

Manizales, Enero 21 de 2016

Señores  
**Curaduría Urbana**  
Ciudad

**Referencia:** *Macroproyecto San José (Manizales – Caldas), Unidad 4 – Bloques 31 y 32.*

**Asunto:** *Respuesta oficio observaciones - Revisión N° 5*

Apreciados señores:

Se presenta a continuación las respuestas emitidas a las preguntas formuladas en el oficio del asunto.

#### **Observación N° 15**

En el análisis de estabilidad presentado se indica una aceleración máxima  $A_{max} = A_a = A_v = 0.25$  y un coeficiente sísmico de diseño  $KST = 0.8 \cdot A_a = 0.20$ . Sin embargo, de acuerdo con el concepto de la Comisión Asesora Permanente del Acta número 119 (ver página 3), la aceleración máxima referida en la sección H.5.2.5 del Reglamento NSR-10 es  $A_{max} = A_a \cdot F_a \cdot I$ , que para un suelo tipo E sería:  $A_{max} = 0.25 \cdot 1.45 \cdot 1.0 = 0.36$ , con  $KST = 0.80 \cdot 0.36 = 0.29$ .

#### **Respuesta Observación N° 5**

Se expone a continuación el análisis de estabilidad general de la estructura de contención (pantalla activa), realizado teniendo en cuenta las consideraciones plasmadas en la Observación N° 15.

Fueron efectuados dos análisis de estabilidad general para la revisión de dos posibles estados de carga, en primer lugar sobrecarga por la presencia de los edificios propuestos (teniendo en cuenta que las cargas principales descienden a través de los pilotes), y en segunda instancia un análisis pseudo estático con la aceleración horizontal del sistema debida a un sismo.

**Parámetros para el análisis de estabilidad**

**1. Propiedades de los materiales**

De acuerdo a la exploración geotécnica evaluada y realizada por el ingeniero Javier Ernesto Dussan Medina y la firma Quásar Ingenieros Consultores Cia Ltda, se realizó un análisis a los materiales encontrados y a los parámetros de acuerdo a los ensayos de laboratorio realizados. En la tabla a continuación se muestran los estratos de material tenidos en cuenta para el análisis con sus respectivos valores de resistencia.

**Tabla 1:** Resumen de parámetros para análisis de estabilidad.

ESTRATO	LITOLOGÍA	PESO UNITARIO (Ton/m <sup>3</sup> )	COHESIÓN (Ton/m <sup>2</sup> )	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)
1	Lleno	1.70	3.0	30.0
2	Ceniza Volcánica	1.40	3.0	27.0
3	Residual	1.50	4.0	25.0

Fuente: Tomado de Quasar Ingenieros Consultores Cia Ltda

**2. Estructuras propuestas por QUASAR**

Anclajes: Longitud libre: 2.0 m  
 Longitud anclada: 6.5 m  
 Diámetro del bulbo: 0.1 m  
 Inclinación: 15.0 grados con respecto a la horizontal  
 Tensado: 4.0 Ton  
 Número de filas: 3.0

Muro de contención: Altura: 5.0 m  
 Espesor: 0.20 m  
 Peso Específico: 2.3 Ton/m<sup>3</sup>

Caissons: Diámetro: 1.0 m  
 Longitud: 9.0 m  
 Cantidad: 5.0

**3. Estructuras propuestas por GEOTEC**

Anclajes: Longitud libre: 16.0 m  
 Longitud anclada: 12.0 m  
 Diámetro del bulbo: 0.6 m  
 Inclinación: 15.0 grados con respecto a la horizontal  
 Tensado: 64.0 Ton  
 Número de filas: 3.0

