VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.091 Hojo 1

E 233

Mayo 13 de 1988

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DE BOGOTA, D.E.

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
SECCION DE GEOLOGIA
JEFE

Estudio Geológico, Geotécnico y recomendaciones de estabilización para deslizamiento ubicado sobre la Vía Circunvalar, barrio La Paz, en Bogotá.

VICTOR ROMERO & CIA. LTDA.
Ingenieros Consultores
Calle 21 No. 42B-75 Tels.: 2447952 2690821/01
Bogotá, D.E.

INDICE

		Págs.
Introducción		3
1.	Localización	4
2.	Geología	4 - 8
3.	Exploración del Subsuelo	8 - 21
	- Perfil promedio del Subsuelo	22 - 24
	- Localización de sondeos C.P.T.	25
	- Descripción de sondeos C.P.T.	26 - 29
	- Sondeo Eléctrico Vertical S.E.V.	30 - 35
4.	Resultados de los ensayos de laboratorio	36 - 39
5.	Análisis de Estabilidad	40 - 51
6.	Medidas correctivas	51 - 55
7.	Conclusiones y recomendaciones	56 - 58
8.	Presupuesto de las obras	59 - 60
	Anexo 1: Análisis de Estabilidad Método N. Janbú	61 - 72
	Anexo 2: Superficie de falla analizadas	73 - 76
	Anexo 3: Cálculos de Muro de Contención	77 - 84
	Anexo 4: Seis (6) planos	
	1 Medidas correctivas (planta y corte)	
	2 Detalles - Medidas correctivas	
	3 Cartografía regional	
	4 Topografía	
	5 Planta geológica	
	6 Cortes geológicos	

ESTUDIO GEOLOGICO DEL DESLIZAMIENTO No. 4

BARRIO LA PAZ

INTRODUCCION

La Secretaría de Obras Públicas del Distrito (S.O.P.) adelanta los estudios de estabilidad de varias zonas localizadas sobre las vías Circunvalar y Oriental de Bogotá, las cuales han venido presentando problemas de inestabilidad en el terreno, generando hundimientos y destrucción parcial de la banca de dichas vías, además de representar un riesgo sobre las construcciones y sus moradores, en algunos de ellos.

1. LOCALIZACION

Este deslizamiento se localiza a unos 500 metros al norte de la estación del funicular por la vía circunvalar, sobre la parte alta del barrio La Paz, talud externo. Afecta unos 4.000 m^2 Ver plano No. 3, Cartografía Regional.

2. GEOLOGIA

2.1 Geomorfología

Geomorfológicamente, ésta como todas las demás zonas estudiadas, hace parte de la vertiente occidental de los cerros orientales de la Sabana de Bogotá, los que a su vez marcan el límite entre las vertientes oriental y occidental de la Cordillera Oriental.

En una zona de morfología ondulada y pendientes fuertes que favorecen los procesos de reptación y remoción en masa de materiales inestables. Un poco más regionalmente, la vertiente occidental de los cerros orientales de la Sabana presenta morfologías abruptas con pendientes de más del 100%, las que geológicamente y durante el cuaternario generaron procesos de inversión y volcamiento de estratos por acción de la gravedad. Es por eso que hoy encontramos que, a pesar de los buzamientos relativamente suaves de los estratos rocosos, éstos se presentan invertidos de tal manera que a medida que subimos topográficamente, vamos encontrando rocas - más antiguas. Estos eventos han generado depósitos de ladera de

origen fluvioglaciar y gravitacional, de ocurrencia regional y que son los materiales que predominan sobre toda esta vertiente de los cerros orientales de la Sabana.

Actualmente se han formado masas inestables, conformadas por roca alterada fracturada y depósitos de ladera, acumulados sobre dichas rocas y que por acción de la fuerte pendiente, la saturación y el mal manejo, han generado gran cantidad de deslizamientos a lo largo de toda la vertiente occidental de los cerros orientales, con los consecuentes problemas que éstos conllevan.

La zona presenta morfología ondulada con pendientes moderadas de la vía hacia los cerros orientales y pendiente fuerte de la vía circunvalar hasta la Carrera 3a.

Geomorfológicamente, la zona por encima de la vía muestra depósitos de ladera de origen fluvioglaciar que yacen sobre las rocas blandas de la formación Guaduas. De la vía circunvalar hacia abajo tenemos las rocas duras de la formación Arenisca del Cacho, por lo cual la topografía es más fuerte. Los depósitos de ladera descienden hacia la Sabana a manera de "lenguas" o frentes, una de las cuales se presenta en la zona afectada de la parte alta del barrio La Paz.

2.2 Litología:

Suelos Orgánicos (Qso)

De ocurrencia muy local, son suelos negros ricos en materia orgánica, raices, etc.; blandos, plásticos, espesor 5 - 10 Cms. A pesar de que se desarrollan sobre todas las unidades, se cartografían únicamente en zonas de morfología plana y en donde no se presentan disectados o removidos, reconociéndoseles aún los diferentes horizontes.

Depósitos de Relleno (Qtr)

Son materiales o depósitos de ladera removidos y que en la zona del deslizamiento contienen materiales de relleno provenientes de la banca de la carretera (sub-base).

Consta principalmente de arcillas de color rojizo, blandas, plásticas, con algunos fragmentos de areniscas de grano fino a medio, hasta 10 cms. de espesor. En la zona adyacente a los gaviones - revestidos que se construyeron, aumenta el porcentaje de fragmentos de areniscas. El depósito posee dureza media, poco plástico y con un espesor aproximado de 2 m.

Los materiales de este depósito provienen de las formaciones Guadalupe y Guaduas de donde se han erodado.

Presenta procesos de reptación, por lo menos en su parte o capa más superficial.

Depósito de Ladera (Qt_l)

Son depósitos de origen fluvioglaciar y gravitacional. Es un material predominantemente arcilloso, color gris oscuro por su contenido en materia orgánica; localmente tiene color café. Incluye numerosos fragmentos de areniscas y arcillolitas dispuestos sin ningún patrón estructural y textural. De dureza media a blanda, poco plástica, localmente saturada. Afectado por procesos de reptación. Espesor calculado: 2 m.

Formación Arenisca del Cacho (Tpc)

Areniscas de grano medio a grueso, localmente muy arcillosas, - color amarillo ocre a gris claro, en capas de hasta 1 m. de espesor. Donde son arcillosas se presentan en capas de 5 cms. de espesor. Presenta estratificación cruzada perpendicular a las capas. Dureza media a alta, presenta rumbo N-S/29E.

Presenta también intercalaciones de arcillolitas verdosas, laminadas, localmente limosas, muy fracturadas, blandas, poco plásticas. En la parte sur la estratificación es N30 W/17 NE. Espesor aproximado 45 m.

2.3. Estructuras

Regionalmente la Geología presenta pliegues con estratos invertidos lo cual se presenta también en este sitio. La única estructura importante en las rocas es el patrón de diaclasamiento de las mismas:

N 85W/85 N: Contínuas, abiertas de 1 a 5 m.m., con relleno de arcilla, corrugadas, espaciadas entre 5 y 20 cms., secas.

N45E/85 NW: Discontínuas, cerradas, corrugadas, espaciadas más de 10 cms.

N18E/75 NW: Podrían favorecer algún tipo de inestabilidad, pero está comprobado que la roca no influye directamente en el deslizamiento y éste sólo incluye el material de cobertura. Estas diaclasas son contínuas, cerradas, muy corrugadas, secas, espaciadas de 20 a 30 cms.

3. EXPLORACION DEL SUBSUELO

Para determinar las condiciones geotécnicas de todas las zonas estudiadas, se han ejecutado sobre cada una de ellas 2 tipos de métodos exploratorios del subsuelo: ensayos de penetración por el método del "cono holandés" y sondeos eléctricos verticales S. E.V., también conocidos como sondeos geoeléctricos.

Los sondeos de penetración por el método del "cono holandés" son muy apropiados para los objetivos buscados en el estudio: Determinación exacta de los espesores de los materiales sueltos o de relleno y profundidad de la roca o del material que por sus características de resistencia permita una fundación segura. Cada material opone al cono una resistencia a ser penetrado que depende de sus propiedades físicas y de su composición. Por estas pro-

piedades se puede averiguar o interpretar con gran acierto qué tipo de materiales se encuentran a lo largo del sondeo, comparando sus valores de resistencia a la presión en Kg/cm^2 con valores teóricos o promedios investigados a través de muchos ensayos controlados de laboratorio.

Cada sondeo de penetración se ejecutó hasta que los valores obtenidos eran lo suficientemente altos para permitir fundaciones seguras o hasta que el equipo era físicamente incapaz de seguir penetrando el material.

Para corroborar y correlacionar convenientemente toda la información y determinar zonas saturadas, se ejecutó sobre cada zona problema un sondeo eléctrico vertical, S.E.V. o sondeo geoeléctrico. Este método por su rapidez de ejecución y sus alcances es muy apropiado no sólo para prospección de agua subterránea, para lo que es generalmente más utilizado, sino para la determinación de espesores de material suelto, rellenos y/o niveles rocosos varios. Con este método se obtiene no sólo una determinación de niveles acuíferos sino específicamente una interpretación geohidrológica del subsuelo, es decir litologías y zonas saturadas que son las que generalmente determinan y controlan los planos o zonas de fallamiento que afectan las obras civiles.

El sondeo geoeléctrico consiste básicamente en introducir una corriente desde la superficie a través del subsuelo, cuya profundidad de flujo aumenta al hacer cada vez mayor la separación

entre los focos de corriente llamados electrodos. La intensidad de la corriente y su potencial se miden con métodos convencionales. La resistividad del medio atravesado por la corriente se calcula aplicando la Ley de Ohm.

Como en la naturaleza el subsuelo no es homogéneo ni isotrópico, la resistividad calculada es una resistividad aparente del medio y es función de las resistividades, espesores de las capas, de la intensidad de la corriente aplicada, del potencial generado y de la geometría o disposición de los electrodos.

De las resistividades aparentes, se deduce la verdadera y el espesor aparente de las capas, haciendo uso de modelos físico-matemáticos y de computador. Correlacionando convenientemente estos parámetros se obtiene entonces la información geohidrológica del subsuelo.

El sondeo geoeléctrico se ejecutó hasta obtener una información confiable a una profundidad entre 30 y 50 mts.

3.1 Ensayos de Penetración

Sobre el deslizamiento del barrio La Paz se ejecutaron 12 sondeos de penetración (ver plano No. 5), para un total de 49.50 m., discriminados así:

Sondeo 1: Se ejecutaron 2.75 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 26, se interpreta así:

0.00 - 1.50 m. : Material de la unidad Qt_1 con valores de resistencia promedio de 50-60 Kg/cm^2. Espesor total del material suelto tipo (Qt_r + Qt_1): 1.50 m.

1.50 - 2.20 m. : Nivel de roca alterada con valores de resistencia estables de 55 Kg/cm^2.

A partir de 2.20 m. se encuentra el nivel de roca sana (Tpc), así:

2.20 - 2.25 m. : Arcillolitas secas: 80 - 130 Kg/cm^2.
2.25 - 2.50 m. : Areniscas arcillosas: 130 - 250 Kg/cm^2.
2.50 - 2.75 m. : Areniscas : 250 - 300 Kg/cm^2.

Sondeo 2: Se ejecutaron 2.75 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 26, se interpreta así:

0.00 - 1.50 m. : Material de la unidad Qt_r con valores de resistencia promedio de 40 Kg/cm^2. El límite con la unidad Qt_1 lo marca un comportamiento diferente en la gráfica.

1.50 - 2.00 m. : Material de la unidad Qt_1 con valores anómalos de resistencia de 150 Kg/cm^2 debidos probablemente a la presencia de bloques. Los límites superiores e inferiores están marcados por valores de resistencia de 35 y 45 Kg/cm^2. Espesor total del material suelto tipo (Qt_r + Qt_1): 2.0 m.

2.00 - 2.25 m. : Nivel de roca alterada con valores de resistencia entre 45 y 80 Kg/cm^2.

A partir de 2.25 m. se encuentra el nivel de roca sana (Tpc), así:

2.25 - 2.50 m. : Arcillolitas algo arenosas: 80 - 160 Kg/cm^2.
2.50 - 2.75 m. : Areniscas arcillosas : 160 - 230 Kg/cm^2.

Sondeo 3: Se ejecutaron 4 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 26, se interpreta así:

0.00 - 1.75 m. : Material de la unidad Qt_r con valores de resistencia promedios de 14 Kg/cm^2. Presenta un nivel saturado a 0.50 m. de profundidad. El - limite con la unidad Qt_1 lo marca una caida en la gráfica, de valores de 18 a 9 Kg/cm^2.

1.75 - 2.75 m. : Material de la unidad Qt_1, saturado los primeros 50 cms., con valores de 9 kg/cm^2 y luego presenta valores entre 10 y 37 Kg/cm^2. Espesor total del material suelto tipo (Qt_r + Qt_1): 2.75 m.

2.75 - 3.25 m. : Nivel de roca alterada con valores entre 28 y 65 Kg/cm^2.

A partir de 3.25 m. se encuentra el nivel de roca sana (Tpc), así:

3.25 - 3.75 m. : Arcillolitas secas: 65 - 100 Kg/cm^2.
3.75 - 4.00 m. : Areniscas arcillosas : 100-230 Kg/cm^2.

El nivel saturado oscila entre 1.75 y 2.25 m.

Sondeo 4: Se ejecutaron 5.50 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 27, se interpreta así:

0.00 2.00 m. : Material de la unidad Qt_r con 3 niveles claramente diferenciables:

0.00 0.75 m. : Nivel saturado con valores de resistencia de 8 a 9 Kg/cm^2.

