

PUNTOS DE RECOLECCIÓN

ZONA 1

Razón Social	Dirección	Teléfono
Inversiones Rumar S.A. - EDS El Mochuelo	Av. Cra. 9 # 106 - 35	704 08 97 - 317 667 83 23
Ricardo Ortiz Prada S.A.S. - Franquicia de Coexit	Cra. 7 # 126 - 41	214 57 99 - 313 218 31 04
Lubriservicios Kiko - Argelia Laíseca	Av. 19 # 127 C-50	626 39 50 - 312 512 66 80
Tu Llantta Santa Bárbara	Av. Cra. 15 # 106-72	214 64 77
Tu Llantta La Calleja	Av. Cra. 19 # 128 B 93	629 25 19
Tu Llantta 127	Calle 127 # 20 - 79	637 34 88
Energiteca 57 - Ave. 15/107	Av. 15 # 106-73	214 67 87/47 - 213 25 60
Servicios Industriales	Calle 161 16 - 14	527 88 39 - 313 02 92 27
Técnicos S.A. - Servintec	Calle 195 # 41 - 35	679 56 11 - 320 349 53 55
El Mundo de las Llantas y los Rines	Carrera 78 No 161-11	677 22 10 - 677 41 16
Guerreros 161 (Grupo Guerrero G.)	Calle 140 # 7 C 44	671 41 75 - 311 513 91 11
Inversiones Cadena Ballesteros S.A.S. (Autospeed Goodyear)	Cra. 7 # 123 A-48	214 93 80 - 311 573 18 36
Super Estación Texaco 10	Calle 195 # 20-95	670 13 11 - 311 452 94 20
Multilant La Sabana Makro Cumará	Autop. Norte Calle 193	678 16 16

ZONA 3

Razón Social	Dirección	Teléfono
La Rueda Puente Aranda	Calle 13 # 53 - 06	742 74 80 - 572 86 76
La Rueda Quito	Av. Ciudad Quito 63 C-72	212 27 87 - 235 04 54
La Rueda - Alkosto	Alkosto Calle 68 con Av. 68	4376868
Lubrilantillas El Dorado Fontibón	Cra. 100 # 24 F-04	421 30 00
Tellantillas Av. Chile	Av. Calle 72 # 26-34	231 08 93
Tellantillas Calle 80	Autop. Medellín # 91 - 57	223 94 33
Tire Depot	Diag. 15 # 25 - 35	599 77 77
Tire Depot	Cra. 29 B # 65 - 54	311 37 51

ZONA 4

Razón Social	Dirección	Teléfono
Home Center Sur	Av. 68 # 37 - 37 Sur	320 488 13 53
Oil Filter's	Av. Américas # 64 - 89	414 54 74 - 316 742 43 30
José Vicente Uruña y Cia. Ltda.	Av. Caracas # 17 A-44 Sur	239 25 23 - 310 324 32 32
Almacén Motollantillas	Autop. Sur Av. 68	4073033
Alkosto S.A.	Cra. 30 # 15-82 (1179-1180)	364 70 79 - 364 70 80
Energiteca 25 - Paloquemao	Av. Américas # 51-39	260 04 11 - 564 03 39
Energiteca 27 - Centro Comercial Carrera	Loc.B-117	560 93 14 - 312 380 80 77
Servicios Industriales	Av. 1 # 25 A - 43/51	351 10 47 - 247 25 54
Técnicos S.A. - Servintec	Calle 3 # 19 A-16 B.	
Servixta (Grupo Guerrero G.)	Eduardo Santos	

ZONA 2

Razón Social	Dirección	Teléfono
Home Center Calle 80	Cra. 68 D # 80 - 70	321 241 68 09
Home Center Autonomorte	Autop. Norte # 175 - 50	321 241 68 08
Alkosto S.A.	Av. Boyacá Calle 170	437 68 68 - 350 586 81 60
Tu Llantta 116	Av. Calle 116 # 60 - 37	6134075
Tu Llantta Pepe Sierra	Calle 116 # 70 C-65	624 72 86
Tu Llantta El Prado	Calle 134 # 47-22	216 98 15
Energiteca N4 - Pepe Sierra	Av. Calle 116 # 60-19	617 76 00 - 271 24 77
Inversiones Cadena Ballesteros (Autospeed)	Av. Boyacá # 152 - 50	311 513 91 11 - 258 20 12
Inversiones Cadena Ballesteros (Autospeed)	Av. Boyacá # 95 - 31	624 18 18 - 326 72 00
Combustibles de Colombia	Av. 68 # 97 - 55	253 2882
Autorines y Llantas Ltda.	Av. Calle 116 # 70 C-41	702 45 85
Autorines y Llantas Ltda.	Av. Calle 116 # 60-49	522 64 76
Service Concept	Av. Calle 147 # 58 C 99	316 830 88 60
La Rueda Calle 80	Carrefour Calle 80	640 90 98 - 318 252 97 04
Tellantillas Suba	Calle 146 A # 106 - 20	697 30 94
Tecnicentro Santa Mónica	Sótano 1	312 415 16 58
Comercializadora de Llantas	Centro Comercial Santafé	674 16 59 - 317 517 38 34
Distribuidora R y R Ltda.	Calle 97 # 58 - 44 Rionegro	801 90 94 - 311 227 77 57

Guerreros Soacha (Grupo Guerrero G.)	Carrera 4 No 3-40, Soacha	732 43 48
Autorines y Llantas Ltda.	Cra. 38 # 6 - 25	277 79 84 - 310 873 63 36
Inversiones Aesa S.A.S.	Av. Américas # 50 - 15 Local C203	417 00 45 - 898 54 98
Inversiones Leardi S.A. (Ardillantes)	Cra. 52 # 29-29 sur B. Alcalá	851 62 86 - 407 70 80
Reencauchadora del Sur E.U.	Calle 29 A sur # 29 C-52 Barrio Santander	298 10 60 - 312 451 08 44
Comercializadora de Llantas B Boyaco	Diag. 7 # 38 - 40 Local 10	320 801 59 87
La Rueda Centro Carrera	Av. Américas # 51 - 39 Local B203	795 48 38
La Rueda - Paloquemao	Carrefour Paloquemao	201 29 84 - 318 735 33 89
Tecnilantillas - Llantas Repuestos y Servicios SAS	Diag. 52 B Sur # 55 A-10 -	238 17 40 - 310 581 42 31
Columbia 1 (Tediscol)	Av. 1 de Mayo #68 F-59	238 90 20

ZONA 5

Razón Social	Dirección	Teléfono
Imfrontier S.A.S.	Autop. Medellín Km. 3 Terminal Terrestre de Carga de Bogotá - Módulo 2 Bodega 63	841 57 51 - 320 482 73 61

ZONA 3

Razón Social	Dirección	Teléfono
Reencauchadora Bogotire Fontibón	Av. Centenario 96 G 30	413 41 11
Reencauchadora Bogotire Grupo Gallo	Cra. 68 D # 13 - 69	424 26 66
Llantas y Servicios Los Héroes	Cra. 20 B # 76 - 79	217 51 56 - 316 471 99 92
Oil Filter's	Calle 17 # 103 A -02	413 31 31 - 318 871 04 72
Oil Filter's	Av. Boyacá # 7 - 78	414 62 00 - 316 742 43 73
Oil Filter's	Av. Cra. 70 # 102 A-31	613 72 94 - 316 742 44 75
Oil Filter's	Calle 68 # 28 B-03	311 04 82 - 316 742 44 00
Todofrenos Camilo Pedraza Ltda.	Calle 76 # 23 - 38	310 44 04 - 320 488 34 65
José Vicente Uruña y Cia. Ltda.	Av. Calle 80 # 20 - 19/32	255 0085 - 310 324 32 40
Almacén Motollantillas Alena S.A.S. Tire Market	Calle 72 # 20 B 36	217 25 30 - 312 523 60 70
Tu Llantta Av. Quito	Av. C. de Quito # 70 - 48	660 10 47 - 545 83 36
Autofax Fontibón	Av. Calle 13 # 96 G-56	743 78 33 - 312 258 84 02
Autofax Sur	Cra. 84 # 11 B-57	544 44 47 - 321 700 88 50
Autofax Norte	Cra. 24 # 70 - 19	481 15 15 - 312 379 21 75
Master S.A.	Cra. 33 # 13-35/81	

Llantas Bogotá	Cra. 16 # 61A-48	2103434 - 310 277 65 40
Energiteca 20 - Teusaquillo	Av. Calle 28 # 19 B-11	338 11 91 - 321 648 42 74
Energiteca 56 - 7 de Agosto	Calle 63F # 26-49	255 55 23 - 240 52 54 -
Energiteca L8 - Avenida Chile	Calle 72 # 31-28	240 55 67
Energiteca N3 - Normandia	Av. Boyacá # 48A-76	410 76 05 - 410 25 80
Distrilantero	Calle 12 # 81A-21 piso 2	412 76 73 - 311 871 52 86
Automundial S.A.	Calle 13 # 47 - 67	420 43 50
Automundial S.A.	Cra. 120 # 17 - 47	422 05 27 - 320 498 04 20
Grupo Guerrero González S.A.	EDS Metropolitana	310 266 76 68
Servixell	Calle 13 # 87 B 95	411 43 66 - 312 531 16 44
Inversiones Cadena Ballesteros (Autospeed)	Calle 22C # 68 D-20	412 40 92 - 2610170 -
Inversiones Cadena Ballesteros (Autospeed)	Carrera 50 # 18 A-15	3114091211
Inversiones Aesa S.A.S.	Cra. 20 # 74 - 07	795 84 44 - 898 54 98
Termilantillas Ciudad de Cali	Av. C. de Cali # 15A-80	292 36 46 - 311 229 68 32
Reencauchadora del Sur E.U.	EDS Terpel	298 10 60 - 312 449 91 65
Italiana de Llantas S en C.	Ci 72 # 56 b-05 Barrio San Fernando	732 70 84 - 313 376 12 07
Dismacor Calle 13	Calle 13 # 62 - 54	261 61 78
Dismacor Quito	Av. Quito # 78 - 40	311 81 88
Petrobras Calle 45	Calle 45 # 16 - 40	245 37 67
La Rueda Fontibón	Calle 17 # 120 - 60	415 99 00

Identifique y lleve las llantas usadas al punto de recolección más cercano



Mayor información

www.ambientebogota.gov.co
atpllantas@andi.com.co

Avenida Caracas No. 54 - 38 - Conmutador: 377 8884
Bogotá - Colombia



LLANTAS USADAS
en el lugar indicado

¿Tiene llantas usadas
y no sabe
qué hacer con ellas?

Programa Posconsumo



**Anexo N°3
MEMORIAS DE CÁLCULO**

**ALCALDIA MAYOR
DE BOGOTÁ D.C.
MOVILIDAD**

Instituto de Desarrollo Urbano

PROYECTO N°3 ANEXO 3

MEMORIAS DE CALCULO GAVION SITIO INESTABLE N°3.

1.1 Sitio Inestable N°3. SECCION 1, Zona de Perforaciones 6, 7, 8, 9 y 10.

1.1.1 Datos de Cálculo

Como alternativa de estabilización del Sitio Inestable N°3 cuya exploración corresponde a las perforaciones 8,9 y 10 y la falla de borde contigua a dicho sitio cuya exploración corresponde a las perforaciones 6 y 7, se plantea la implementación de un muro de contención en gavión de tres niveles con relleno, con base de 3 m de ancho por 1 m de alto, cuerpo intermedio de 2 m de ancho por 1 m de alto y un cuerpo superior de 1 m de ancho por 1 m de alto, como se muestra a continuación, de manera ilustrativa sin escala, en el esquema de la Figura N°1 del presente anexo, al cual se debe retirar el volumen de material fallado y adecuar un relleno interno a la vía de características similares a las que se muestran en la citada Figura N°1, dicho relleno aporta a la estabilidad de la banca. Se aclara que para verificar dimensiones se debe referir a los planos de los esquemas propuestos para este Sitio.

1.1.2 Factores de Seguridad.

Según la Norma Sismo resistente del 2010 (NSR-10) Tomo 4, Sección H.4.2.3, Tabla H.2.4-1, y Sección H.6.9, Tabla H.6.9-1, los factores de seguridad que deben verificarse son:

- Factor de Seguridad al Deslizamiento $FS > 1.6$
- Factor de Seguridad al Volcamiento $FS \geq 3.00$
- Factor de Seguridad por Capacidad Portante $FS > 2.5$.
- Estabilidad General Largo Plazo $FS > 1.5$
- Estabilidad General Corto Plazo $FS > 1.3$

1.1.3 Cálculos de Diseño Muro de Contención en Gavión Sitio Inestable N°3, SECCION 1, Zona de Perforaciones 6, 7, 8, 9 y 10.

La estabilidad se analiza con respecto a la arista inferior de la base del muro en su extremo interno al relleno, definido como el punto "0" de la Figura N°1, que se muestra a manera de esquema sin escalas de medición, en el presente Anexo. Para la determinación del peso del muro y su centro de gravedad, dividimos su sección en tres figuras geométricas con propiedades conocidas, la inferior de sección 3 m x 1 m, la intermedia de sección de 2 m x 1 m y la superior de 1 m x 1 m, cuyos valores de cálculo se muestran en la siguiente Tabla N°1 del presente Anexo.

CUERPO N°	BRAZO X m	BRAZO Y m	PESO Kg/m	PESO*BRAZO X Kg-m/m	PESO*BRAZO Y Kg-m/m
1	1,5	0,5	6000	9000	3000
2	1,5	1,5	4000	6000	6000
3	1,5	2,5	2000	3000	5000
		SUMA	12000	18000	14000

Tabla 1. Peso y Momentos Estabilizantes por metro lineal de muro Sitio N°3
SECCION 1, Proyecto N°3.

➤ CONDICIÓN LARGO PLAZO

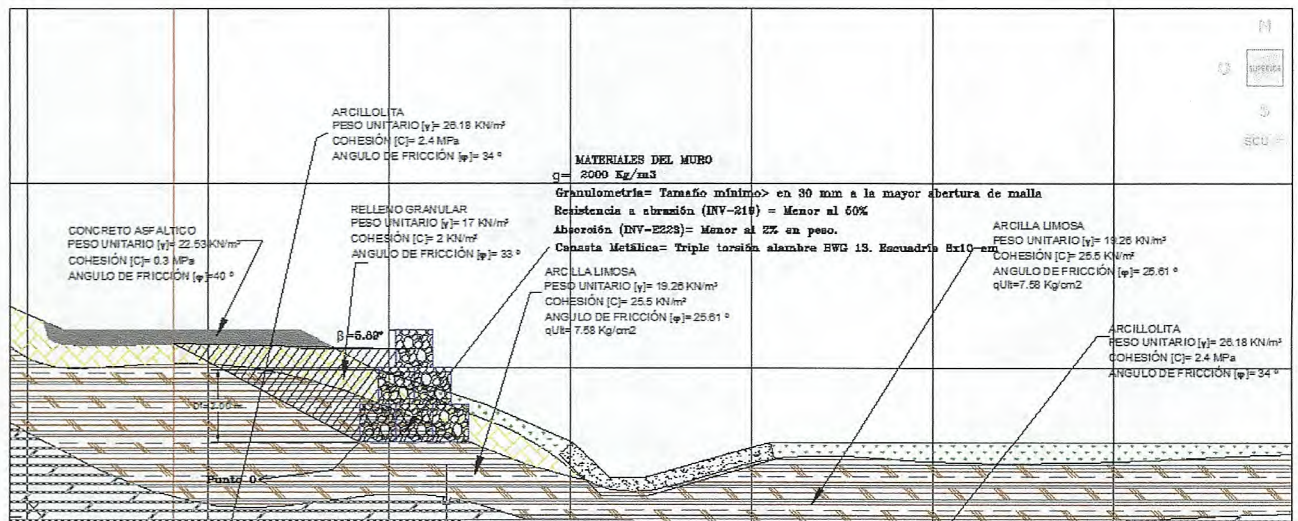


Figura No. 1 Esquema de Muro de Contención en Gavión Sitio Inestable N°3
SECCION 1 Perforaciones 6, 7, 8, 9 y 10. Condición Largo Plazo

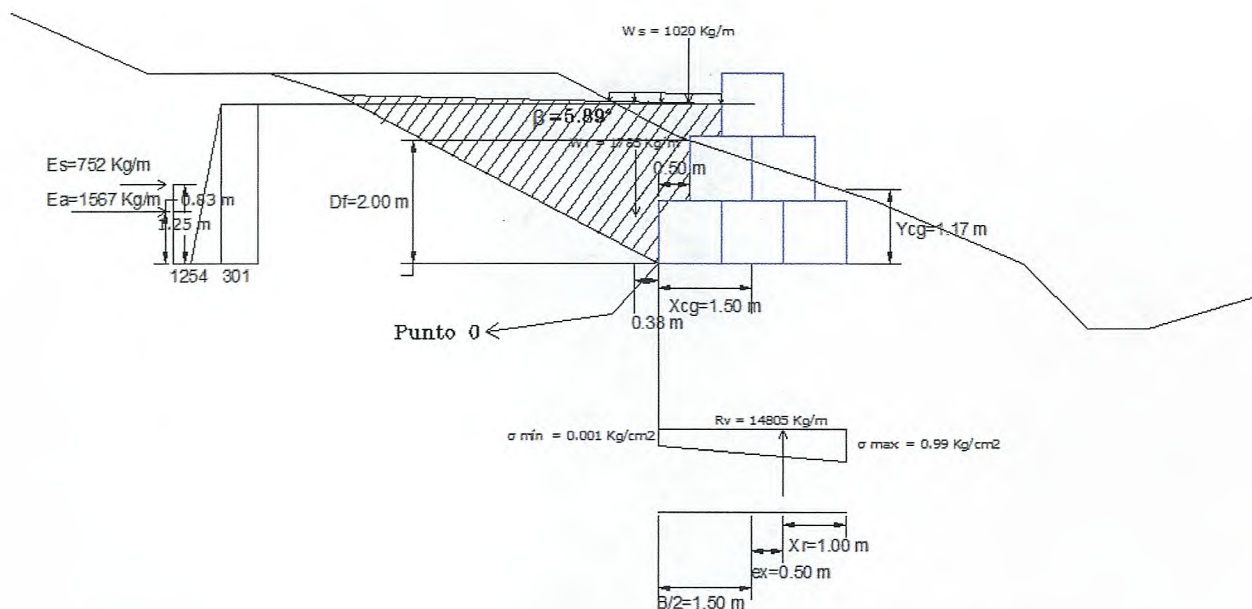


Figura No. 2 SECCION 1, Esquema de Esfuerzos Caso 1 Empuje de Tierra + Sobrecarga

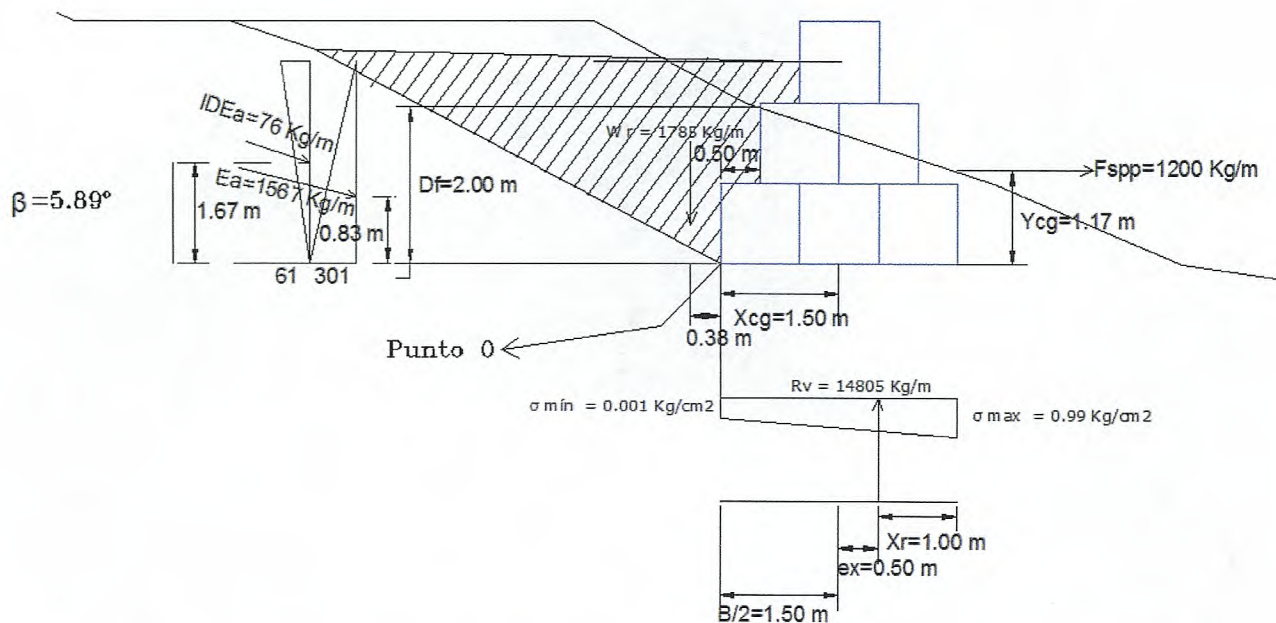


Figura No. 3 SECCION 1, Esquema de Esfuerzos Caso 2 Empuje de Tierra + Sismo

SUELO DE FUNDACIÓN

$\gamma = 1965 \text{ Kg/m}^3$

$D_f = 2.00 \text{ m}$

$\phi = 25.61^\circ$

$c = 0.26 \text{ Kg/cm}^2$

$q_{ult} = 7.58 \text{ Kg/cm}^2$

SUELO DE RELLENO

$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$

$\phi = 33^\circ$

$c = 0 \text{ Kg/cm}^2$

$\beta = \text{Angulo superficie de relleno respecto a la horizontal} = 5.89^\circ$

MATERIALES DEL MURO

$\gamma = 2000 \text{ Kg/m}^3$

$\Psi = \text{Angulo cara interior de muro respecto a la horizontal, sentido horario} = 90^\circ$

Granulometría: Tamaño mínimo > en 30 mm a la abertura mayor de la malla.