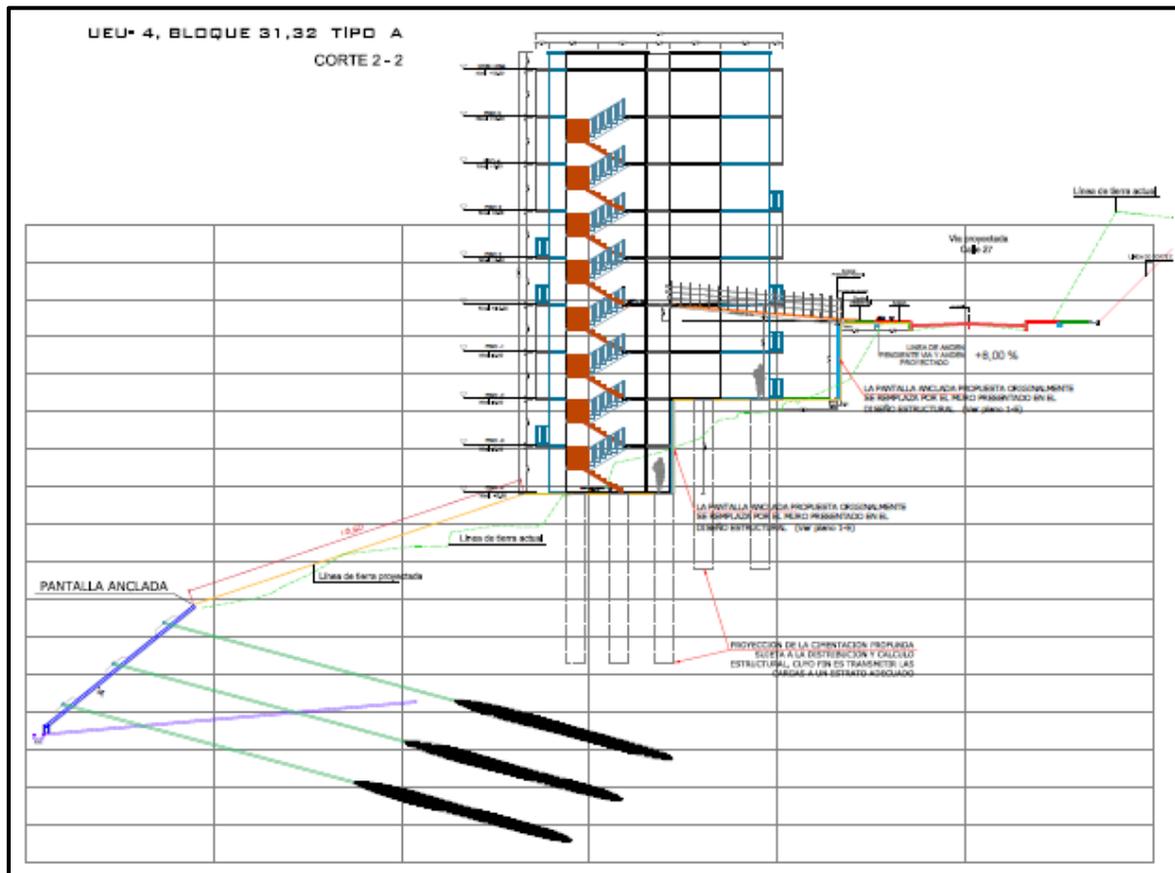
**4. Cargas**

Carga distribuida: 1.5 Ton/m<sup>2</sup> (Tránsito)

Carga Puntual: 193 Ton (Caissons)

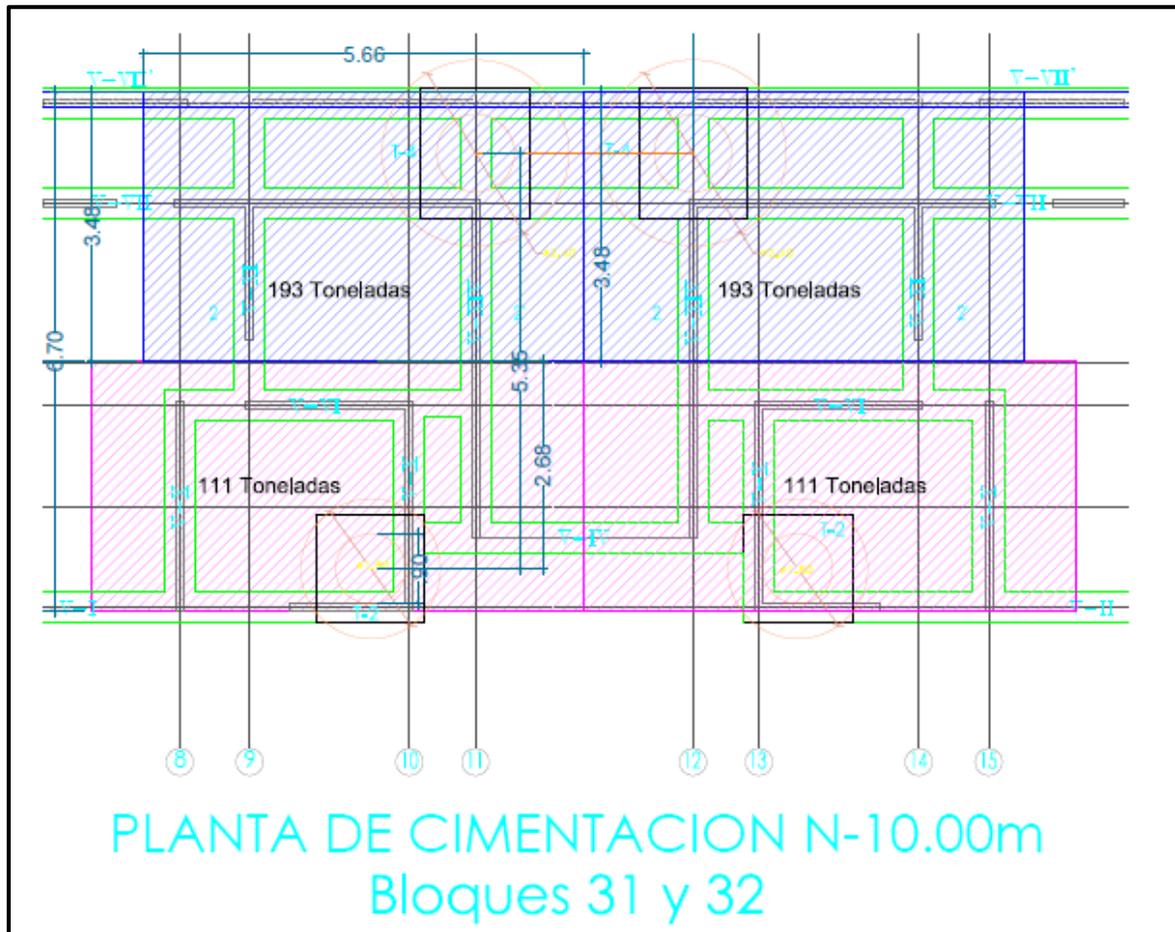
En las figuras a continuación se presenta el corte general 2-2, el perfil de análisis y la distribución de cargas para los caissons.