0.75 1.50 m. : Nivel no saturado con valores hasta de 32 Kg/cm^2.

1.50 2.00 m. : Nivel saturado con valores promedio de 9 Kg/cm^2.

El límite con la unidad Qt_1 lo marca el cambio claro en el comportamiento de la gráfica.

2.00 - 3.25 m. : Material de la unidad Qt_1, con valores uniformemente crecientes entre 8 y 80 Kg/cm^2. Espesor total del material suelto tipo (Qt_r + Qt_1) : 3.25 m.

3.25 - 3.50 m. : Nivel de roca alterada con valores entre 60 y 100 Kg/cm^2.

A partir de 3.50 m. se encuentra el nivel de roca sana (Tpc), así:

3.50 - 4.25 m. : Arcillolitas y arcillolitas arenosas: 100-170 Kg/cm^2.

4.25 - 4.75 m. : Arcillolitas : 92 - 150 Kg/cm^2.

4.75 - 5.50 m. : Arcillolitas arenosas: 100 - 170 Kg/cm^2.

Es claro en esta gráfica el carácter saturado de la unidad Qt_r en sus límites superior e inferior.

Sondeo 5: Se ejecutaron 6.50 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 27, se interpreta así:

0.00 - 1.25 m. : Material de la unidad Qt_r, sin datos en los primeros 100 cms. del sondeo. Entre 1.0 y 1.25 m. se muestran valores de ruptura de 22 a 10 Kg/cm^2 que es lo que la limita de la unidad Qt_1.

1.25 - 2.50 m. : Material de la unidad Qt_1, con valores de resistencia constantemente variables entre 10 y 30 Kg/cm^2. Espesor total del material suelto tipo ($Qt_r + Qt_1$): 2.50 m.

2.50 - 3.75 m. : Nivel de roca alterada con valores de saturación de 6 Kg/cm^2 en su límite superior. Los valores de resistencia constantemente en aumento son desde 6 hasta 80 Kg/cm^2.

A partir de 3.75 m. se encuentra el nivel de roca sana (Tpc), así:

3.75 - 4.00 m. : Arcillolitas blandas : 80 Kg/cm^2.

4.00 - 4.75 m. : Arcillolitas secas duras: 80 - 120 Kg/cm^2.

4.75 - 5.00 m. : Arcillolitas blandas: 60 - 80 Kg/cm^2.

5.00 - 5.25 m. : Arcillolitas duras : 60 - 150 Kg/cm^2.

5.25 - 6.00 m. : Areniscas arcillosas: 150 - 250 Kg/cm^2.

6.00 - 6.50 m. : Areniscas : 250 - 300 Kg/cm^2.

En este sondeo es claro el nivel de saturación e inestabilidad a 2.50 m.

Sondeo 6: Se ejecutaron 2.50 m. de perforación, la gráfica obtenida, ver hoja 27, se interpreta así:

0.00 - 1.50 m. : Material de la unidad Qt_1 con valores de resistencia promedio de 30 Kg/cm^2. El límite con la roca alterada lo muestra una caida de 33 a 18 Kg/cm^2. Espesor total del material suelto tipo (Qt_r + Qt_1) : 1.50 m.

1.50 - 1.75 m. : Nivel de roca alterada con valores de resistencia entre 18 y 30 Kg/cm^2.

A partir de los 1.75 m. se encuentra el nivel de roca sana (Tpc), así:

1.75 - 2.00 m. : Arcillolitas : 30 - 110 Kg/cm^2.

2.00 - 2.25 m. : Arcillolitas arenosas: 110- 180 Kg/cm^2.

2.25 - 2.50 m. : Areniscas : 180 - 300 Kg/cm^2.

En este sondeo no se presentan problemas de inestabilidad.

Sondeo 7: Se ejecutaron 4.50 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 28, se interpreta así:

0.00 - 1.50 m. : Material de la unidad Qt_r con valores de hasta 20 Kg/cm^2. El límite con la unidad Qt_1 lo marca una caida en la gráfica, de valores de 20 kg/cm^2 a valores de saturación de 8 Kg/Cm^2.

1.50 - 2.50 m. : Material de la unidad Qt_1 con valores promedio de 12 Kg/cm^2. Espesor total del material suelto tipo (Qt_r + Qt_1): 2.50 m.

2.50 - 2.70 m. : Nivel de roca alterada con valores entre 16 y 50 Kg/cm^2.

A partir de 2.70 m. se encuentra el nivel de roca sana (Tpc), así:

2.70 - 2.90 m. : Arcillolitas secas : 60 - 140 Kg/cm^2.

2.90 - 3.35 m. : Arcillolitas saturadas blandas 25 - 140 Kg/cm^2.

3.35 - 3.60 m. : Areniscas localmente arcillosas: 80 - 270 Kg/cm^2.

3.60 - 3.80 m. : Arcillolitas : 85 - 150 Kg/cm^2.

3.80 - 4.00 m. : Areniscas arcillosas : 150 - 210 Kg/cm^2.

4.00 - 4.30 m. : Arcillolitas : 30 - 150 Kg/cm^2.

4.30 - 4.50 m. : Areniscas : 150 - 300 Kg/cm^2.

El comportamiento anómalo e irregular de la gráfica dentro del nivel de roca indica probablemente roca fracturada, con niveles saturados entre las distintas capas, o cementada. A pesar de dicho comportamiento, los niveles de resistencia que presenta son aceptables, a excepción de dos niveles "críticos" a 3.00 y 4.25 m. de profundidad con un valor de 30 Kg/cm^2. El otro nivel crítico se presenta a los 1.50 m. con valores de saturación.

Sondeo 8: Se ejecutaron 2.75 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 28, se interpreta así:

0.00 - 1.25 m. : Material de la unidad Qt_1 con valores promedio de 30 Kg/cm^2. Espesor total del material suelto tipo (Qt_r + Qt_1): 1.25 m.

1.25 - 1.75 m. : Nivel de roca alterada con valores crecientes de 25 a 75 Kg/cm^2.

A partir de 1.75 m. se encuentra el nivel de roca sana (Tpc), así:

1.75 - 2.00 m. : Arcillolitas : 70 - 100 Kg/cm^2.

2.00 - 2.50 m. : Areniscas arcillosas : 100 - 230 Kg/cm^2.

2.50 - 2.75 m. : Areniscas 230 - 300 Kg/cm^2.

Los materiales en este sitio no presentan mayores problemas.

Sondeo 9: Se ejecutaron 4.75 m. de perforación. La gráfica obtenica, ver hoja 28, se interpreta así:

0.00 - 1.25 m. : Material de la unidad Qt_r, nivel en general saturado y con valores promedio de 6 Kg/cm^2. El límite con la unidad Qt_1 lo marca el contínuo incremento en los valores de resistencia.

1.25 - 2.25 m. : Material de la unidad Qt_1 con valores entre 4 y 15 Kg/cm^2. La unidad se presenta saturada entre 1.25 y 1.75 m. de profundidad. Espesor total de material suelto tipo (Qt_r + Qt_1): 2.25 m.

2.25 - 2.40 m. : Nivel de roca alterada con valores entre 14 y 40 Kg/cm^2.

A partir de 2.40 m. se encuentra el nivel de roca sana (Tpc), así:

2.40 - 2.50 m. : Arcillolitas blandas : 40 - 100 Kg/cm^2.

2.50 - 3.00 m. : Arcillolitas blandas y duras: 70 - 100 Kg/cm^2.

3.00 - 3.50 m. : Arcillolitas blandas : 60 - 90 Kg/cm^2.

3.50 - 4.50 m. : Arcillolitas blandas y duras: 60 - 120 Kg/cm^2.

4.50 - 4.75 m. : Areniscas arcillosas : 120 - 230 Kg/cm^2.

En este sitio es crítico el material de relleno hasta 1.75 m.

Sondeo 10: Se ejecutaron 7.25 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 29, se interpreta así:

0.00 - 1.50 m. : Material de la unidad Qt_r con valores de resistencia promedio de 12 Kg/cm^2. El límite con la

unidad Qt_1 lo marca el respectivo incremento en los valores de resistencia de 12 a 75 Kg/cm^2.

1.50 - 3.50 m. : Material de la unidad Qt_1, con un comportamiento muy irregular. Sus límites presentan valores de resistencia de 12 Kg/cm^2 pero en algunos niveles presentan valores anómalos hasta de 250 Kg/cm^2 debidos probablemente a bloques.

Espesor total del material suelto tipo (Qt_r + Qt_1): 3.50 m.

3.50 - 3.60 m. : Nivel de roca alterada 12 - 70 Kg/cm^2.

A partir de 3.60 m. se encuentra el nivel de roca sana (Tpc), así:

3.60 - 4.00 m. : Arcillolitas : 70 - 120 Kg/cm^2.

4.00 - 5.50 m. : Arcillolitas blandas, localmente fracturadas: 50 - 100 Kg/cm^2.

5.50 - 5.75 m. : Areniscas arcillosas y arcillolitas duras: 100 - 200 Kg/cm^2.

5.75 - 6.00 m. : Arcillolitas duras y areniscas arcillosas: 100 - 200 Kg/cm^2.

6.00 - 7.00 m. : Arcillolitas blandas: 90 - 95 Kg/cm^2.

7.00 - 7.25 m. : Areniscas arcillosas: 150 - 250 Kg/cm^2.

Las zonas críticas aquí son las del material Qt_r y el límite inferior de la unidad Qt_1.

Sondeo 11: Se ejecutaron 3.75 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 29, se interpreta así:

0.00 - 1.25 m. : Material de la unidad Qt_r con valores promedio de resistencia entre 10 y 12 Kg/cm^2. El límite con la unidad Qt_1 lo marca el cambio en la gráfica de valores decrecientes a valores en constante incremento de la resistencia.

1.25 - 2.00 m. : Material de la unidad Qt_1, con valores de resistencia entre 10 y 30 Kg/cm^2. Espesor total del material suelto tipo $Qt_r + Qt_1$: 2 m.

2.00 - 2.30 m.: Nivel de roca alterada con valores de resistencia entre 30 y 80 Kg/cm^2.

A partir de 2.30 m. se encuentra el nivel de roca sana (Tpc), así:

2.30 - 2.50 m. : Arcillolitas blandas: 80 - 130 Kg/cm^2.

2.50 - 2.90 m. : Arcillolitas duras: 130 - 150 Kg/cm^2.

2.90 - 3.10 m. : Arcillolitas arenosas: 150 - 200 Kg/cm^2.

3.10 - 3.50 m. : Areniscas arcillosas: 200 - 250 Kg/cm^2.

3.50 - 3.75 m. : Areniscas : 250 - 300 Kg/cm^2.

Sondeo 12: Se ejecutaron 2.50 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 29, se interpreta así:

0.00 - 0.75 m. : Material de la unidad Qt_r con valores hasta de 25Kg/cm^2. El límite con la unidad Qt_1 lo marca el cambio en la gráfica, de valores decrecientes a valores crecientes en la resistencia.

0.75 - 1.75 m. : Material de la unidad Qt_1 con valores entre 14 y 40 Kg/cm^2. Espesor total del material suelto tipo Qt_r + Qt_1: 1.75 m.

1.75 - 2.00 m. : Nivel de roca alterada con valores de resistencia entre 20 y 60 Kg/cm^2.

A partir de los 2.0 m. se encuentra el nivel de roca sana (Tpc), así:

2.00 - 2.10 m. : Arcillolitas blandas : 60 - 100 Kg/cm^2.

2.10 - 2.25 m. : Arcillolitas duras y arenosas: 100 - 250 Kg/cm^2.

2.25 - 2.50 m. : Areniscas : 250 - 300 Kg/cm^2.

En este sitio no se esperan problemas de estabilidad, de acuerdo con el comportamiento de los materiales.

3.2 Sondeo Eléctrico Vertical:

Este sondeo se ejecutó en un sentido aproximado N30°E y con electrodos adyacentes al sitio del sondeo de penetración No. 7. Debido a que el sondeo geoeléctrico o S.E.V. se interpreta únicamente para el sitio donde se ubican los electrodos, éste sólo se puede correlacionar convenientemente con el sondeo de penetración No. 7.

Los puntos obtenidos de las mediciones de campo pueden verse en la figura No. 8, ver hoja 34, en donde se ha trazado la curva - modelo resultante de dichos puntos y su interpretación en capas.

La interpretación arrojó 4 capas o niveles así:

0.00 - 2.50 m. : Coluvión (Qc) arcilloso, seco en su mayor parte. Algo húmedo hacia el contacto con la roca.

Con el sondeo de penetración No. 7 se obtuvo un espesor total del material suelto tipo R de 2.50 m., con algún nivel saturado y relativamente húmedo hacia el contacto con la roca, situación aquí comprobada.

El límite Qc - roca en el S.E.V. se marca claramente por las diferentes resistividades.

2.50 - 11.0 m. : Arenisca del Cacho (Tpc) cementada y seca, con una resistividad de 170 Ohm-m.

Aquí aparentemente la correlación con el sondeo de penetración No. 7 no es muy clara, ya que el S.E.V. no muestra las irregularidades que se presentaron en el sondeo de penetración, lo que induce más a pensar que en este sitio y a esta profundidad (2.50- 4.50 m.), la roca se presenta fracturada, cementada o con algunos pequeños niveles húmedos, no detectables por el método geoeléctrico.

11.0 -20.0 m. : Arcillolitas húmedas de la formación Bogotá (Ts_b) con resistividades promedio de 26 Ohm-m.

20.0 más de 30 m.: Areniscas y limolitas de la Form. Bogotá (Ts_b), parcialmente saturadas.

