesto a la intemperie se utilizará 50mm
Los siguientes cálculos corresponden al muro de contención tipo 1 y tipo 2.

2.4.3 GEOMETRÍA

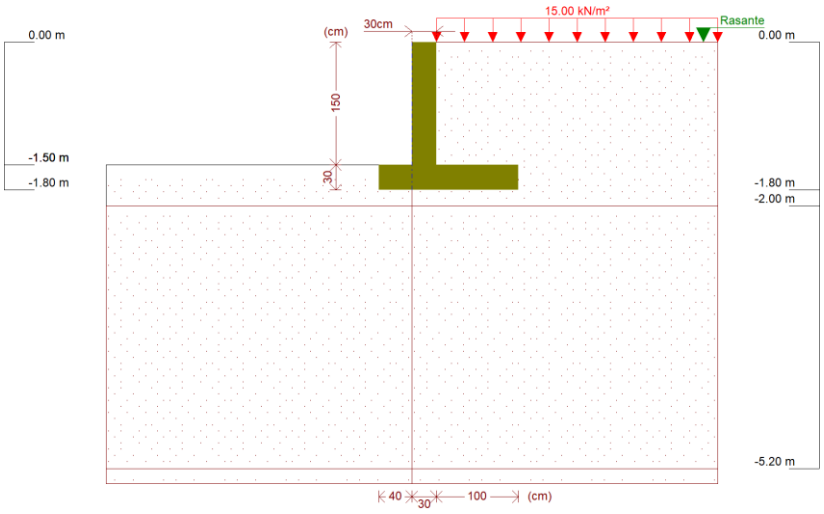
MURO

Altura: 1.50 m
Espesor superior: 30.0 cm
Espesor inferior: 30.0 cm

ZAPATA CORRIDA

Con puntera y talón
Altura: 30 cm
Vuelos intrados / trasdós: 40.0 / 100.0 cm
Hormigón de limpieza: 10 cm

2.4.4 ESQUEMA DE LAS FASES



2.4.5 CARGAS

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 15 kN/m²	Fase	Fase

2.4.6 RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: FASE

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON SOBRECARGAS

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	0.00	0.00	0.00	2.39	0.00
-0.14	1.03	0.41	0.03	3.13	0.27
-0.29	2.13	1.00	0.13	3.92	0.57
-0.44	3.24	1.75	0.33	4.72	0.86
-0.59	4.34	2.67	0.66	5.51	1.16
-0.74	5.44	3.75	1.14	6.30	1.45
-0.89	6.55	5.00	1.80	7.10	1.75
-1.04	7.65	6.41	2.65	7.89	2.04
-1.19	8.76	7.98	3.73	8.68	2.33
-1.34	9.86	9.71	5.05	9.47	2.63
-1.49	10.96	11.61	6.65	10.27	2.92
Máximos	11.04 Cota: -1.50 m	11.74 Cota: -1.50 m	6.77 Cota: -1.50 m	10.32 Cota: -1.50 m	2.94 Cota: -1.50 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	2.39 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.14	1.03	0.02	0.00	0.00	0.27
-0.29	2.13	0.08	0.01	0.00	0.57
-0.44	3.24	0.19	0.03	0.11	0.86
-0.59	4.34	0.42	0.07	0.90	1.16
-0.74	5.44	0.81	0.16	1.69	1.45
-0.89	6.55	1.36	0.32	2.49	1.75
-1.04	7.65	2.08	0.58	3.28	2.04
-1.19	8.76	2.96	0.95	4.07	2.33

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
-1.34	9.86	4.00	1.47	4.86	2.63
-1.49	10.96	5.21	2.16	5.66	2.92
Máximos	11.04 Cota: -1.50 m	5.29 Cota: -1.50 m	2.21 Cota: -1.50 m	5.71 Cota: -1.50 m	2.94 Cota: -1.50 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON PORCENTAJE DE SOBRECARGA Y SISMO

