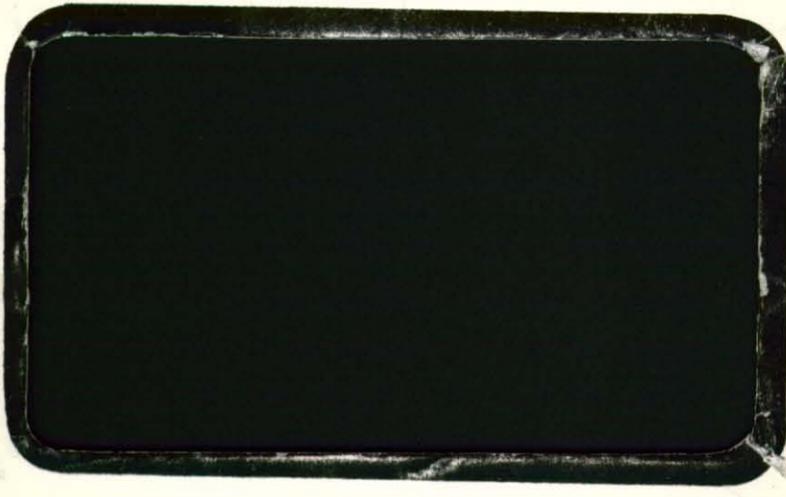


E-351

4

E7



**VICTOR ROMERO
& CIA**

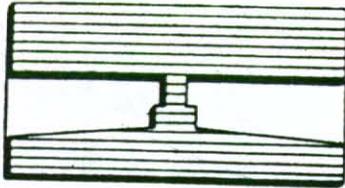
Ingenieros Consultores

estudio de suelos

19 PLANS

CALLE 21N° 42B75 - BOGOTA-6

E
351



VICTOR ROMERO & CIA.
Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 1

Bogotá, D.E. 17 de marzo/88



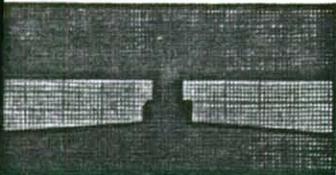
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DE BOGOTA, D.E.

Estudio geológico y geotécnico y recomendaciones de estabilización, para el deslizamiento en la vía a Villavicencio parte alta Barrio Amapolas.



E7

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



VICTOR ROMERO & CIA. LTDA.
Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Bogotá, D.E. 17 de marzo de 1988
C.G. No. 040

Señores
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DE BOGOTA D.E.
Atn.: Dr. Gustavo Jiménez
Interventor
Ciudad

REF.: Contrato 380. Noviembre de 1987. Estudio geológico y geotécnico deslizamiento Barrio Amapolas.

Estimados señores:

Para su revisión y aceptación, les estamos remitiendo el estudio de la referencia, que consta de:

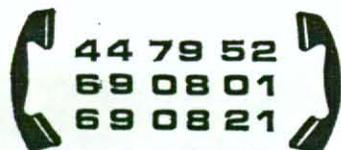
1. Folleto de 85 hojas.
2. Anexos incluidos en el mismo folleto.
3. Seis planos en los siguientes tamaños:
 - Planos 1, 4, 5 y 6 : 50 x 82 cms.
 - Plano 3 : 50 x 93 cms.
 - Plano 2 : 28 x 44 cms.

Muy atentamente,

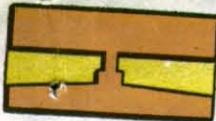
VICTOR ROMERO & CIA. LTDA.

Victor Romero
VICTOR ROMERO M.
Gerente

cc: Dr. Alvaro Guacaneme



Calle 21 N° 42 B 75 Bogotá-6
Colombia



VICTOR ROMERO & CIA.

MEMORANDO

TELEFONOS: 2690801 - 1690821 - 2447952

3

FECHA:		
MES	DIA	AÑO
06	17	1988

DE: ING. MARTHA C. ROMERO

PARA: GEOLOGO GUSTAVO JIMENEZ - S.O.P.

ASUNTO:

Para fines de liquidación del contrato No. 380 de fecha 23 Nov./87, adjunto le estamos enviando los datos de incremento en cada uno de los estudios de los deslizamientos.