Hay que aclarar, que a medida que la profundidad del S.E.V. se hace mayor, es decir, a medida que se aumenta la distancia entre los electrodos, la interpretación es cada vez menos confiable; se interpretarán paquetes de rocas sin diferenciar detalladamente qué pequeños niveles de otra litología u otras características físicas se presentan.

El perfil geológico obtenido a partir de la interpretación del sondeo, puede verse en la figura No. 7, ver hoja 33.

Se concluye a partir de todos los sondeos que los espesores del material suelto son reducidos, lo cual facilita las fundaciones en roca que se requieran.

Aunque algunos niveles de roca se pueden presentar fracturados y/o

saturados, los valores de resistencia que presentan, permiten aún fundaciones seguras.

Los problemas de reptación que aquí se presentan se deben a niveles saturados dentro del material suelto tipo R.

El perfil geológico obtenido a partir de la interpretación del sondeo puede verse en la figura 7 de la hoja 33.

El centro del sondeo se localizó a 22 m. del borde de la avenida Circunvalar, sobre la zona del deslizamiento.

La curva del sondeo 4 con interpretación se muestra en la figura 8, ver hoja 34. En las ordenadas se da la resistividad en Ohm-m y en las abscisas la distancia media entre electrodos de corriente o profundidad de investigación en metros. La interpretación de cada curva se indica en la parte inferior, así:

- Los números corresponden a la resistividad de formación de cada unidad geoeléctrica en Ohm-m.
- Las líneas verticales indican la profundidad en metros de cada unidad geoeléctrica, leída en escala logarítmica.

En la tabla 4, se da la correlación de las unidades geoeléctricas interpretadas con las unidades hidrogeológicas existentes en el subsuelo del área de estudio.

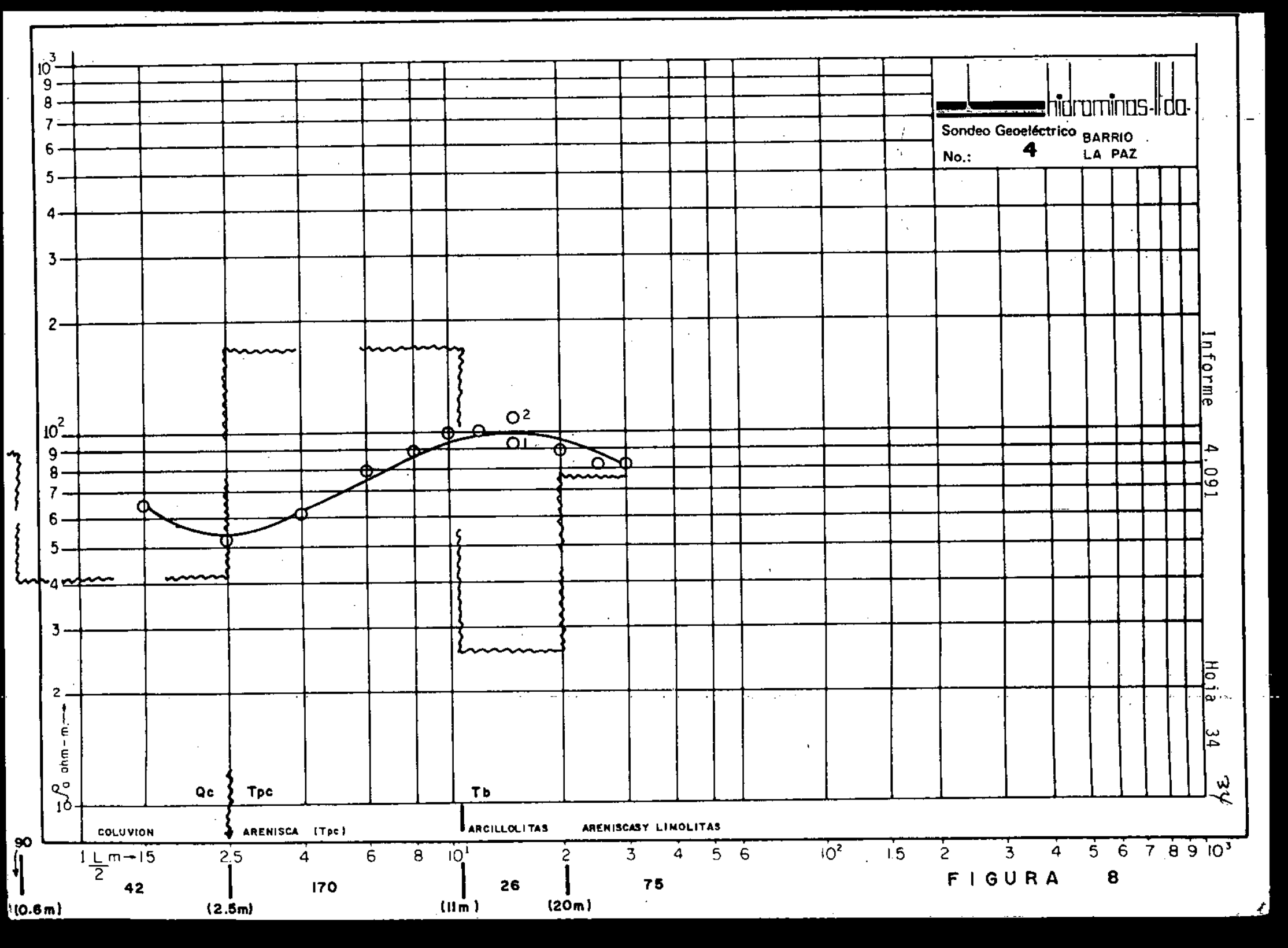

hidrominas-ltda.
Sondeo Geoeléctrico No.: 4
BARRIO LA PAZ
Informe 4.091
Hoja 34
ρa ohm-m
Qc
Tpc
Tb
COLUVION
ARENISCA (Tpc)
ARCILLOLITAS
ARENISCAS Y LIMOLITAS
1 L/2 m → 15
42
170
26
75
(0.6m)
(2.5m)
(11m)
(20m)

FIGURA 8

TABLA 4- CORRELACION ENTRE UNIDADES GEOELECTRICAS Y GEOLOGICAS DEL SONDEO 4. "BARRIO LA PAZ"

PROFUNDIDAD (m) DE	A	RESISTIVIDAD DE LA UNIDAD GEOELECTRICA (OHMIOS-METRO)	CORRELACION GEOLOGICA
0	0,6	90	Capa vegetal y coluvión seco.
0,6	2,5	42	Coluvión (Qc) arcilloso seco en su mayor parte. Algo húmedo hacia su contacto con la roca.
2,5	11	170	Arenisca del Cacho (Tpc), cementada y seca.
11	20	26	Arcillolitas de la Formación Bogotá (Tb) húmedas.
20	Más de 30	75	Areniscas y limolitas de la Formación Bogotá (Tb), parcialmente saturadas.

4. RESULTADO ENSAYOS DE LABORATORIO

Debido a la heterogeneidad de la masa de suelo activa en el deslizamiento, algunas muestras tomadas no se pueden calificar de inalteradas; muchas de ellas se debieron "reconstruir" para poderles hacer los ensayos de laboratorio; según los ensayos sobre seis muestras, las propiedades promedio son las siguientes:

Ensayo	Valor mínimo	Valor máximo
Humedad natural %	14.8	36.6
Límite líquido	NL	53.3
Indice de plasticidad	NP	31.4
Peso unitario Ton/m^3	1.6	2.0

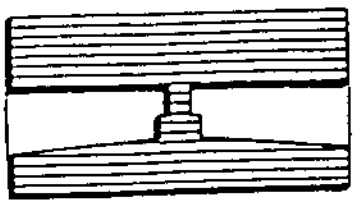
Los valores mínimo y máximo de los parámetros de resistencia al corte se dedujeron de los valores del ensayo C.P.T. "in situ".

El resumen de los datos es el siguiente:

R: $5° \leq \phi' \leq 10°$ $3\ T/m^2 \leq C' \leq 6\ T/m^2$. $1.4\ T/m^3 \leq \gamma_h \leq 1.6\ T/m^3$.

CL: $10° \leq \phi' \leq 20°$ $7\ T/m^2 \leq C' \leq 9\ T/m^2$. $1.6\ T/m^3 \leq \gamma_h \leq 1.8\ T/m^3$.

CH: $20° \leq \phi' \leq 35°$ $10\ T/m2 \leq C' \leq 25T/m^2$. $1.9\ T/m^3 \leq \gamma_h \leq 2.1\ T/m^3$.



VICTOR ROMERO & CIA. 37

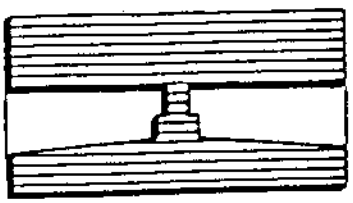
Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.091 Hoja 37

DATOS DE LABORATORIO

MUESTRA DEL SONDEO No.		3	3	3	3	3
PROFUNDIDAD MTS.		1.50 1.70	1.70 1.90	1.90 2.10	2.40 2.60	2.60 2.80
HUMEDAD NATURAL	% W	29.7	36.6	21.7	29.5	29.4
LIMITE LIQUIDO	LL		53.3			
INDICE DE PLASTICIDAD	Ip		31.4			
R. COMPRESION INCONFINADA	Qu (Ton/M²)		6.3	22.0	14.9	17.8
ANGULO DE FRICCION INTERNA	Ø					
PESO UNITARIO HUMEDO	γ (Ton/M³)		1,808	2,090	1,859	1,905
PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS	G_s					
% QUE PASA TAMIZ DE 2"	T - 2"					
% QUE PASA TAMIZ DE 1"	T - 1"					
% QUE PASA TAMIZ DE 3/4"	T - 3/4"					
% QUE PASA TAMIZ DE 1/2"	T - 1/2"					
% QUE PASA TAMIZ DE 3/8"	T - 3/8"					
% QUE PASA TAMIZ No. 4	T - 4					
% QUE PASA TAMIZ No. 10	T - 10					
% QUE PASA TAMIZ No. 40	T - 40					
% QUE PASA TAMIZ No. 100	T - 100					
% QUE PASA TAMIZ No. 200	T - 200					
CLASIFICACION U S C	U S C	CH	CH	CL	CH	CH
CLASIFICACION A A S H O	AASHO					
INDICE DE GRUPO						



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

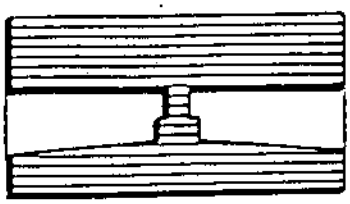
38

Estudio de Suelos

Informe 4.091 Hojo 38

DATOS DE LABORATORIO

MUESTRA DEL SONDEO No.		3	3	9	11	11
PROFUNDIDAD MTS.		2.80 3.00	3.20 3.40	1.00 1.20	0.70 0.90	0.90 1.10
HUMEDAD NATURAL	% W	24.6	22.4	24.0	19.5	19.3
LIMITE LIQUIDO	LL	36.7		40.1		NL
INDICE DE PLASTICIDAD	Ip	18.1		22.3		NP
R. COMPRESION INCONFINADA	Qu(Ton/M²)	16.0		10.9		
ANGULO DE FRICCION INTERNA	Ø					
PESO UNITARIO HUMEDO	γ (Ton/M³)	1,958		1,938		
PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS	G_s					
% QUE PASA TAMIZ DE 2"	T-2"					
% QUE PASA TAMIZ DE 1"	T-1"					
% QUE PASA TAMIZ DE 3/4"	T-3/4"					
% QUE PASA TAMIZ DE 1/2"	T-1/2"					
% QUE PASA TAMIZ DE 3/8"	T-3/8"					
% QUE PASA TAMIZ No. 4	T-4					
% QUE PASA TAMIZ No. 10	T-10					
% QUE PASA TAMIZ No. 40	T-40					
% QUE PASA TAMIZ No. 100	T-100					
% QUE PASA TAMIZ No. 200	T-200					24.8
CLASIFICACION U. S. C.	USC	CL	CL	CL	CL-SM	SM
CLASIFICACION AASHO	AASHO					
INDICE DE GRUPO						



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

39

Informe 4.091 Hojo 39

DATOS DE LABORATORIO

MUESTRA DEL SONDEO No.		11	11			
PROFUNDIDAD MTS.		1.60 1.80	1.80 2.00			
HUMEDAD NATURAL	% W	15.0	14.8			
LIMITE LIQUIDO	LL		NL			
INDICE DE PLASTICIDAD	Ip		NP			
R. COMPRESION INCONFINADA	Qu (Ton/M²)					
ANGULO DE FRICCION INTERNA	Ø					
PESO UNITARIO HUMEDO	γ (Ton/M³)					
PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS	G_s					
% QUE PASA TAMIZ DE 2"	T - 2"					
% QUE PASA TAMIZ DE 1"	T - 1"					
% QUE PASA TAMIZ DE 3/4"	T - 3/4"					
% QUE PASA TAMIZ DE 1/2"	T - 1/2"					
% QUE PASA TAMIZ DE 3/8"	T - 3/8"					
% QUE PASA TAMIZ No. 4	T - 4					
% QUE PASA TAMIZ No. 10	T - 10					
% QUE PASA TAMIZ No. 40	T - 40					
% QUE PASA TAMIZ No. 100	T - 100					
% QUE PASA TAMIZ No. 200	T - 200		26.0			
CLASIFICACION U S C	U S C	CL-SM	CL-SM			
CLASIFICACION AASHO	AASHO					
INDICE DE GRUPO						

5. ANALISIS DE ESTABILIDAD

Se utilizó la sección C-C', marcada en el plano No. 5 y mostrada en el plano No. 6. Dicho corte corresponde a la sección longitudinal del deslizamiento y en ella se muestran los diferentes tipos de materiales encontrados, los cuales desde el punto de vista geotécnico se denominan como relleno R (materiales clasificados geológicamente como $Qt_r + Qt_1$), nivel de roca alterada CL (incluido en el nivel de roca) y roca fresca CH (geológicamente denominada Tpc).