**Figura 1:** Corte 2 – 2..



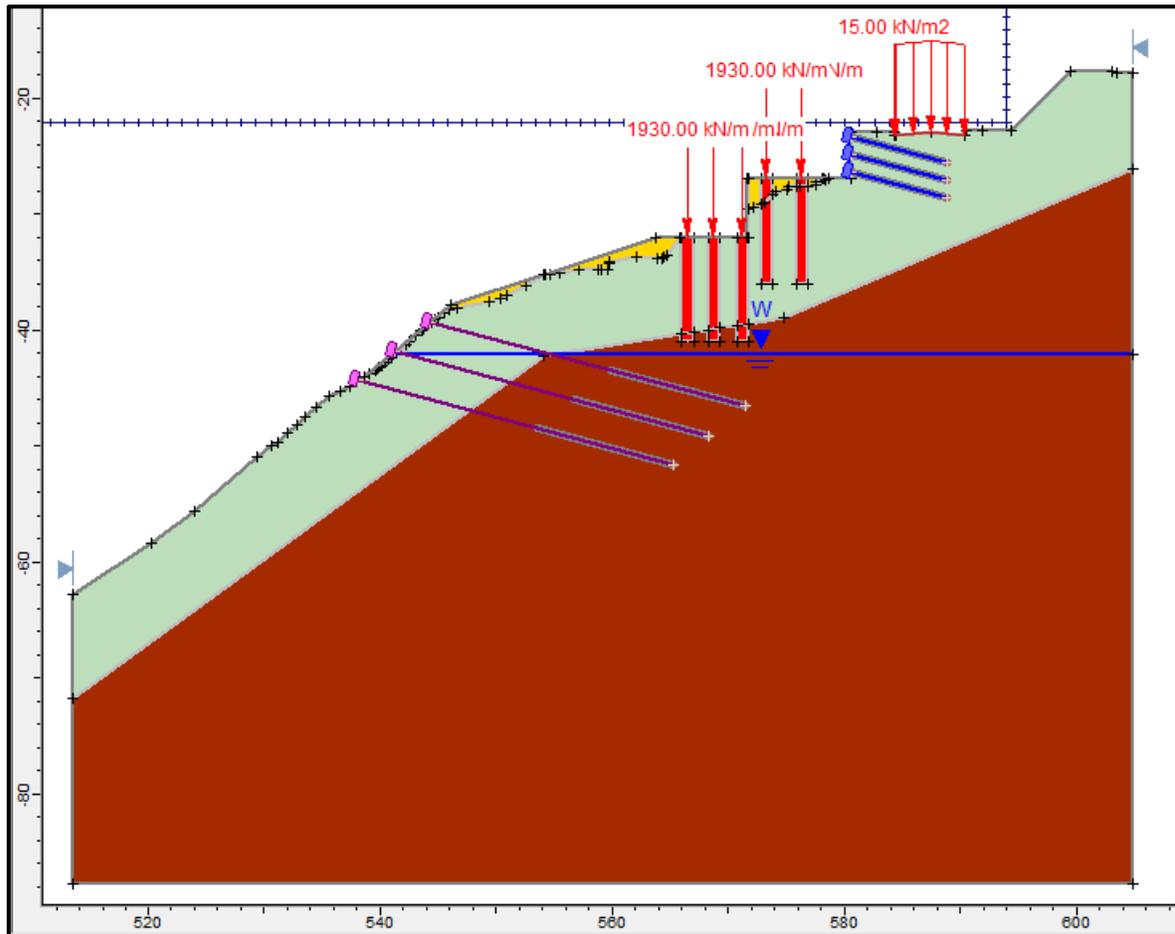
Fuente: Plano 2 de 2: Localización de obras de geotecnia en perfiles Quasar Ingenieros Consultores Cia Ltda

Figura 2: Cargas sobre caissons.



Fuente: Plano 1-E de 12: Diseño estructural. Planta de cimentación N-10.0m, Planta de cimentación N-5.0m. Constructores Calculistas Ltda

Figura 3: Perfil de análisis.



Fuente: Elaboración propia con base en Rocscience, Slide versión 5.0

### 5. Sismo

De acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), se tiene para Manizales los siguientes parámetros:

- ✓ Zona de amenaza sísmica: Alta
- ✓ Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva para diseño (Aa): 0.25
- ✓ Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva para diseño (Av): 0.25

De acuerdo con la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismoresistentes<sup>1</sup>, en su Acta N° 119, se establece que la aceleración máxima ( $a_{max}$ ) del terreno tiene un valor de:

$$a_{max} = A_a * F_a * I$$

<sup>1</sup> República de Colombia. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio. Dirección del Sistema Habitacional. Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismoresistentes (Creada por la Ley 400 de 1997). Acta N° 119. Pg 3 - 4.

Dónde:

- F<sub>a</sub>: Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos, debida a los efectos de sitio.
- I: Coeficiente de importancia.

Para un perfil de suelo tipo E (de acuerdo con los estudios mencionados anteriormente), se tiene un F<sub>a</sub> = 1.45 y para un Grupo de Uso I se tiene un I = 1.0.