Atentamente,

Martha C. Romero E.

COPIA A:

RECIBI:

4

ESTUDIO : DESGLIZAMIENTO U. DISTRITALINFORME No. 4.090

TIPO DE ENSAYO	CANTIDAD PROPUESTA	CANTIDAD EJECUTADA	DIFERENCIA + ó -	PRECIO UNITARIO	INCREMENTO COSTO
TOMA DE MUESTRAS	6	13	+ 7	6 192	43.344
HUMEDAD NATURAL	6	13	+ 7	195	1.365
PESO UNITARIO	6	10	+ 4	260	1.040
LAVADO S/T 200	6	0	- 6	3 25	(-1.950)
LIMITES	6	6	0	585	0
TRIAxIAL ó Cuu	6	10	+ 4	3 380	13.520
INCREMENTO PARA LIQUIDACION DE CONTRATO POR CONCEPTO DE TOMA DE MUESTRAS Y ENSAYOS LABORATORIO					\$ 57.319

5

ESTUDIO: DESILIZAMIENTO B. LA PAZINFORME N°. 4.091

TIPO DE ENSAYO	CANTIDAD PROPUESTA	CANTIDAD EJECUTADA	DIFERENCIA + ó -	PRECIO UNITARIO	INCREMENTO COSTO
TOMA DE MUESTRAS	6	12	+ 6	6 192	37.152
HUMEDAD NATURAL	6	12	+ 6	195	1.170
PESO UNITARIO	6	6	0	260	0
LAVADO S/T 200	6	12	- 4	3 25	(- 1.300)
LIMITES	6	5	- 1	585	(- 585)
TRIAxIAL ó C _{uu}	6	6	0	3 380	0
INCREMENTO PARA LIQUIDACION DE CONTRATO POR CONCEPTO DE TOMA DE MUESTRAS Y ENSAYOS LABORATORIO					\$ 36.437

ESTUDIO : DESLLIZAMIENTO U. AMERICAS

INFORME No. 4.092

TIPO DE ENSAYO	CANTIDAD PROPUESTA	CANTIDAD EJECUTADA	DIFERENCIA + ó -	PRECIO UNITARIO	INCREMENTO COSTO
TOMA DE MUESTRAS	6	9	+ 3	6 192	18.576
HUMEDAD NATURAL	6	9	+ 3	195	585
PESO UNITARIO	6	9	+ 3	260	780
LAVADO S/T 200	6	2	- 4	3 25	(-1.300)
LIMITES	6	3	- 3	585	(-1.750)
TRIAxIAL ó Cuu	6	9	+ 3	3 380	10.140
INCREMENTO PARA LIQUIDACION DE CONTRATO POR CONCEPTO DE TOMA DE MUESTRAS Y ENSAYOS LABORATORIO					\$ 27.031

ESTUDIO : DESLIZAMIENTO B. AMAPOLAS

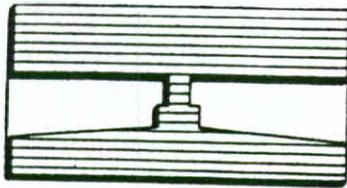
INFORME No. 4.093

TIPO DE ENSAYO	CANTIDAD PROPUESTA	CANTIDAD EJECUTADA	DIFERENCIA + ó -	PRECIO UNITARIO	INCREMENTO COSTO
TOMA DE MUESTRAS	6	12	+ 6	6 192	37.152
HUMEDAD NATURAL	6	12	+ 6	195	1.170
PESO UNITARIO	6	1	- 5	260	(-1.300)
LAVADO S/T 200	6	0	- 6	3 25	(-1.950)
LIMITES	6	6	0	585	0
TRIAXIAL ó Cuu	6	0	- 6	3 380	(-20.280)
INCREMENTO PARA LIQUIDACION DE CONTRATO POR CONCEPTO DE TOMA DE MUESTRAS Y ENSAYOS LABORATORIO					\$ 14.792