Para los análisis de estabilidad se utilizaron los parámetros de resistencia al corte efectivos obtenidos a partir de correlaciones con los resultados de los ensayos de penetración por el método del cono holandés. Los parámetros obtenidos para los diferentes tipos de materiales geotécnicos fueron los siguientes:

Material de relleno R : $C'=1.3\ T/m^2$; $\phi'=7°$; $\gamma_t=1.5\ T/m^3$.

Nivel roca alterada CL : $C'=7.0\ T/m^2$; $\phi'=10°$; $\gamma_t=1.7\ T/m^3$.

Roca fresca CH : $C'=10\ T/m^2$; $\phi'=20°$; $\gamma_t=2.0\ T/m^3$.

Dadas las condiciones geotécnicas de la ladera, se consideran como mecanismos probables de falla el deslizamiento rotacional y traslacional.

5.1 Deslizamiento Rotacional

5.1.1 Envolventes de Resistencia:

Para la obtención de las envolventes de resistencia se utilizó un programa para calculadora Hewlett Packard 41-CV, que permite estimar el esfuerzo normal efectivo σ' y el esfuerzo cortante movilizado τ, para cada una de las superficies de falla analizadas considerando el talud, ya sea completamente saturado o seco.

Se analizaron un total de 30 superficies de falla y los valores de σ' y τ obtenidos para cada una de ellas, bajo las condiciones de talud saturado y seco, se presetan en las figuras 1 y 2, respectivamente, en ellas se presentan también las envolventes de resistencia del talud obtendidas. En la figura 3 se dibujan las dos envolventes de resistencia del talud obtenidas y además, la envolvente de resistencia del material. Al comparar las ordenadas de dichas envolventes se puede concluir lo siguiente:

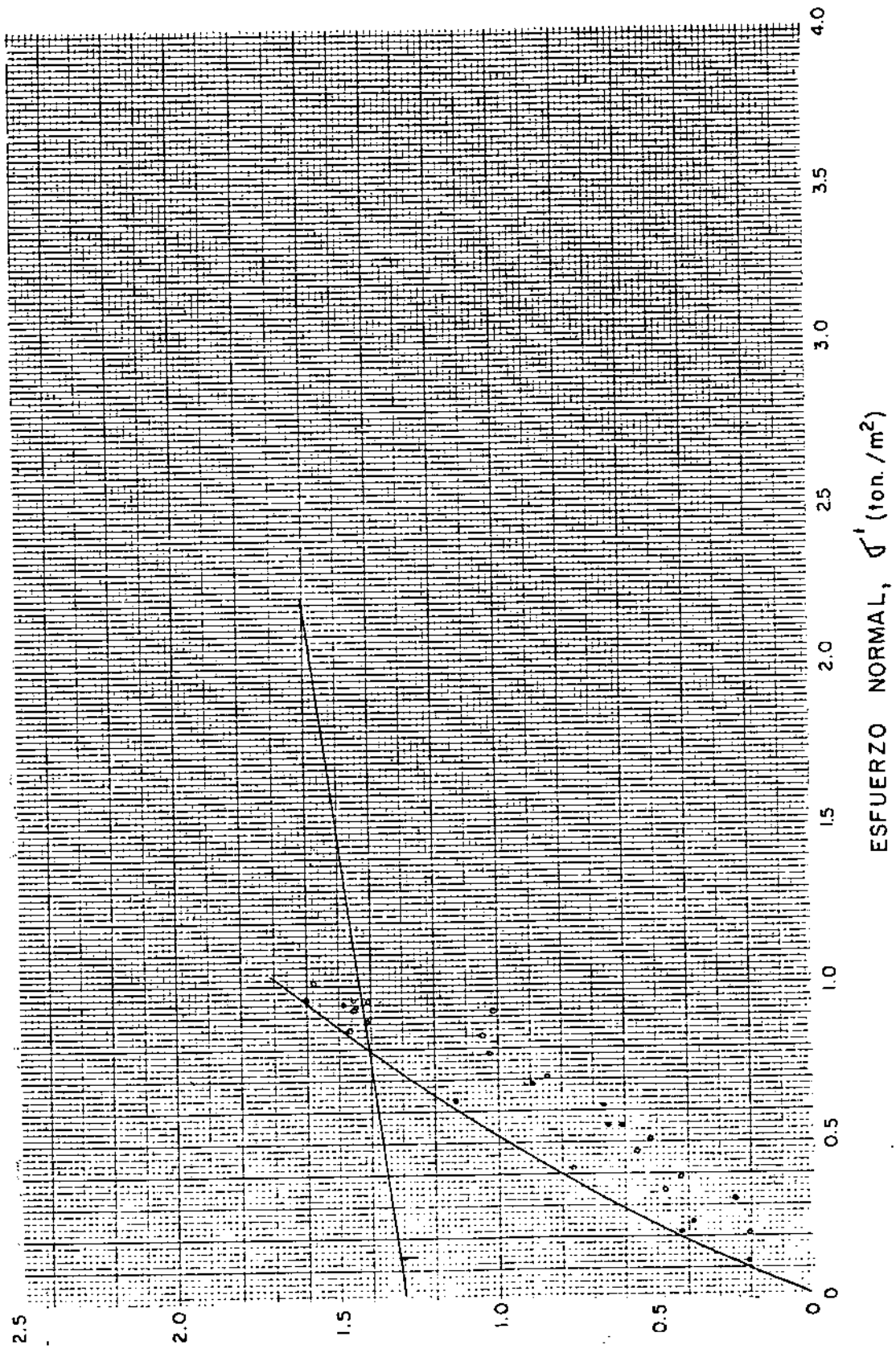
a) Para la condición de talud saturado, el esfuerzo cortante movilizado es mayor que la resistencia del material para niveles de esfuerzo normal efectivo, mayores de 0.80 T/m^2, de allí que las superficies de falla, asociadas a esfuerzos normales efectivos mayores que dicho valor presentan un factor de seguridad menor que uno (1.0)

FIGURA No. 1

ENVOLVENTE DE RESISTENCIA

SECCION: C - C'

CONDICION: Saturado

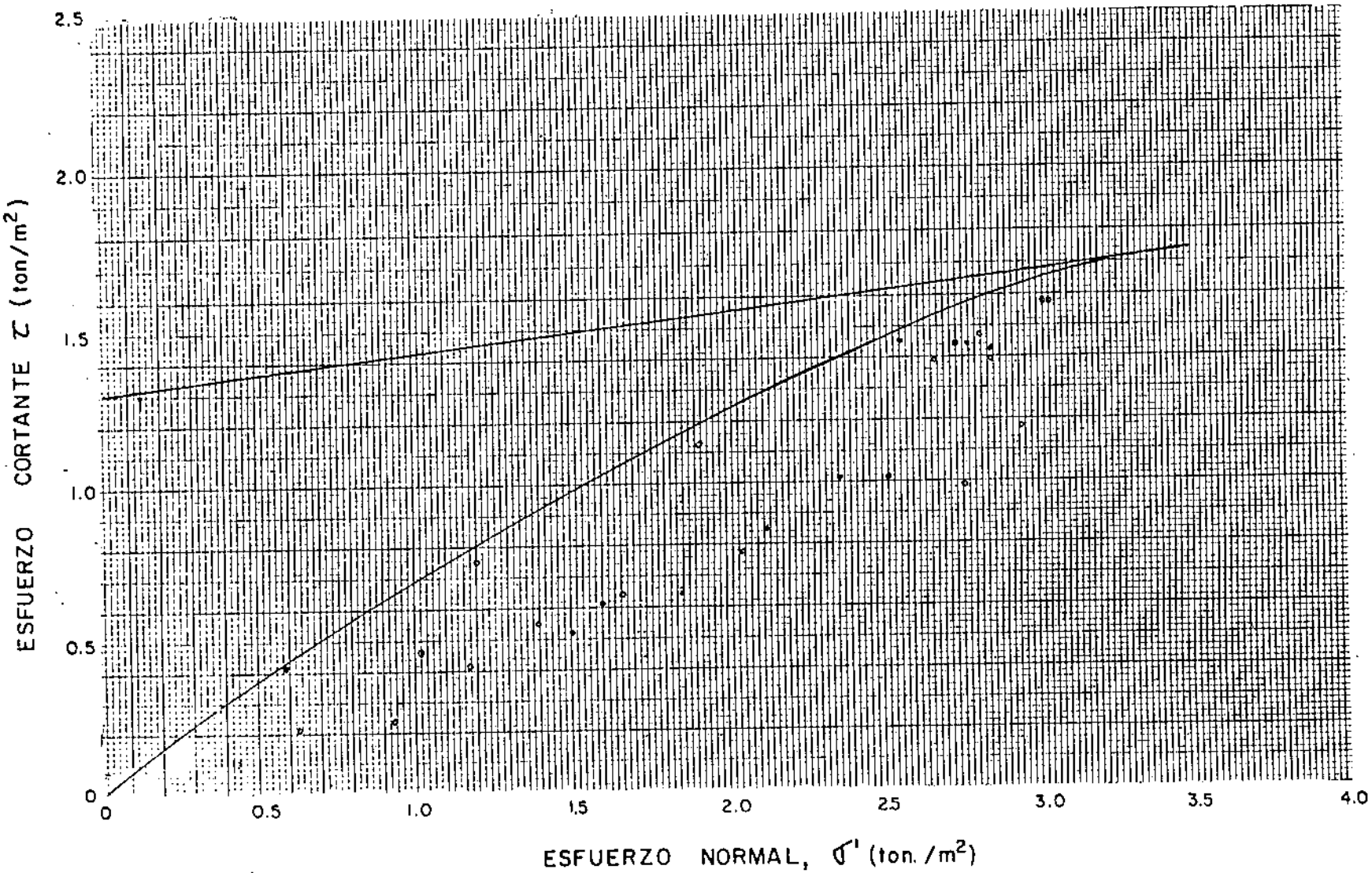


ENVOLVENTE DE RESISTENCIA

SECCION: C - C'

CONDICION: Seco

FIGURA No. 2



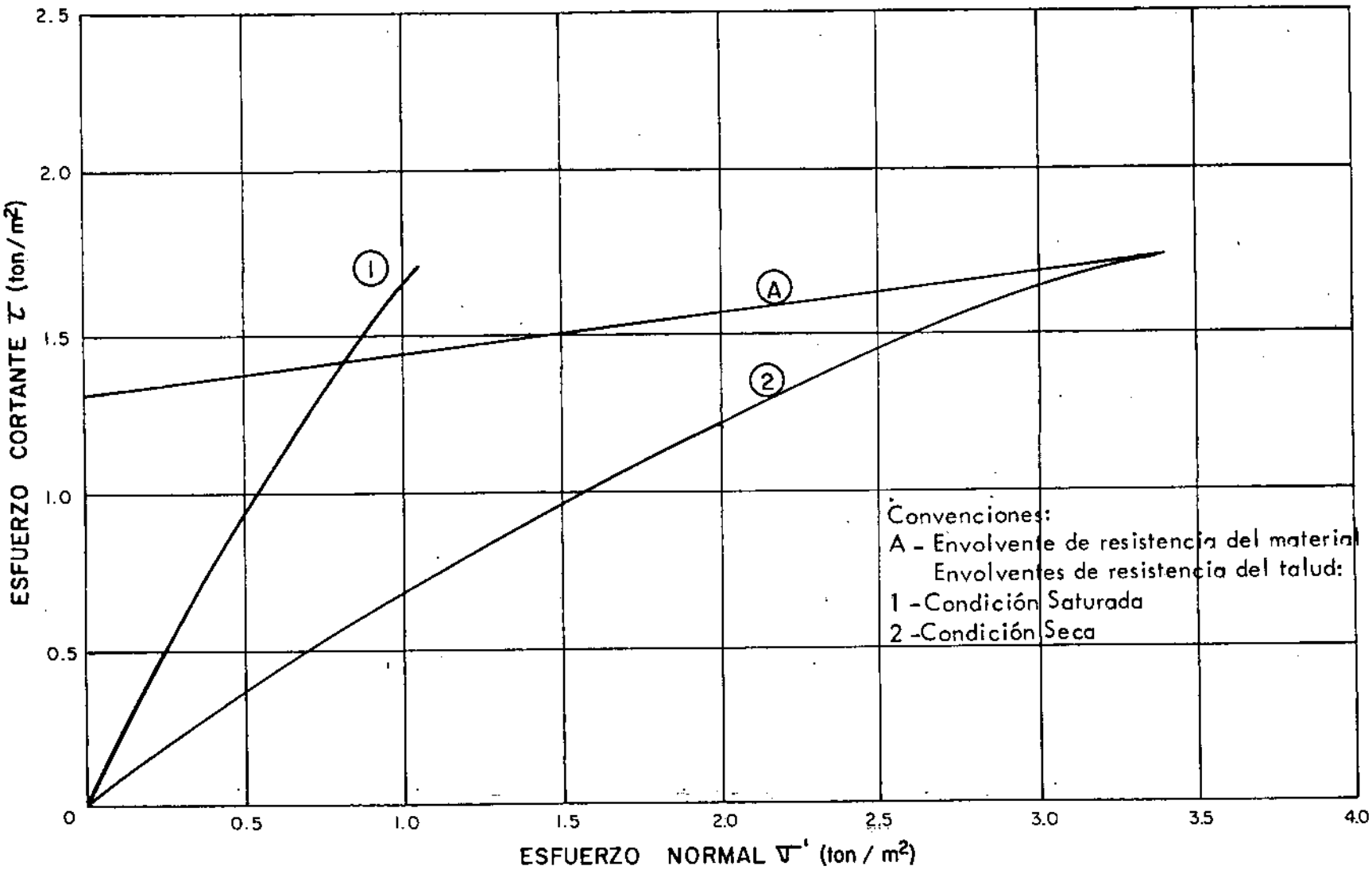
VICTOR ROMERO & CIA.
Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.091 Hoja 43

43

ENVOLVENTES DE RESISTENCIA

FIGURA No. 3



VICTOR ROMERO & CIA.
Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos
Informe 4.091
Hoja 44

De acuerdo con las evidencias de campo e información suministrada por habitantes de la zona, durante las épocas invernales se observa un incremento en la deformación de la masa afectada por el deslizamiento. Esto lleva a pensar, que el factor de seguridad del talud para esta época tiende a ser uno (1.0).

b) Para el caso de talud seco, la envolvente de resistencia correspondiente es aproximadamente tangente a la envolvente de resistencia del material, lo cual indica, que si el material tuviese dicha resistencia, el factor de seguridad sería ligeramente mayor que uno (1.0). Analizando más la figura No. 3, se encuentra que las superficies de falla - asociadas a niveles de esfuerzo normal efectivo correspondientes a la condición más crítica (aquella donde se aproximan más las envolventes de resistencia del talud y del material) involucran gran parte del material de relleno R, - indicando esto que su estabilidad es precaria en condiciones secas.