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	0.00	0.00	0.00	2.74	0.00
-0.14	1.03	0.63	0.04	3.81	0.27
-0.29	2.13	1.52	0.20	4.95	0.57
-0.44	3.24	2.62	0.51	6.09	0.86
-0.59	4.34	3.93	1.00	7.23	1.16
-0.74	5.44	5.47	1.70	8.37	1.45
-0.89	6.55	7.21	2.65	9.51	1.75
-1.04	7.65	9.18	3.87	10.65	2.04
-1.19	8.76	11.35	5.41	11.80	2.33
-1.34	9.86	13.75	7.29	12.94	2.63
-1.49	10.96	16.35	9.55	14.08	2.92
Máximos	11.04 Cota: -1.50 m	16.54 Cota: -1.50 m	9.71 Cota: -1.50 m	14.15 Cota: -1.50 m	2.94 Cota: -1.50 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	2.74 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

2.4.7 COMBINACIONES

HIPÓTESIS

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras
3 - Sobrecarga
4 - Sismo

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

	Hipótesis			
Combinación	1	2	3	4
1	0.90	0.90		

	Hipótesis			
Combinación	1	2	3	4
2	1.40	0.90		
3	0.90	1.40		
4	1.40	1.40		
5	0.90	0.90	1.40	
6	1.40	0.90	1.40	
7	0.90	1.40	1.40	
8	1.40	1.40	1.40	
9	0.90	0.90		1.10
10	1.10	0.90		1.10
11	0.90	1.10		1.10
12	1.10	1.10		1.10
13	0.90	0.90	0.80	1.10
14	1.10	0.90	0.80	1.10
15	0.90	1.10	0.80	1.10
16	1.10	1.10	0.80	1.10

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

	Hipótesis		
Combinación	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

2.4.8 DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

CORONACIÓN				
Armado superior: 2#4 Anclaje intrados / trasdós: 10 / 20 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intrados		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	#4c/20 Empalme: 0.4 m	#4c/20	#4c/20 Empalme: 0.58 m	#4c/20

ZAPATA		
Armado	Longitudinal	Transversal
Superior	#4c/20	#4c/15 Patilla Intrados / Trasdós: 20 / 10 cm
Inferior	#4c/20	#4c/15 Patilla intrados / trasdós: 20 / 10 cm
Longitud de pata en arranque: 30 cm		

2.4.9 COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Muro: H=2m		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Máximo: 373.4 kN/m Calculado: 17.6 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: *Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)*	Mínimo: 20 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: *Norma NTC-DF. Artículo 3.6.1*	Mínimo: 4.5 cm	
-Trasdós:	Calculado: 18.7 cm	Cumple
-Intrados:	Calculado: 18.7 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: *Norma EC-2, artículo 5.4.7.3.2*	Máximo: 30 cm	
-Trasdós:	Calculado: 20 cm	Cumple
-Intrados:	Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía mínima geométrica horizontal: *Norma EHE, artículo 42.3.5*	Mínimo: 0.001	
-Trasdós (-1.50 m):	Calculado: 0.00211	Cumple
-Intrados (-1.50 m):	Calculado: 0.00211	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: *Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)*	Mínimo: 0.00042	
-Trasdós:	Calculado: 0.00211	Cumple
-Intrados:	Calculado: 0.00211	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: -Trasdós (-1.50 m): *Norma EHE, artículo 42.3.5*	Mínimo: 0.0012 Calculado: 0.00211	Cumple

Referencia: Muro: H=2m		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: -Trasdós (-1.50 m): *Norma EHE, artículo 42.3.2 (Flexión simple o compuesta)*	Mínimo: 0.00213 Calculado: 0.00213	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: -Intrados (-1.50 m): *Norma EHE, artículo 42.3.5*	Mínimo: 0.00036 Calculado: 0.00211	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: -Intrados (-1.50 m): *Norma EHE, artículo 42.3.2 (Flexión simple o compuesta)*	Mínimo: 0 Calculado: 0.00211	Cumple
Cuantía máxima geométrica de armadura vertical total: - (0.00 m): *EC-2, art. 5.4.7.2*	Máximo: 0.04 Calculado: 0.00423	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: *Norma NTC-DF. Artículo 3.6.1* -Trasdós, vertical: -Intrados, vertical:	Mínimo: 4.5 cm Calculado: 17.4 cm Calculado: 17.4 cm	 Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: *Norma EC-2, artículo 5.4.7.2.3* -Armadura vertical Trasdós, vertical: -Armadura vertical Intrados, vertical:	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	 Cumple Cumple
Comprobación a flexión compuesta: *Comprobación realizada por unidad de longitud de muro*		Cumple
Comprobación a cortante: *Capítulo 4.4.3 (norma NTC-DF)*	Máximo: 146 kN/m Calculado: 13.1 kN/m	Cumple
Comprobación de fisuración: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.027 mm	Cumple
Longitud de empalme: *Artículo 3.1 de la norma NTC* -Base trasdós: -Base intradós:	 Mínimo: 0.45 m Calculado: 0.58 m Mínimo: 0.4 m Calculado: 0.4 m	 Cumple Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: *Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".* -Trasdós:	Mínimo: 18 cm Calculado: 20 cm	Cumple