ESTUDIO : DESLIZAMIENTO B. RAMAJAL

INFORME No. 4.094

TIPO DE ENSAYO	CANTIDAD PROPUESTA	CANTIDAD EJECUTADA	DIFERENCIA + ó -	PRECIO UNITARIO	INCREMENTO COSTO
TOMA DE MUESTRAS	6	10	+ 4	6 192	+ 24.768
HUMEDAD NATURAL	6	10	+ 4	195	+ 780
PESO UNITARIO	6	0	- 6	260	- 1.560
LAVADO S/T 200	6	0	- 6	325	- 1.950
LIMITES	6	3	- 3	585	- 1.755
TRIAxIAL ó Cuu	6	0	- 6	3380	-(20.280)
INCREMENTO PARA LIQUIDACION DE CONTRATO POR CONCEPTO DE TOMA DE MUESTRAS Y ENSAYOS LABORATORIO					+ 3.00



9

VICTOR ROMERO & CIA.

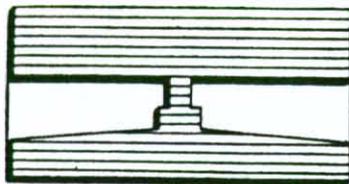
Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 2

I N D I C E

	Págs.
1) Localización	3
2) Geología	4 - 7
3) Exploración del Subsuelo	7 - 17
3A) Localización de sondeos C.P.T.	18
3B) Descripción de sondeos C.P.T.	19 - 29
4) Resultados de los ensayos de laboratorio	30 - 33
5) Análisis de Estabilidad	34 - 49
6) Medidas Correctivas	50 - 53
7) Conclusiones y recomendaciones	53 - 56
Anexo 1: Cálculo y diseño muro de contención	57 - 64
Anexo 2: Análisis de Estabilidad Método N. Janbu	65 - 78
Anexo 3: Superficies de Falla analizadas	79 - 83
8) Presupuesto de las Obras	84 - 85
Anexo: Planos	
- Medidas Correctivas	
- Diseño estructural muro de contención	
- Cartografía regional	
- Topografía	
- Planta geológica	
- Cortes geológicos	



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 3

ESTUDIO GEOLOGICO DEL DESLIZAMIENTO No. 1

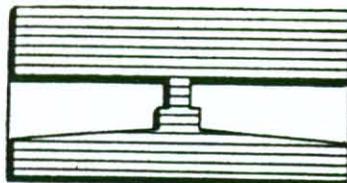
BARRIO AMAPOLAS

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 está ubicado en el Km. 2 + 000 de la vía Oriental o antigua carretera a Villavicencio, en inmediaciones del barrio Amapolas. Se encuentra sobre la margen derecha de la vía Bogotá - Villavicencio, talud externo y afecta parte de la banca de la carretera y las construcciones de la parte baja de dicho talud. Afecta una área de 5.000 m² aproximadamente (Ver plano No. 3 cartografía regional).



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 4

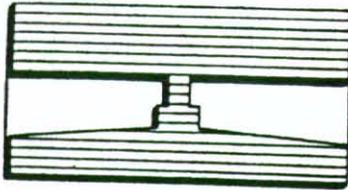
2. GEOLOGIA

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.

Es 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 fluvio glaciar 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.



12

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 5

En la zona del barrio Amapolas se pueden observar morfologías típicas de derrubios de pendiente y reptación de suelos.

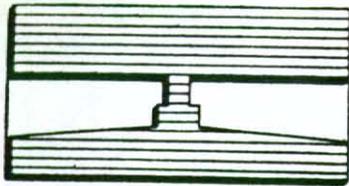
2.2 Litología:

Depósitos de relleno (Q_{tr})

Material de botadero, acumulado artificialmente sobre la unidad Q_{t1}. Consta de fragmentos de areniscas de color amarillo claro y gris, duras, de grano medio a fino; arcillolitas grises y limolitas, embebidos en una matriz limo arcillosa poco consolidada - de color amarillo a pardo rojizo, poco plástica, dureza blanda a media, agrietada. Su espesor se calcula entre 1.5 y 3.5 m. Es la unidad que presenta los principales problemas de inestabilidad, de tipo remoción en masa.