Resistencia a abrasión (INV-219): Menor del 50%

Absorción (INV-E223): Menor al 2% en peso.

Canasta: Triple Torsión. Alambre BWG 13. Escuadría 8x10 cm.

CASO 1: EMPUJE DE TIERRA + SOBRE CARGA VEHICULAR

Peso Propio p.p.

Para un peso específico de relleno de gavión de 1800 Kg/m^3 , corresponde un peso propio por metro de longitud de 12000 Kg/m .

p.p. = 12000 Kg/m

Centro de Gravedad.

Se calcula según las secciones geométricas determinadas y el peso de muro.

$$X_{cg} \text{ (m)} = \frac{18000}{12000} = 1,50$$

$$Y_{cg} \text{ (m)} = \frac{14000}{12000} = 1,17$$

Sobrecarga q:

Se tomó una altura de relleno equivalente a una sobrecarga vehicular de 2 pies o 60 cm según la Norma AASTHO 2002.

$q = \gamma * H_s = 1700 \text{ Kg/m}^3 * 0.6 \text{ m} = 1020 \text{ Kg/ m}^2$

Peso Total de la Sobrecarga Ws:

Corresponde a la sobrecarga aplicada sobre el relleno limitada por el talón del escalonamiento interno del muro.

$W_s = q * L = 1020 \text{ Kg/ m}^2 * 1.00 \text{ m} = 1020 \text{ Kg/m}$

Aplicado a 0.50 m del punto o

Peso del Relleno W_r:

Se calcula para el relleno colocado sobre el escalonamiento del muro, dicho relleno tiene un volumen V_r por metro de longitud de muro.

$V_r = (1.05 \text{ m}^2) * 1.0 \text{ m} = 1.05 \text{ m}^3/\text{m}$

$W_r = 1.05 \text{ m}^3/\text{m} * 1700 \text{ Kg/m} = 1785 \text{ Kg/m}$

Aplicado a 0.38 m del punto O.

Coefficiente de Empuje Activo K_a:

Como se da el caso de que el cuerpo del muro en gavión tiene la posibilidad de desplazarse, se desarrolla un estado de Empuje Activo. Por medio del empleo de la Ecuación de Rankine se calcula el Coeficiente de Empuje Activo como.

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \frac{1 - \text{Sen } 33^\circ}{1 + \text{Sen } 33^\circ} = 0.295$$

Empuje Activo del suelo Ea:

$$E_a = \frac{1}{2} (\gamma \cdot H^2) \cdot K_a = \left(\frac{1}{2} \cdot 1700 \text{ Kg/m}^3 \cdot (2.5 \text{ m})^2 \right) \cdot 0.295 = 1567 \text{ Kg/m.}$$

Aplicado a $H/3 = 0.83 \text{ m}$ desde la base del muro hasta la altura efectiva del relleno, 0.50 m bajo nivel de corona del muro.

Empuje de la sobrecarga Es:

$$E_s = (\gamma \cdot H_s) \cdot H \cdot K_a = 1700 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.60 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m} \cdot 0.295 = 752 \text{ Kg/m.}$$

Aplicado a $H/2 = 1.25 \text{ m}$ desde la base del muro hasta la altura efectiva del relleno, 0.50 m bajo nivel de corona del muro.

Empuje Total Ea+s:

Se calculó como el empuje del suelo más el empuje de la sobrecarga de la siguiente manera:

$$E_{a+s} = E_a + E_s = 1567 \text{ Kg/m} + 752 \text{ Kg/m} = 2319 \text{ Kg/m.}$$

Resultante de las fuerzas verticales Rv:

Se calcula como la suma del peso propio, el peso del relleno y el peso total de la sobrecarga.

$$R_v = p.p + W_r + W_s = 12000 \text{ Kg/m} + 1785 \text{ Kg/m} + 1020 \text{ Kg/m} = 14805 \text{ Kg/m.}$$

Fuerza de Rozamiento Fr:

Se consideran los empujes perpendiculares a la cara vertical del muro. No se tuvo en cuenta en empuje pasivo debido a que no existe un relleno permanente en la cara exterior del muro. La fuerza de rozamiento se calculó en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo de fundación.

$$R_v = 13605 \text{ (Kg/m)} \quad B = 3 \text{ (m)}$$

$$\phi \text{ suelo fundación} = 25.61^\circ \quad \text{Cohesión Suelo Fundación } c = 0.26 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\delta = \text{Angulo de fricción suelo-muro} = \frac{2}{3}(\phi) = \frac{2}{3}(25.61^\circ) = 17.07^\circ$$

$$F_r = \mu (R_v + E_{av}) + c' \cdot B + E_p = \mu \cdot R_v + c' \cdot B$$

$$\mu = \tan(\delta) = \tan(17.07^\circ) = 0.31$$

$$c' = 0.5 \cdot c = 0.5 \cdot 0.26 = 0.13 \text{ Kg/cm}^2 = 1300 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_r = 0.31 \cdot 14805 \text{ Kg/m} + 1300 \text{ Kg/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 8490 \text{ Kg/m}$$

Factor de Seguridad a Deslizamiento FSd:

$$FS_d = F_r / E_h = 8490 \text{ Kg/m} / 2319 \text{ Kg/m} = 3.66 \geq 1.6 \text{ CUMPLE}$$

Momento de Volcamiento Mv:

Las fuerzas que propician en Momento de Volcamiento son el empuje activo, el peso de la sobre carga, el empuje de la sobrecarga y el peso del relleno. Si $\delta = \text{Angulo de fricción suelo-muro} = 17.07^\circ$

$$M_v = 1567 \text{ Kg/m} \cdot 0.83 \text{ m} + 752 \text{ Kg/m} \cdot 1.25 \text{ m} - 1785 \text{ Kg/m} \cdot 0.38 \text{ m} \cdot \text{Sen}(17.07^\circ) + 1785 \text{ Kg/m} \cdot 0.38 \text{ m} \cdot \text{Cos}(17.07^\circ) - 1020 \text{ Kg/m} \cdot 0.50 \text{ m} \cdot \text{Sen}(17.07^\circ) + 1020 \text{ Kg/m} \cdot 0.50 \text{ m} \cdot \text{Cos}(17.07^\circ) = 3033 \text{ Kg-m/m}$$

Momento Estabilizante Me:

La fuerza que propicia el Momento Estabilizante es el Peso Propio del Muro.

$$M_e = 12000 \text{ Kg/m} \cdot 1.50 \text{ m} = 18000 \text{ Kg-m/m}$$

Factor de Seguridad a Volcamiento FSv:

$$FS_v = M_e/M_v = 18000 \text{ Kg-m/m} / 3033 \text{ Kg-m/m} = 5.93 \geq 3.0 \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ_{Adm} :

Fue calculado con un Factor de Seguridad mayor o igual que 2.5, según la Norma Sismo resistente de 2010 (NSR-10) Tomo 4, Sección H.4.2.3, Tabla H.2.4-1, y Sección H.6.9, Tabla H.6.9-1.

$$\sigma_{Adm} = q_{ult} / FS_{Cap Portante} = 7.58 \text{ Kg/cm}^2 / 2.5 = 3.03 \text{ Kg/cm}^2 = 30.3 \text{ Ton/m}^2$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultante X_r :

Se mide desde el punto o en el vértice externo de la base del muro.

$$X_r = (M_e - M_v) / R_v = (18000 \text{ Kg-m/m} - 3033 \text{ Kg-m/m}) / 14805 \text{ Kg/m} = 1.00 \text{ m}$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante e_x :

Esta excentricidad se mide desde el centro de la base. Para garantizar que exista compresión en toda la base con diagrama de presiones trapezoidal, la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6 = 3 \text{ m}/6 = 0.50 \text{ m}$)

$$e_x = (B/2 - X_r) = (1.5 \text{ m} - 1.00 \text{ m}) = 0.50 \text{ m}$$

$$e_x = 0.50 \text{ m} \leq B/6 = 0.50 \text{ m} \text{ CUMPLE}$$

Presión de contacto muro-suelo de fundación σ_{max} , mín: Se calcularon las presiones de contacto correspondientes a una excentricidad $e_x < B/6$.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = R_v/B \{1 + (6 \cdot e_x/B)\} = 9861 \text{ Kg/m}^2 = 0.99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0.99 \text{ Kg/cm}^2 \leq 3.03 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma_{Adm} \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = R_v/B \{1 - (6 \cdot e_x/B)\} = 9.30 \text{ Kg/m}^2 \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 0.0009 \text{ Kg/cm}^2 \leq 3.03 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma_{Adm} \text{ CUMPLE}$$

CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

El muro será construido en la Localidad de Ciudad Bolívar, zona de amenaza sísmica intermedia con un A_o de 0.20 g, ubicando a Bogotá en la Zona de Amenaza Sísmica 1, según la Norma Sismo Resistente de 2010, NSR-10.

Coefficiente Sísmico Horizontal K_h :

$$K_h = 0.50 \cdot A_o = 0.50 \cdot 0.20 \text{ g} = 0.10$$

Coefficiente Sísmico Vertical K_v :

$$K_v = 0.70 \cdot K_h = 0.70 \cdot 0.10 = 0.07$$

$$\Theta = \arctan K_h / (1 - K_v) = \arctan (0.10 / (1 - 0.07)) = 6.14^\circ$$

Fuerza Sísmica por Peso Propio F_{spp} :

$$F_{spp} = K_h \cdot p_p = 0.10 \cdot 12000 \text{ Kg/m} = 1200 \text{ Kg/m}$$

Coefficiente de Presión Dinámica Activa K_a :

Se determina con Ecuación de Mononobe-Okabe para la condición $\beta < \Theta - \delta = 33^\circ - 6.14^\circ = 26.86^\circ$

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\Psi + \Theta - \delta)}{\text{Cos}^2(\delta) \text{Sen}^2 \Psi \text{sen}(\Psi - \delta - \delta)} \left[1 + \frac{\text{Sen}(\Theta + \delta) \cdot \text{Sen}(\Theta - \beta - \delta)}{\text{Sen}(\Psi - \delta - \delta) \cdot \text{Sen}(\Psi + \beta)} \right]^2$$

Siendo δ = Angulo Rozamiento Relleno- Muro $= 2/3 \Theta = 2/3(33^\circ) = 22^\circ$

Desarrollando el cálculo para $\Theta = 33^\circ$, $\Psi = 90^\circ$, $\beta = 5.89^\circ$ y $\delta = 22^\circ$, se tiene que:

$$K_a = 0.310$$

Incremento Dinámico de Empuje Activo del Suelo:

$$IDEas = (1/2 \gamma H^2) (Kas-Ka) (1-Kv)$$

$$IDEas = (1/2 * 1700 \text{ Kg/m}^3 * 2.5^2) (0.310-0.295) (1-0.07) = 76 \text{ Kg/m}$$

El cual se aplica a $2/3 H = 1.67 \text{ m}$ desde la base del muro.

Empuje Total Ea+I:

Se calculó como la suma de la componente horizontal del empuje del suelo $Eah = Ea * \cos B$, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial debida al peso propio.

$$Ea+I = Ea + IDEas + Fsp = 1559 \text{ Kg/m} + 76 \text{ Kg/m} + 1200 \text{ Kg/m} = 2834 \text{ Kg/m}$$

Resultante de las fuerzas verticales Rv:

Se calcula como la suma del peso propio y el peso del relleno.

$$Rv = p.p + Wr + Fsp = 12000 \text{ Kg/m} + 1785 \text{ Kg/m} + 1200 \text{ Kg/m} = 14985 \text{ Kg/m}$$

Fuerza de Rozamiento Fr:

Para el análisis con carga de sismo, Se consideran los empujes perpendiculares a la cara interna del muro, siendo su componente vertical $Eav = Ea * \sin B$ y $Eh = Ea + I$. No se considera empuje pasivo pues el relleno exterior no es permanente. Entonces, la fuerza de rozamiento se calcula en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo de fundación.

$$Rv = 14985 \text{ (Kg/m)} \quad B = 3 \text{ (m)}$$

$$\phi \text{ suelo fundación} = 25.61^\circ \quad \text{Cohesión Suelo Fundación } c = 0.26 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\delta = \text{Angulo de fricción suelo-muro} = 2/3(\phi) = 2/3(25.61^\circ) = 17.07^\circ$$

$$Fr = \mu (Rv + Eav * \sin 5.59^\circ) + c' * B + Ep = \mu * Rv + c' * B$$

$$\mu = \tan (2/3 (\phi \text{ suelo fundación})) = \tan 2/3 * (25.61^\circ) = 0.31$$

$$c' = 0.5 * c = 0.5 * 0.26 = 0.13 \text{ Kg/cm}^2 = 1300 \text{ Kg/m}^2$$

$$Fr = 0.31 * (14985 \text{ Kg/m} + (1567 * \sin 5.89^\circ) \text{ Kg/m}) + 1300 \text{ Kg/m}^2 * 3 \text{ m} = 8595 \text{ Kg/m}$$

Factor de Seguridad a Deslizamiento FSd:

$$FSd = Fr/Eh = 8595 \text{ Kg/m} / 2834 \text{ Kg/m} = 3.03 \geq 1.6 \text{ CUMPLE}$$

Momento de Volcamiento Mv:

Las fuerzas que propician en Momento de Volcamiento son el empuje activo, el peso del relleno, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial debida al peso propio.

$$Mv = 1567 \text{ Kg/m} * 0.83 \text{ m} + 76 \text{ Kg/m} * 1.67 \text{ m} + 1200 \text{ Kg/m} * 1.17 \text{ m} * \cos 17.07^\circ + 1200 \text{ Kg/m} * 1.17 \text{ m} * \sin 17.07^\circ + 1785 \text{ Kg/m} * 0.38 \text{ m} * \cos 17.07^\circ - 1785 \text{ Kg/m} * 0.38 \text{ m} * \sin 17.07^\circ = 2809 \text{ Kg-m/m}$$

Momento Estabilizante Me:

La fuerza que propicia el Momento Estabilizante es el Peso Propio del Muro.

$$Me = 12000 \text{ Kg/m} * 1.50 \text{ m} = 18000 \text{ Kg-m/m}$$

Factor de Seguridad a Volcamiento FSv:

$$FSv = Me/Mv = 18000 \text{ Kg-m/m} / 2809 \text{ Kg-m/m} = 6.41 \geq 3.0 \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ Adm:

Fue calculado con un Factor de Seguridad mayor o igual que 2.5, según la Norma Sismo resistente de 2010 (NSR-10) Tomo 4, Sección H.4.2.3, Tabla H.2.4-1, y Sección H.6.9, Tabla H.6.9-1.

$$\sigma \text{ Adm} = q_{ult} / FS \text{ Cap Portante} = 7.58 \text{ Kg/cm}^2 / 2.5 = 3.03 \text{ Kg/cm}^2 = 30.3 \text{ Ton/m}^2$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultante X_r :

Se mide desde el punto o en el vértice externo de la base del muro.

$$X_r = (M_e - M_v) / R_v = (18000 \text{ Kg-m/m} - 2809 \text{ Kg-m/m}) / 14985 \text{ Kg/m} = 1.33 \text{ m}$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante e_x :

Esta excentricidad se mide desde el centro de la base. Para garantizar que exista compresión en toda la base con diagrama de presiones trapezoidal, la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6 = 3 \text{ m}/6 = 0.50 \text{ m}$)

$$e_x = (B/2 - X_r) = (1.50 \text{ m} - 1.33 \text{ m}) = 0.17 \text{ m}$$

$$e_x = 0.17 \text{ m} \leq B/6 = 0.50 \text{ m} \text{ CUMPLE}$$

Presión de contacto muro-suelo de fundación σ max, mín: Se calcularon las presiones de contacto correspondientes a una excentricidad $e_x < B/6$.

$$\sigma \text{ máx} = R_v/B \{1 + (6 \cdot e_x/B)\} = 6656 \text{ Kg/m}^2 = 0.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ máx} = 0.67 \text{ Kg/cm}^2 \leq 3.03 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma \text{ Adm} \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma \text{ mín} = R_v/B \{1 - (6 \cdot e_x/B)\} = 3334 \text{ Kg/m}^2 = 0.33 \text{ Kg/cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma \text{ mín} = 0.33 \text{ Kg/cm}^2 \leq 3.03 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma \text{ Adm} \text{ CUMPLE}$$

➤ CONDICIÓN CORTO PLAZO

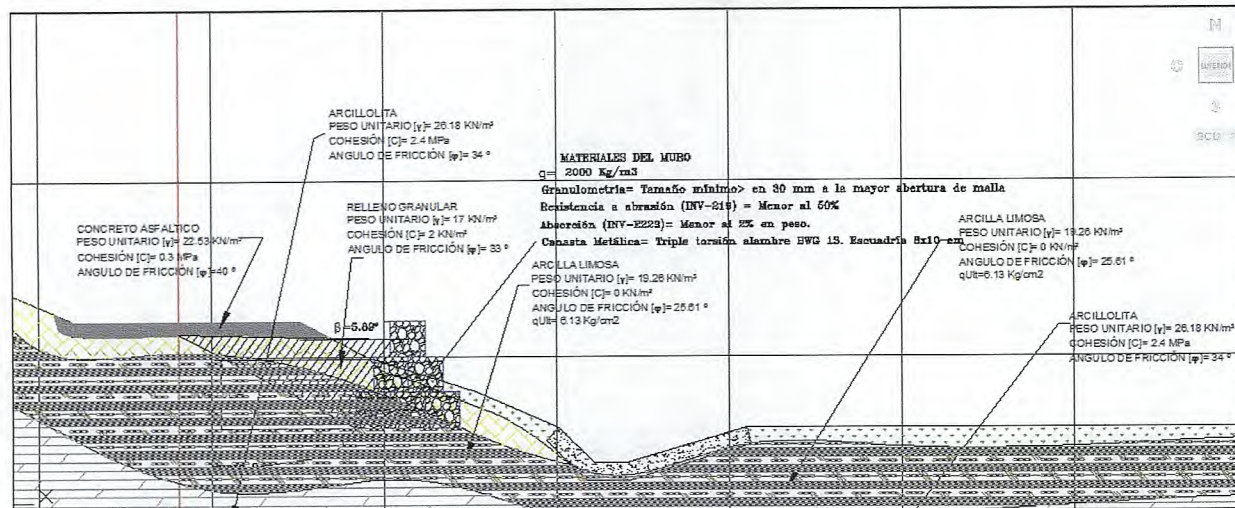


Figura No. 4 Esquema de Muro de Contención en Gavión Sitio Inestable N°3 SECCION 1 Perforaciones 6,7,8,9 y 10. Condición Corto Plazo

SUELO DE FUNDACIÓN

$\gamma = 1965 \text{ Kg/m}^3$
 $D_f = 2.00 \text{ m}$
 $\phi = 25.61^\circ$
 $c = 0 \text{ Kg/cm}^2$
 $q_{ult} = 6.13 \text{ Kg/cm}^2$

SUELO DE RELLENO

$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$
 $\phi = 33^\circ$
 $c = 0 \text{ Kg/cm}^2$
 $\beta = \text{Angulo superficie de relleno respecto a la horizontal} = 5.89^\circ$

MATERIALES DEL MURO

$\gamma = 2000 \text{ Kg/m}^3$
 $\Psi = \text{Angulo cara interior de muro respecto a la horizontal, sentido horario} = 90^\circ$
 Granulometría: Tamaño mínimo > en 30 mm a la abertura mayor de la malla.
 Resistencia a abrasión (INV-219): Menor del 50%
 Absorción (INV-E223): Menor al 2% en peso.
 Canasta: Triple Torsión. Alambre BWG 13. Escuadría 8x10 cm.

CASO 1: EMPUJE DE TIERRA + SOBRE CARGA VEHICULAR

Peso Propio p.p.

Para un peso específico de relleno de gavión de 1800 Kg/m³, corresponde un peso propio por metro de longitud de 12000 Kg/m.

p.p.= 12000 Kg/m

Centro de Gravedad.