Referencia: Muro: H=2m		
Comprobación	Valores	Estado
- Intrados:	Mínimo: 0 cm Calculado: 10 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: *Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".*	Mínimo: 2.2 cm² Calculado: 2.5 cm²	Cumple
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -1.50 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intrados: -1.50 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -1.50 m, Md: 10.32 kN·m/m, Nd: 9.93 kN/m, Vd: 17.67 kN/m, Tensión máxima del acero: 90.260 MPa		
- Sección crítica a cortante: Cota: -1.26 m		
- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -1.50 m, M: 4.95 kN·m/m, N: 11.04 kN/m		
Referencia: Zapata corrida: H=2m		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: *Valor introducido por el usuario.*		
- Coeficiente de seguridad al vuelco (Situaciones persistentes):	Mínimo: 2 Calculado: 6.04	Cumple
- Coeficiente de seguridad al vuelco (Situaciones accidentales sísmicas):	Mínimo: 2 Calculado: 4.02	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento (Situaciones persistentes):	Mínimo: 1.6 Calculado: 2.15	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento (Situaciones accidentales sísmicas):	Mínimo: 1.05 Calculado: 1.49	Cumple
Altura mínima: - Zapata: *Norma NTC-DF. Artículo 4.4.3*	Mínimo: 15 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: *Valor introducido por el usuario.*		
- Tensión media (Situaciones persistentes):	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0378 MPa	Cumple
- Tensión máxima (Situaciones persistentes):	Máximo: 0.25 MPa Calculado: 0.0385 MPa	Cumple
- Tensión media (Situaciones accidentales sísmicas):	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.036 MPa	Cumple
- Tensión máxima (Situaciones accidentales sísmicas):	Máximo: 0.3 MPa Calculado: 0.047 MPa	Cumple
Flexión en zapata: *Comprobación basada en criterios resistentes*	Calculado: 8.46 cm²/m	
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 1.22 cm²/m	Cumple

Referencia: Zapata corrida: H=2m		
Comprobación	Valores	Estado
-Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm²/m	Cumple
-Armado superior intradós:	Mínimo: 0 cm²/m	Cumple
-Armado inferior intradós:	Mínimo: 0.47 cm²/m	Cumple
Esfuerzo cortante: *Norma NTC-DF. Artículo 4.4.3*	Máximo: 132.1 kN/m	
-Trasdós (Situaciones persistentes):	Calculado: 11.8 kN/m	Cumple
-Trasdós (Situaciones accidentales sísmicas):	Calculado: 12.7 kN/m	Cumple
-Intrados (Situaciones persistentes):	Calculado: 7.3 kN/m	Cumple
-Intrados (Situaciones accidentales sísmicas):	Calculado: 7.2 kN/m	Cumple
Longitud de anclaje: *Norma NTC-DF. Artículo 3.1*		
-Arranque trasdós:	Mínimo: 15 cm Calculado: 19.9 cm	Cumple
-Arranque intradós:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
-Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 10 cm	Cumple
-Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 15.8 cm Calculado: 20 cm	Cumple
-Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 10 cm	Cumple
-Armado superior intradós (Patilla):	Mínimo: 15.8 cm Calculado: 20 cm	Cumple
Recubrimiento: *Norma NTC. Artículo 3.4.*	Mínimo: 2 cm	
-Inferior:	Calculado: 7.5 cm	Cumple
-Lateral:	Calculado: 7.5 cm	Cumple
-Superior:	Calculado: 7.5 cm	Cumple
Diámetro mínimo: *Criterio de CYPE Ingenieros.*	Mínimo: #3	
-Armadura transversal inferior:	Calculado: #4	Cumple
-Armadura longitudinal inferior:	Calculado: #4	Cumple
-Armadura transversal superior:	Calculado: #4	Cumple
-Armadura longitudinal superior:	Calculado: #4	Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Máximo: 30 cm	