Depósitos de Ladera (Q_{t1})

Es un depósito predominantemente arcilloso con fragmentos esporádicos de areniscas de pequeño tamaño (1 a 5 cms.). Corresponde a materiales erodados de las formaciones rocosas, principalmente las arcillolitas y areniscas de la Formación Bogotá. Son depósitos de pequeño tamaño y ocurrencia regional. Su espesor se calcula entre 1 y 2.5 m. y estratigráficamente se localizan por debajo de la unidad Q_{tr}. No son continuos sobre toda la zona y están afectados - por procesos locales de reptación y soliflucción. Incluyen suelos que hayan sufrido transporte y en los cuales ya no se reconocen - los diferentes horizontes.



13

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 6

Suelos Residuales (Q_{sr})

Corresponden a suelos derivados de la roca altamente arcillosos, blandos, poco plásticos, localmente arenosos, de color pardo amarillento a pardo oscuro, con algunos fragmentos angulares a sub-angulares de areniscas entre 10 y 1 cm. de diámetro. El suelo es orgánico y localmente presenta alto contenido de raíces que han facilitado su ablandamiento y agrietamiento, razón por la cual → presenta procesos locales de reptación. Su espesor se calcula entre 20 cms. y 1 m.

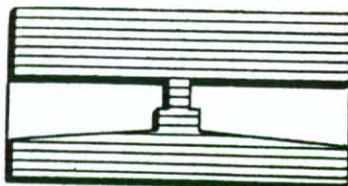
Formación Bogotá (T_{sb})

Se compone principalmente de arcillas de color morado y gris, blandas, plásticas, localmente limosas, laminadas y fracturadas. Se presentan también intercalaciones de areniscas arcillosas de grano fino a medio, localmente conglomeráticas, con alto contenido de micas color amarillo grisáceo. Dureza media a blanda, en capas gruesas de 4 a 5 m., poco fracturadas a fracturadas. Las capas tanto de arcillolitas como de areniscas presentan un patrón estructural así:

Rumbo : N 28E/25 NW

La estratificación a pesar de ir en el mismo sentido de la pendiente, no favorece el deslizamiento.

El patrón principal de diaclasamiento varía entre N 60W/85 NE y N 55W/80 NE.



(14)

VICTOR ROMERO & CIA.
Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 7

Su espesor es indeterminado en la zona estudiada.

La geología se puede ver en el plano No. 5 y 6.

2.3 Estructuras

Regionalmente, la zona se encuentra ubicada en el flanco Este del sinclinal de Usme. Este flanco presenta la particularidad de estar invertido, debido en gran parte a efectos tectónicos gravitacionales, producidos en parte por la fuerte pendiente en la zona.

Localmente no se observan estructuras diferentes al diaclasamiento de la roca, el cual presenta las siguientes características:

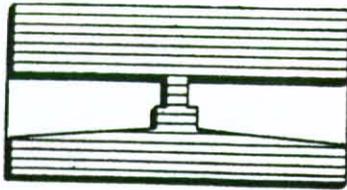
Varía entre N60-55 W/85-80 NE

Las diaclasas son planas, abiertas, oxidadas, con relleno de óxido entre 0,5 y 1,0 cm. de espesor, continuas, espaciadas entre 10 cm. y 1.5 m.

Este patrón de diaclasamiento no favorece la inestabilidad de la zona, lo cual se comprueba visualmente, ya que la masa deslizante no incluye roca.

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



15

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

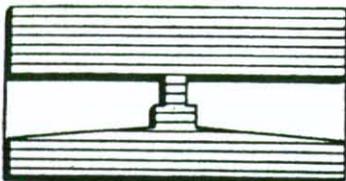
Hoja 8

métodos exploratorios del subsuelo: ensayos de penetración por el método del "cono holandés" y sondeos eléctricos verticales S. E.V., también conocidos como sondeos geoelectricos.

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 propiedades se puede averiguar o interpretar con gran acierto - qué tipo de materiales se encuentran a lo largo del sondeo.

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, correlacionar convenientemente toda la información y determinar zonas saturadas, se ejecutó sobre cada zona problema un sondeo eléctrico vertical, S.E.V. o sondeo geoelectrico. 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 interpre-



VICTOR ROMERO & CIA.
Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 9

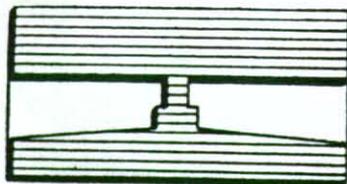
tación geohidrológica del subsuelo, es decir litologías y zonas saturadas que son las que generalmente determinan y controlan los planos o zonas de fallamiento que afectan las obras civiles.