Se calcula según las secciones geométricas determinadas y el peso de muro.

$$X_{cg} (m) = \frac{18000}{12000} = 1,50$$

$$Y_{cg} (m) = \frac{14000}{12000} = 1,17$$

Sobrecarga q:

Se tomó una altura de relleno equivalente a una sobrecarga vehicular de 2 pies o 60 cm según la Norma AASTHO 2002.

$$q = \gamma * H_s = 1700 \text{ Kg/m}^3 * 0.6 \text{ m} = 1020 \text{ Kg/ m}^2$$

Peso Total de la Sobrecarga Ws:

Corresponde a la sobrecarga aplicada sobre el relleno limitada por el talón del escalonamiento interno del muro.

$$W_s = q * L = 1020 \text{ Kg/ m}^2 * 1.00 \text{ m} = 1020 \text{ Kg/m.}$$

Aplicado a 0.50 m del punto o

Peso del Relleno W_r:

Se calcula para el relleno colocado sobre el escalonamiento del muro, dicho relleno tiene un volumen V_r por metro de longitud de muro.

$$V_r = (1.05 \text{ m}^2) * 1.0 \text{ m} = 1.05 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_r = 1.05 \text{ m}^3/\text{m} * 1700 \text{ Kg/m} = 1785 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a 0.38 m del punto O.

Coefficiente de Empuje Activo K_a:

Como se da el caso de que el cuerpo del muro en gavión tiene la posibilidad de desplazarse, se desarrolla un estado de Empuje Activo. Por medio del empleo de la Ecuación de Rankine se calcula el Coeficiente de Empuje Activo como.

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \frac{1 - \text{Sen } 33^\circ}{1 + \text{Sen } 33^\circ} = 0.295$$

Empuje Activo del suelo E_a:

$$E_a = 1/2 * (\gamma * H^2) * K_a = (1/2 * 1700 \text{ Kg/m}^3 * (2.5 \text{ m})^2) * 0.295 = 1567 \text{ Kg/m.}$$

Aplicado a H/3 = 0.83 m desde la base del muro hasta la altura efectiva del relleno, 0.50 m bajo nivel de corona del muro.

Empuje de la sobrecarga E_s:

$$E_s = (\gamma * H_s) * H * K_a = 1700 \text{ Kg/m}^3 * 0.60 \text{ m} * 2.5 \text{ m} * 0.295 = 752 \text{ Kg/m.}$$

Aplicado a H/2 = 1.25 m desde la base del muro hasta la altura efectiva del relleno, 0.50 m bajo nivel de corona del muro.

Empuje Total E_a+s:

Se calculó como el empuje del suelo más el empuje de la sobrecarga de la siguiente manera:

$$Ea+s = Ea+Es = 1567 \text{ Kg/m} + 752 \text{ Kg/m} = 2319 \text{ Kg/m}.$$

Resultante de las fuerzas verticales Rv:

Se calcula como la suma del peso propio, el peso del relleno y el peso total de la sobrecarga.

$$Rv = p.p + W_r + W_s = 12000 \text{ Kg/m} + 1785 \text{ Kg/m} + 1020 \text{ Kg/m} = 14805 \text{ Kg/m}.$$

Fuerza de Rozamiento Fr:

Se consideran los empujes perpendiculares a la cara vertical del muro. No se tuvo en cuenta en empuje pasivo debido a que no existe un relleno permanente en la cara exterior del muro. La fuerza de rozamiento se calculó en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo de fundación.

$$Rv=14805 \text{ (Kg/m)} \quad B=3 \text{ (m)}$$

$$\phi \text{ suelo fundación}=25.61^\circ \quad \text{Cohesión Suelo Fundación } c=0.00 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\delta = \text{Angulo de fricción suelo-muro} = 2/3(\phi) = 2/3(25.61^\circ) = 17.07^\circ$$

$$Fr = \mu (Rv+Eav) + c'.B + Ep = \mu.Rv + c'.B$$

$$\mu = \tan(\delta) = \tan(17.07^\circ) = 0.31$$

$$c' = 0.00 \text{ Kg/cm}^2 = 0.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$Fr = 0.31 \cdot 14805 \text{ Kg/m} = 4590 \text{ Kg/m}$$

Factor de Seguridad a Deslizamiento FSd:

$$FSd = Fr/Eh = 4590 \text{ Kg/m} / 2319 \text{ Kg/m} = 1.98 \geq 1.6 \text{ CUMPLE}$$

Momento de Volcamiento Mv:

Las fuerzas que propician en Momento de Volcamiento son el empuje activo, el peso de la sobre carga, el empuje de la sobrecarga y el peso del relleno. Si δ = Angulo de fricción suelo-muro = 17.07°

$$Mv = 1567 \text{ Kg/m} \cdot 0.83 \text{ m} + 752 \text{ Kg/m} \cdot 1.25 \text{ m} - 1785 \text{ Kg/m} \cdot 0.38 \text{ m} \cdot \sin(17.07^\circ) + 1785 \text{ Kg/m} \cdot 0.38 \text{ m} \cdot \cos(17.07^\circ) - 1020 \text{ Kg/m} \cdot 0.50 \text{ m} \cdot \sin(17.07^\circ) + 1020 \text{ Kg/m} \cdot 0.50 \text{ m} \cdot \cos(17.07^\circ) = 3033 \text{ Kg-m/m}$$

Momento Estabilizante Me:

La fuerza que propicia el Momento Estabilizante es el Peso Propio del Muro.

$$Me = 12000 \text{ Kg/m} \cdot 1.50 \text{ m} = 18000 \text{ Kg-m/m}$$

Factor de Seguridad a Volcamiento FSv:

$$FSv = Me/Mv = 18000 \text{ Kg-m/m} / 3033 \text{ Kg-m/m} = 5.93 \geq 3.0 \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ_{Adm} :

Fue calculado con un Factor de Seguridad mayor o igual que 2.5, según la Norma Sismo resistente de 2010 (NSR-10) Tomo 4, Sección H.4.2.3, Tabla H.2.4-1, y Sección H.6.9, Tabla H.6.9-1.

$$\sigma_{Adm} = q_{ult} / FS_{Cap Portante} = 6.13 \text{ Kg/cm}^2 / 2.5 = 2.45 \text{ Kg/cm}^2 = 24.5 \text{ Ton/m}^2$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultante Xr:

Se mide desde el punto o en el vértice externo de la base del muro.

$$Xr = (Me - Mv) / Rv = (18000 \text{ Kg-m/m} - 3033 \text{ Kg-m/m}) / 14805 \text{ Kg/m} = 1.00 \text{ m}$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante ex:

Esta excentricidad se mide desde el centro de la base. Para garantizar que exista compresión en toda la base con diagrama de presiones trapezoidal, la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6 = 3 \text{ m}/6 = 0.50 \text{ m}$)

$$ex = (B/2 - X_r) = (1.5 \text{ m} - 1.00 \text{ m}) = 0.50 \text{ m}$$

$$ex = 0.50 \text{ m} \leq B/6 = 0.50 \text{ m} \text{ CUMPLE}$$

Presión de contacto muro-suelo de fundación σ max, mín: Se calcularon las presiones de contacto correspondientes a una excentricidad $ex < B/6$.

$$\sigma \text{ máx} = R_v/B \{1 + (6 \cdot ex/B)\} = 9861 \text{ Kg/m}^2 = 0.99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ máx} = 0.99 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2.45 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma \text{ Adm CUMPLE}$$

$$\sigma \text{ mín} = R_v/B \{1 - (6 \cdot ex/B)\} = 9.30 \text{ Kg/m}^2 \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma \text{ mín} = 0.0009 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2.45 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma \text{ Adm CUMPLE}$$

CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

El muro será construido en la Localidad de Ciudad Bolívar, zona de amenaza sísmica intermedia con un A_o de 0.20 g, ubicando a Bogotá en la Zona de Amenaza Sísmica 1, según la Norma Sismo Resistente de 2010, NSR-10.

Coefficiente Sísmico Horizontal K_h :

$$K_h = 0.50 \cdot A_o = 0.50 \cdot 0.20 \text{ g} = 0.10$$

Coefficiente Sísmico Vertical K_v :

$$K_v = 0.70 \cdot K_h = 0.70 \cdot 0.10 = 0.07$$

$$\Theta = \arctan K_h / (1 - K_v) = \arctan (0.10 / (1 - 0.07)) = 6.14^\circ$$

Fuerza Sísmica por Peso Propio F_{spp} :

$$F_{spp} = K_h \cdot p_p = 0.10 \cdot 12000 \text{ Kg/m} = 1200 \text{ Kg/m}$$

Coefficiente de Presión Dinámica Activa K_a :

Se determina con Ecuación de Mononobe-Okabe para la condición $\beta < \Theta - \Theta = 33^\circ - 6.14^\circ = 26.86^\circ$

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\Psi + \delta - \Theta)}{\text{Cos}^2(\Theta) \text{Sen}^2 \Psi \text{Sen}(\Psi - \delta - \Theta)} \left[1 + \frac{\text{Sen}(\delta + \delta) \cdot \text{Sen}(\delta - \beta - \Theta)}{\text{Sen}(\Psi - \delta - \Theta) \cdot \text{Sen}(\Psi + \beta)} \right]^2$$

Siendo δ = Angulo Rozamiento Relleno- Muro $= 2/3 \Theta = 2/3(33^\circ) = 22^\circ$

Desarrollando el cálculo para $\Theta = 33^\circ$, $\Psi = 90^\circ$, $\beta = 5.89^\circ$ y $\delta = 22^\circ$, se tiene que:

$$K_a = 0.310$$

Incremento Dinámico de Empuje Activo del Suelo:

$$IDEas = (1/2 \gamma H^2) (K_a - K_a) (1 - K_v)$$

$$IDEas = (1/2 \cdot 1700 \text{ Kg/m}^3 \cdot 2.5^2) (0.310 - 0.295) (1 - 0.07) = 76 \text{ Kg/m}$$

El cual se aplica a $2/3 H = 1.67 \text{ m}$ desde la base del muro.

Empuje Total $E_a + I$:

Se calculó como la suma de la componente horizontal del empuje del suelo $E_{ah} = E_a \cdot \text{Cos } B$, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial debida al peso propio.

$$E_a + I = E_a + IDEas + F_{spp} = 1559 \text{ Kg/m} + 76 \text{ Kg/m} + 1200 \text{ Kg/m} = 2834 \text{ Kg/m}$$

Resultante de las fuerzas verticales Rv:

Se calcula como la suma del peso propio y el peso del relleno.

$$R_v = p.p + W_r + F_{spp} = 12000 \text{ Kg/m} + 1785 \text{ Kg/m} + 1200 \text{ Kg/m} = 14985 \text{ Kg/m}.$$

Fuerza de Rozamiento Fr:

Para el análisis con carga de sismo, Se consideran los empujes perpendiculares a la cara interna del muro, siendo su componente vertical $E_{av}=E_a \cdot \text{Sen} B$ y $E_h=E_a \cdot \text{I}$. No se considera empuje pasivo pues el relleno exterior no es permanente. Entonces, la fuerza de rozamiento se calcula en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo de fundación.

$$R_v = 14985 \text{ (Kg/m)} \quad B = 3 \text{ (m)}$$

$$\emptyset \text{ suelo fundación} = 25.61^\circ \quad \text{Cohesión Suelo Fundación } c = 0.00 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\delta = \text{Angulo de fricción suelo-muro} = 2/3(\emptyset) = 2/3(25.61^\circ) = 17.07^\circ$$

$$F_r = \mu (R_v + E_{av} \cdot \text{Sen } 5.59^\circ) + c' \cdot B + E_p = \mu \cdot R_v + c' \cdot B$$

$$\mu = \text{Tan } (2/3 (\emptyset \text{ suelo fundación})) = \text{Tan } 2/3(25.61^\circ) = 0.31$$

$$c' = 0.00 \text{ Kg/cm}^2 = 0.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_r = 0.31(14985 \text{ Kg/m} + (1567 \cdot \text{Sen } 5.89^\circ) \text{ Kg/m}) = 4695 \text{ Kg/m}$$

Factor de Seguridad a Deslizamiento FSd:

$$FS_d = F_r / E_h = 4695 \text{ Kg/m} / 2834 \text{ Kg/m} = 1.66 \geq 1.6 \text{ CUMPLE}$$

Momento de Volcamiento Mv:

Las fuerzas que propician en Momento de Volcamiento son el empuje activo, el peso del relleno, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial debida al peso propio.

$$M_v = 1567 \text{ Kg/m} \cdot 0.83 \text{ m} + 76 \text{ Kg/m} \cdot 1.67 \text{ m} + 1200 \text{ Kg/m} \cdot 1.17 \text{ m} \cdot \text{Cos } 17.07^\circ + 1200 \text{ Kg/m} \cdot 1.17 \text{ m} \cdot \text{Sen } 17.07^\circ + 1785 \text{ Kg/m} \cdot 0.38 \text{ m} \cdot \text{Cos } 17.07^\circ - 1785 \text{ Kg/m} \cdot 0.38 \text{ m} \cdot \text{Sen } 17.07^\circ = 2809 \text{ Kg-m/m}$$

Momento Estabilizante Me:

La fuerza que propicia el Momento Estabilizante es el Peso Propio del Muro.

$$M_e = 12000 \text{ Kg/m} \cdot 1.50 \text{ m} = 18000 \text{ Kg-m/m}$$

Factor de Seguridad a Volcamiento FSv:

$$FS_v = M_e / M_v = 18000 \text{ Kg-m/m} / 2809 \text{ Kg-m/m} = 6.41 \geq 3.0 \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ_{Adm} :

Fue calculado con un Factor de Seguridad mayor o igual que 2.5, según la Norma Sismo resistente de 2010 (NSR-10) Tomo 4, Sección H.4.2.3, Tabla H.2.4-1, y Sección H.6.9, Tabla H.6.9-1.

$$\sigma_{Adm} = q_{ult} / FS_{Cap Portante} = 6.13 \text{ Kg/cm}^2 / 2.5 = 2.45 \text{ Kg/cm}^2 = 24.5 \text{ Ton/m}^2$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultante Xr:

Se mide desde el punto o en el vértice externo de la base del muro.

$$X_r = (M_e - M_v) / R_v = (18000 \text{ Kg-m/m} - 2809 \text{ Kg-m/m}) / 14985 \text{ Kg/m} = 1.33 \text{ m}$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante ex:

Esta excentricidad se mide desde el centro de la base. Para garantizar que exista compresión en toda la base con diagrama de presiones trapezoidal, la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6 = 3 \text{ m}/6 = 0.50 \text{ m}$)

$$ex = (B/2 - X_r) = (1.50 \text{ m} - 1.33 \text{ m}) = 0.17 \text{ m}$$

$$ex = 0.17 \text{ m} \leq B/6 = 0.50 \text{ m} \text{ CUMPLE}$$

Presión de contacto muro-suelo de fundación σ max, mín: Se calcularon las presiones de contacto correspondientes a una excentricidad $ex < B/6$.

$$\sigma \text{ máx} = R_v/B \{1 + (6 \cdot ex/B)\} = 6656 \text{ Kg/m}^2 = 0.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ máx} = 0.67 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2.45 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma \text{ Adm CUMPLE}$$

$$\sigma \text{ mín} = R_v/B \{1 - (6 \cdot ex/B)\} = 3334 \text{ Kg/m}^2 = 0.33 \text{ Kg/cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma \text{ mín} = 0.33 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2.45 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma \text{ Adm CUMPLE}$$

1.2 Proyecto N°3. SECCION 2, Zona de Perforaciones 1,2,3,4 y 5.

1.2.1 Datos de Cálculo

Para la zona anterior al Sitio Inestable N°3, en el sentido del abscisado desde San Joaquín hacia el centro poblado de la Pasquilla, cuya exploración correspondiente a las perforaciones 1,2,3,4 y 5 SECCIÓN 2, dando atención a la solicitud de la Interventoría al respecto, de manera complementaria al Sitio inestable N°3, se ha determinado como alternativa de estabilización la implementación de un muro de contención en gavión con escalonado externo y relleno posterior hacia el talud, configurado en tres niveles, con base de 3 m de ancho por 1 m de alto, cuerpo intermedia de 2 m de ancho por 1 m de alto y cuerpo superior de 1 m de ancho por 1 m de alto, la disposición de dicho muro en gavión se muestra sin escala, a continuación de manera ilustrativa en el esquema de la Figura N°2 del presente Anexo, en dicha figura se especifican las propiedades de los materiales del muro, el suelo de fundación y su relleno. Se aclara que para verificar dimensiones se debe referir a los planos de los esquemas propuestos para este Sitio.

1.2.2 Factores de Seguridad.

Según la Norma Sismo resistente del 2010 (NSR-10) Tomo 4, Sección H.4.2.3, Tabla H.2.4-1, y Sección H.6.9, Tabla H.6.9-1, los factores de seguridad que deben verificarse son:

- Factor de Seguridad al Deslizamiento $FS > 1.6$
- Factor de Seguridad al Volcamiento $FS \geq 3.00$
- Factor de Seguridad por Capacidad Portante $FS > 2.5$.
- Estabilidad General Largo Plazo $FS > 1.5$
- Estabilidad General Corto Plazo $FS > 1.3$

1.2.3 Cálculos de Diseño de Muro de Contención en Gavión.

La estabilidad se analiza con respecto a la arista inferior de la base del muro en su extremo interno al relleno, definido como el punto "0" de la Figura N°2, que se muestra a manera de esquema sin escalas de medición, en el presente Anexo. Para la determinación del peso del muro y su centro de gravedad, dividimos su sección en tres figuras geométricas con propiedades conocidas, la inferior de sección 3 m x 1 m, la intermedia de sección de 2 m x 1 m y la superior de 1 m x 1 m, cuyos valores de cálculo se muestran en la siguiente Tabla N°2 del presente Anexo.

CUERPO N°	BRAZO X m	BRAZO Y m	PESO Kg/m	PESO*BRAZO X Kg-m/m	PESO*BRAZO Y Kg-m/m
1	1,5	0,5	6000	9000	3000
2	1,5	1,5	4000	6000	6000
3	1,5	2,5	2000	3000	5000
SUMA			12000	18000	14000

Tabla 2. Peso y Momentos Estabilizantes por metro lineal de muro Proyecto N°3, SECCION 2, Zona Perforaciones 1, 2, 3, 4 y 5.

➤ CONDICIÓN LARGO PLAZO

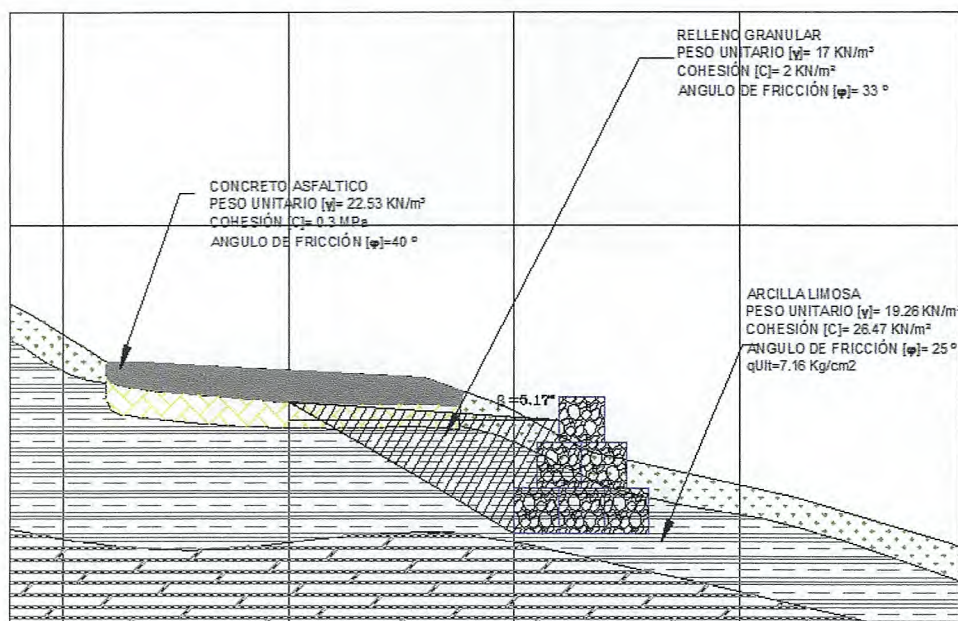


Figura No. 5 Esquema de Muro de Contención en Gavión SECCION 2, Perforaciones 1,2,3,4 y 5 Condición Largo Plazo

SUELO DE RELLENO

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$\phi = 33^\circ$$

$$c = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

β = Angulo superficie de relleno respecto a la horizontal = 5.17° .

MATERIALES DEL MURO

$$\gamma = 2000 \text{ Kg/m}^3$$

Ψ = Angulo cara interior de muro respecto a la horizontal, sentido horario = 90°

Granulometría: Tamaño mínimo > en 30 mm a la abertura mayor de la malla.

Resistencia a abrasión (INV-219): Menor del 50%

Absorción (INV-E223): Menor al 2% en peso.

Canasta: Triple Torsión. Alambre BWG 13. Escuadría 8x10 cm.

Peso Propio p.p.

Para un peso específico de relleno de gavión de 2000 Kg/m^3 , corresponde un peso propio por metro de longitud de 12000 Kg/m .

$$p.p. = 12000 \text{ Kg/m}$$

Centro de Gravedad.