De acuerdo con las evidencias de campo, la ladera presenta una estabilidad precaria durante el verano, lo que indica, que para esta época su factor de seguridad es cercano a uno (1.0); pudiéndose concluir, que la resistencia promedio del material comprometido en el deslizamiento, está dada probablemente por la envolvente mostrada en la figura No. 3.

5.1.2 Factor de seguridad del talud:

Se utilizó el método simplificado de análisis de estabilidad de N. Jambu, el cual se programó en una calculadora Hewlett Packard 41-CV.

Se analizaron superficies de falla para condición saturada y asociadas a niveles de esfuerzo normal efectivo mayores de 0.85 T/m^2, las cuales constituyen las superficies de falla más críticas del talud. Los parámetros de resistencia utilizados para el material de relleno R son : $C' = 1.3\ T/m^2$ y $\emptyset' = 7°$.

Con el objeto de conocer la estabilidad de la ladera ante un sismo, se analizaron cada una de las superficies anotadas anteriormente, bajo el efecto de una fuerza sísmica seudo-estática. Se asignó un coeficiente sísmico horizontal de 0.10 (A/G), dato suministrado para la zona por AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1984) y corresponde a un período de retorno de 100 años.

Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 1, los cálculos las hojas 61 a 72 y las superficies de falla correspondientes en las hojas 73 a 76.

TABLA 1. FACTORES DE SEGURIDAD CONSIDERANDO FALLA ROTACIONAL Y TALUD SATURADO

SUPERFICIE DE FALLA N°	FACTOR DE SEGURIDAD	
	SIN SISMO	CON SISMO (A/G= 0.10)
5	0.856	0.716
1	0.881	0.730
18	0.945	0.785
4	0.945	0.794
6	0.963	0.802
20	0.976	0.806
3	0.991	0.826

Las superficies de falla 5 y 1 son las más críticas, se analizaron además, considerando el nivel freático a la mitad del espesor del material de relleno R y considerando el talud seco. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 2.

TABLA 2. FACTORES DE SEGURIDAD CONSIDERANDO FALLA ROTACIONAL PARA LAS SUPERFICIES MAS CRITICAS Y DIFERENTES CONDICIONES DEL TALUD

SUPERFICIE DE FALLA No.	FACTORES DE SEGURIDAD					
	SATURADO		N.F. A LA MITAD		SECO	
	Sin Sismo	Con Sismo*	Sin Sismo	Con Sismo*	Sin Sismo	Con Sismo*
5	0.856	0.716	0.954	0.799	1.056	0.886
1	0.881	0.730	0.984	0.817	1.088	0.904

* A/G = 0.10

5.2 Deslizamiento Traslacional

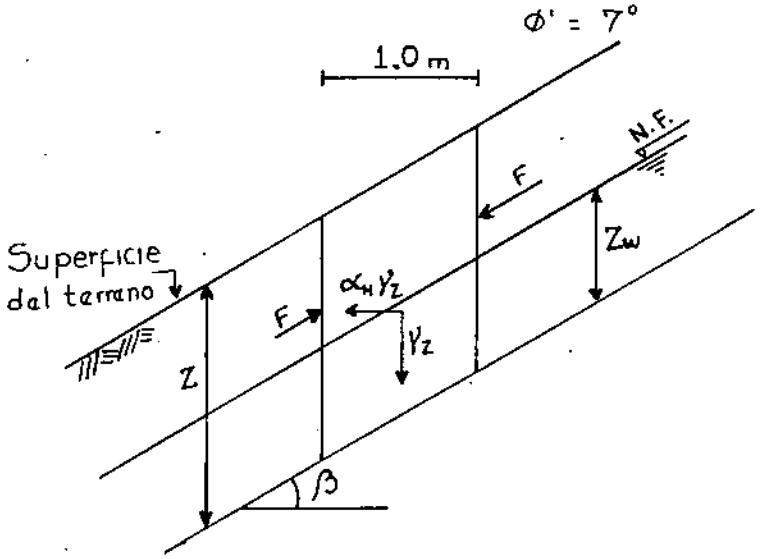
Debido a las condiciones geológicas y topográficas que presenta la zona, otro mecanismo probable de falla es el deslizamiento traslacional a lo largo del contacto geológico entre los materiales de relleno R (geológicamente $Qt_r + Qt_1$) y el nivel de roca alterada CL (denominada geológicamente Tpc). Este mecanismo de falla no se descarta, debido a que dichos contactos determinan una discontinuidad de la masa.

Para evaluar el factor de seguridad del talud (en términos de esfuerzos efectivos) considerando deslizamiento traslacional se utilizó la expresión general mostrada en la figura No. 4, el esquema generalizado del talud y los parámetros de resistencia utilizados. Los resultados para las diferentes condiciones analizadas se presentan en la tabla 3, incluida en la figura No. 4, hoja 49.

TABLA 3. FACTORES DE SEGURIDAD CONSIDERANDO FALLA TRASLACIONAL PARA DIFERENTES CONDICIONES DEL TALUD.

Material de relleno R (Qtr + Qtl) * γ = 1.50 ton/m³ Z = 3.00 m. β = 30°					
Saturado $Z_w = Z$		N.F. a la mitad de R $Z_w = 1/2\ Z$		Seco $Z_w = 0$	
Con Sismo α_H = 0.10	Sin Sismo	Con Sismo α_H = 0.10	Sin Sismo	Con Sismo α_H = 0.10	Sin Sismo
0.619	0.738	0.679	0.809	0.739	0.880

* Parámetros de resistencia $C' = 11.3$ ton/m²
$\phi' = 7°$



$$F.S. = \frac{C' + [(\gamma_Z - \gamma_w Z_w)\cos\beta - \alpha_H \gamma_Z \operatorname{sen}\beta]\cos\beta \tan\phi'}{\gamma_Z \cos\beta \operatorname{Sen}\beta + \alpha_H \gamma_Z \cos^2\beta}$$

FIGURA Nº 4

5.3 Análisis de los Resultados

Para la condición de talud saturado y sin sismo, la ladera tiende a fallar con mecanismos rotacional y traslacional, dado que los factores de seguridad considerando estos mecanismos son inferiores a uno (1.0), siendo menor el factor de seguridad correspondiente al mecanismo de falla traslacional. Para el caso de sismo la estabilidad de la ladera es más crítica.

Para la condición de talud seco y sin sismo, los factores de seguridad considerando un mecanismo de falla de tipo rotacional, indican una baja estabilidad; mientras que si se considera un mecanismo de falla traslacional, los factores de seguridad son inferiores a uno (1.0), indicando esto inestabilidad de la ladera. De acuerdo con las evidencias de campo, la zona afectada por el deslizamiento como las zonas aledañas a ella, se encuentran sometidas a un fenómeno de reptamiento como resultado de las condiciones geológicas y topográficas de la zona. Para el caso de sismo, el talud presentaría falla, con mecanismo traslacional dado que su factor de seguridad es inferior.

Se puede concluir que durante las épocas invernales es inminente la falla del talud, la cual de acuerdo con las evidencias de campo y los análisis de estabilidad es de tipo compuesto, tendiendo a desarrollarse un mecanismo de tipo rotacional hacia la parte superior de la ladera y un mecanismo de tipo traslacional hacia las partes media y baja de la misma. Para condiciones de verano la estabilidad de la ladera es precaria, pudiendose llegar a desarrollar un mecanismo de falla de tipo traslacional; ésta se verifica por las

evidencias de campo, que indican un continuo fenómeno de reptación. Para el caso de un evento sísmico mayor de 0.10 g., el talud presentaría falla aún en condiciones secas.

Debe aclararse que los análisis de estabilidad fueron hechos sin considerar el efecto de los muros de gaviones que existen actualmente en la parte superior del talud, los cuales al no estar fundados en roca constituyen una sobrecarga para la masa afectada - por el deslizamiento y por lo tanto contribuyen a su inestabilidad.

6. MEDIDAS CORRECTIVAS

Las condiciones de falla inminente del talud, se podrían presentar cuando el nivel freático asciende, tal como ocurre durante los períodos lluviosos. Para el caso de sismo, la falla del talud podría ocurrir aún para un nivel freático tan bajo como el que se alcanza durante las épocas de verano.

Dadas las condiciones geotécnicas de la ladera y que los mecanismos probables de falla están controlados principalmente por ascensos del nivel freático, se deduce que las medidas recomendadas para mejorar su estabilidad (aumentar su factor de seguridad), deben estar orientadas fundamentalmente a aumentar la resistencia al - corte del material, obteniéndose también un efecto benéfico, si se disminuyen, en lo posible, los esfuerzos de corte actuante. Para lograr estos objetivos se recomienda:

6.1 Estructuras de Contención

6.1.1 Muro de hormigón armado:

Se recomienda con el propósito de proteger y evitar las contínuas deformaciones de la banca de la vía. Para ello se debe construir un muro de contención de hormigón armado, ver plano 1 y 2. Debido a las condiciones de estabilidad del muro, se recomienda anclarlo con 13 anclajes pasivos (no tensionados) normales al muro, espaciados longitudinalmente cada dos (2.0) metros y que soporten una carga máxima de trabajo entre 13 y 15 toneladas. Estos anclajes deberán llevarse hasta la roca, requiriéndose por lo tanto una longitud mínima de 8 m. El diseño de este muro puede verse en las hojas 77 a 82.

El muro deberá construirse por tramos verticales, que permitan rellenar su espaldar con material granular compactado, cuidando que en una longitud de 0.50 m., medida desde el espaldar hacia el exterior del muro, quede un material de filtro seleccionado y en la base una tubería de gres perforada de 6" de diámetro, la cual deberá llevar hasta un sitio de descarga apropiado.

Como estrato portante para el muro se ha escogido el nivel de roca alterada CL, que se encuentra aproximadamente a 3.0 m. de profundidad, medidos verticalmente desde el nivel actual de la rasante.

Esta medida además de proteger la banca de la vía, contribuye a mejorar la estabilidad de la ladera, puesto que el muro absorbe directamente las cargas de la vía, evitando que éstas sean transmitidas al material involucrado por el deslizamiento.

6.1.2 Muro de Gaviones:

Se recomienda con el fin de dar soporte al material de la parte baja de la ladera y proteger así las viviendas que se encuentran inmediatamente abajo. En el plano 1 se muestra su localización en planta y en el plano 2 su corte. El diseño del muro puede verse en las hojas 83 - 84.

Una vez construido el muro se deberá rellenar su parte exterior, con material granular compactado, hasta una altura aproximada de 2.50 m. medidos desde la base, permitiendo la construcción de una cuneta revestida (ver plano 2) que recoja el agua proveniente de los drenes horizontales.

Como estrato portante del muro se ha escogido el nivel de roca alterada CL, que se encuentra aproximadamente a 3.0 m. de profundidad, medidos verticalmente desde la superficie actual del terreno.

La construcción del muro de gaviones, como el muro de hormigón se debe realizar durante épocas de verano y se recomienda hacer la excavación por tramos longitudinales no mayores de 2.50 m.

6.2 Drenaje Subsuperficial

Tiene el propósito de evitar que durante estos períodos invernales el nivel freático ascienda dentro de la masa comprometida por el deslizamiento. Para ello se recomienda construir drenes horizontales, cuya disposición aproximada en planta y en corte, se muestra en el plano 1.

La longitud de estos drenes debe ser de 6 m. mínimo y el diámetro

de la perforación debe ser tal que permita la instalación de una tubería P.V.C. ranurada o perforada de 10 cms. de diámetro con fieltro. Se recomienda construirlos con una pendiente mínima del 2% para garantizar un adecuado drenaje. El espaciamiento longitudinal máximo debe ser de 5 m.