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



17

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 10

3.1 Ensayos de Penetración:

Sobre el deslizamiento del Barrio Amapolas se ejecutaron nueve (9) sondeos de penetración, ver plano geológico, para un total de 56.25 m. discriminados así:

Sondeo 1: Se ejecutaron 5.25 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 19, se interpreta así:

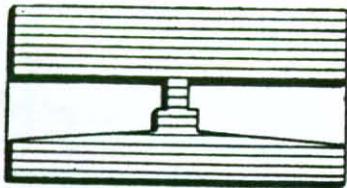
Espesor total aproximado para el material suelto ($Qt_r + Qt_1$)
3.00 - 3.40 m.

Dentro de esta capa se pueden interpretar los primeros 2.0 m. como material de la unidad Qt_r y el resto de material de la unidad Qt_1 . Aunque este es un límite muy aproximado dada la composición similar de ambas unidades, en la gráfica se puede ver la ruptura del suelo a esta profundidad, con un valor de 14 - 16 Kg/cm^2 .

El material suelto presenta valores de resistencia hasta de 50 - 60 Kg/cm^2 . Estos materiales ($Qt_r + Qt_1$) geotécnicamente hablando, se consideran como relleno (R).

Entre 3.40 y 4.50 m. se encuentra un material que geotécnicamente se considera como CL y que litológicamente equivale al nivel de roca alterada, el cual no se ha separado en los perfiles geológicos donde se incluyó en el nivel de roca.

Este nivel de roca alterado presenta valores de resistencia



18

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 11

entre 50 y 60 Kg/cm^2 , demostrando la homogeneidad composicional, no sólo de este nivel sino de todo el material encontrado en este sondeo.

→ A partir de los 4.50 m. se encuentra el nivel de roca sana (Ts_b) que por sus valores de resistencia puede interpretarse así:

4.50 - 4.75 m. : Arcillolitas : 60 - 100 Kg/cm^2 .

4.75 - 5.25 m. : Areniscas arcillosas : 100 - 200 Kg/cm^2 .

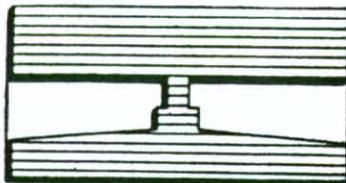
El nivel de roca fresca (Ts_b) es el que geotécnicamente se denomina CH.

Sondeo 2: Se ejecutaron 6.25 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 19, se interpreta así:

Espesor total aproximado para el material suelto o material tipo R ($Qt_r + Qt_l$): 3.75 m.

Los primeros 2.25 m. se han interpretado como material de la unidad Qt_r y los 1.50 m. restantes como material de la unidad Qt_l . En este sitio, la composición del material suelto tipo R es más heterogénea, lo que se muestra como frecuentes rupturas en la gráfica. Esto indica que el material aunque sigue conservando su carácter arcilloso, tiene más fragmentos y algunos bloques de rocas tipo areniscas y limolitas.

El límite suelo tipo $Qt_r - Qt_l$ está marcado como una ruptura con valores de 14 Kg/cm^2 . El material suelto tipo R alcanza valores



19

VICTOR ROMERO & CIA.
Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 12

de resistencia de hasta 46 Kg/cm^2 . Entre 3.75 y 5.50 m. el material tipo CL o roca alterada que presenta valores de resistencia entre 46 y 70 Kg/cm^2 .

A partir de los 5.50 m. se encuentra el nivel de roca (Ts_b), que por sus valores de resistencia puede interpretarse así:

5.50 - 5.80 m. : Arcillolitas : $66 - 150 \text{ Kg/cm}^2$.

5.80 - 6.25 m. : Areniscas arcillosas: $150 - 250 \text{ Kg/cm}^2$.

El nivel de roca sana es el mismo CH, geotécnicamente considerado.