Por lo tanto,  $a_{max} = A_a * F_a * I = 0.25 * 1.45 * 1 = 0.36$

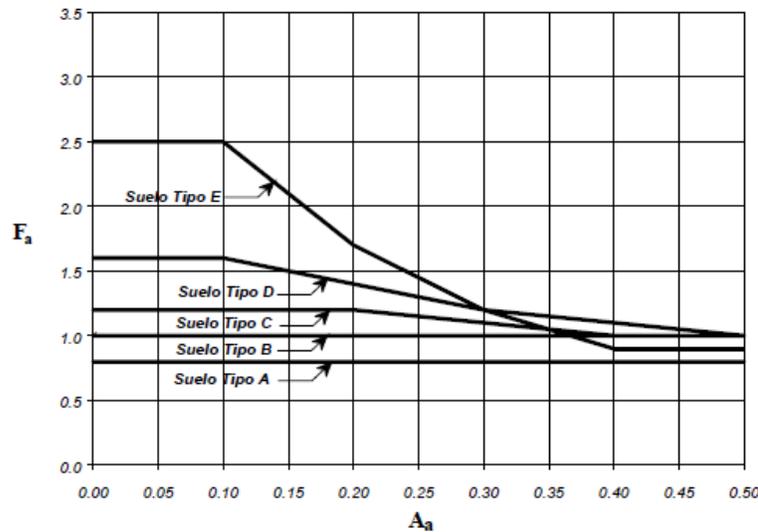
**Tabla 2:** Valores del coeficiente F<sub>a</sub> para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	A <sub>a</sub> ≤ 0.1	A <sub>a</sub> = 0.2	A <sub>a</sub> = 0.3	A <sub>a</sub> = 0.4	A <sub>a</sub> ≥ 0.5
<b>A</b>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<b>B</b>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>C</b>	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
<b>D</b>	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
<b>E</b>	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
<b>F</b>	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Título A: Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismoresistente. Tabla A.2.4-3: Valores del coeficiente F<sub>a</sub> para la zona de periodos cortos del espectro.

**Figura 4:** Coeficiente de amplificación F<sub>a</sub> del suelo para la zona de periodos cortos del espectro.



Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Título A: Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismoresistente. Figura A.2.4-1: Coeficiente de amplificación F<sub>a</sub> del suelo para la zona de periodos cortos del espectro.

**Tabla 3:** Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Título A: Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismoresistente. Figura A.2.5-1: Valores del coeficiente de importancia, I.

La NSR-10 establece que el coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes  $K_{ST}$  tiene valor inferior o igual al de  $a_{max}$  (aceleración máxima del terreno), y se admiten valores mínimos de  $K_{ST} / a_{max}$ , dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis. Por lo tanto  $a_{max}$  (80%) = 0,29. Estos se muestran en la tabla a continuación.

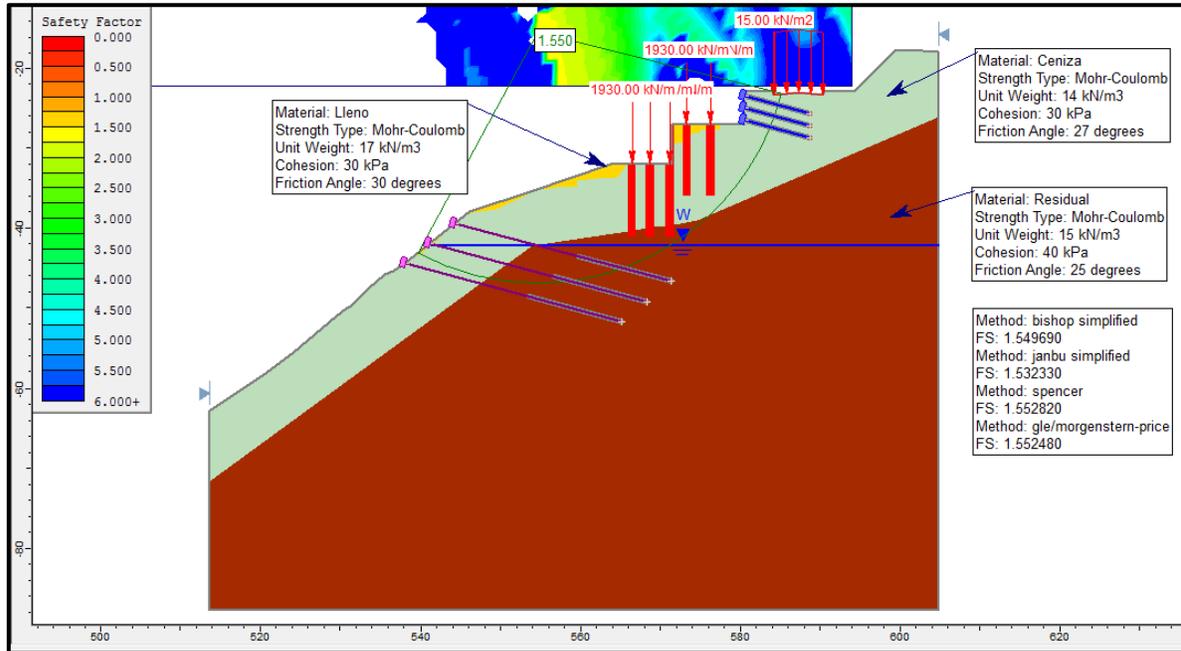
**Tabla 4:** Valores de  $K_{ST} / a_{max}$  mínimos para análisis seudoestático de taludes

Material	$K_{ST} / a_{max}$ Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Título H: Estudios Geotécnicos. Tabla H.5.2-1: Valores de  $K_{ST} / a_{max}$  mínimos para análisis seudoestático de taludes.