6.3 Drenaje Superficial

Se recomienda con el propósito de interceptar el flujo de agua - superficial al material deslizado del talud interior de la vía y de evacuar rapidamente las aguas lluvias que caen sobre la ladera, evitando que penetren en la masa deslizada o que causen daños apreciables al talud, tales como erosión, arrastre de la cobertura vegetal o empozamientos. Para lograr esto se necesita:

a) Construir un sub-dren longitudinal de unos 45 m. de longitud en el interior de la vía, para lo cual se deberá excavar una zanja de una profundidad tal que penetre 0.50 m. en la roca, pero en ningún caso mayor de 2.50 m. y 0.80 m. de ancho. Una vez excavada la zanja, se deberá conformar su base con una pendiente mínima del 2%. El sub-dren se debe conformar con mezcla : $^{2}/_{3}$ gravilla de $^{1}/_{2}$", $^{1}/_{3}$ arena gruesa de río y tubería perforada de gres Ø 6" y todo el conjunto confinado perimetralmente con tela geotextil de 140 gr/m^2. La disposición en planta, corte y detalle se muestran en los planos 1 y 2. Este subdren se deberá llevar hasta un sitio de descarga apropiado.

b) Construir cunetas revestidas con mortero impermeabilizado y

tela polietileno, que recojan el agua proveniente de las filas de drenes horizontales. Estas cunetas deben descargar a canaletas recolectoras laterales, las cuales se deben llevar hasta sitios de descarga apropiados.

6.4 Otras medidas

Como medidas complementarias a las ya mencionadas, se recomienda:

a) Remover los muros de gaviones existentes en la parte superior de la ladera y conformar posteriormente el terreno, según se muestra en el plano 1. Estos gaviones podrán ser reutilizados para la construcción del muro proyectado en la parte inferior de la ladera.

b) Si se detectan cursos de agua en la masa afectada por el deslizamiento, se deberán interceptar o canalizar y se podrán aprovechar como canaletas recolectoras de bajada.

c) Si durante la construcción se detectan zonas mal drenadas, (empozamiento por ejemplo) estas deberán ser conformadas para garantizar un adecuado drenaje.

d) Se recomienda la inspección sistemática de la zona, con el fin de detectar grietas, zonas de erosión, etc, para poder sugerir las medidas correctivas más convenientes.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

- De los análisis de estabilidad, se desprende que las condiciones de falla inminente del talud se presentan cuando el nivel freático asciende, tal como ocurre durante los períodos lluviosos.

- De las evidencias de campo y de los análisis de estabilidad se concluye que durante el verano la ladera presenta una estabilidad muy precaria (reptamiento) como resultado de sus condiciones geológicas y topográficas. En el caso de sismo la falla del talud ocurriría aún en épocas de intenso verano.

- De las evidencias de campo y de los análisis de estabilidad se puede concluir que la ladera falla probablemente con un mecanismo de falla compuesto, tendiendo a desarrollarse un mecanismo de tipo rotacional hacia la parte superior de la ladera, y un mecanismo de tipo traslacional hacia las partes media y baja de la misma.

- Debido a las condiciones geotécnicas de la ladera y a los mecanismos probables de falla, las medidas correctivas recomendadas deben estar orientadas fundamentalmente a aumentar la resistencia al corte del material.

7.2 Recomendaciones

- Acometer las medidas recomendadas, lo más pronto posible, para

evitar que continúe la deformación de la ladera, la cual compromete peligrosamente tanto a la vía, como a las construcciones vecinas y sus moradores.

- Adelantar un adecuado y permanente mantenimiento de las medidas correctivas recomendadas.

- Organizar cuadrillas similares a las del M.O.P.T., entre los moradores, para que mantengan limpias las cunetas, especialmente antes de época de lluvias. Actualmente la cuneta interior del talud de la vía se halla completamente obstruida.

- Las cunetas y canales en sentido de la pendiente, se deben revestir en concreto impermeabilizado de 5 cm. de espesor mínimo y el agua colectada se debe entregar a la red de alcantarillado.

- Debido al movimiento del deslizamiento, es posible que la topografía actual no coincida con la del levantamiento topográfico del presente estudio, por consiguiente las obras recomendadas - deben ser comprobadas por el Consultor, de acuerdo con la S.O.P. al iniciar la construcción. Además, si los constructores proponen modificaciones o alternativas, éstas deben ser comprobadas en cuanto a su efecto estabilizador por el consultor y de acuerdo con la S.O.P.

- El efecto estabilizador de las obras recomendadas depende de la construcción total de las mismas y del mantenimiento normal que deben tener dichas obras.

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

58

Informe 4.091 Hoja 58

Victor Romero

VICTOR ROMERO MESA
I.C. Matrícula No. 2464

Martha C Romero E.

MARTHA CECILIA ROMERO E.
I.C. Matrícula No. 25202-14472

ALCALDIA MAYOR DE BOGOTA. D. E.
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
REGISTRO DE PROFESIONALES

S.O.P.-D.A.P.D.

PROFESION Ingeniero Civil | 1870301 CODIGO

NOMBRES VICTOR JULIO

APELLIDOS ROMERO MESA

FECHA DE EXPEDICION 05/05/87 | 2464 MAT. PROFESIONAL

ALCALDIA MAYOR DE BOGOTA. D. E.
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
REGISTRO DE PROFESIONALES

S.O.P.-D.A.P.D.

PROFESION Ingeniero Civil | 1870568 CODIGO

NOMBRES ROMERO ENTRALGO

APELLIDOS MARTHA CECILIA

FECHA DE EXPEDICION 05/25/87 | 25202-14472 MAT. PROFESIONAL



12 005

Martha C Romero E.

FIRMA REGISTRADA

C.C. 35.463.309 DE Usaquén

DIRECTOR DIVISION ESTUDIOS S.O.P.

VALIDO UNICAMENTE PARA TRAMITE ANTE D.A.P.D. - S.O.P.

RESOLUCION 119/87

8. PRESUPUESTO (Elaborado el 12 de Mayo/88)

UNIDADES, CANTIDADES, PRECIOS UNITARIOS Y TOTALES.

ITEM	DESCRIPCION OBRA.	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL.
1	Drenes horizontales en tubo P.V.C. corru-				
	gado D = 100 m.m. con filtro. 25 de 6 m.	150	m.	$ 3.600	$ 540.000
2	Cunetas revestidas en concreto impermea-				
	ble e = 5 cm. L = 200	12	m^3	4.400	52.800
3	Bermas revestidas, en contrapendiente				
	(aproximado) e = 5 cm. ancho 1.5 m. a				
	2.5 m. L = 50 m.	5	m^3	4.400	22.000
4	Canal colector sentido pendiente e = 5 cm	10.5	m^3	4.400	46.200
	L = 90 m.				
5	Movimiento de tierras para conformar te-				
	rrazas y taludes aproximadamente	228	m^3	1.200	273.600
6	Empradizado taludes (Aprox.)	62.5	m^2	500	31.250
7	Subdren longitudinal L = 45 m.				
7A	Volumen a excavar	90	m^3	1.600	144.000
7B	Mezcla material $^2/_3$ gravilla $^1/_2$" + $^1/_3$				
	arena gruesa de río	90	m^3	9.000	810.000
	PASAN	SUB TOTAL.			$ 1'919.850

UNIDADES, CANTIDADES, PRECIOS UNITARIOS Y TOTALES.

ITEM	DESCRIPCION OBRA	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL.
	VIENEN...				$ 1'919.850
7C	Tubo de gres D= 6"	50	m.	$ 750	37.500
7D	Tela Geotextil 140 gr/m^2	320	m^2	400	128.000
8	Muro de contención en concreto L = 25 m.				
8A	Volumen a excavar	290	m^3	1.600	464.000
8B	Concreto de 3000 p.s.i.	55.5	m^3	80.000	4'440.000
8C	Acero de refuerzo 60000 p.s.i	3420	Kg	275	940.500
8D	Anclajes pasivos # 13, L = 8 m. D = 0.20				
	y bulbo empotrado en roca 4 m.	104	m.	25.000	2'600.000
8E	Filtro: 2/3 gravilla 1/2" + 1/3 arena río	50	m^3	9.000	450.000
	Tubería de gres D = 6"	30	m.	750	22.500
	Tela geotextil, 140 gr/m^2	230	m^2	400	92.000
	Material granular compactado	81	m^3	2.500	202.500
9	Muro en Gaviones L = 45 m.				
9A	Volumen a excavar	338	m^3	1.600	540.800
9B	Piedra D = 20 cm.	45	mL	25.000	1'125.000
9C	Alambre tripletorsión unidades de 0,5 x 1				
	1 x 1 y 1 x 1.5	45	mL	16.625	748.125
				TOTAL	$ 13'710.775

ANALISIS DE ESTABILIDAD POR EL METODO DE N. JANBU-CALCULOS.

VICTOR ROMERO & CIA.

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES METODO DE N. JANBU SIMPLIFICADO 62

Informe 4.091 Hoja 62

PROYECTO: _____

TALUDES DE: DESLIZAMIENTO "LA PAZ"

SECCION: C-C'

FECHA: 22 - 04 - 88

CASO ANALIZADO: SATURADO

CALCULO: F.R.

SUPERFICIE DE FALLA Nº 5

TAJADA Nº	Hm (m)	Hs (m)	Hw (m)	Hu (m)	Ø' (°)	C' (T/m²)	ΔX (m)	Hb/im (m)	β (°)	∝ (°)
1	0	1.9	0	1.9	7	1.3	3.3	0	-	42
2	0	3.5	0	3.5	7	1.3	5.1	0	-	30
3	0	2.6	0	2.6	7	1.3	6.6	0	-	30
4	0	2.8	0	2.8	7	1.3	4.8	0	-	29
5	0	1.7	0	1.7	7	1.3	4.8	0	-	15

Descripción del material: _____

γm = 1.50 (T/m³)
γs = 1.50 (T/m³)
γw = 1.00 (T/m³)
Q = 0 (T/m)
A/G = 0 ( )
f_o = 1.029 (L = 28.2), (d = 1.50), (d/L = 0.053)

F. S = 0.856
A/G = 0.10
F. S = 0.716

VICTOR ROMERO & CIA.

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES METODO DE N. JANBU SIMPLIFICADO

63

Informe 4.091 Hoja 63

PROYECTO: _____

TALUDES DE: DESLIZAMIENTO " LA PAZ"

SECCION: C-C'

FECHA: 22 - 04 - 88

CASO ANALIZADO: N.F. A LA MITAD DEL MATERIAL R.

CALCULO: F.R.

SUPERFICIE DE FALLA Nº 5

TAJADA Nº	Hm (m)	Hs (m)	Hw (m)	Hu (m)	ϕ^i (º)	C' (T/m^2)	ΔX (m)	Hb/i m (m)	β (º)	α (º)
1	0.9	1.0	0	1.0	7	1.3	3.3	0	-	42
2	1.7	1.8	0	1.8	7	1.3	5.1	0	-	30
3	1.3	1.3	0	1.3	7	1.3	6.6	0	-	30
4	1.4	1.4	0	1.4	7	1.3	4.8	0	-	29
5	0.8	0.9	0	0.9	7	1.3	4.8	0	-	15

Descripción del material: _____

γm = 1.50 (T/m^3)

γs = 1.50 (T/m^3)

γw = 1.00 (T/m^3)

Q = 0 (T/m)

A/G = 0 ( )

f_o = 1.029 (L = 28.2), (d = 1.50), (d/L = 0.053)

F. S = 0.954

A /G = 0.10

F. S = 0.799

VICTOR ROMERO & CIA.

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES METODO DE N. JANBU SIMPLIFICADO

64

Informe 4.091 Hojo 64

PROYECTO: _____

TALUDES DE: DESLIZAMIENTO "LA PAZ"

SECCION: C-C' FECHA: 22-04-88

CASO ANALIZADO: SECO CALCULO: F.R.

SUPERFICIE DE FALLA Nº 5

TAJADA N°	Hm (m)	Hs (m)	Hw (m)	Hu (m)	Ø' (°)	C' (T/m²)	ΔX (m)	Hb/im (m)	β (°)	∝ (°)
1	1.9	0	0	0	7	1.3	3.3	0	-	42
2	3.5	0	0	0	7	1.3	5.1	0	-	30
3	2.6	0	0	0	7	1.3	6.6	0	-	30
4	2.8	0	0	0	7	1.3	4.8	0	-	29
5	1.7	0	0	0	7	1.3	4.8	0	-	15

Descripción del material: _____

γm = 1.50 (T/m³)

γs = 1.50 (T/m³)

γw = 1.00 (T/m³)

Q = 0 (T/m)

A/G = 0 ( )

f_o = 1.029 (L = 28.2), (d = 1.50), (d/L = 0.053)

F. S = 1.056

A/G = 0.10

F. S = 0.886

VICTOR ROMERO & CIA.

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES METODO DE N. JANBU SIMPLIFICADO

65

Informe 4.091 Hoja 65

PROYECTO: _____

TALUDES DE: DESLIZAMIENTO "LA PAZ"

SECCION: C-C'

FECHA: 22-04-88

CASO ANALIZADO: SATURADO

CALCULO: F.R.

SUPERFICIE DE FALLA Nº 1

TAJADA Nº	Hm (m)	Hs (m)	Hw (m)	Hu (m)	Ø' (°)	C' (T/m²)	ΔX (m)	Hb/im (m)	β (°)	∝ (°)
1	0	1.9	0	1.9	7	1.3	3.3	0	-	43
2	0	3.5	0	3.5	7	1.3	5.1	0	-	30
3	0	2.6	0	2.6	7	1.3	6.6	0	-	30
4	0	2.6	0	2.6	7	1.3	9.6	0	-	30
5	0	2.6	0	2.6	7	1.3	11.2	0	-	31
6	0	3.2	0	3.2	7	1.3	3.8	0	-	23
7	0	3.8	0	3.8	7	1.3	3.8	0	-	22
8	0	2.2	0	2.2	7	1.3	4.8	0	-	15
9	0	1.0	0	1.0	7	1.3	4.6	0	-	9

Descripción del material: _____

γm = 1.50 (T/m³)

γs = 1.50 (T/m³)

γw = 1.00 (T/m³)

Q = 0 (T/m)

A/G = 0 ( )

f_o = 1.031 (L = 60.0), (d = 3.40), (d/L = 0.057)

F.S = 0.881

A/G = 0.10

F.S = 0.730

VICTOR ROMERO & CIA.