Sondeo 3: Se ejecutaron 7.0 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 19, se interpreta así:

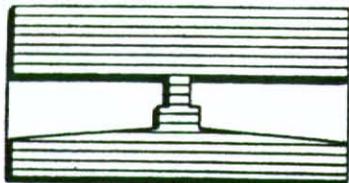
0.00 - 2.00 m. : Material de la unidad Qt_r con valores de resistencia hasta de 18 Kg/cm^2 .

1.25 - 2.00 m. : Se presenta una ruptura en la gráfica que marca el límite con el material de la unidad Qt_1 .

2.00 - 3.75 m. : Material Qt_1 con valores de resistencia entre 8 y 18 kg/cm^2 . Espesor total aproximado para el material suelto tipo R ($Qt_r + Qt_1$): 3.75 m.

3.75 - 4.50 m. : Material tipo CL o roca alterada y con valores de resistencia de $18 - 58 \text{ Kg/cm}^2$.

A partir de los 4.50 m. se encuentra el nivel de roca sana (Ts_b) y que por sus valores de resistencia puede interpretarse así:



20

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 13

- 4.50 - 4.75 m. : Arcillolitas : 58 - 80 Kg/cm².
4.75 - 6.25 m. : Arcillolitas arenosas: 80 - 100 Kg/cm².
6.25 - 7.00 m. : Areniscas arcillolitas: 100 - 200 Kg/cm².

Sondeo 4: Se ejecutaron 8.50 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 20, se interpreta así:

0.00 - 2.50 m. : Material de la unidad Qt_r con valores de resistencia de hasta 24 Kg/cm².

Entre 1.50 m., en donde se presenta una ruptura y 2.50 m. se encuentra el límite con la unidad Qt_1 .

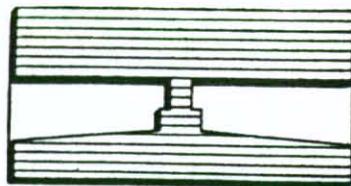
2.50 aprox. - 4.50 : Unidad Qt_1 con valores de resistencia entre 12 y 66 Kg/cm².

Espesor total aproximado del material suelto tipo R (Unidades Qt_r + Qt_1): 4.50 m.

Entre 4.50 y 5.25 m. : Material tipo CL o roca alterada, con valores de resistencia de 66 - 82 Kg/cm².

A partir de los 5.25 m. se encuentra el nivel de roca sana (Ts_b) y que puede interpretarse, según sus valores de resistencia, así:

- 5.25 - 6.00 m. : Areniscas arcillosas : 82 - 150 Kg/cm².
6.00 - 7.50 m. : Arcillolitas : 54 - 100 Kg/cm².
7.50 - 8.00 m. : Arcillolitas arenosas: 54 - 120 Kg/cm².
8.00 - 8.50 m. : Areniscas arcillosas : 120 - 200 Kg/cm².



21

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 14

Sondeo 5: Se ejecutaron 2.75 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 20, se interpreta así:

0.00 - 1.50 m. : Material de la unidad Qt_r con valores de resistencia hasta de 8 Kg/cm^2 .

1.25 - 1.50 m. : se sitia el límite con la unidad Qt_1 .

1.50 - 2.50 m. : Unidad Qt_1 con valores entre 8 y 40 Kg/cm^2 .

Espesor total aproximado para el material suelto tipo R ($Qt_r + Qt_1$): 2.50 m.

Entre 2.50 y 2.75 m. se presenta un material tipo CH que se puede interpretar como arcillolitas alteradas y sanas con valores de resistencia entre 14 y 94 Kg/cm^2 .

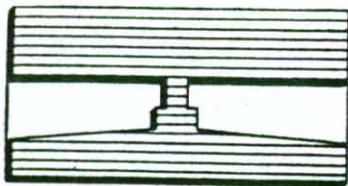
Sondeo 6: Se ejecutaron 6.00 m. de perforación, la gráfica obtenida, ver hoja 20, se interpreta así:

0.00 - 2.75 m. : Material tipo Qt_r con valores de resistencia hasta de 20 Kg/cm^2 .

En 2.75 m. se ve el límite entre ésta y la unidad Qt_1 marcado por un rompimiento.

2.75 - 4.50 m. : Material de la unidad Qt_1 con valores de resistencia entre 13 y 45 Kg/cm^2 .