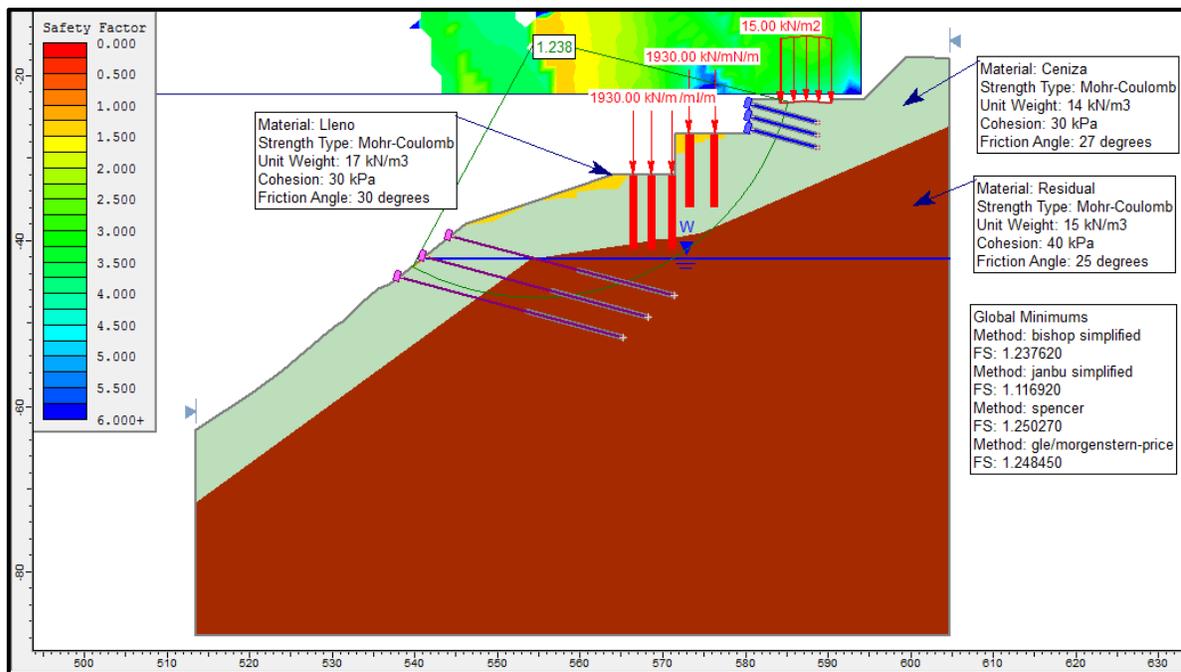
De forma esquemática se muestran a continuación las condiciones evaluadas.

Figura 5: Análisis de estabilidad general Corte 2 – 2 (Condición Estática).



Fuente: Elaboración propia con base en Rocscience, Slide versión 5.0

Figura 6: Análisis de estabilidad general Corte 2 – 2 (Condición Pseudo Estática).



Fuente: Elaboración propia con base en Rocscience, Slide versión 5.0

**6. Factor de Seguridad**

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) propone los siguientes factores de seguridad (FS).

**Tabla 5:** Factores de seguridad básicos mínimos directos

Condición	F <sub>SBM</sub>		F <sub>SBUM</sub>	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(\*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Título H: Estudios Geotécnicos. Tabla H.2.4-1: Factores de seguridad básicos mínimos directos

Los valores de factor de seguridad obtenidos del análisis de estabilidad general para las condiciones descritas anteriormente, se exponen a continuación.

**Tabla 6:** Factores de seguridad estabilidad general Corte 2 – 2.

CASO	CONDICIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD			
		BISHOP SIMPLIFICADO	JANBU SIMPLIFICADO	SPENCER	GLE/MORGENSTERN-PRICE
PANTALLA ACTIVA	Estática	1.549	1.532	1.553	1.552
	Pseudo Estática	1.234	1.117	1.250	1.248

Fuente: Elaboración propia con base en Rocscience, Slide versión 5.0

De acuerdo a lo anterior, los resultados obtenidos se encuentran por encima de los exigidos en la normatividad vigente colombiana (NSR-10).

Se anexan plano en el cual se incluyen los perfiles 2-2 y 1-1 atendiendo la observación realizada.

Cordialmente,



**LUIS DANIEL TABA BECERRA**  
**Representante Legal Geotec Infraestructura S.A.S.**  
 C.C.: 9.910.190 de Riosucio Caldas

## PREDIMENSIONADO DE PANTALLA Y REVISIÓN DE ANCLAJES ACTIVOS

**PROYECTO:** Obras de estabilización Barrio La Avanzada UEU 5

**LOCALIZACIÓN:** Comuna San José - Manizales

**FECHA:** agosto de 2015

No se tienen en cuenta presiones hidrostáticas

Se considera una pantalla sustancialmente más larga que alta

Anclajes activos con acero de 270ksi

Se consideran dos combinaciones de carga, sobrecarga sin sismo y sismo sin sobrecarga

### 1. DATOS DE ENTRADA

#### 1.1. GEOMETRÍA DEL MURO

Pantalla propuesta

Espesor	e	0.22 m
Altura	H	11.5 m
Voladizo superior	V sup	1.5 m
Voladizo inferior	V inf	1.5 m
Separación vtcal	Sv	4 m
Separación hrztlal	Sh	4 m
No líneas anclaje	N	3
Ancho zapata	B	0.6 m
Espesor zapata	h	0.3 m
Inclinación pantalla	a	20 °

Anclajes propuestos

Longitud Anclaje	L	28 m
Longitud Bulbo	Lb	12 m
Longitud Libre	Ll	16 m
Diámetro perforación	Ddh	0.1 m
Diámetro refuerzo	D	0.5 in
Número de torones	n	8
Carga de trabajo torones		8 Ton