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES METODO DE N. JANBU SIMPLIFICADO 66

Informe 4.091 Hoja 66

PROYECTO: _____

TALUDES DE: DESLIZAMIENTO "LA PAZ"

SECCION: C-C' FECHA: 22 - 04 -88

CASO ANALIZADO: N.F. A LA MITAD DEL MATERIAL R. CALCULO: F.R.

SUPERFICIE DE FALLA Nº 1

TAJADA N°	Hm (m)	Hs (m)	Hw (m)	Hu (m)	Ø' (°)	C' (T/m^2)	ΔX (m)	Hb/im (m)	β (°)	∝ (°)
1	0.9	1.0	0	1.0	7	1.3	3.3	0	-	43
2	1.7	1.8	0	1.8	7	1.3	5.1	0	-	30
3	1.3	1.3	0	1.3	7	1.3	6.6	0	-	30
4	1.3	1.3	0	1.3	7	1.3	9.6	0	-	30
5	1.3	1.3	0	1.3	7	1.3	11.2	0	-	31
6	1.6	1.6	0	1.6	7	1.3	3.8	0	-	23
7	1.9	1.9	0	1.9	7	1.3	3.8	0	-	22
8	1.1	1.1	0	1.1	7	1.3	4.8	0	-	15
9	0.5	0.5	0	0.5	7	1.3	4.6	0	-	9

Descripción del material: _____

γm = 1.50 (T/m^3)

γs = 1.50 (T/m^3)

γw = 1.00 (T/m^3)

Q = 0 (T/m)

A/G = 0 ( )

f_o = 1.031 (L = 60.0), (d = 3.40), (d/L = 0.057)

F. S = 0.984

A/G = 0.10

F.S = 0.817

VICTOR ROMERO & CIA.

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES METODO DE N. JANBU SIMPLIFICADO 67

Informe 4.091 Hoja 67

PROYECTO: _____

TALUDES DE: DESLIZAMIENTO "LA PAZ"

SECCION: C-C' FECHA: 22 - 04-88

CASO ANALIZADO: SECO CALCULO: F.R.

SUPERFICIE DE FALLA Nº 1

TAJADA N°	Hm (m)	Hs (m)	Hw (m)	Hu (m)	ø' (°)	C' (T/m²)	ΔX (m)	Hb/im (m)	β (°)	∝ (°)
1	1.9	0	0	0	7	1.3	3.3	0	-	43
2	3.5	0	0	0	7	1.3	5.1	0	-	30
3	2.6	0	0	0	7	1.3	6.6	0	-	30
4	2.6	0	0	0	7	1.3	9.6	0	-	30
5	2.6	0	0	0	7	1.3	11.2	0	-	31
6	3.2	0	0	0	7	1.3	3.8	0	-	23
7	3.8	0	0	0	7	1.3	3.8	0	-	22
8	2.2	0	0	0	7	1.3	4.8	0	-	15
9	1.0	0	0	0	7	1.3	4.6	0	-	9

Descripción del material: _____

γm = 1.50 (T/m³)

γs = 1.50 (T/m³)

γw = 1.00 (T/m³)

Q = 0 (T/m)

A/G = 0 ( )

f_o = 1.031 (L= 60.0), (d= 3.40), (d/L = 0.057)

F. S = 1.088

A/G = 0.10

F. S = 0.904

VICTOR ROMERO & CIA.

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES METODO DE N. JANBU SIMPLIFICADO

68

Informe 4.091 Hoja 68

PROYECTO: _____

TALUDES DE: DESLIZAMIENTO "LA PAZ"

SECCION: C-C'

CASO ANALIZADO: SATURADO

FECHA: 23 - 04 - 88

CALCULO: F.R.

SUPERFICIE DE FALLA Nº 18

TAJADA N°	Hm (m)	Hs (m)	Hw (m)	Hu (m)	Ø' (°)	C' (T/m^2)	ΔX (m)	Hb/i m (m)	β (°)	∝ (°)
1	0	1.8	0	1.8	7	1.3	1.6	0	-	44
2	0	3.0	0	3.0	7	1.3	1.9	0	-	29
3	0	3.6	0	3.6	7	1.3	3.2	0	-	29
4	0	3.2	0	3.2	7	1.3	1.8	0	-	29
5	0	2.6	0	2.6	7	1.3	2.6	0	-	29
6	0	2.6	0	2.6	7	1.3	3.1	0	-	29
7	0	2.0	0	2.0	7	1.3	1.9	0	-	22
8	0	1.8	0	1.8	7	1.3	2.7	0	-	16
9	0	0.6	0	0.6	7	1.3	2.5	0	-	9

Descripción del material: _____

γm = 1.50 (T/m^3)

γs = 1.50 (T/m^3)

γw = 1.00 (T/m^3)

Q = 0 (T/m)

A/G = 0 ( )

f_o = 1.033 (L = 24.4), (d = 1.60), (d/L = 0.066)

F. S = 0.945

A/G = 0.10

F. S = 0.785

VICTOR ROMERO & CIA.

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES METODO DE N. JANBU SIMPLIFICADO 6

Informe 4.091 Hoja 69

PROYECTO: _____

TALUDES DE: DESLIZAMIENTO "LA PAZ"

SECCION: C-C'

CASO ANALIZADO: SATURADO

FECHA: 24 - 04 -88

CALCULO: F.R.

SUPERFICIE DE FALLA Nº 4

TAJADA N°	Hm (m)	Hs (m)	Hw (m)	Hu (m)	ø' (°)	C' (T/m^2)	Δx (m)	Hb/im (m)	β (°)	∝ (°)
1	0	1.9	0	1.9	7	1.3	3.3	0	-	42
2	0	3.5	0	3.5	7	1.3	5.1	0	-	30
3	0	2.6	0	2.6	7	1.3	6.6	0	-	30
4	0	2.6	0	2.6	7	1.3	9.6	0	-	30
5	0	2.0	0	2.0	7	1.3	5.6	0	-	24
6	0	0.5	0	0.5	7	1.3	5.6	0	-	10

Descripción del material: _____

γm = 1.50 (T/m^3)

γs = 1.50 (T/m^3)

γw = 1.00 (T/m^3)

Q = 0 (T/m)

A/G = 0 ( )

f_o = 1.031 (L = 40.8), (d = 2.40), (d/L = 0.059)

F. S = 0.945

A /G = 0.10

F. S = 0.794

VICTOR ROMERO & CIA.

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES METODO DE N. JANBU SIMPLIFICADO 70

Informe 4.091 Hoja 70

PROYECTO: _____

TALUDES DE: DESLIZAMIENTO "LA PAZ"

SECCION: C-C' FECHA: 25 - 04 - 88

CASO ANALIZADO: SATURADO CALCULO: F.R.

SUPERFICIE DE FALLA Nº 6

TAJADA Nº	Hm (m)	Hs (m)	Hw (m)	Hu (m)	ø' (°)	C' (T/m²)	ΔX (m)	Hb/im (m)	β (°)	∝ (°)
1	0	1.9	0	1.9	7	1.3	3.3	0	-	42
2	0	3.5	0	3.2	7	1.3	5.1	0	-	30
3	0	2.3	0	2.3	7	1.3	3.3	0	-	20
4	0	1.2	0	1.2	7	1.3	3.3	0	-	10

Descripción del material: _____

γm = 1.50 (T/m³)

γs = 1.50 (T/m³)

γw = 1.00 (T/m³)

Q = 0 (T/m)

A/G = 0 ( )

f_o = 1.045 (L= 17.0), (d= 1.60), (d/L = 0.094)

F. S = 0.963

A /G = 0.10

F. S = 0.802

VICTOR ROMERO & CIA.

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES METODO DE N. JANBU SIMPLIFICADO 71

Informe 4.091 Hoja 71

PROYECTO: _____

TALUDES DE: DESLIZAMIENTO "LA PAZ"

SECCION: C-C'

FECHA: 26 - 04 -88

CASO ANALIZADO: SATURADO

CALCULO: F.R.

SUPERFICIE DE FALLA Nº 20

TAJADA N°	Hm (m)	Hs (m)	Hw (m)	Hu (m)	Ø' (°)	C' (T/m²)	ΔX (m)	Hb/im (m)	β (°)	∝ (°)
1	0	1.8	0	1.8	7	1.3	1.6	0	-	44
2	0	3.0	0	3.0	7	1.3	1.9	0	-	29
3	0	3.6	0	3.6	7	1.3	3.2	0	-	29
4	0	3.2	0	3.2	7	1.3	1.8	0	-	29
5	0	2.4	0	2.4	7	1.3	2.6	0	-	23
6	0	1.8	0	1.8	7	1.3	3.1	0	-	15
7	0	0.4	0	0.4	7	1.3	1.9	0	-	7

Descripción del material: _____

γm = 1.50 (T/m^3)

γs = 1.50 (T/m^3)

γw = 1.00 (T/m^3)

Q = 0 (T/m)

A/G = 0 ( )

f_o = 1.041 (L = 18.2), (d = 1.60), (d/L = 0.088)

F. S = 0.976

A /G = 0.10

F. S = 0.806

VICTOR ROMERO & CIA.

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES METODO DE N. JANBU SIMPLIFICADO 77.

Informe 4.091 Hojo 72

PROYECTO: _____

TALUDES DE: DESLIZAMIENTO "LA PAZ"

SECCION: C-C'

FECHA: 28-04-88

CASO ANALIZADO: SATURADO

CALCULO: F.R.

SUPERFICIE DE FALLA Nº 3

TAJADA N°	Hm (m)	Hs (m)	Hw (m)	Hu (m)	Ø' (°)	C' (T/m²)	ΔX (m)	Hb/im (m)	β (°)	∝ (°)
1	0	1.9	0	1.9	7	1.3	3.3	0		42
2	0	3.5	0	3.5	7	1.3	5.1	0	-	30
3	0	2.6	0	2.6	7	1.3	6.6	0	-	30
4	0	2.6	0	2.6	7	1.3	9.6	0	-	30
5	0	2.2	0	2.2	7	1.3	5.6	0	-	30
6	0	1.6	0	1.6	7	1.3	5.6	0	-	19
7	0	1.7	0	1.7	7	1.3	3.8	0	-	11
8	0	1.3	0	1.3	7	1.3	3.8	0	-	10

Descripción del material: _____

γm = 1.50 (T/m^3)

γs = 1.50 (T/m^3)

γw = 1.00 (T/m^3)

Q = 0 (T/m)

A/G = 0 ( )

f_o = 1.034 (L = 49.0), (d = 3.30), (d/L = 0.067)

F. S = 0.991

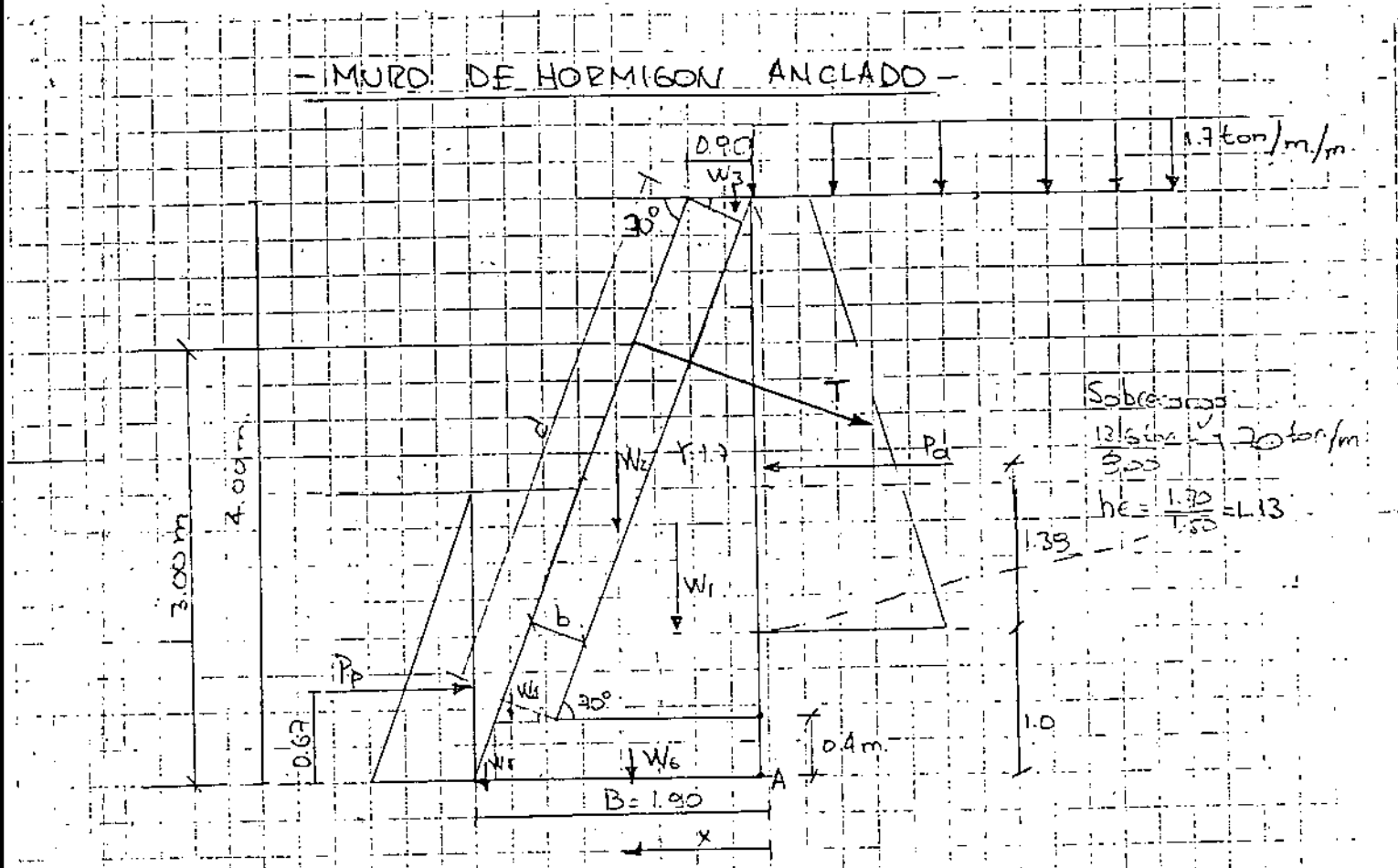
A/G = 0.10

F. S = 0.823

SUPERFICIES DE FALLA ANALIZADAS

CALCULOS DE MUROS DE CONTENCION

MURO DE HORMIGON ANCLADO



Parámetros de resistencia $C' = 1.2$ ton/m² $\phi' = 7°$

$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0.78$

$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = 1.28$

$d = \frac{3.60}{\cos 20°} - b \tan 20°$

$B = 4 \tan 20° + \frac{b}{\cos 20°} = 1.88$

CARGAS (ton)