Se calcula según las secciones geométricas determinadas y el peso de muro.

$$X_{cg} \text{ (m)} = \frac{18000}{12000} = 1,50$$

$$Y_{cg} \text{ (m)} = \frac{14000}{12000} = 1,17$$

Sobrecarga q:

Se tomó una altura de relleno equivalente a una sobrecarga vehicular de 2 pies o 60 cm según la Norma AASTHO 2002.

$$q = \gamma * H_s = 1700 \text{ Kg/m}^3 * 0.6 \text{ m} = 1020 \text{ Kg/ m}^2$$

Peso Total de la Sobrecarga Ws:

Corresponde a la sobrecarga aplicada sobre el relleno limitada por el talón del escalonamiento interno del muro.

$$W_s = q * L = 1020 \text{ Kg/ m}^2 * 1.00 \text{ m} = 1020 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a 0.50 m del punto o

Peso del Relleno Wr:

Se calcula para el relleno colocado sobre el escalonamiento del muro, dicho relleno tiene un volumen V_r por metro de longitud de muro.

$$V_r = (1.03 \text{ m}^2) * 1.0 \text{ m} = 1.03 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_r = 1.03 \text{ m}^3/\text{m} * 1700 \text{ Kg/m} = 1751 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a 0.37 m del punto o

Coefficiente de Empuje Activo Ka:

Como se da el caso de que el cuerpo del muro en gavión tiene la posibilidad de desplazarse, se desarrolla un estado de Empuje Activo. Por medio del empleo de la Ecuación de Rankine se calcula el Coeficiente de Empuje Activo como.

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \frac{1 - \text{Sen } 33^\circ}{1 + \text{Sen } 33^\circ} = 0.295$$

Empuje Activo del suelo Ea:

$$Ea = \frac{1}{2} (\gamma \cdot H^2) \cdot K_a = \left(\frac{1}{2} \cdot 1700 \text{ Kg/m}^3 \cdot (2.5 \text{ m})^2 \right) \cdot 0.295 = 1567 \text{ Kg/m.}$$

Aplicado a $H/3 = 0.83 \text{ m}$ desde la base del muro hasta la altura efectiva del relleno, 0.50 m bajo nivel de corona del muro.

Empuje de la sobrecarga Es:

$$Es = (\gamma \cdot H_s) \cdot H \cdot K_a = 1700 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.60 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m} \cdot 0.295 = 752 \text{ Kg/m.}$$

Aplicado a $H/2 = 1.25 \text{ m}$ desde la base del muro hasta la altura efectiva del relleno, 0.50 m bajo nivel de corona del muro.

Empuje Total Ea+s:

Se calculó como el empuje del suelo más el empuje de la sobrecarga de la siguiente manera:

$$Ea+s = Ea+Es = 1567 \text{ Kg/m} + 752 \text{ Kg/m} = 2319 \text{ Kg/m.}$$

Resultante de las fuerzas verticales Rv:

Se calcula como la suma del peso propio, el peso del relleno y el peso total de la sobrecarga.

$$Rv = p.p + W_r + W_s = 12000 \text{ Kg/m} + 1751 \text{ Kg/m} + 1020 \text{ Kg/m} = 14771 \text{ Kg/m.}$$

Fuerza de Rozamiento Fr:

Se consideran los empujes perpendiculares a la cara vertical del muro. No se tuvo en cuenta el empuje pasivo debido a que no existe un relleno permanente en la cara exterior del muro. La fuerza de rozamiento se calculó en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo de fundación.

$$Rv = 14771 \text{ (Kg/m)} \quad B = 3 \text{ (m)}$$

$$\phi \text{ suelo fundación} = 25^\circ \quad \text{Cohesión Suelo Fundación } c = 0.27 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\delta = \text{Ángulo de fricción suelo-muro} = \frac{2}{3}(\phi) = \frac{2}{3}(25^\circ) = 16.67^\circ$$

$$Fr = \mu (Rv + E_{av}) + c' \cdot B + E_p = \mu \cdot Rv + c' \cdot B$$

$$\mu = \tan(\delta) = \tan(16.67^\circ) = 0.31$$

$$c' = 0.5 \cdot c = 0.5 \cdot 0.27 = 0.135 \text{ Kg/cm}^2 = 1350 \text{ Kg/m}^2$$

$$Fr = 0.31 \cdot 14771 \text{ Kg/m} + 1350 \text{ Kg/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 8629 \text{ Kg/m}$$

Factor de Seguridad a Deslizamiento FSd:

$$FSd = Fr/Eh = 8629 \text{ Kg/m} / 2319 \text{ Kg/m} = 3.72 \geq 1.6 \text{ CUMPLE}$$

Momento de Volcamiento Mv:

Las fuerzas que propician en Momento de Volcamiento son el empuje activo, el peso de la sobre carga, el empuje de la sobrecarga y el peso del relleno.

$$Mv = 1567 \text{ Kg/m} \cdot 0.83 \text{ m} + 752 \text{ Kg/m} \cdot 1.25 \text{ m} - 1751 \text{ Kg/m} \cdot 0.37 \text{ m} \cdot \sin(16.67^\circ) + 1751 \text{ Kg/m} \cdot 0.37 \text{ m} \cdot \cos(16.67^\circ) - 1020 \text{ Kg/m} \cdot 0.50 \text{ m} \cdot \sin(16.67^\circ) + 1020 \text{ Kg/m} \cdot 0.50 \text{ m} \cdot \cos(16.67^\circ) = 3023 \text{ Kg-m/m}$$

Momento Estabilizante Me:

La fuerza que propicia el Momento Estabilizante es el Peso Propio del Muro.

$$Me = 12000 \text{ Kg/m} \cdot 1.50 \text{ m} = 18000 \text{ Kg-m/m}$$

Factor de Seguridad a Volcamiento FSv:

$$FSv = Me/Mv = 18000 \text{ Kg-m/m} / 3023 \text{ Kg-m/m} = 5.95 \geq 3.0 \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ Adm:

Fue calculado con un Factor de Seguridad mayor o igual que 2.5, según la Norma Sismo resistente de 2010 (NSR-10) Tomo 4, Sección H.4.2.3, Tabla H.2.4-1, y Sección H.6.9, Tabla H.6.9-1.

$$\sigma \text{ Adm} = q_{ult} / FS \text{ Cap Portante} = 7.16 \text{ Kg/cm}^2 / 2.5 = 2.86 \text{ Kg/cm}^2 = 28.6 \text{ Ton/m}^2$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultante X_r :

Se mide desde el punto o en el vértice externo de la base del muro.

$$X_r = (M_e - M_v) / R_v = (18000 \text{ Kg-m/m} - 3023 \text{ Kg-m/m}) / 14771 \text{ Kg/m} = 1.01 \text{ m}$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante e_x :

Esta excentricidad se mide desde el centro de la base. Para garantizar que exista compresión en toda la base con diagrama de presiones trapezoidal, la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6 = 3 \text{ m}/6 = 0.50 \text{ m}$)

$$e_x = (B/2 - X_r) = (1.5 - 1.01 \text{ m}) = 0.50 \text{ m}$$

$$e_x = 0.49 \text{ m} \leq B/6 = 0.50 \text{ m} \text{ CUMPLE}$$

Presión de contacto muro-suelo de fundación σ max, mín: Se calcularon las presiones de contacto correspondientes a una excentricidad $e_x < B/6$.

$$\sigma \text{ máx} = R_v/B \{1 + (6 \cdot e_x/B)\} = 9710 \text{ Kg/m}^2 = 0.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ máx} = 0.97 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2.86 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma \text{ Adm} \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma \text{ mín} = R_v/B \{1 - (6 \cdot e_x/B)\} = 137.33 \text{ Kg/cm}^2 = 0.01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ mín} = 0.01 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2.86 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma \text{ Adm} \text{ CUMPLE}$$

CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

El muro será construido en la Localidad de Ciudad Bolívar, zona de amenaza sísmica intermedia con un A_o de 0.20 g, ubicando a Bogotá en la Zona de Amenaza Sísmica 1, según la Norma Sismo Resistente de 2010, NSR-10.

Coeficiente Sísmico Horizontal K_h :

$$K_h = 0.50 \cdot A_o = 0.50 \cdot 0.20 \text{ g} = 0.10$$

Coeficiente Sísmico Vertical K_v :

$$K_v = 0.70 \cdot K_h = 0.70 \cdot 0.10 = 0.07$$

$$\Theta = \arctan K_h / (1 - K_v) = \arctan (0.10 / (1 - 0.07)) = 6.14^\circ$$

Fuerza Sísmica por Peso Propio F_{spp} :

$$F_{spp} = K_h \cdot p_p = 0.10 \cdot 12000 \text{ Kg/m} = 1200 \text{ Kg/m}$$

Coeficiente de Presión Dinámica Activa K_{as} :

Se determina con Ecuación de Mononobe-Okabe para la condición $\beta < \Theta - \Theta = 33^\circ - 6.14^\circ = 26.86^\circ$

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\Psi + \Theta - \delta)}{\text{Cos}^2(\delta) \text{Sen}^2 \Psi \text{Sen}(\Psi - \delta - \delta)} \left[1 + \frac{\text{Sen}(\delta + \delta) \cdot \text{Sen}(\delta - \beta - \delta)}{\text{Sen}(\Psi - \delta - \delta) \cdot \text{Sen}(\Psi + \beta)} \right]^2$$

Siendo δ = Angulo Rozamiento Relleno- Muro $= 2/3 \Theta = 2/3(33^\circ) = 22^\circ$

Desarrollando el cálculo para $\Theta = 33^\circ$, $\Psi = 90^\circ$, $\beta = 5.89^\circ$ y $\delta = 22^\circ$, se tiene que:

$$K_{as} = 0.313$$

Incremento Dinámico de Empuje Activo del Suelo:

$$IDEas = (1/2 \gamma H^2) (Kas-Ka) (1-Kv)$$

$$IDEas = (1/2 * 1700 \text{ Kg/m}^3 * 2.5^2) (0.313-0.295) (1-0.07) = 89 \text{ Kg/m}$$

El cual se aplica a $2/3 H = 1.67 \text{ m}$ desde la base del muro.

Empuje Total Ea+I:

Se calculó como la suma de la componente horizontal del empuje del suelo $Eah = Ea * \cos B$, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial debida al peso propio.

$$Ea+I = Ea + IDEas + Fsp = 1561 \text{ Kg/m} + 89 \text{ Kg/m} + 1200 \text{ Kg/m} = 2850 \text{ Kg/m}$$

Resultante de las fuerzas verticales Rv:

Se calcula como la suma del peso propio y el peso del relleno.

$$Rv = p.p + Wr + Fsp = 12000 \text{ Kg/m} + 1751 \text{ Kg/m} + 1200 \text{ Kg/m} = 14951 \text{ Kg/m}$$

Fuerza de Rozamiento Fr:

Para el análisis con carga de sismo, Se consideran los empujes perpendiculares a la cara interna del muro, siendo su componente vertical $Eav = Ea * \sin B$ y $Eh = Ea + I$. No se considera empuje pasivo pues el relleno exterior no es permanente. Entonces, la fuerza de rozamiento se calcula en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo de fundación.

$$Rv = 14951 \text{ (Kg/m)} \quad B = 3 \text{ (m)}$$

$$\phi \text{ suelo fundación} = 25^\circ \quad \text{Cohesión Suelo Fundación } c = 0.27 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\delta = \text{Angulo de fricción suelo-muro} = 2/3(\phi) = 2/3(25^\circ) = 16.67^\circ$$

$$Fr = \mu (Rv + Eav * \sin 5.59^\circ) + c' \cdot B + Ep = \mu \cdot Rv + c' \cdot B$$

$$\mu = \tan (2/3 (\phi \text{ suelo fundación})) = \tan 2/3 * (25^\circ) = 0.31$$

$$c' = 0.5 \cdot c = 0.5 * 0.27 = 0.135 \text{ Kg/cm}^2 = 1350 \text{ Kg/m}^2$$

$$Fr = 0.31 * (14951 \text{ Kg/m} + (1567 * \sin 5.17^\circ) \text{ Kg/m}) + 1350 \text{ Kg/m}^2 * 3 \text{ m} = 8729 \text{ Kg/m}$$

Factor de Seguridad a Deslizamiento FSd:

$$FSd = Fr/Eh = 8729 \text{ Kg/m} / 2850 \text{ Kg/m} = 3.06 \geq 1.6 \text{ CUMPLE}$$

Momento de Volcamiento Mv:

Las fuerzas que propician en Momento de Volcamiento son el empuje activo, el peso del relleno, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial debida al peso propio.

$$Mv = 1567 \text{ Kg/m} * 0.83 \text{ m} + 89 \text{ Kg/m} * 1.67 \text{ m} + 1200 \text{ Kg/m} * 1.17 \text{ m} * \cos 17.07^\circ + 1200 \text{ Kg/m} * 1.17 \text{ m} * \sin 17.07^\circ + 1751 \text{ Kg/m} * 0.37 \text{ m} * \cos 17.07^\circ - 1751 \text{ Kg/m} * 0.37 \text{ m} * \sin 17.07^\circ = 2829 \text{ Kg-m/m}$$

Momento Estabilizante Me:

La fuerza que propicia el Momento Estabilizante es el Peso Propio del Muro.

$$Me = 12000 \text{ Kg/m} * 1.50 \text{ m} = 18000 \text{ Kg-m/m}$$

Factor de Seguridad a Volcamiento FSv:

$$FSv = Me/Mv = 18000 \text{ Kg-m/m} / 2829 \text{ Kg-m/m} = 6.36 \geq 3.0 \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ_{Adm} :

Fue calculado con un Factor de Seguridad mayor o igual que 2.5, según la Norma Sismo resistente de 2010 (NSR-10) Tomo 4, Sección H.4.2.3, Tabla H.2.4-1, y Sección H.6.9, Tabla H.6.9-1.

$$\sigma_{Adm} = q_{ult} / FS_{Cap Portante} = 7.16 \text{ Kg/cm}^2 / 2.5 = 2.86 \text{ Kg/cm}^2 = 28.6 \text{ Ton/m}^2$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultante X_r :

Se mide desde el punto o en el vértice externo de la base del muro.

$$X_r = (M_e - M_v) / R_v = (18000 \text{ Kg-m/m} - 2829 \text{ Kg-m/m}) / 14951 \text{ Kg/m} = 1.33 \text{ m}$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante e_x :

Esta excentricidad se mide desde el centro de la base. Para garantizar que exista compresión en toda la base con diagrama de presiones trapezoidal, la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6 = 3 \text{ m}/6 = 0.50 \text{ m}$)

$$e_x = (B/2 - X_r) = (1.50 \text{ m} - 1.33 \text{ m}) = 0.17 \text{ m}$$

$$e_x = 0.17 \text{ m} \leq B/6 = 0.50 \text{ m} \text{ CUMPLE}$$

Presión de contacto muro-suelo de fundación σ_{max} , σ_{min} : Se calcularon las presiones de contacto correspondientes a una excentricidad $e_x < B/6$.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = R_v/B \{1 + (6 \cdot e_x/B)\} = 6631 \text{ Kg/m}^2 = 0.66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0.66 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2.86 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma_{Adm} \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = R_v/B \{1 - (6 \cdot e_x/B)\} = 3336.21 \text{ Kg/m}^2 = 0.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 0.33 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2.86 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma_{Adm} \text{ CUMPLE}$$

➤ **CONDICIÓN CORTO PLAZO**

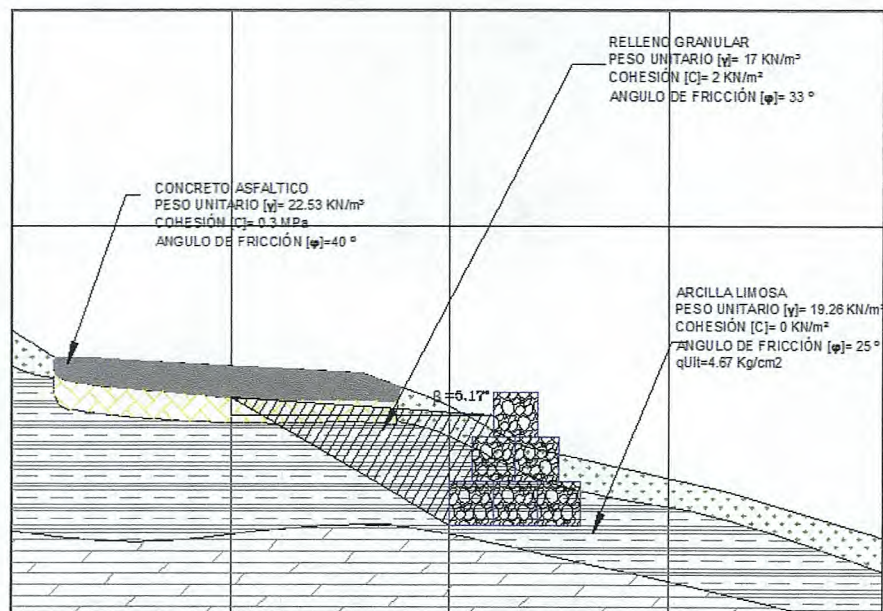


Figura No. 8 Esquema de Muro de Contención en Gavión SECCIÓN 2, Perforaciones 1, 2, 3, 4 y 5 Condición Corto Plazo

SUELO DE FUNDACIÓN

$$\gamma = 1965 \text{ Kg/m}^3$$

$$D_f = 2.20 \text{ m}$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$c = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{ult} = 4.67 \text{ Kg/cm}^2$$

SUELO DE RELLENO

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$\phi = 33^\circ$$

$$c = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta = \text{Angulo superficie de relleno respecto a la horizontal} = 5.17^\circ$$

MATERIALES DEL MURO

$$\gamma = 2000 \text{ Kg/m}^3$$

$$\Psi = \text{Angulo cara interior de muro respecto a la horizontal, sentido horario} = 90^\circ$$

Granulometría: Tamaño mínimo > en 30 mm a la abertura mayor de la malla.

Resistencia a abrasión (INV-219): Menor del 50%

Absorción (INV-E223): Menor al 2% en peso.

Canasta: Triple Torsión. Alambre BWG 13. Escudría 8x10 cm.

Peso Propio p.p.

Para un peso específico de relleno de gavión de 2000 Kg/m³, corresponde un peso propio por metro de longitud de 12000 Kg/m.

$$p.p. = 12000 \text{ Kg/m}$$

Centro de Gravedad.

Se calcula según las secciones geométricas determinadas y el peso de muro.

$$X_{cg} \text{ (m)} = \frac{18000}{12000} = 1.50$$

$$Y_{cg} \text{ (m)} = \frac{14000}{12000} = 1.17$$

Sobrecarga q:

Se tomó una altura de relleno equivalente a una sobrecarga vehicular de 2 pies o 60 cm según la Norma AASTHO 2002.

$$q = \gamma * H_s = 1700 \text{ Kg/m}^3 * 0.6 \text{ m} = 1020 \text{ Kg/ m}^2$$

Peso Total de la Sobrecarga Ws:

Corresponde a la sobrecarga aplicada sobre el relleno limitada por el talón del escalonamiento interno del muro.

$$W_s = q * L = 1020 \text{ Kg/ m}^2 * 1.00 \text{ m} = 1020 \text{ Kg/m.}$$

Aplicado a 0.50 m del punto o

Peso del Relleno W_r:

Se calcula para el relleno colocado sobre el escalonamiento del muro, dicho relleno tiene un volumen V_r por metro de longitud de muro.

$$V_r = (1.03 \text{ m}^2) * 1.0 \text{ m} = 1.03 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_r = 1.03 \text{ m}^3/\text{m} * 1700 \text{ Kg/m} = 1751 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a 0.37 m del punto o

Coefficiente de Empuje Activo Ka:

Como se da el caso de que el cuerpo del muro en gavión tiene la posibilidad de desplazarse, se desarrolla un estado de Empuje Activo. Por medio del empleo de la Ecuación de Rankine se calcula el Coeficiente de Empuje Activo como.

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \frac{1 - \text{Sen } 33^\circ}{1 + \text{Sen } 33^\circ} = 0.295$$

Empuje Activo del suelo Ea:

$$E_a = \frac{1}{2} (\gamma \cdot H^2) \cdot K_a = \left(\frac{1}{2} \cdot 1700 \text{ Kg/m}^3 \cdot (2.5 \text{ m})^2 \right) \cdot 0.295 = 1567 \text{ Kg/m.}$$

Aplicado a $H/3 = 0.83 \text{ m}$ desde la base del muro hasta la altura efectiva del relleno, 0.50 m bajo nivel de corona del muro.

Empuje de la sobrecarga Es:

$$E_s = (\gamma \cdot H_s) \cdot H \cdot K_a = 1700 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.60 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m} \cdot 0.295 = 752 \text{ Kg/m.}$$

Aplicado a $H/2 = 1.25 \text{ m}$ desde la base del muro hasta la altura efectiva del relleno, 0.50 m bajo nivel de corona del muro.