Sobrecarga

Sobrecarga	q	0 m
Pendiente relleno		0 m/m
	b	0 °
	b	0 rad

Inclinación refuerzo	AL	16 °	Desde la horizontal
Esfuerzo fluencia	Fy	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de fluencia del acero
Resistencia concreto	f'c	210 Kg/cm <sup>2</sup>	
Sobrespesor dado	e'	0.3 m	
Lado superior dado	l	0.3 m	

#### 1.2 DEPÓSITO AL ESPALDAR

P. Unitario	2.0 Tn/m <sup>3</sup>	g
A. Fricción	37 °	f
Cohesión	24 Tn/m <sup>2</sup>	C
Adherencia	16 Tn/m <sup>2</sup>	Su (*)
	0.1568 Mpa	Su

#### 1.3 ESTRATO SUBYACENTE Y/O DE ANCLAJE

P. Unitario	1.8 Tn/m <sup>3</sup>	g
A. Fricción	0 °	f
Cohesión	36 Tn/m <sup>2</sup>	C
Adherencia	30 Tn/m <sup>2</sup>	Su (*)
	0.294 Mpa	Su

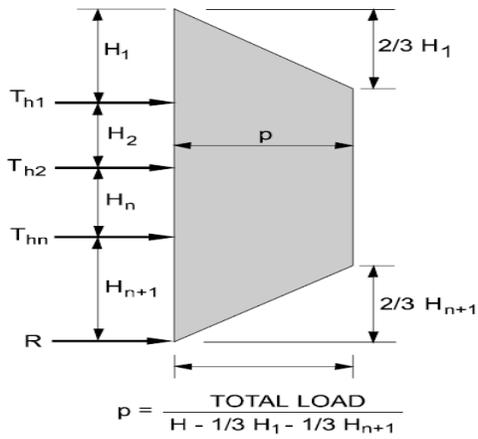
(\*) "Ground anchors and anchored systems". Tabla 7 Pág 94/304

## 2. PREDIMENSIONADO DE ANCLAJES ENVOLVENTES DE EMPUJE DE TIERRAS

### 2.1 EVALUACIÓN DE EMPUJES PARA DISEÑO DE MUROS

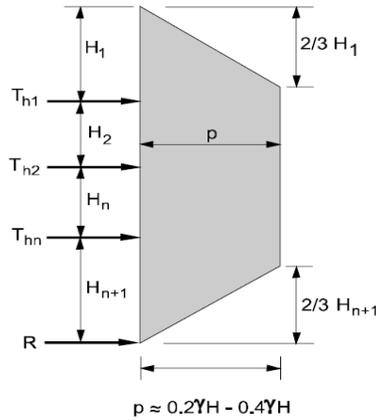
La magnitud de los empujes depende de la distribución y magnitud de las deformaciones laterales.

#### ARENAS



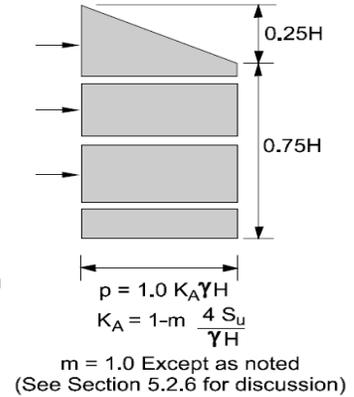
(b) Walls with multiple levels of ground anchors

#### ARCILLAS DURAS



(b) Walls with multiple levels of ground anchors

#### ARCILLAS BLANDAS



(c) Soft to medium clays

Fuente: "Ground anchors and anchored systems"  
FHWA, 1999.

## 2.2. EMPUJE TOTAL POR ENVOLVENTES

### ARENAS Y ARCILLAS DURAS

g	2.0 Tn/m <sup>3</sup>
f	37 °
	0.645771823 rad
H	11.5 m
Ka	0.249
TL	42.74 Tn/m

Arenas y Arcillas Duras  
Carga Total Arenas y Arcillas Duras

### ARCILLAS BLANDAS

Su	1 Tn/m <sup>2</sup>
Su	9.8 kPa
Sub	1 Tn/m <sup>2</sup>
Sub	9.8 kPa
DH	0 m
x	0 m
d	1.5 m
Ns	23
m	1
Ka	0.826
Ka	-0.265

Resistencia no drenada. Arcillas blandas  
Resistencia no drenada. Arcillas blandas fondo excavación  
Número de estabilidad (Terzaghi y Peck, 1967)  
Arcillas blandas, Ns>6 m=0.4, de resto m=1  
(Terzaghi y Peck, 1967)  
(Henkel, 1971)

$$K_A = 1 - \frac{4S_u}{\gamma H} + \frac{2\sqrt{2}d}{H} \left\{ 1 + \frac{\Delta H}{H} \left( 1 + \frac{H + \Delta H}{(2-x)\sqrt{2}d} \right) - \frac{S_{ub}}{\gamma H} \left( 5.14 + \frac{2S_u \Delta H}{\sqrt{2}S_{ub}d} \right) \right\}$$

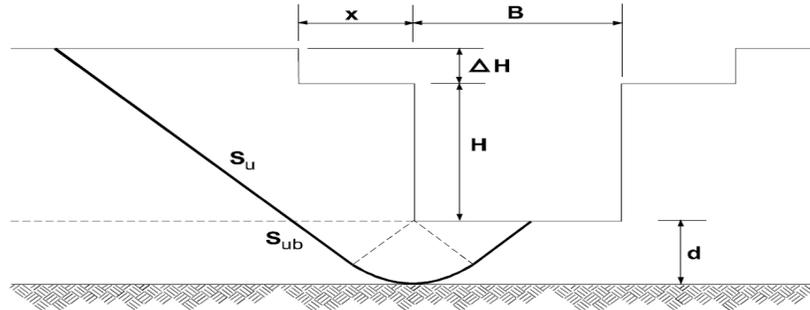


Figure 28. Henkel's mechanism of base failure.