$W_1 = 3.60^2 \times \tan 20° \times 0.5 \times 1.7$

$W_2 = b \times d \times 2.4$

$W_3 = \frac{1}{2} b^2 \tan 20° \times 2.4$

$W_4 = \frac{1}{2} b^2 \tan 20° \times 2.4$

BRAZO (m)

$\frac{1}{3} \times 3.60 \times \tan 20°$

$d/2 \cos 70° + b/2 \cos 20°$

$\frac{1}{3} \times \frac{b}{\cos 20°}$

$3.60 \tan 20° + \frac{2}{3} \frac{b}{\cos 20°}$

$W_5 = \frac{1}{2} \overline{0.4}^2 \tan 20° \times 2.4$

$P_a = \frac{1}{2} \times \overline{4.13}^2 \times 1.5 \times 0.78$

$P_p = \frac{1}{2} \times \overline{2.00}^2 \times 1.5 \times 1.28$

$W_6 = 0.4 \times (3.6 \tan 20° + \frac{b}{\cos 20°}) \times 2.4$

Para $b = 0.4$

$3.60 \tan 20° + \frac{b}{\cos 20°} + \frac{1}{3} 0.4 \tan 20°$

2.38

0.67

$\frac{1}{2} (3.6 \tan 20° + \frac{b}{\cos 20°})$

CARGA (ton)	Brazo (m)	M_A (ton)
$W_1 = 4.01$	0.44	1.76
$W_2 = 13.54$	0.82	2.90
$W_3 = 0.07$	0.14	0.01
$W_4 = 0.07$	1.59	0.11
$W_5 = 0.07$	1.78	0.12
$P_a = 9.98$	2.38	23.75
$P_p = 3.84$	0.67	-2.57
$W_6 = 1.67$	0.87	1.45
	$\Sigma M_A = 27.53$	

$\Sigma F_V = 9.43$ ton

$X = \frac{27.53}{9.43} = 2.92$

$e = 2.92 - \frac{1.88}{2} = 1.98$

$e_{máx} = 0.31$

$\therefore e > e_{máx}$, se debe anclar

$\frac{\Sigma M_A}{9.43} = 0.94$ (Para $e = 0$)

$\Sigma M_A = 8.86$ ton.m

$M_T = 27.53 - 8.86 = 18.67$ ton.m

Para una fila de anclajes a 3m, medidos verticalmente desde la base del muro:

$T \times 3.0m = 18.67$ ton.m

$T = 6.22$ ton

Si se colocan perpendiculares al muro

$T = \frac{6.22 \text{ ton}}{\cos 20°} = 6.62$ ton

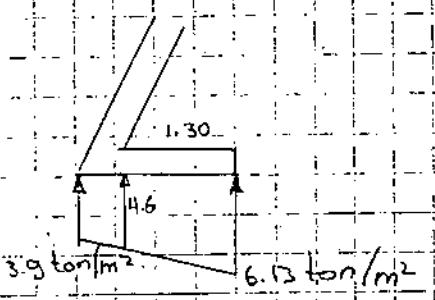
Se necesita, por lo tanto una fila de anclajes perpendiculares al muro, a una altura de 3m, medida verticalmente desde la base del muro, espaciados cada 2m y con una carga de trabajo entre 13 a 15 ton.

Presiones de contacto en la base

$$q = \frac{\Sigma F_v}{B}\left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) \qquad q = \frac{9.43}{1.88}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.07}{1.88}\right)$$

$q_{máx} = 6.13 \text{ ton/m}^2$

$q_{mín} = 3.9 \text{ ton/m}^2$



Capacidad Portante

Parámetros de resistencia drenados del estrato portante: $C' = 7.00 \text{ ton/m}^2$, $\phi' = 10°$

$N_q = e^{\pi \tan\phi'} \tan^2(45+\phi/2) = 2.47$

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi' = 8.34$

$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi' = 0.52$

Capacidad Portante última

$$\sigma_u = CN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$$

$$\sigma_u = 7.0 \times 8.34 + (1.5 \times 3.0 + 1.7 \times 1.0) \times 2.47 + \frac{1}{2} \times 1.88 \times 1.7 \times 0.52 = 74.52 \text{ ton/m}^2$$

Capacidad portante neta última

$$\sigma_{nu} = 74.52 - (1.5 \times 3.0 + 1.7 \times 1.0) = 68.32 \text{ ton/m}^2$$

Capacidad portante neta de seguridad

$$\sigma_{n.s.} = \frac{\sigma_{nu}}{F.S} = \frac{68.32\ ton/m^2}{3.0} = 22.77\ ton/m^2 > 6.13\ ton/m^2 \quad \underline{ok}$$

Chequeo control deslizamiento

Resistencia al corte en la base: $\tau = c' + \sigma' \tan\phi'$

$$\tau = 7.0 + \frac{9.43}{1.88} \tan 10° = 12.88\ ton/m^2$$

Fuerza cortante resistente en la base:

$$F_R = \tau \times A = 12.88\ ton/m^2 \times 1.88\ m = 14.81\ ton/m.$$

Fuerza cortante actuante en la base:

$$F_A = 9.98 - 3.84 = 6.14\ ton$$

$$F.S = \frac{14.81}{6.14} = 2.4 > 1.5 \quad \underline{ok}$$

DISEÑO DEL ALMA :

Caso crítico : posible ocurrencia del empuje pasivo.

$$M_u = 1.5\left[9.98(1.98) - 3.54(0.5)\right] = 24.86\ \frac{Tm}{m}$$

$$K = \frac{24.86}{(35)^2} = 0.0203$$

$$A_s = 0.0058\,(100)(35) = 20.15\ cm^2/m \rightarrow 1\#6\ c/14cm.$$

DISEÑO DE LA ALETA :

$$Mu = 1.5\left[\frac{4.60}{2}(1.30)^2 + \frac{(6.13-4.6)}{2}\times\frac{2(1.30)^2}{3}\right]$$

$$Mu = 8.42\ \frac{Tm}{m}$$

$$K = \frac{8.42}{(35)^2} = 0.0069$$

$$As = 0.0018\ (100)(35) = 6.30\ cm^2/m \rightarrow 1\#5\ c/30$$

Refuerzo de Retracción y Temperatura :

$$As = 0.0012\ (100)(35) = 4.20\ cm^2/m \rightarrow 1\#4\ c/30$$

Refuerzo de Repartición para el acero principal :

$$As = 4.20\ cm^2/m \text{ —— } 1\#4\ c/30$$

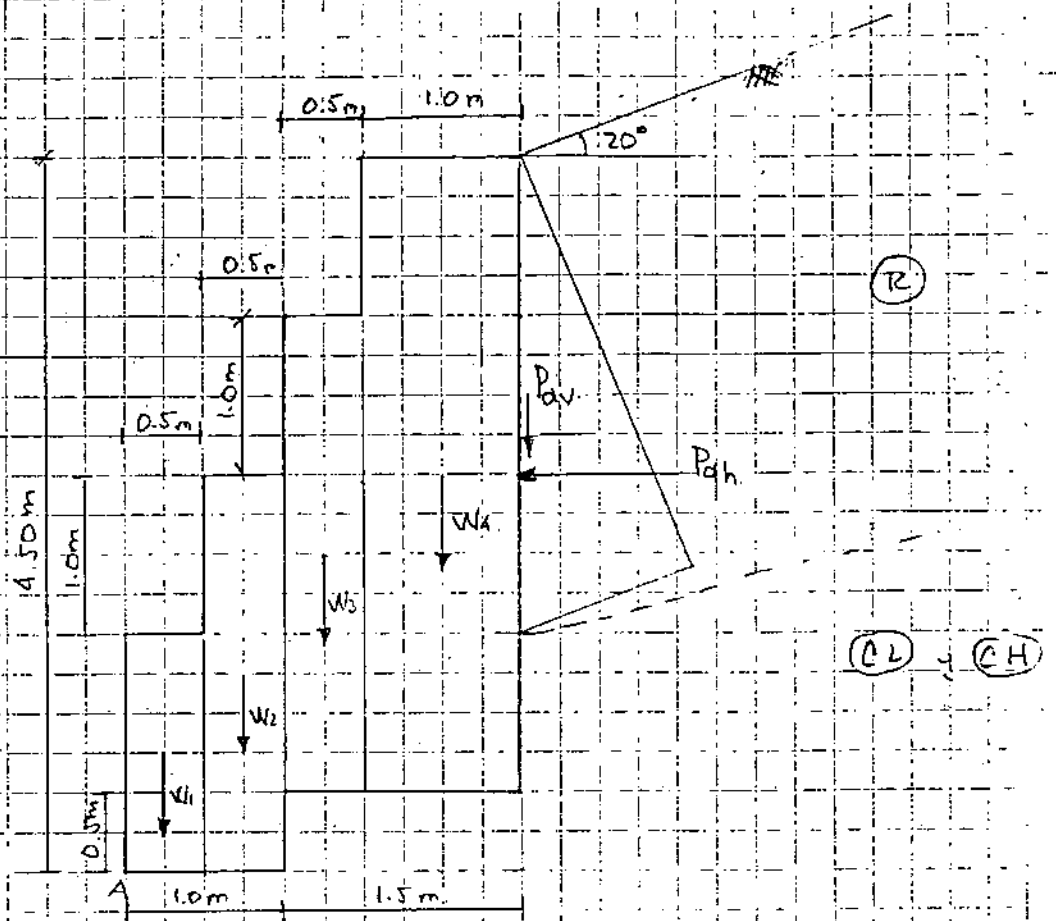
Materiales

$f'c = 3000$ psi — CONCRETO

$fy = 60000$ psi $\phi\#4, \phi\#5, \phi\#6$ — ACERO DE REFUERZO

- MURO DE GAVIONES -

$c' = 1.3\ ton/m^2$
$\phi' = 7.0°$
$\gamma_s = 1.5\ ton/m^3$
$\gamma_g = 1.8\ ton/m^3$
$\delta = 0.5\phi \simeq 6°$
$\beta = 90°$
$\varepsilon = 20°$



$P_a = \gamma h K_a$ ($K_a = 0.60$, valor asumido, se mantiene dentro de un material cohesivo y poco friccionante)

$P_a = 1.5 \times 3 \times 0.6 = 2.7\ ton/m$

CARGAS (ton)	BRAZO$_A$ (m)	M_A (ton.m)
$W_1 = 1.5 \times 0.5 \times 1.8 = 1.35$	0.25	0.34
$W_2 = 2.5 \times 0.5 \times 1.8 = 2.25$	0.75	1.69
$W_3 = 3.0 \times 0.5 \times 1.8 = 2.70$	1.25	3.38
$W_4 = 4.0 \times 1.0 \times 1.8 = 7.20$	2.00	14.4
$P_{av} = \frac{1}{2} 3.0 \times 2.7 \times \text{sen}\,20° = 1.39$	2.5	3.48
$P_{ah} = \frac{1}{2} 3.0 \times 2.7 \times \cos 20° = 3.80$	2.50	-9.50

Chequeo contra vuelco:

$$\frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{23.29\ ton.m}{9.50\ ton.m} = 2.4 \geq 1.5 \quad \text{ok}$$

Chequeo contra deslizamiento:

$$\frac{\Sigma F_V = 14.89 \text{ ton}}{\Sigma F_H = 3.80 \text{ ton}} = 3.9 \geq 1.5 \quad \text{ok}$$

Presión de contacto en la base:

$$e = \frac{2.50}{2} - \frac{23.29 - 9.50}{14.89} = 0.32 \text{ m}$$

$$q = \frac{14.89}{2.50}\left(1 \pm \frac{6 \times (0.32)}{2.50}\right)$$

$q_{max} = 10.53 \text{ ton/m}^2 < 22 \text{ ton/m}^2$ ok

$q_{min} = 1.39 \text{ ton/m}^2$