Empuje Total Ea+s:

Se calculó como el empuje del suelo más el empuje de la sobrecarga de la siguiente manera:

$$E_{a+s} = E_a + E_s = 1567 \text{ Kg/m} + 752 \text{ Kg/m} = 2319 \text{ Kg/m.}$$

Resultante de las fuerzas verticales Rv:

Se calcula como la suma del peso propio, el peso del relleno y el peso total de la sobrecarga.

$$R_v = p \cdot p + W_r + W_s = 12000 \text{ Kg/m} + 1751 \text{ Kg/m} + 1020 \text{ Kg/m} = 14771 \text{ Kg/m.}$$

Fuerza de Rozamiento Fr:

Se consideran los empujes perpendiculares a la cara vertical del muro. No se tuvo en cuenta el empuje pasivo debido a que no existe un relleno permanente en la cara exterior del muro. La fuerza de rozamiento se calculó en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo de fundación.

$$R_v = 14771 \text{ (Kg/m)} \quad B = 3 \text{ (m)}$$

$$\phi \text{ suelo fundación} = 25^\circ \quad \text{Cohesión Suelo Fundación } c = 0.00 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\delta = \text{Angulo de fricción suelo-muro} = \frac{2}{3}(\phi) = \frac{2}{3}(25^\circ) = 16.67^\circ$$

$$F_r = \mu (R_v + E_{av}) + c' \cdot B + E_p = \mu \cdot R_v + c' \cdot B$$

$$\mu = \text{Tan } (\delta) = \text{Tan } (16.67^\circ) = 0.31$$

$$c' = 0.5 \cdot c = 0.00 \text{ Kg/cm}^2 = 0.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_r = 0.31 \cdot 14771 \text{ Kg/m} = 4579 \text{ Kg/m}$$

Factor de Seguridad a Deslizamiento FSd:

$$FS_d = F_r / E_h = 4579 \text{ Kg/m} / 2319 \text{ Kg/m} = 1.97 \geq 1.6 \text{ CUMPLE}$$

Momento de Volcamiento Mv:

Las fuerzas que propician en Momento de Volcamiento son el empuje activo, el peso de la sobre carga, el empuje de la sobrecarga y el peso del relleno.

$$M_v = 1567 \text{ Kg/m} \cdot 0.83 \text{ m} + 752 \text{ Kg/m} \cdot 1.25 \text{ m} - 1751 \text{ Kg/m} \cdot 0.37 \text{ m} \cdot \text{Sen } (16.67^\circ) + 1751 \text{ Kg/m} \cdot 0.37 \text{ m} \cdot \text{Cos } (16.67^\circ) - 1020 \text{ Kg/m} \cdot 0.50 \text{ m} \cdot \text{Sen } (16.67^\circ) + 1020 \text{ Kg/m} \cdot 0.50 \text{ m} \cdot \text{Cos } (16.67^\circ) = 3023 \text{ Kg-m/m}$$

Momento Estabilizante Me:

La fuerza que propicia el Momento Estabilizante es el Peso Propio del Muro.

$$Me = 12000 \text{ Kg/m} \cdot 1.50 \text{ m} = 18000 \text{ Kg-m/m}$$

Factor de Seguridad a Volcamiento FSv:

$$FSv = Me/Mv = 18000 \text{ Kg-m/m} / 3023 \text{ Kg-m/m} = 5.95 \geq 3.0 \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ Adm:

Fue calculado con un Factor de Seguridad mayor o igual que 2.5, según la Norma Sismo resistente de 2010 (NSR-10) Tomo 4, Sección H.4.2.3, Tabla H.2.4-1, y Sección H.6.9, Tabla H.6.9-1.

$$\sigma \text{ Adm} = q_{ult} / FS \text{ Cap Portante} = 4.67 \text{ Kg/cm}^2 / 2.5 = 1.87 \text{ Kg/cm}^2 = 18.7 \text{ Ton/m}^2$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultante X_r :

Se mide desde el punto o en el vértice externo de la base del muro.

$$X_r = (Me - Mv) / R_v = (18000 \text{ Kg-m/m} - 3023 \text{ Kg-m/m}) / 14771 \text{ Kg/m} = 1.01 \text{ m}$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante e_x :

Esta excentricidad se mide desde el centro de la base. Para garantizar que exista compresión en toda la base con diagrama de presiones trapezoidal, la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6 = 3 \text{ m}/6 = 0.50 \text{ m}$)

$$e_x = (B/2 - X_r) = (1.5 - 1.01 \text{ m}) = 0.50 \text{ m}$$

$$e_x = 0.49 \text{ m} \leq B/6 = 0.50 \text{ m} \text{ CUMPLE}$$

Presión de contacto muro-suelo de fundación σ max, mín: Se calcularon las presiones de contacto correspondientes a una excentricidad $e_x < B/6$.

$$\sigma \text{ máx} = R_v/B \{1 + (6 \cdot e_x/B)\} = 9710 \text{ Kg/m}^2 = 0.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ máx} = 0.97 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1.87 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma \text{ Adm} \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma \text{ mín} = R_v/B \{1 - (6 \cdot e_x/B)\} = 137.33 \text{ Kg/cm}^2 = 0.01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ mín} = 0.01 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1.87 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma \text{ Adm} \text{ CUMPLE}$$

CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

El muro será construido en la Localidad de Ciudad Bolívar, zona de amenaza sísmica intermedia con un A_o de 0.20 g, ubicando a Bogotá en la Zona de Amenaza Sísmica 1, según la Norma Sismo Resistente de 2010, NSR-10.

Coefficiente Sísmico Horizontal K_h :

$$K_h = 0.50 \cdot A_o = 0.50 \cdot 0.20 \text{ g} = 0.10$$

Coefficiente Sísmico Vertical K_v :

$$K_v = 0.70 \cdot K_h = 0.70 \cdot 0.10 = 0.07$$

$$\Theta = \arctan K_h / (1 - K_v) = \arctan (0.10 / (1 - 0.07)) = 6.14^\circ$$

Fuerza Sísmica por Peso Propio F_{spp} :

$$F_{spp} = K_h \cdot p_p = 0.10 \cdot 12000 \text{ Kg/m} = 1200 \text{ Kg/m}$$

Coefficiente de Presión Dinámica Activa K_a :

Se determina con Ecuación de Mononobe-Okabe para la condición $\beta < \Theta - \Theta = 33^\circ - 6.14^\circ = 26.86^\circ$

$$Kas = \frac{\text{Sen}^2(\Psi + \delta - \alpha)}{\text{Cos}^2(\alpha) \text{Sen}^2 \Psi \text{Sen}(\Psi - \delta - \alpha)} \left[1 + \frac{\text{Sen}(\delta + \alpha) \text{Sen}(\delta - \beta - \alpha)}{\text{Sen}(\Psi - \delta - \alpha) \text{Sen}(\Psi + \beta)} \right]^2$$

Siendo δ = Angulo Rozamiento Relleno- Muro $= 2/3\delta = 2/3(33^\circ) = 22^\circ$

Desarrollando el cálculo para $\delta = 33^\circ$, $\Psi = 90^\circ$, $\beta = 5.89^\circ$ y $\delta = 22^\circ$, se tiene que:

Kas=0.313

Incremento Dinámico de Empuje Activo del Suelo:

IDEas = $(1/2 \gamma H^2) (Kas - Ka) (1 - Kv)$

IDEas = $(1/2 * 1700 \text{ Kg/m}^3 * 2.5^2) (0.313 - 0.295) (1 - 0.07) = 89 \text{ Kg/m}$

El cual se aplica a $2/3 H = 1.67 \text{ m}$ desde la base del muro.

Empuje Total Ea+I:

Se calculó como la suma de la componente horizontal del empuje del suelo $Eah = Ea * \cos B$, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial debida al peso propio.

$Ea+I = Ea + IDEas + Fsp = 1561 \text{ Kg/m} + 89 \text{ Kg/m} + 1200 \text{ Kg/m} = 2850 \text{ Kg/m}$

Resultante de las fuerzas verticales Rv:

Se calcula como la suma del peso propio y el peso del relleno.

$Rv = p.p + Wr + Fsp = 12000 \text{ Kg/m} + 1751 \text{ Kg/m} + 1200 \text{ Kg/m} = 14951 \text{ Kg/m}$

Fuerza de Rozamiento Fr:

Para el análisis con carga de sismo, Se consideran los empujes perpendiculares a la cara interna del muro, siendo su componente vertical $Eav = Ea * \sin B$ y $Eh = Ea + I$. No se considera empuje pasivo pues el relleno exterior no es permanente. Entonces, la fuerza de rozamiento se calcula en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo de fundación.

$Rv = 14951 \text{ (Kg/m)}$ $B = 3 \text{ (m)}$

δ suelo fundación $= 25^\circ$ Cohesión Suelo Fundación $c = 0.00 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

δ = Angulo de fricción suelo-muro $= 2/3(\delta) = 2/3(25^\circ) = 16.67^\circ$

$Fr = \mu (Rv + Eav * \sin 5.59^\circ) + c' * B + Ep = \mu * Rv + c' * B$

$\mu = \tan(2/3(\delta \text{ suelo fundación})) = \tan 2/3(25^\circ) = 0.31$

$c' = 0.5 * c = 0.00 = 0.00 \text{ Kg/cm}^2 = 0.00 \text{ Kg/m}^2$

$Fr = 0.31 * (14951 \text{ Kg/m} + (1567 * \sin 5.17^\circ) \text{ Kg/m}) = 4679 \text{ Kg/m}$

Factor de Seguridad a Deslizamiento FSd:

$FSd = Fr/Eh = 4679 \text{ Kg/m} / 2850 \text{ Kg/m} = 1.64 \geq 1.6 \text{ CUMPLE}$

Momento de Volcamiento Mv:

Las fuerzas que propician en Momento de Volcamiento son el empuje activo, el peso del relleno, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial debida al peso propio.

$Mv = 1567 \text{ Kg/m} * 0.83 \text{ m} + 89 \text{ Kg/m} * 1.67 \text{ m} + 1200 \text{ Kg/m} * 1.17 \text{ m} * \cos 16.67^\circ + 1200 \text{ Kg/m} * 1.17 \text{ m} * \sin 16.67^\circ + 1751 \text{ Kg/m} * 0.37 \text{ m} * \cos 16.67^\circ - 1751 \text{ Kg/m} * 0.37 \text{ m} * \sin 16.67^\circ = 2829 \text{ Kg-m/m}$

Momento Estabilizante Me:

La fuerza que propicia el Momento Estabilizante es el Peso Propio del Muro.

$$Me = 12000 \text{ Kg/m} \cdot 1.50 \text{ m} = 18000 \text{ Kg-m/m}$$

Factor de Seguridad a Volcamiento FSv:

$$FSv = Me/Mv = 18000 \text{ Kg-m/m} / 2829 \text{ Kg-m/m} = 6.36 \geq 3.0 \text{ CUMPLE}$$

Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación σ Adm:

Fue calculado con un Factor de Seguridad mayor o igual que 2.5, según la Norma Sismo resistente de 2010 (NSR-10) Tomo 4, Sección H.4.2.3, Tabla H.2.4-1, y Sección H.6.9, Tabla H.6.9-1.

$$\sigma \text{ Adm} = q_{ult} / FS \text{ Cap Portante} = 4.67 \text{ Kg/cm}^2 / 2.5 = 1.87 \text{ Kg/cm}^2 = 18.7 \text{ Ton/m}^2$$

Punto de Aplicación de la Fuerza Resultante X_r :

Se mide desde el punto o en el vértice externo de la base del muro.

$$X_r = (Me - Mv) / R_v = (18000 \text{ Kg-m/m} - 2829 \text{ Kg-m/m}) / 14951 \text{ Kg/m} = 1.33 \text{ m}$$

Excentricidad de la Fuerza Resultante e_x :

Esta excentricidad se mide desde el centro de la base. Para garantizar que exista compresión en toda la base con diagrama de presiones trapezoidal, la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6 = 3 \text{ m}/6 = 0.50 \text{ m}$)

$$e_x = (B/2 - X_r) = (1.50 \text{ m} - 1.33 \text{ m}) = 0.17 \text{ m}$$

$$e_x = 0.17 \text{ m} \leq B/6 = 0.50 \text{ m} \text{ CUMPLE}$$

Presión de contacto muro-suelo de fundación σ max, mín: Se calcularon las presiones de contacto correspondientes a una excentricidad $e_x < B/6$.

$$\sigma \text{ máx} = R_v/B \{1 + (6 \cdot e_x/B)\} = 6631 \text{ Kg/m}^2 = 0.66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ máx} = 0.66 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1.87 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma \text{ Adm} \text{ CUMPLE}$$

$$\sigma \text{ mín} = R_v/B \{1 - (6 \cdot e_x/B)\} = 3336.21 \text{ Kg/m}^2 = 0.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ mín} = 0.33 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1.87 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma \text{ Adm} \text{ CUMPLE}$$

1.2.4 Análisis de Estabilidad Global.

Para los análisis de Estabilidad Global, se utilizó el programa de Rockscience Slide V6.0 Registrado con el Número 6255A. El análisis fue realizado para un mecanismo de falla circular mediante el método de Bishop modificado, debido a las superficies localizadas de tipo circular que se apreciaron en las visitas al Sitio Inestable.

Dado a que en la exploración de las perforaciones 1,2,3,4 y 5 correspondientes a las SECCIÓN 2, se registró la presencia de nivel freático entre 1.50 m y 1.60 m de profundidad, así como en las perforaciones 6,7,8,9 y 10 se detectó nivel freático a 1.50 m de profundidad, se observa que este nivel es bastante uniforme en la zona. Por lo anterior y habiendo observado que el factor más crítico para la estabilidad del sector proviene de la escorrentía superficial proveniente de la parte alta de las laderas, la cual se infiltra saturando el suelo generando deslizamientos localizados de su masa, se procedió a evaluar el efecto del agua generando una línea de flujo en el contacto entre el estrato de Arcillolita y el estrato de Arcilla Limosa CL tanto para el Sitio inestable N°3 correspondiente a la SECCIÓN 1, como para la zona de las perforaciones 1,2,3,4 y 5 correspondiente a la SECCIÓN 2. Con relación a la condición de sismo, se trabajó con un coeficiente de aceleración (α) de 0.06, esto es $0.6 \cdot A_h$, con $A_h=0.10$ según la Norma Sismo Resistente de 2010, NSR-10, valores indicados para la ubicación de este Sitio Inestable.

Los escenarios de modelación del análisis de estabilidad global fueron los siguientes:

SITIO INESTABLE N°3, SECCIÓN 1, Perforaciones 6, 7, 8, 9 y 10:

- Caso estático + Nivel Freático

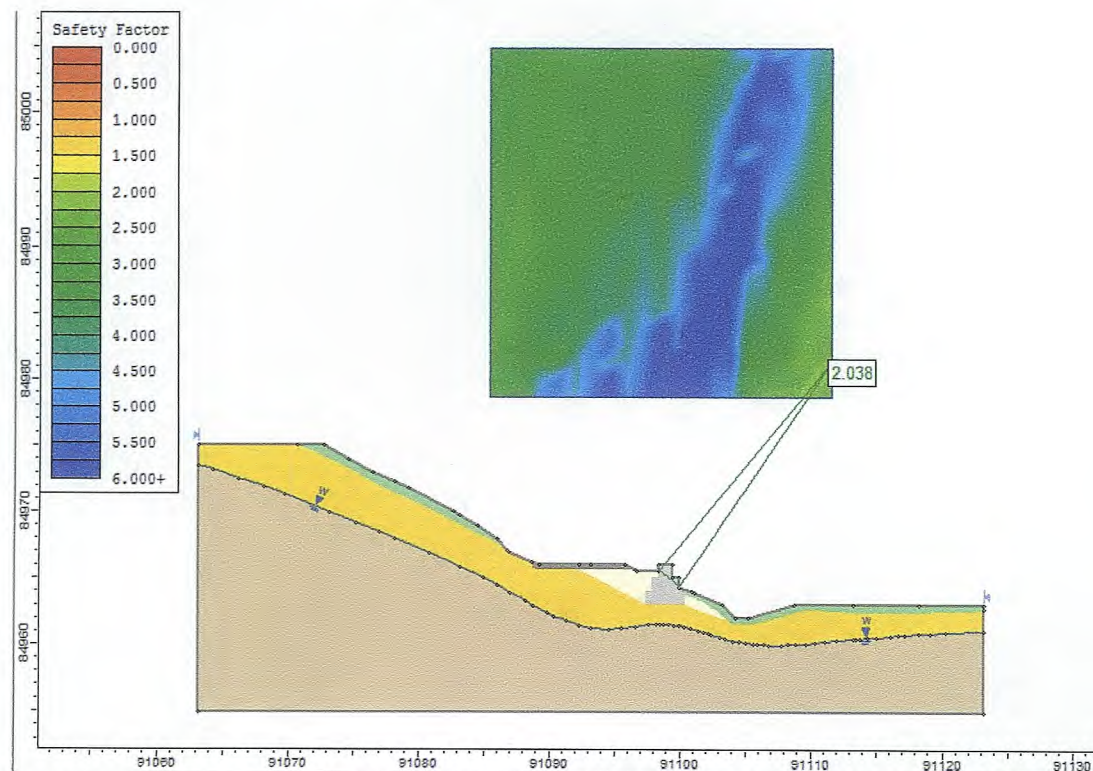


Figura No. 3 Análisis de Estabilidad Global Sitio Inestable N°3, SECCIÓN 1, Caso Estático + Nivel Freático

Como resultado del análisis de este caso Estático+Nivel Freático la herramienta computacional generó una eventual superficie de falla de carácter superficial, en la zona contenida por el Muro en gavión Projectado y se obtuvo un Factor de Seguridad de $2.038 > 1.50$ y > 1.30 , con lo cual se verifica el cumplimiento de estabilidad general a corto y a largo plazo.

SITIO INESTABLE N°3, SECCIÓN 1, Perforaciones 6, 7, 8, 9 y 10:

- Caso Sismo – ($\alpha_h = 0.06$, $\alpha_v = 0.042$) + Nivel Freático

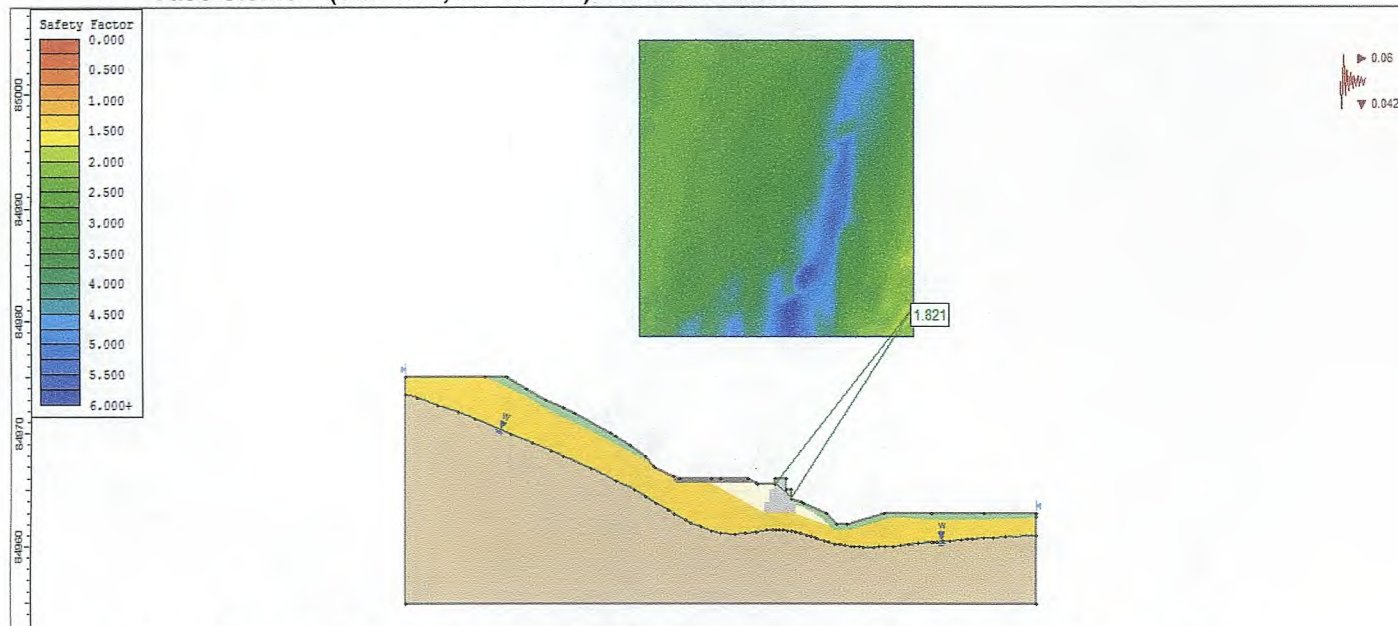


Figura No. 4 Análisis de Estabilidad Global Sitio Inestable N°3, SECCION 1 Caso Sismo ($\alpha_h = 0.06$, $\alpha_v = 0.042$) + Nivel Freático

Como resultado del análisis de este caso Sismo+Nivel Freático, la herramienta computacional generó una potencial superficie de falla de carácter superficial, en la zona contenida por el Muro en Gavión proyectado y se obtuvo un Factor de Seguridad de $1.821 > 1.50$ y > 1.30 , con lo cual se verifica el cumplimiento de estabilidad general a corto y a largo plazo.