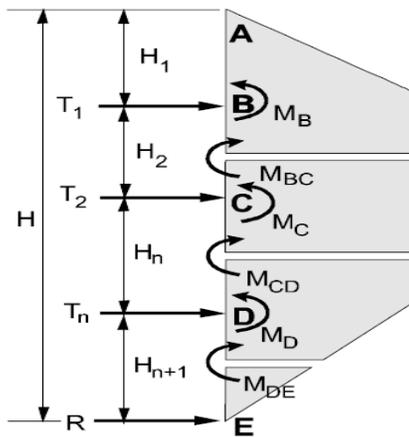
### 2.3 EMPUJES A ESTABILIZAR (p)

H1	1.5 m
H2	4 m
H3	1.5 m
H4	0 m
H5	0 m
H6	0 m

p (T/m <sup>2</sup> )	Arcilla Blanda		
	Arena	Arcilla Dura	(T y P, 1967) (Henkel, 1971)
	4.07	9.20	19.00 -6.10

### 2.4 MOMENTO FLECTOR EN PRIMER ANCLAJE M1

H1	1.5 m			
q	0	Tn/m <sup>2</sup>	Sobrecarga	M1=((13/54)*H1 <sup>2</sup> *p)+((q*H1 <sup>2</sup> )/2)
L	4 m			



$$M_B = \frac{13}{54} H_1^2 p$$

$$T_1 = \left( \frac{2}{3} H_1 + \frac{H_2}{2} \right) p$$

$$T_2 = \left( \frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) p$$

$$T_n = \left( \frac{H_n}{2} + \frac{23H_{n+1}}{48} \right) p$$

$$R = \left( \frac{3}{16} H_{n+1} \right) p$$

Maximum moment below B =  $pL^2/10$   
where L is the larger of  $H_2, H_n, H_{n+1}$

	Arcilla Blanda			
	Arena	Arcilla Dura	(T y P, 1967)	(Henkel, 1971)
p (T/m <sup>2</sup> )	4.07	9.20	19.00	-6.10
M1(T-m/m)	2.20	4.98	10.29	-3.31
Mmáx1(T-m/m)	5.37	12.14	25.07	-8.05

## 2.5 CARGA DE LOS ANCLAJES POR ÁREA TRIBUTARIA

q	0 Tn/m <sup>2</sup>	$R_b = ((3/16) \cdot H_{n+1}) \cdot p + (H_3/2) \cdot q$
H1	1.5 m	$T_1 = ((2/3) \cdot H_1 + (1/2) \cdot H_2) \cdot p + (H_1 + H_2/2) \cdot q$
H2	4 m	$T_2 = ((1/2) \cdot H_2 + (1/2) \cdot H_3) \cdot p + (H_2/2 + H_3/2) \cdot q$
H3	1.5 m	$T_3 = ((1/2) \cdot H_3 + (23/48) \cdot H_4) \cdot p + (H_3/2 + H_4/2) \cdot q$
H4	0 m	
Hn+1	1.5	

	Arcilla Blanda			
	Arena	Arcilla Dura	(T y P, 1967)	(Henkel, 1971)
p (T/m <sup>2</sup> )	4.07	9.20	19.00	-6.10
Rb (Ton/m)	6.11	13.80	28.50	10.20
T1 (Ton/m)	12.23	27.65	57.10	14.53
T2 (Ton/m)	6.63	14.97	30.93	7.87
T3 (Ton/m)				
T4 (Ton/m)				

### 3. REVISIÓN DE LA TENSIÓN Y DESPRENDIMIENTO DE LOS ANCLAJES

Se recomienda que la zona libre de los anclajes tenga se extienda al menos H/5 o 1.5m de longitud detrás de la superficie de falla crítica.

La longitud libre recomendada para anclajes con cable es de 4.5m y 3.0m para anclajes pasivos.

En suelos no cohesivos, la superficie de falla crítica puede asumirse desde la pata con una inclinación de  $45 + \phi/2$

Se determina la longitud libre de anclaje en función de: Profundidad de la superficie de falla  
profundidad del estrato competente para el anclaje y la estabilidad general de la estructura.

La longitud de bulbo necesaria es función de:

Método de perforación y el sistema de limpieza empleado en el barreno.

Tiempo que la perforación permanece abierta.

El diámetro de la perforación

El método y presión de inyección.

Se recomiendan longitudes de bulbo de anclaje mínimas de 12m para suelo y 7.5m para roca.

En el caso de suelo, el máximo esfuerzo permisible se calcula con un FS al desprendimiento de 2 para suelo y rocas de resistencia al compresión inconfiada entre 0.5 5MPa. FS= 3 para rocas muy alteradas.

Esfuerzo de adherencia máximo	30 Tn/m <sup>2</sup>	Su
	0.294 Mpa	Su

Para el caso de roca se puede estimar como 10% de la resistencia a la compresión inconfiada pero nunca mayor de 3.1Mpa.