Referencia: Zapata corrida: H=2m		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16*	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00211	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00211	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00282	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00282	Cumple
Cuantía mecánica mínima: *Norma NTC-DF. Artículo 2.1.2*	Mínimo: 0.0025	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00282	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00282	Cumple
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 8.56 kN·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 3.35 kN·m/m		

2.4.10 COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): H=2m		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: *Valor introducido por el usuario.*		
- Combinaciones sin sismo. Fase: Coordenadas del centro del círculo (-0.30 m ; 0.86 m) - Radio: 2.86 m:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.169	Cumple

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): H=2m		
Comprobación	Valores	Estado
- Combinaciones con sismo. Fase: Coordenadas del centro del círculo (-0.30 m ; 0.86 m) - Radio: 2.86 m:	Mínimo: 1.2 Calculado: 1.874	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

3. CONCLUSIONES

Se modelo dos perfiles sobre cuatro escenarios donde se evidencia que los factores de seguridad son inferiores a lo requerido por la normativa y guías de diseño, por lo que debió establecerse una alternativa de mitigación.

La alternativa de mitigación debe contemplar un sistema de estabilización ante las posibles solicitudes de la ladera frente a la ocurrencia de algún evento detonante (sísmico o de precipitación), con concreto lanzado para mitigar los problemas de erosión, y un adecuado manejo del sistema de aguas lluvias.

La alternativa de mitigación escogida es un sistema de anclajes activos de 4 filas, de 15m con una longitud de bulbo de 9 m y una longitud libre de 6 m espaciados de 2.0 a 3.0 m según las condiciones del terreno sobre los cuales se dispondrá de un recubrimiento con concreto lanzado de espesor de 10cm y se tensionarán a 30.0 ton rematados con platina de 25 cm x 25 cm y capucha metálica o plástica disponiendo de dados para impartir el esfuerzo a la masa de suelo de 0.90 m x 0.90 m x 0.30 m enterrados al menos 15 cm, disponiendo además de cuneta o zanja de pie de corte en V en la base del talud.

De acuerdo con los resultados obtenidos, la implementación de las estructuras de contención, son suficientes para garantizar la estabilidad de los sitios críticos, cumpliendo con los factores de seguridad requeridos por las normas NSR-10.

Se recomienda realizar mantenimiento periódico a las estructuras hidráulicas proyectadas con el fin de evitar que el transporte de sedimentos colmate la estructura.
Los muros de contención de concreto reforzado son de 4000 PSI, se recomienda aplicar un solado mínimo de 10 cm de espesor, debajo de la zapata de los muros de contención. En la parte de atrás del muro de contención se deberá realizar un filtro en material granular limpio, con geotextil no tejido NT-2500 que cumpla con las Especificaciones Generales de Construcción Invias-2022, Resolución 4561 de 29 de noviembre de 2022, para el muro de contención Tipo 1 en el fondo del manto drenante se colocará una tubería de descarga cada 2,0m, mientras que para el muro de contención Tipo 2, se colocara un subdren detrás del vástago.

Se recomienda también realizar el reemplazo del pavimento en el retorno vial, dado que las placas de concreto que lo constituyen han perdido el sellado en sus juntas, lo cual ha permitido el paso del agua. Esto ha propiciado la erosión y ha provocado la pérdida de material del suelo. Este reemplazo se realizará con un concreto de MR-40, espesor de 15cm y una subbase clase C de 10cm.