SECCIÓN 2, Perforaciones 1,2,3,4 y 5:

- Caso estático + Nivel Freático

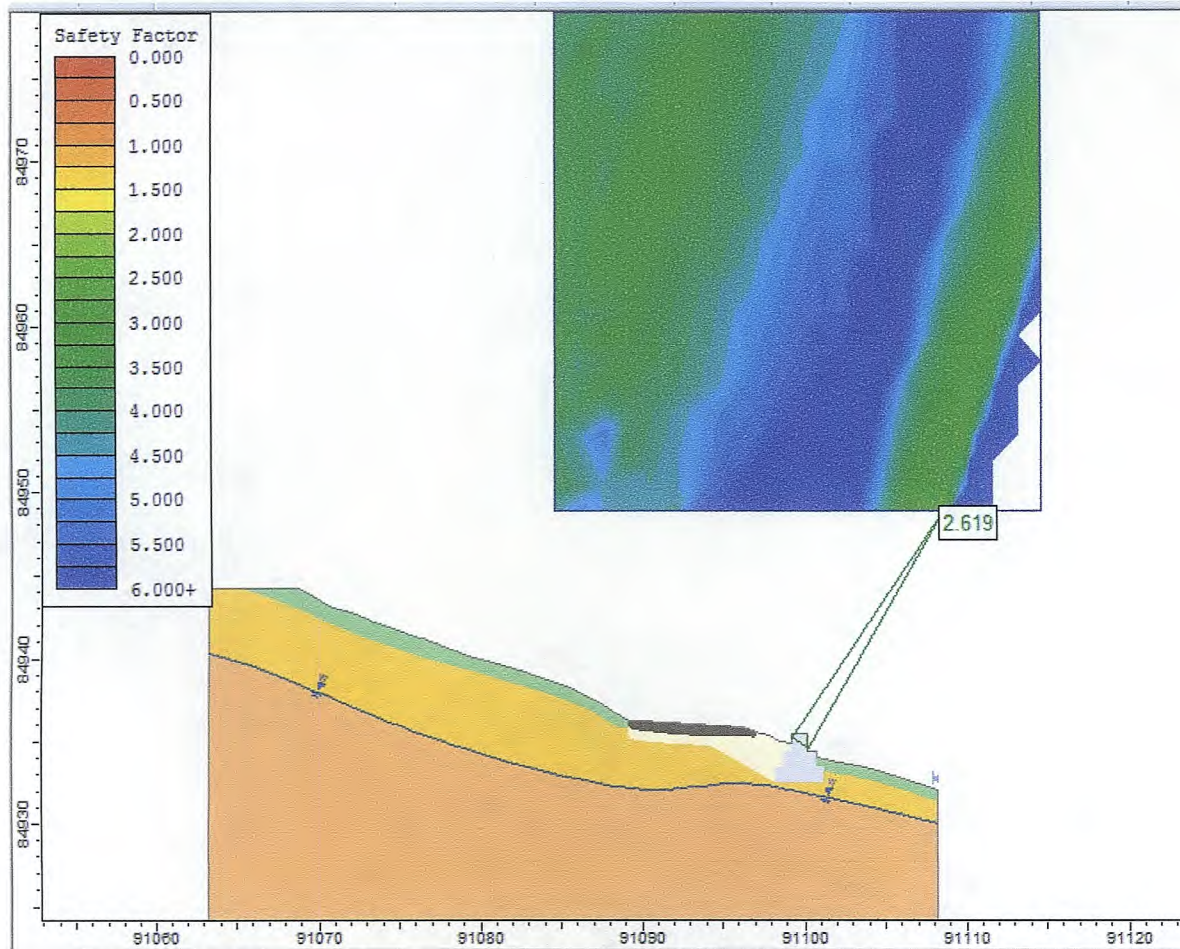


Figura No. 3 Análisis de Estabilidad Global SECCIÓN 2, Caso Estático + Nivel Freático

Como resultado del análisis de este caso Estático+Nivel Freático la herramienta computacional generó una eventual superficie de falla de carácter superficial, en la zona contenida por el Muro en gavión Proyectado y se obtuvo un Factor de Seguridad de $2.619 > 1.50$ y > 1.30 , con lo cual se verifica el cumplimiento de estabilidad general a corto y a largo plazo.

SECCIÓN 2, Perforaciones 1,2,3,4 y 5:

- Caso Sismo – ($\alpha_h = 0.06$, $\alpha_v = 0.042$) + Nivel Freático

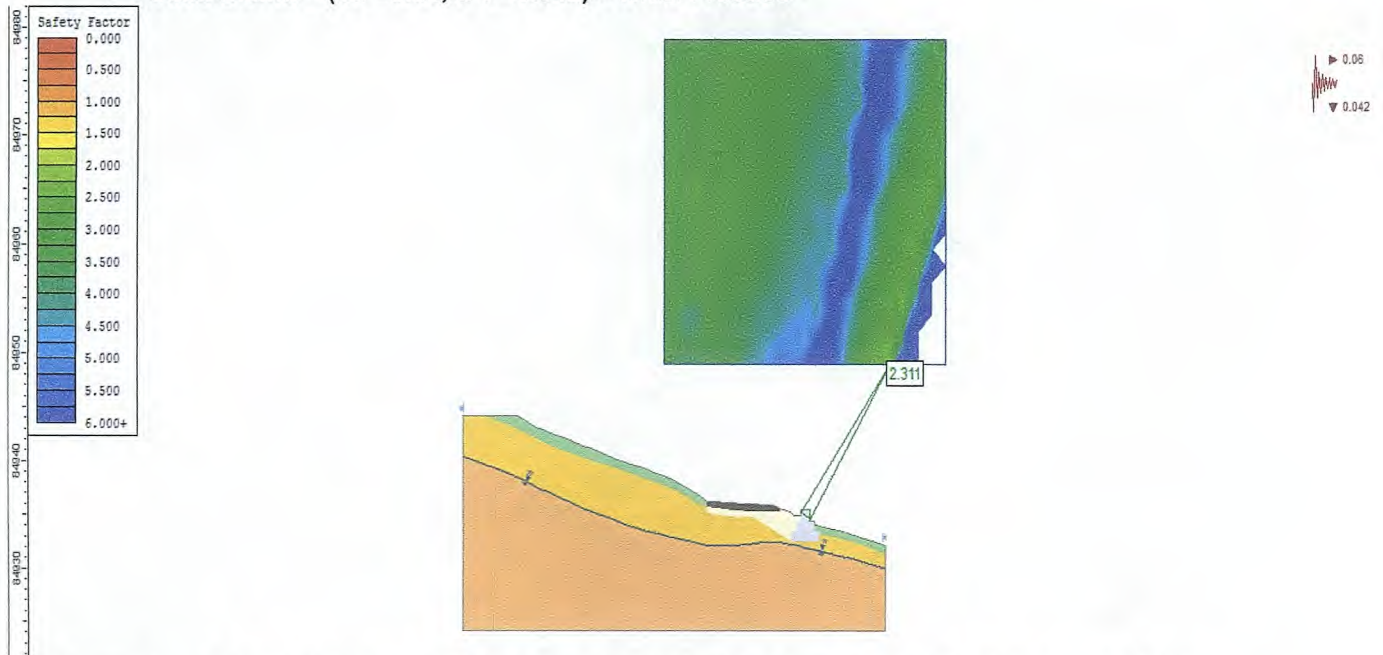


Figura No. 4 Análisis de Estabilidad Global SECCION 2 Caso Sismo ($\alpha_h = 0.06$, $\alpha_v = 0.042$) + Nivel Freático

Como resultado del análisis de este caso Sismo+Nivel Freático, la herramienta computacional generó una potencial superficie de falla de carácter superficial, en la zona contenida por el Muro en Gavión proyectado y se obtuvo un Factor de Seguridad de 2.311 > 1.50 y > 1.30 , con lo cual se verifica el cumplimiento de estabilidad general a corto y a largo plazo.

1.2.4 Especificaciones del Muro de Contención en Gavión.

Según la Norma Invías 681-96, se recomiendan las siguientes características para los elementos del muro de contención en gavión proyectado:

- Profundidad de Desplante: Teniendo en cuenta que según lo reportado en el Informe, para El Sitio Inestable N°3, en la zona que corresponde a las perforaciones 6,7,8,9 y 10 el estrato de fundación se encuentra ubicado entre los 1.45 m y los 4.90 m de profundidad desde la superficie de terreno natural, con base en lo cual se determinó la profundidad de cimentación en 2.0 m de profundidad desde dicho nivel. Adicionalmente para la zona correspondiente a las perforaciones 1,2,3,4 y 5 se ubicó el estrato de cimentación entre los 1.50 m y los 5.90 m de profundidad desde la superficie de terreno natural, con base en lo cual se determinó la profundidad de cimentación en 2.20 m de profundidad desde dicho nivel. No obstante, lo anterior la profundidad de desplante definitiva será determinada en sitio, por el estrato de fundación que se encuentre, teniendo en cuenta que esta profundidad, no debe distar significativamente del valor proyectado.
- Canastas metálicas: Se recomienda conformarlas con alambre de hierro galvanizado BWG 13 ($\varnothing = 2.41$ mm = 0.095"; sección de 4.56 mm²; 36 gr/m) de triple torsión, recomendando una escuadría de 8x10 cm, configurando con huecos hexagonales de apertura máxima de 10 cm, como se muestra en la Figura N°3 del presente anexo. Este amarre de las canastas debe cumplir con las norma ASTM A-116, o con la norma ASTM A-856. Se debe cumplir que para la conformación de las mallas se debe

usar alambre galvanizado cuyo diámetro sea superior a 2 mm, excepto en las aristas y los bordes de las mallas donde se debe usar alambre galvanizado de un diámetro 25% mayor al de conformación de los planos de la malla.

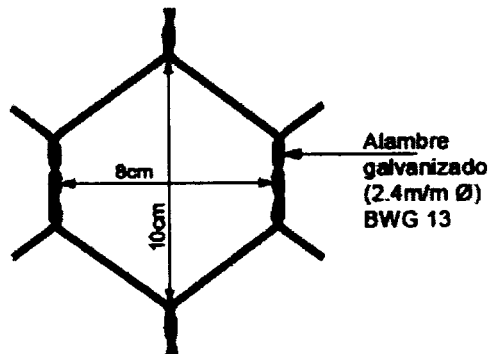


Figura No. 9 Esquema de Escuadría Malla 8x10 BWG 13.

- **Material de relleno:** Para las canastas se puede emplear cantos rodados o materiales provenientes de cantera, que no se desintegren ante su exposición al agua o a la intemperie y libres de óxido de hierro o excesos de alcalinidad que afecten el alambre de las mallas.

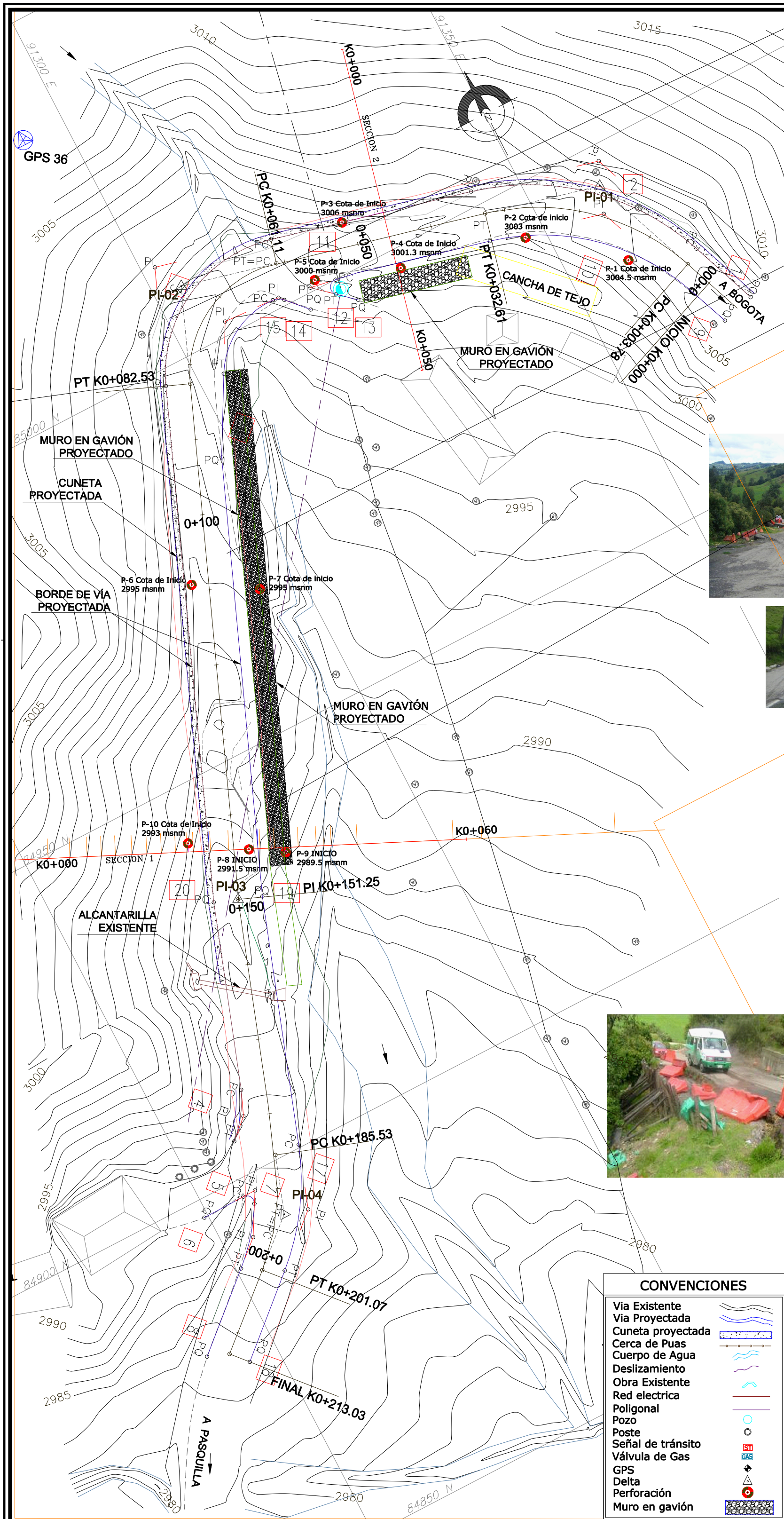
El peso unitario considerado para el relleno del gavión fue de 2000 Kg/cm³ y se considera apropiado emplear una un rango de porosidad de entre $n=0.30$ y $n=0.45$, según los tamaños que se describen a continuación en la Tabla 3 del presente anexo.