Longitud Anclaje	28 m
Longitud Bulbo	12 m
Longitud Libre	16 m
Diámetro perforación	0.1 m
Carga última del anclaje	113.1 Ton
FS desprendimiento	1.7672
Carga de trabajo propuesta	64 Ton

OK

Tensión máxima por empujes	4 m
Separación Hztal	

	Arcilla Blanda			
	Arena	Arcilla Dura	(T y P, 1967)	(Henkel, 1971)
Rb (Ton)	24.42	55.20	114.00	-24.41
T1 (Ton)	48.93	27.65	57.10	40.80
T2 (Ton)	26.52	14.97	30.93	58.10
T3 (Ton)	0.00	0.00	0.00	31.48
T4 (Ton)	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>T Máx (Ton)</b>	<b>48.93</b>	<b>55.20</b>	<b>114.00</b>	<b>58.10</b>

Carga máxima trabajo / anclaje	64 Ton
FS tensión de anclaje	1

OK

#### 4. PREDIMENSIONADO DE LA FACHADA DE LA PANTALLA

##### 4.1 Refuerzo a flexión

	Arena	Arcilla Dura	Arcilla Blanda	
			(T y P, 1967)	(Henkel, 1971)
M1(T-m/m)	2.20	4.98	10.29	-3.31
Mmáx1(T-m/m)	5.37	12.14	25.07	-8.05
Rb (Ton/m)	6.11	13.80	28.50	10.20

$M_u$  2.32 T-m/m  
 $M_u$  232000 Kg-cm/m  
 $\Phi$  0.9  
 $F_y$  4200 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $F'_c$  210 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $b$  100 cm  
 $d$  20 cm  
 $d'$  20 cm

Sobre espesor en datos para cortante

Resolviendo la ecuación de segundo grado la cuantía de acero es:

$A$  -11.8  
 $B$  1  
 $C$  -0.001534392

$$M_u = \phi * \rho * j_y \left( 1 - \frac{0.59 \phi}{f'_c} \right) b d^2$$

$\rho_1$  0.001563  
 $\rho_2$  0.083183

$\rho_{\min}$  0.0033  
 $\rho_{bal}$  0.0214 Para  $f'_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\rho_{\max}$  0.0161  
 $\rho_{T^o}$  0.0018  
 $\rho$  0.003300

0.0033

$A_s = \rho * b * d$

6.6 cm<sup>2</sup>

8000 cm<sup>2</sup>

barra No	D (mm)	Á (cm <sup>2</sup> )	P (kg/m)	No. Barras	As(cm <sup>2</sup> )	S (cm)
3	9.52	0.71	0.56		0.00	0
4	12.7	1.29	0.994		0.00	0
5	15.88	2	1.552	5	10.00	20
6	19.05	2.84	2.235		0.00	0
7	22.22	3.87	3.042		0.00	0
8	25.4	5.1	3.973		0.00	0
9	28.65	6.45	5.06		0.00	0
10	32.25	8.19	6.404		0.00	0
					10.00	

##### 4.2 Revisión a cortante de la fachada

Resistencia al cortante del concreto (Vc):

23.38 Ton/m

Reducida en 0.85

Cortante máximo a nivel de los anclajes

6.11 Ton/m

OK

#### 4.3 Punzonamiento y refuerzo en el dado de anclaje

Sección de aplicación del anclaje			
Qtrabajo	108.8 T	Carga de trabajo del anclaje	
e	0.22 m	Espesor pantalla	
e'	0.3 m	Sobrespesor dado	
l	0.3 m	Lado del dado de anclaje superior	
qadms	20 T/m2	Capacidad admisible del terreno	
Ar	5.44 m2	Área mínima requerida para el dado	
Svmin	1.5 m	Separación Vtcal mínima	
Shmin	3.63 m	Separación Hztal mínima por capacidad portante	
		Cumple con separación Hztal mínima	<input type="text" value="OK"/>
qu	20 T/m2	Presión máxima de contacto	

Para evaluar la altura del dado se revisa el perímetro crítico bo

bo	2.4 m	Perímetro crítico	
Vu	39.592 Ton		
Vc	75.98007318 Ton	Resistencia al cortante del concreto en el perímetro crítico reducida en 0.85	

#### 4.4 Revisión por arrancamiento de bulbos

Pnd	80 T	Carga nominal mayorada	$P_{Nd} / (\pi \cdot D_N \cdot L_b) \leq a_{adm}$
D	0.1 m	diametro de perforacion	
Lb	12 m	Longitud de bulbo	
Aadm	22.5 T/m2	adherencia admisible	$a_{adm} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \cdot \frac{tg \varphi'}{F_{2\varphi}}$
F2c	1.6	Coficinete de minoracion	
F2phi	1.35	Coficinete de minoracion	
c'	36 T/m2	Cohesión efectiva	
phi'	0	Angulo de fricción interno	
sigma	51.4 T/m2	Presión efectiva del terreno, mas una tercera parte de la presión inyectada	
Esf de arrancamiento	T/m2		
		Cumple con esfuerzo de arrancamiento	<input type="text" value="OK"/>

#### 4.5 Revisión por fluencia del refuerzo

Sección de aplicación del anclaje			
Pnd	80 T	Carga nominal mayorada	
area refuerzo	0.0010 m2		
Resistencia a la fluencia	270 ksi	Resistencia mínima para un alargamiento del 1%	
esfuerzo aplicado	78941 T/m2		
Resistencia del material	190000 T/m2		
		Cumple con esfuerzo de fluencia	<input type="text" value="OK"/>