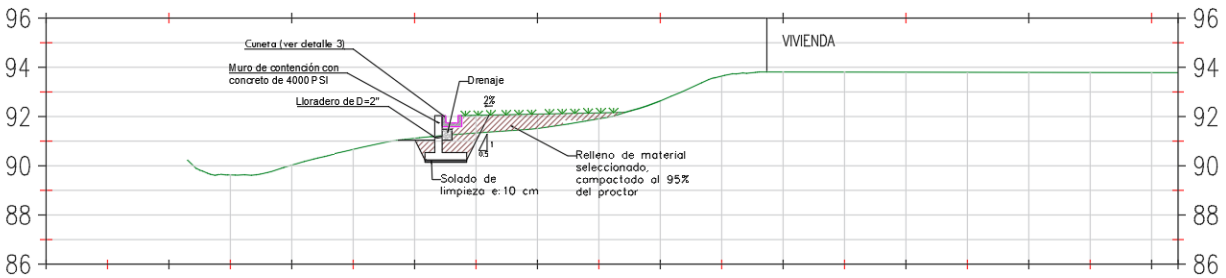


Figura 2. Presentación de obra de mitigación. Fuente: Autor

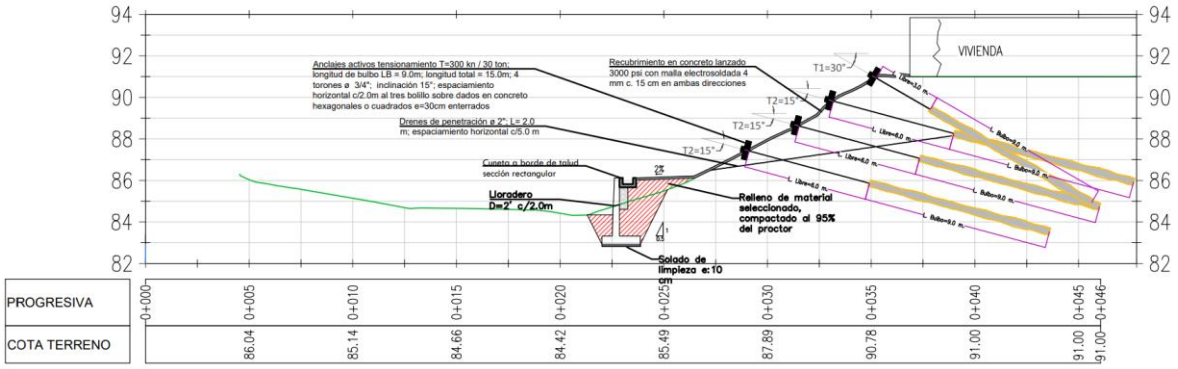


Figura 3. Representación de obra de mitigación. Fuente: Autor

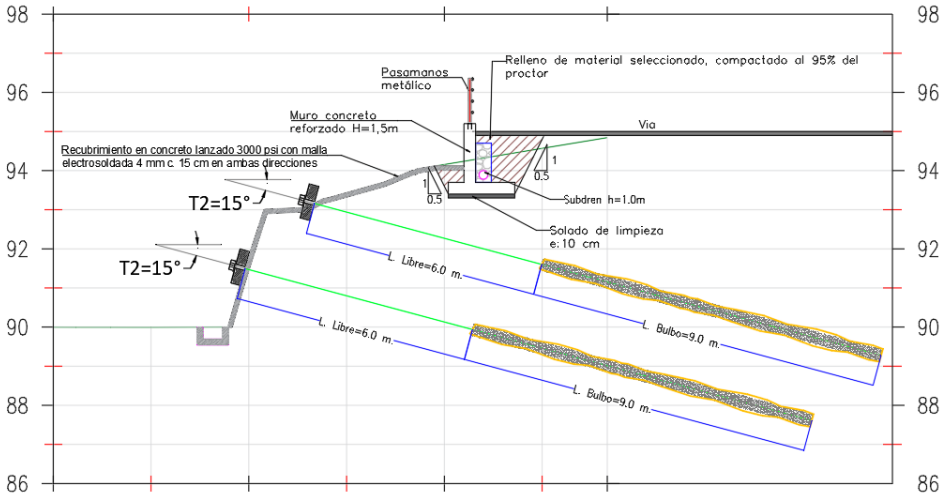


Figura 4. Representación de obra de mitigación. Fuente: Autor

4. REFERENCIAS

1. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Título H – Estudios Geotécnicos.
2. DAS, Braja M. Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. Cengage Learning Editores S.A. de C.V. Séptima edición. 2012
3. Software Strater 5, Golden Software.
4. Software Slope, versión 2020 de GeoStru.