DIAMETRO DE PARTICULAS (cm)	10-20	15-20	20-30
POROSIDAD (n)	0.25-0.30	0.30-0.35	0.35-0.40

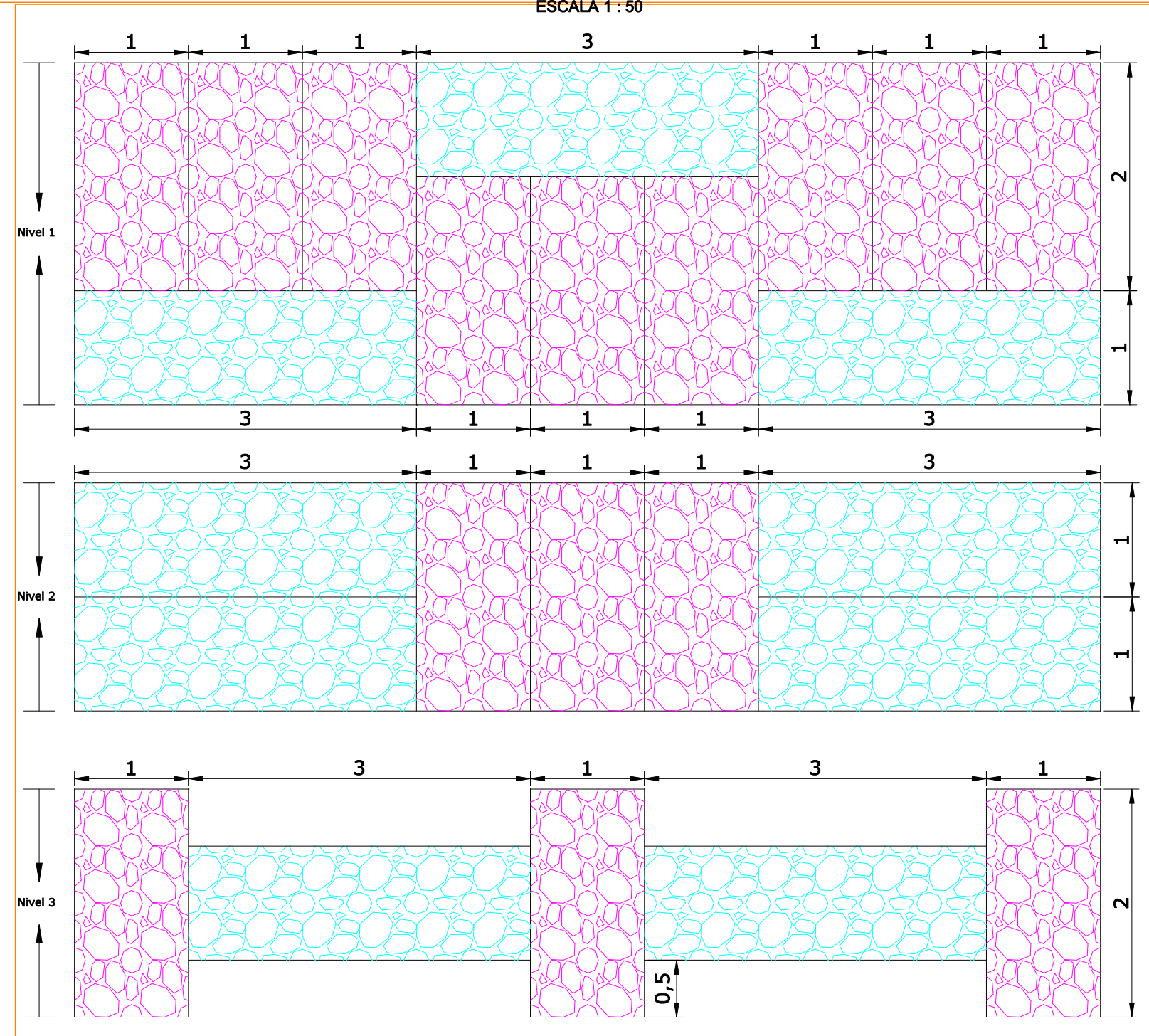
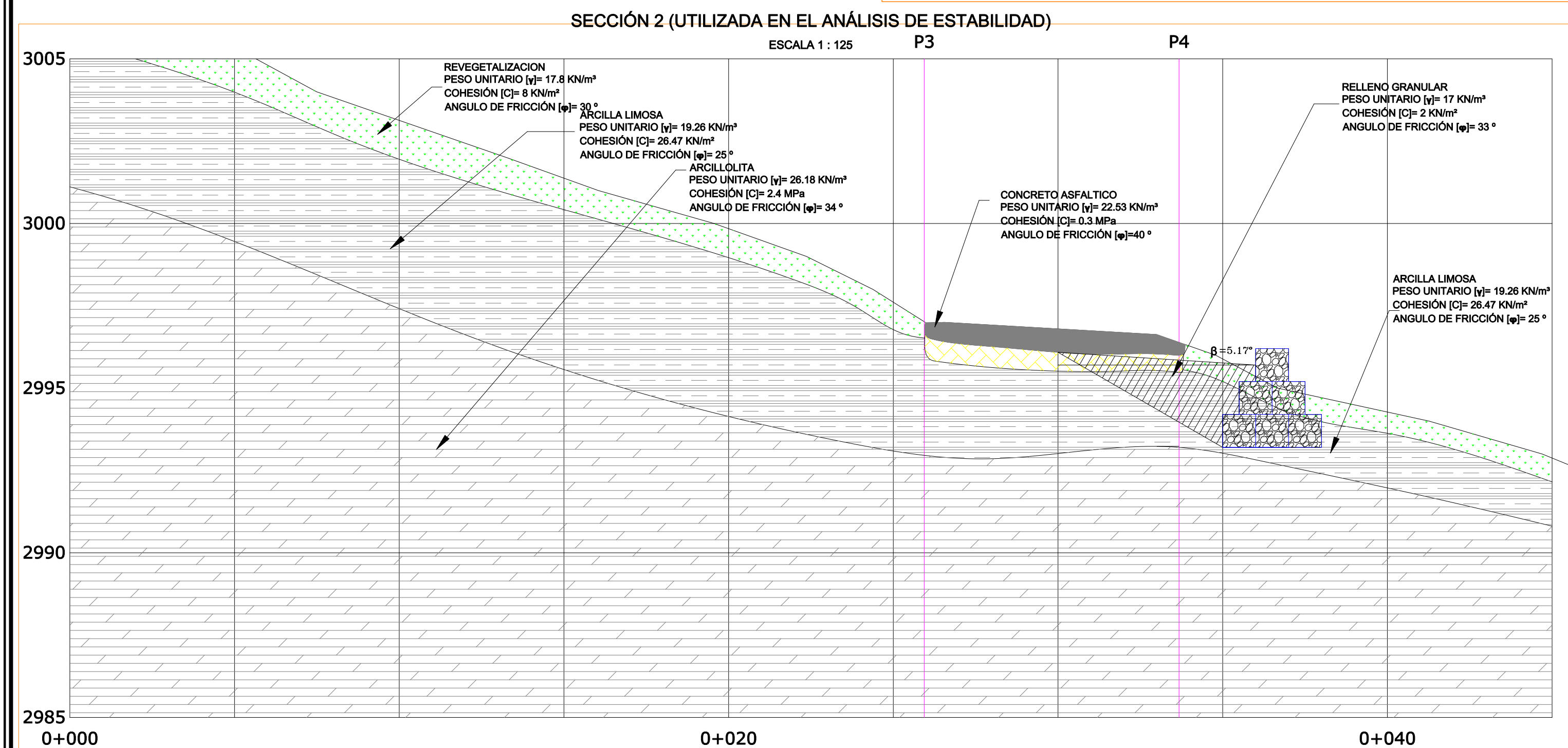
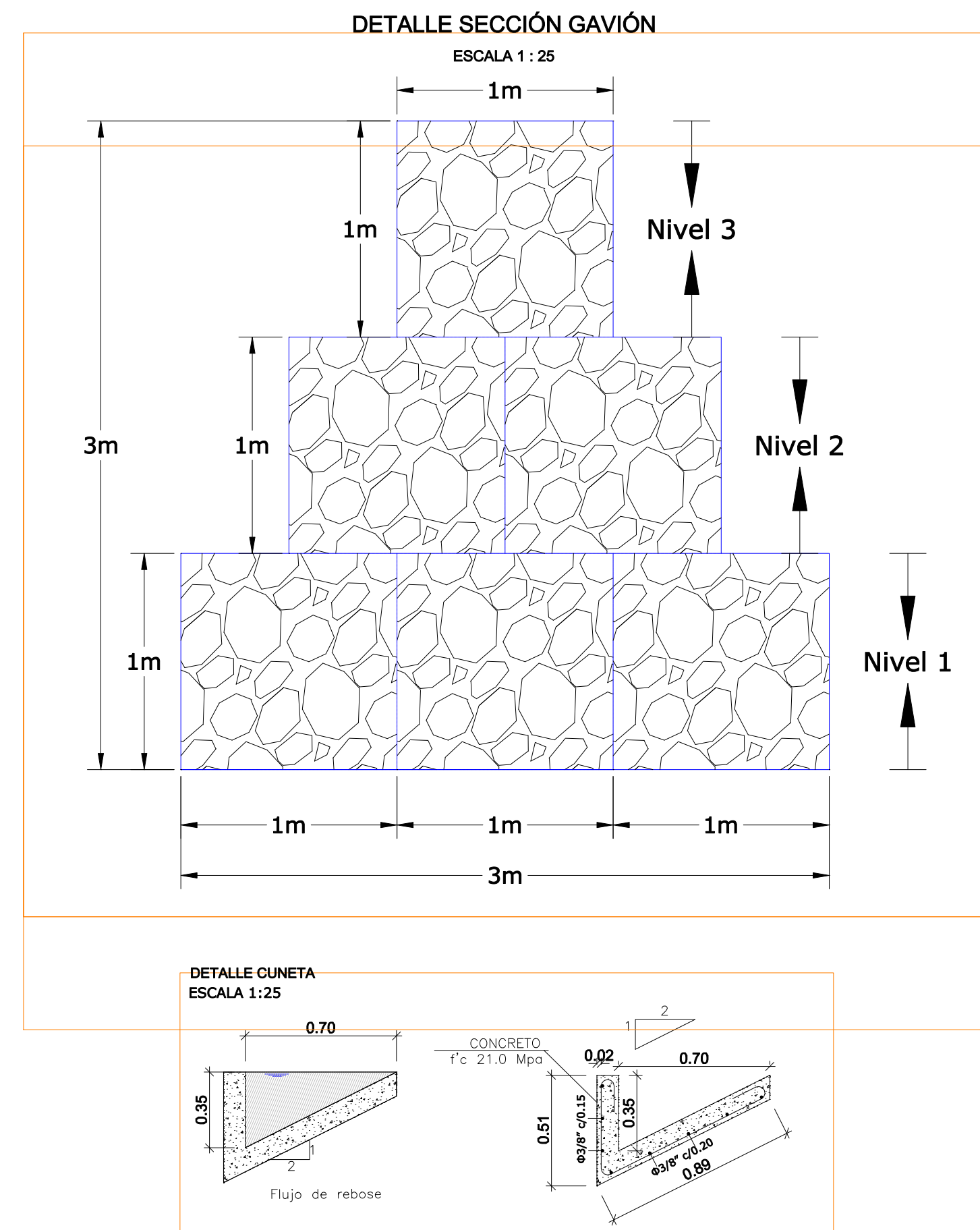
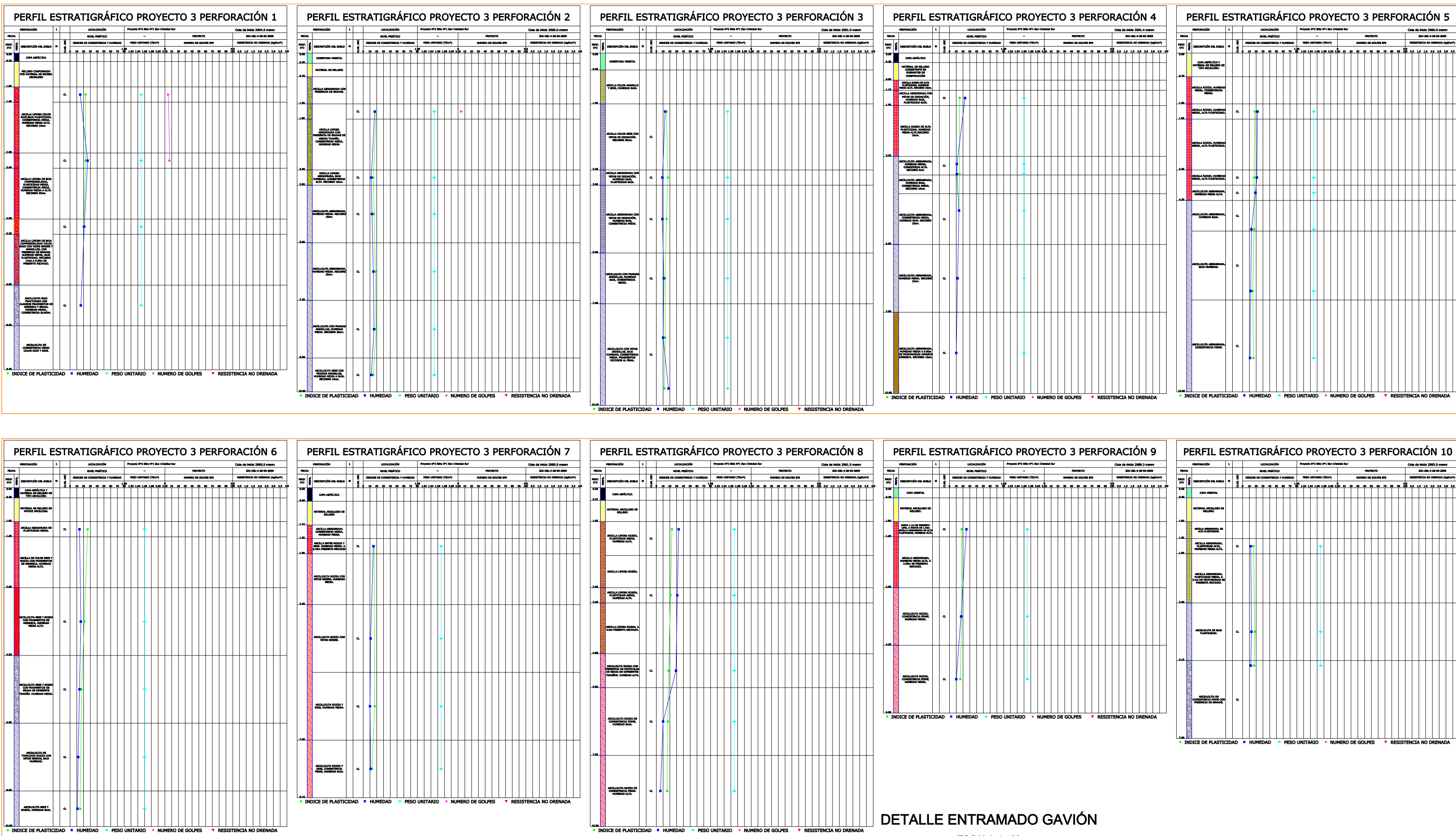
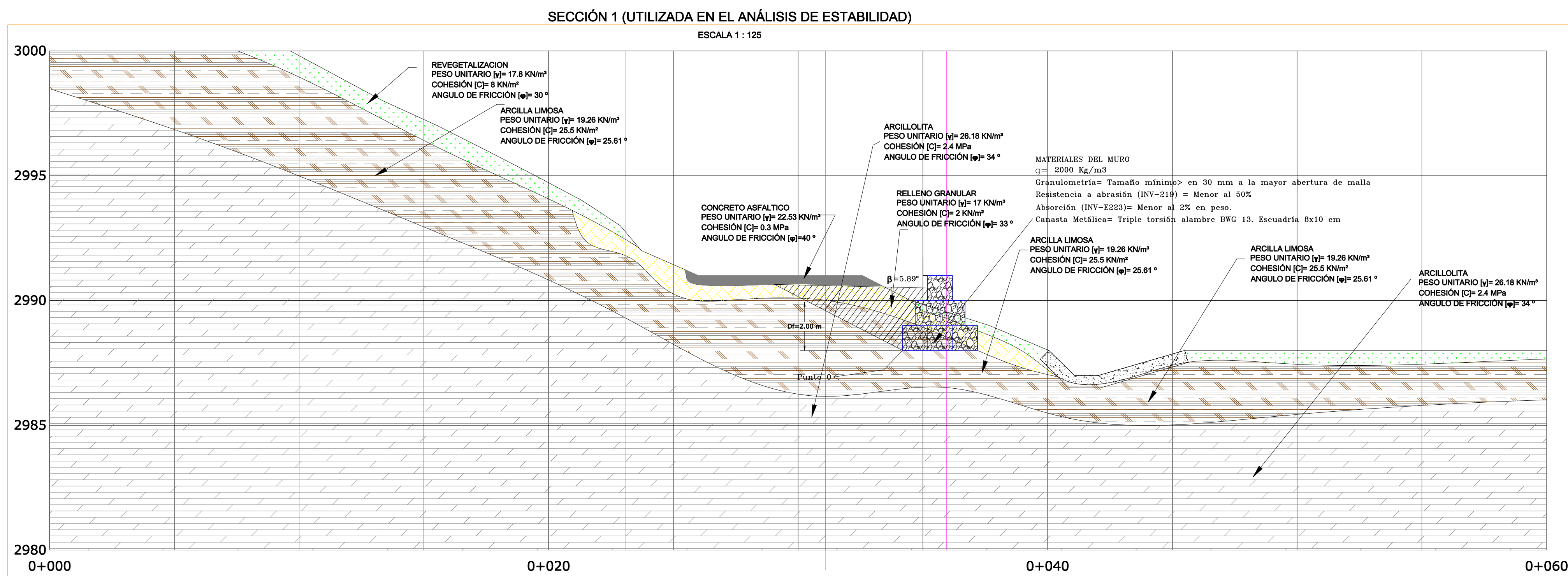
Tabla 3. Tamaño de relleno y porosidad del Gavión.

Este material de relleno de las mallas del gavión, además debe cumplir con los siguientes requisitos:

- **Granulometría:** El tamaño mínimo de las partículas del material de relleno debe ser mayor por lo menos en 30 mm a la mayor dimensión de la abertura de las mallas de la canasta.
- **Resistencia a la abrasión:** El resultado de desgaste del material al someterlo al ensayo de la máquina de Los Ángeles (INV-219), debe ser inferior al 50%.
- **Absorción:** La capacidad de absorción del material debe ser inferior al 2% en peso. Para la determinación de esta característica se debe ensayar una muestra representativa del material según la Norma INV-E 223.



UBICACION GENERAL
ESCALA 1 : 500



- NOTAS:
- Canastas metálicas: Se recomienda que las canastas metálicas de muro en gavión sean conformadas con alambre de hierro galvanizado BWG 13 (Ø=2.41 mm = 0.095"; sección de 4.56 mm²; 36 gr/m) de triple torsión y en los sitios en los que se presente exposición a flujos de agua, estas sean provistas de recubrimiento en PVC para asegurar la protección.
 - La escuadría recomendada es de 8x10 cm.
 - El alambre de las canastas debe cumplir con las normas ASTM A-113 o con la norma ASTM A-666. Para la conformación de las mallas se debe usar alambre galvanizado cuyo diámetro sea superior a 2 mm.
 - Las juntas de las canastas deben ser a media canasta y los bordes de las mallas donde se debe usar alambre galvanizado de un diámetro 25% mayor al de conformación de las placas de la malla.
 - Material de relleno: Para las canastas se puede emplear: Cantas rodadas & filamentos provenientes de cantera, que no se desintegren ante su exposición al agua o a la intemperie y libres de óxido de hierro o exceso de alcalinidad que afecten el alambre de las mallas.
 - El peso unitario mínimo del material de relleno dentro de las canastas del gavión deberá ser de 2400 Kg/m³.
 - El peso unitario considerado para material granular de relleno tal el gavión debe ser de 1700 Kg/m³.
 - El material de relleno de las mallas del gavión, además debe cumplir con los siguientes requisitos:
 - Granulometría: El tamaño mínimo de las partículas del material de relleno debe ser mayor por lo menos en 30 mm a la mayor dimensión de la abertura de las mallas de la canasta.
 - Resistencia a la abrasión: El resultado de desgaste del material al someterlo al ensayo de la máquina de Los Angeles (INV-219), debe ser inferior al 50%.
 - Absorción: La capacidad de absorción del material debe ser inferior al 2% en peso. Para la determinación de esta característica se debe ensayar una muestra representativa del material según la Norma INV-E 223.
 - Para las estructuras de contención proyectadas, la profundidad de desplante definitiva deberá ser comprobada en el sitio según donde se encuentre, el cual no debe distar significativamente del valor mostrado en diseño.
 - Se requiere en el momento de realizar las excavaciones, realizar un control permanente de la calidad del suelo o la roca expuestas, con el fin de establecer si aplican ajustes a los diseños, o si se presentan condiciones especiales no detectadas en la exploración y el diseño, por lo cual se solicita dar aviso oportuno para evaluar la incidencia de dichas diferencias.
 - Se solicita dejar expuestas las excavaciones el menor tiempo posible para evitar la degradación de las propiedades geomecánicas de los materiales del sublecho de los sitios en los que se adelanten las obras.
 - Las normas Invias 2007 a cumplir son: Disposiciones de energía y sedimentadores ART.670, Cunetas revestidas en concreto ART. 671, Bordillos ART. 672, Filtros ART. 673, Gaviones ART.681.
 - Para detalles sobre conformación de la vía remítase al plano de adecuación geométrica 095_PL_PP_DP_V2.0.

	INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO Alcaldía Mayor Bogotá D.C.	CONSULTOR:	DIRECTOR CONSULTORIA:	INTERVENTORIA	DIRECTOR DE INTERVENTORIA:	COORDINADOR IDU:	M O D I F I C A C I O N E S		FECHA:	PROYECTO: Consultoría para realizar A) Los estudios y diseños; evaluación y diagnóstico; y actualización de los estudios y diseños, para acceso a barrios y pavimentos locales en la localidad de San Cristóbal; y B) los estudios y diseños para las obras de estabilizaciones geotécnicas requeridas en las localidades de Sumapaz, San Cristóbal, y Ciudad Bolívar en Bogotá D.C.
		CONSORCIO SESAC-INGEOCIM	ING. MARIA DEL PILAR GALARZA Mat.:25202-12840 CND	CONSORCIO PROJEKTA-AIM	ING. RICARDO SALAMANCA CORREA Mat.:25202-01762 CND	ING. CAROL ADRIANA COLMENARES	I	SEGUN COMUNICADO CPA-646-10		
			DISEÑADOR:		ESPECIALISTA INTERVENTORIA:		II	SEGUN COMUNICADO CPA-480-11		
			ING. FABIAN TAFOR SANCHEZ Mat.:25202-68065 CND		ING. HENRY VLADIMIR CRUZ CRUZ Mat.:25202-085663 CND		III			
			TOPOGRAFO:		TOPOGRAFO:		IV			
CONTRATO IDU UEL-4-20-93 2009		Mat.:	CONTRATO IDU UEL-4-20-98 2009		Mat.:	DIRECCION Y/O SUBDIRECCION				

CONTIENE: ESQUEMA PROPUESTO PARA OBRAS DE ESTABILIZACIÓN PROYECTO 3 VIA SAN JUAN – PASQUILLA K10 K0+000 – K0+213.03		REFERENCIA: BASE – SAR.DWG	PLANCHA No. DVGGDP01
LOCALIDAD: SAN CRISTÓBAL		ARCHIVO AUTOCAD: DVGGDP01.DWG ARCHIVO LAYOUT: DVGGDP01	DE 1
ESCALA: INDICADAS	FECHA: ABRIL DE 2011	CONSECUTIVO: 15	

CONDICIÓN A LARGO PLAZO

Los datos usados en los cálculos fueron determinados por los estudios de suelos realizados en el sector:

Suelo de fundación:

- $\gamma = 19,27 \text{ kN/m}^3$
- $D_f = 2,0 \text{ m}$
- $\varphi = 25^\circ$
- $C = 25,48 \text{ kN/m}^2$

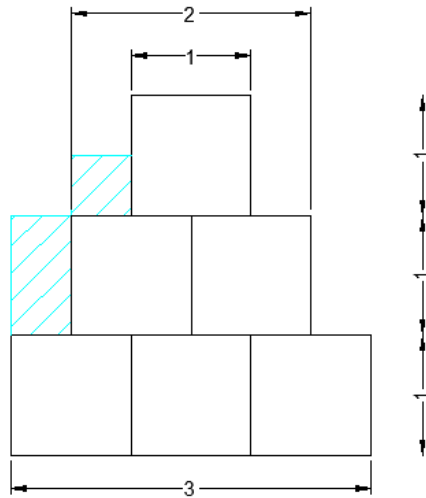
Suelo de relleno:

- $\gamma = 16,66 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi = 33^\circ$
- $C = 0 \text{ kN/m}^2$
- $\beta = 5,89^\circ$

Material del muro:

- $\gamma = 19,61 \text{ kN/m}^3$

Las dimensiones del gavión se observan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, está compuesto por tres cuerpos principales de $H=1 \text{ m}$ y bases de 1, 2 y 3 m.



Sección y dimensiones del muro diseñado por el IDU.

La primera omisión se encontró al momento de calcular el coeficiente activo de empuje del suelo K_a , como se puede observar en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** el terreno detrás del muro tiene una inclinación $\beta=5.89^\circ$, dicha inclinación no se tiene en cuenta al momento de calcular el coeficiente K_a lo que constituye un error de aplicación de la teoría de Rankine, el verdadero valor del coeficiente activo de empuje es:

$$K_a = \cos \beta * \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

$$K_a = \cos 5,89 * \frac{\cos 5,89 - \sqrt{\cos^2 5,89 - \cos^2 33}}{\cos 5,89 + \sqrt{\cos^2 5,89 - \cos^2 33}} = 0,299$$

Con la corrección anterior realizada se determinaran los valores necesarios para hacer el análisis de estabilidad del muro.

Empuje activo del suelo (P_a):

- Esfuerzo vertical:

$$\sigma_v = H * \gamma = 2,5m * 16,66 \text{ kN/m}^3 = 41,65 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v * K_a = 41,65 \text{ kN/m}^2 * 0,299 = 12,45 \text{ kN/m}^2$$



Diagrama de presiones sobre el muro

$$P_a = \frac{12,45 \text{ kN/m}^2 * 2,5m}{2} = 15,6 \text{ kN/m}$$

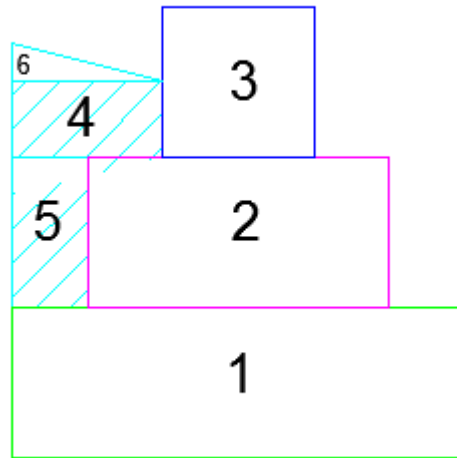
- Punto de aplicación de la carga:

$$\bar{z} = \frac{H}{3} = \frac{2,5m}{3} = 0,83 \text{ m}$$

- Componentes horizontales y verticales del empuje activo

$$P_{ah} = \cos \beta * P_a = \cos 5,89 * 15,6 \text{ kN/m} = 15,5 \text{ kN/m}$$

$$P_{av} = \sen \beta * P_a = \sen 5,89 * 15,6 \text{ kN/m} = 1,6 \text{ kN/m}$$



Elementos para el cálculo del momento M_{R0}

Calculo del momento M_{R0}

Elemento	Área (m ²)	Peso por unidad de longitud (kN/m)	Brazo con respecto a C (m)	Momento (kN*m/m)
1	3	60	1,500	90,0
2	2	39,22	1,500	58,8
3	1	19,61	1,50	29,4
4	0,5	8,33	2,50	20,8
5	0,5	8,33	2,75	22,9
6	0,125	2,08	2,66	5,5
P_{av}		1,6	0,83	1,3
Σ		139	$\square M_{R0}$	228,9

Empuje de la sobrecarga (P_s):

Como se menciona en el anexo 3 para el diseño de este muro se tienen en cuenta un valor de sobrecarga aplicado según la norma AASTHO 2002 de 0,6m (H_s) de altura. Dicha sobre carga genera un empuje adicional que también debe ser analizado.

$$P_s = \gamma * H_s * H * K_a = 16,66 * 0,6 * 2,5 * 0,299 = 7,47 \text{ kN/m}$$

- Componente horizontal y vertical del empuje de la sobre carga

$$P_{sh} = \cos \beta * P_s = \cos 5,89 * 7,47 \text{ kN/m} = 7,43 \text{ kN/m}$$

$$P_{sv} = \sin \beta * P_s = \sin 5,89 * 7,47 \text{ kN/m} = 0,76 \text{ kN/m}$$

Factor de seguridad contra el vuelco:

$$\sum M_0 = (15,5 * 0,83) + (7,43 * 1,25) = 21,3 \text{ kN/m}$$

$$FS_v = \frac{MR_o}{M_0} = \frac{228,9}{21,3} = 10,76 > 3 \text{ cumple}$$

MR_o = Momentos resistentes.

M_0 = momentos actuantes.

Factor de seguridad contra el deslizamiento:

Para el cálculo del factor de seguridad contra el deslizamiento se usa la siguiente expresión:

$$FS_d = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d}$$

Dónde:

$\sum F_{R'}$ = sumatoria de las fuerzas horizontales resistentes.

$\sum F_d$ = sumatoria de las fuerzas actuantes horizontales.

La ecuación anterior es equivalente a la siguiente expresión para el cálculo de este factor de seguridad:

$$FS_d = \frac{\sum V * \tan(k_1 * \phi_2) + B * k_2 * C_2 + P_p}{P_{ah}}$$

$$FS_d = \frac{\sum 139 \text{ kN/m} * \tan(0,667 * 25^\circ) + 3 * 0,667 * 25,5 \text{ kN/m}^2 + 0}{15,5 \text{ kN/m}} = 5,98 > 1,6 \text{ Ok}$$

Factor de seguridad por capacidad portante

$$M_{neto} = 228,9 - 21,3 = 208 \text{ kN/m}$$

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{max} = \frac{139 \text{ kN/m}}{3 \text{ m}} * \left(1 + \frac{6 * 0,009 \text{ m}}{3 \text{ m}}\right) = 47,2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{min} = \frac{139 \text{ kN/m}}{3 \text{ m}} * \left(1 - \frac{6 * 0,009 \text{ m}}{3 \text{ m}}\right) = 45,6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = C_2 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N_\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

En la factores (N_q , N_c y N_γ) se pueden observar los valores correspondientes a los factores (N_q , N_c y N_γ) de carga del suelo según su ángulo de fricción. Adicionalmente se tienen las siguientes expresiones para el cálculo de los factores que componen la ecuación de capacidad portante última (q_u).

$$q = \gamma_2 * D = 0$$

$$B' = B - 2e = 3 - (2 * 0,009) = 2,98 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} = 1 + \left(0,4 * \frac{0}{2,45} \right) = 1$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \varphi_2 (1 - \operatorname{sen} \varphi_2)^2 \frac{D}{B'} = 1 + 2 * \tan 25 (1 - \operatorname{sen} 25)^2 \frac{0}{2,45} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_{ah}}{\sum v} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{15,5}{139} \right) = 6,35^\circ$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi}{90} \right)^2 = \left(1 - \frac{6,6}{90} \right)^2 = 0,859$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi_2} \right)^2 = \left(1 - \frac{6,6}{25} \right)^2 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 25,5 * 20,72 * 1 * 0,859 + 0 * 10,66 * 1 * 0,859 + \frac{1}{2} * 19,25 * 2,98 * 10,88 * 1 * 0,54$$

$$q_u = 630,2 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{\text{capacidad carga}} = \frac{q_u}{q_{\max}} = \frac{630,2}{47,2} = 13,4 > 2,5 \text{ cumple}$$

factores (N_q , N_c y N_γ)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

CONDICION A CORTO PLAZO

Suelo de fundación:

- $\gamma = 19,27 \text{ kN/m}^3$
- $D_f = 2,0 \text{ m}$
- $\phi = 0^\circ$
- $C_u = 24,8 \text{ kN/m}^2$

Suelo de relleno:

- $\gamma = 16,66 \text{ kN/m}^3$
- $\phi = 33^\circ$
- $C = 0 \text{ kN/m}^2$
- $\beta = 5,89^\circ$

Material del muro:

- $\gamma = 19,61 \text{ kN/m}^3$

El factor de seguridad contra el vuelco no se modifica en el cambio de condición de largo a corto plazo, ya que el cambio se hace únicamente en la cohesión del suelo de fundación, por ello se empezará a comparar desde el factor de seguridad contra el deslizamiento.

Factor de seguridad contra el deslizamiento:

Para el cálculo del factor de seguridad contra el deslizamiento se usa la siguiente expresión:

$$FS_d = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d}$$

Dónde:

$\sum F_{R'}$ = sumatoria de las fuerzas horizontales resistentes.

$\sum F_d$ = sumatoria de las fuerzas actuantes horizontales.

La ecuación anterior es homologa a la siguiente expresión para el cálculo de este factor de seguridad:

$$FS_d = \frac{\sum V * \tan(k_1 * \phi_2) + B * k_2 * C_2 + P_p}{P_{ah}}$$
$$FS_d = \frac{\sum 139 \text{ kN/m} * \tan(0,667 * 0) + 3 * 0,667 * 24,8 + 0}{15,5 \text{ kN/m}} = 3,2 > 1,6 \text{ Ok}$$

Factor de seguridad por capacidad portante

$$M_{neto} = 228,9 - 21,3 = 208 \text{ kN/m}$$

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{max} = \frac{139kN/m}{3m} * \left(1 + \frac{6 * 0,009m}{3m}\right) = 47,2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{min} = \frac{139kN/m}{3m} * \left(1 - \frac{6 * 0,009 m}{3m}\right) = 45,6kN/m^2$$

$$q_u = C_2 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N_\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

$$q = \gamma_2 * D = 0$$

$$B' = B - 2e = 3 - (2 * 0,276) = 2,98m$$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} = 1 + \left(0,4 * \frac{0}{2,45}\right) = 1$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan \varphi_2 (1 - \text{sen } \varphi_2)^2 \frac{D}{B'} = 1 + 2 * \tan 25 (1 - \text{sen } 25)^2 \frac{0}{2,45} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_{ah}}{\sum v} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{15,5}{134} \right) = 6,35^\circ$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{6,6}{90}\right)^2 = 0,864$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\varnothing_2}\right)^2 = \left(1 - \frac{6,6}{25}\right)^2 = 0,56kN/m^2$$

$$q_u = C_2 * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N_\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

$$q_u = 0 * 20,72 * 1 * 0,859 + 0 * 10,66 * 1 * 0,859 + \frac{1}{2} * 19,61 * 2,98 * 10,88 * 1 * 0,54$$

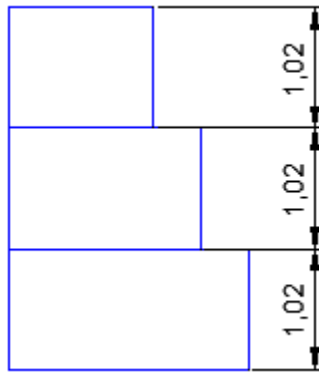
$$q_u = 617,7 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{\text{capacidad carga}} = \frac{q_u}{q_{\max}} = \frac{617,7}{47,2} = 13,1 > 2,5 \text{ ok}$$

Diseño de tierra armada:

Para el diseño de tierra armada se estudia el comportamiento dentro del muro en las diferentes secciones de capas que lo componen, para el caso de estudio tenemos tres secciones básicas que componen todas las secciones de muro propuestas.

Alturas para de secciones para el cálculo de longitudes de refuerzo



Primero es necesario conocer las tensiones que están presentes en el montaje, para este caso se hallara con la formula encontrada por Long para la distribución trapezoidal:

$$T = K_a * \gamma * H * \Delta H \left(1 + k_a * \frac{H^2}{L^2} \right)$$

- Profundidad 2,65m

1,02m corresponde a la altura de 5 capas de neumáticos, en ese orden de ideas se calcula la tensión en la mitad de cada capa.

$$(1,02m + 1,02m + 0,205 * 3)$$

$$K_a = 0,299$$

$$\gamma = 16,66 \frac{kN}{m^3}$$

$$H = 2,65m$$

$$\Delta H = 20,5 \text{ cm}$$

$$L = 0,5 * 2,6 = 1,53 \text{ m}$$

$$T = 0,299 * 16,66 * 2,65 * 0,205 \left(1 + 0,299 * \frac{(2,65)^2}{(1,53)^2} \right)$$

$$T = 5,94 \text{ kN/m}$$

Ahora bien, como ya se conoce el valor de ΔH se despeja el factor de seguridad para la sección.

$$\Delta H = \frac{T}{\sigma h * FS} \rightarrow FS = \frac{T}{\Delta H * \sigma h}$$

$$FS = \frac{5,94}{0,205 * 14,47} = 2,00$$

La longitud de empotramiento del refuerzo se calcula de la siguiente forma:

$$Le = \frac{14,47 * 0,205 * 2}{2 * (C + \sigma * \tan \sigma)}$$

$$Le = \frac{14,47 * 0,205 * 2}{2 * (0 + 16,66 * \tan 16,67)}$$

$$Le = 0,59 \text{ no puede ser } < a \text{ 1m entonces se toma 1m}$$

A continuación se calcula la longitud geométrica hasta la zona de falla

$$Lg = (3,06 - 2,65) * 0,299 = 0,12$$

Y finalmente la longitud total del refuerzo:

$$LT = 1 + 0,12 = 1,12m \text{ longitud refuerza}$$

- Profundidad 1,63

$$(1,02 + 0,205 * 3) = 1,63$$

$$T = Ka * \gamma * H * \Delta H \left(1 + k_a * \frac{H^2}{L^2} \right)$$

$$ka = 0,299$$

$$\gamma = 16,66$$

$$H = 1,63$$

$$\Delta H = 0,205$$

$$L = 0,5 * 1,63 = 0,81$$

$$T = 0,299 * 16,16 * 1,63 * 0,205 * 1 \left(1 + 0,299 \frac{(1,63)^2}{(0,81)^2} \right)$$

$$T = 3,67 kN/m$$

$$FS = \frac{3,67}{0,205 * 14,47} = 1,23$$

$$Le = \frac{14,47 * 0,205 * 1,23}{2 (16,66 * \tan 16,67)}$$

$$Le = 0,36 > \text{se toma } 1$$

$$La = 3,06 - 1,63 * 0,299 = 0,42$$

$$Lt = 1 + 0,42 = 1,42m \text{ longitud refuerzo}$$

- Profundidad 1,02

Se calcula a 1,02 ya que el suelo llega solo a la mitad de la sección última de neumáticos.

$$L = 0,5 * 1,02 = 0,51$$

$$T = 0,299 * 16,16 * 1,02 * 0,205 \left(1 + 0,299 \frac{1,02^2}{0,51^2} \right)$$

$$T = 2,21 kN/m$$

$$FS = \frac{2,21}{0,205 * 14,47} = 0,74$$

$$Le = \frac{14,47 * 0,205 * 0,74}{2(16,66 * \tan 16,61}$$

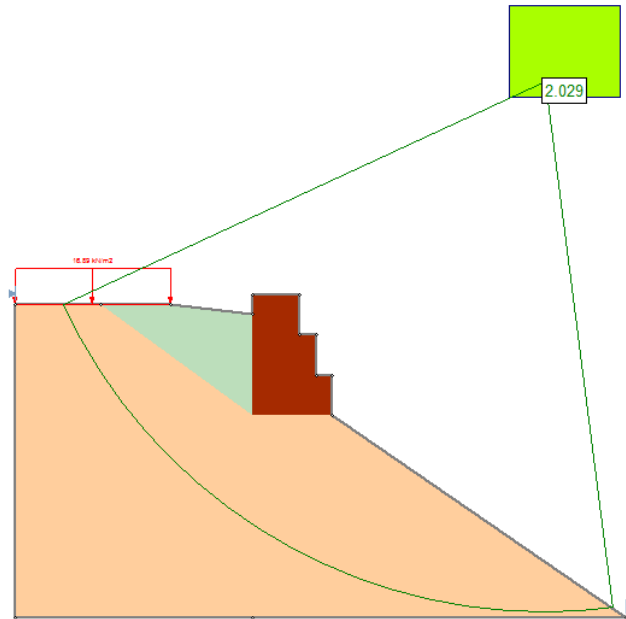
$$Le = 0,22$$

$$La = 3,06 - 2,04 = 1,02$$

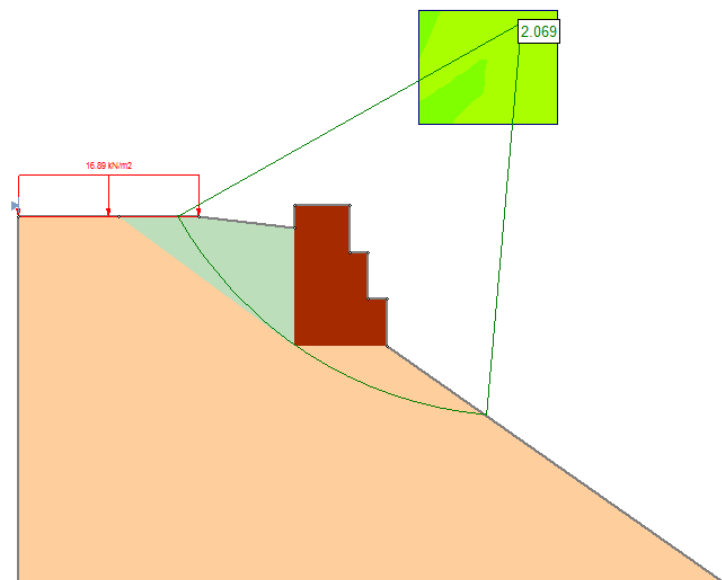
$$Lt = 1 + 1,02 = 2,02$$

Sección 1:

Factor de seguridad global para neumáticos cortados en la sección 1

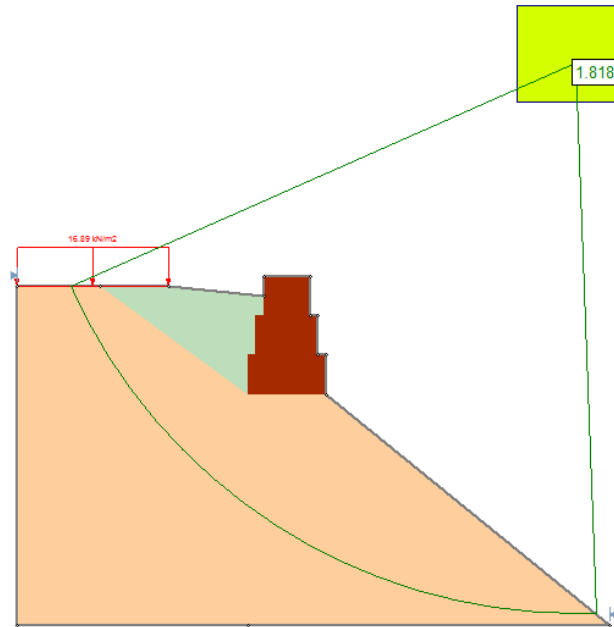


Factor de seguridad global para neumáticos completos en la sección 1

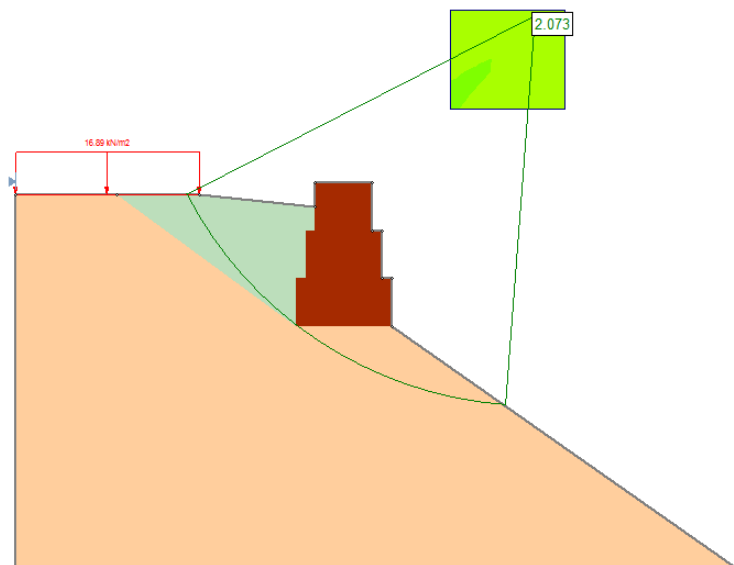


Sección 2:

Factor de seguridad global para neumáticos cortados en la sección 2

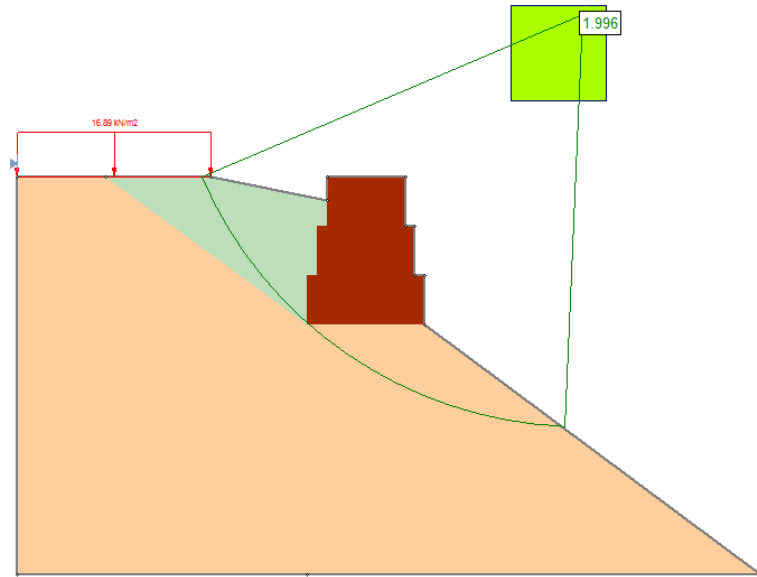


Factor de seguridad global para neumáticos completos en la sección 2

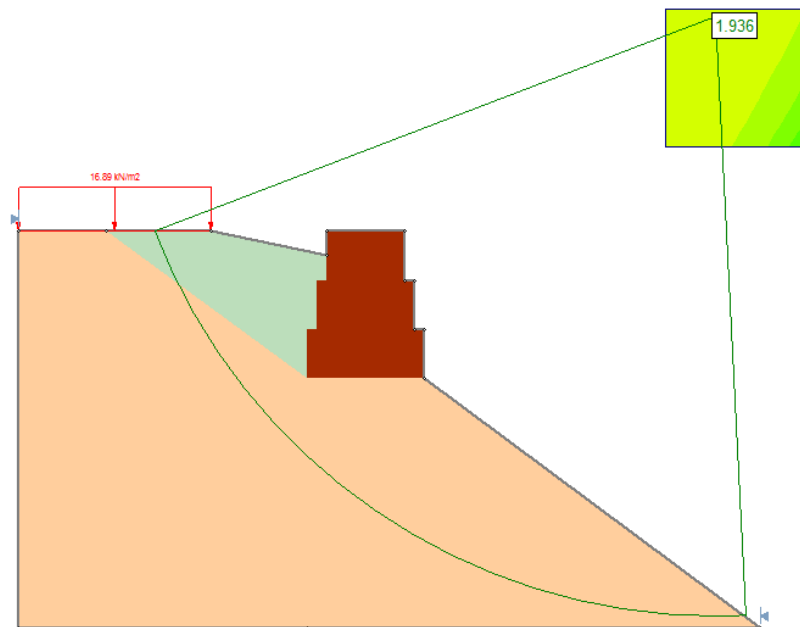


Sección 3:

Factor de seguridad global para neumáticos cortados en la sección 3



Factor de seguridad global para neumáticos completos en la sección 3



Sección 4:

Factor de seguridad global para neumáticos cortados en la sección 4

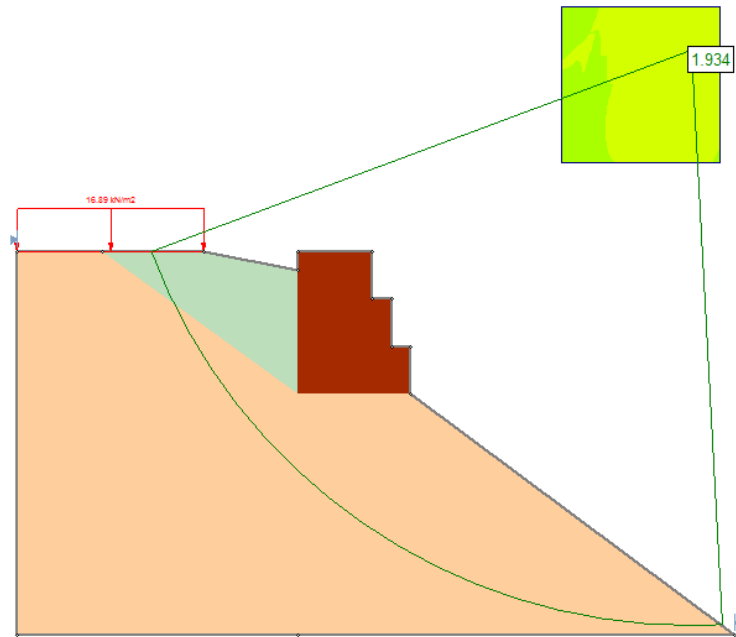


Figura 1 Factor de seguridad global para neumáticos completos en la sección 4