Espesor total del material suelto tipo R ($Qt_r + Qt_1$) : 4.50 m.



22

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 15

Entre 4.50 y 5.30 m. se encuentra la roca alterada o material tipo CL, con valores de resistencia entre 28 y 94 Kg/cm².

A partir de los 5.30 m. se encuentra el nivel de roca sana (Ts_b) y que puede interpretarse con base en sus valores de resistencia, así:

5.30 - 5.50 m. : Arcillolitas arenosas: 94 - 180 Kg/cm².

5.50 - 6.00 m. : Areniscas arcillosas: 180 - 250 Kg/cm².

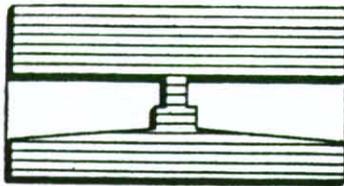
Sondeo 7: Se ejecutaron 5 m. de perforación, la gráfica obtenida, ver hoja 21, se interpreta así:

0.0 - 2.25 m. aprox. : Material de la unidad Qt_r con valores de resistencia entre 10 y 40 Kg/Cm², pero que alcanzan valores hasta de 200 Kg/cm², que indican que se atravesó un bloque de arenisca de 25 cms. de espesor. Aproximadamente se ha situado el límite Qt_r - Qt₁ a 2.25 m.

2.25 - 3.30 m. : Material de la unidad Qt₁, con valores de resistencia entre 11 y 40 Kg/cm².

Espesor total del material suelo tipo R (Qt_r + Qt₁) : 3.30 m.

Entre 3.30 y 4.75 m. : Se ubica la roca alterada o material tipo CL, con valores de resistencia entre 40 y 60 Kg/cm².



23

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 16

A partir de los 4.75 m. se presenta el nivel de roca sana (Ts_b) que en este sondeo se interpretan como areniscas arcillosas, con valores de resistencia de hasta 250 Kg/cm^2 .

Sondeo 8: Se ejecutaron 7 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 21, se interpreta así:

0.00 - 3.00 m. : Material de la unidad Qt_r relativamente homogéneo en su composición. Valores de $20 - 30 \text{ Kg/cm}^2$ en promedio y hasta 50 Kg/cm^2 .

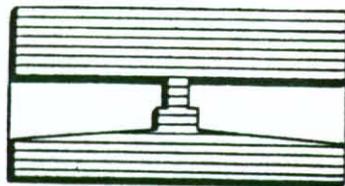
El límite, un poco más claro con la unidad Qt_1 se sitúa en 3.0 m.

3.0 - 6.0 m. : Material de la unidad Qt_1 , también relativamente homogéneo. Valores de resistencia entre 18 y 76 Kg/cm^2 . Espesor total del material suelto tipo R ($Qt_r + Qt_1$) : 6.0 m.

6.0 - 6.30 m. : Se ubica el material tipo CL o roca sana, con valores de resistencia de 53 a 58 Kg/cm^2 .

A partir de los 6.30 m. se encuentra el nivel de roca sana (Ts_b) que incluye arcillolitas arenosas hasta los 6.50 m. y areniscas arcillosas hasta 7.00 m. con valores de resistencia hasta de 200 Kg/cm^2 .

Sondeo 9: Se ejecutaron 8.50 m. de perforación. La gráfica obtenida, ver hoja 21, se interpreta así:



24

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 17

0.00 - 3.75 m. : Material de la unidad Qt_r , con valores promedio de 40 Kg/cm^2 , pero con algunos que llegan a 5 Kg/cm^2 .

Este brusco rompimiento con 5 Kg/cm^2 de resistencia a 3.75 m. de profundidad, marca el límite claro con la unidad Qt_1 y demuestra que ésta se encuentra por debajo de la unidad Qt_r .

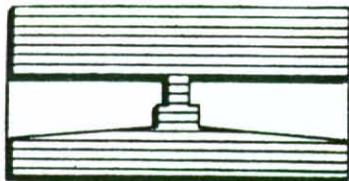
3.75 - 7.50 m. : Material de la unidad Qt_1 con valores desde 5 Kg/cm^2 hasta 58 Kg/cm^2 , pero con promedios de 35 Kg/cm^2 .

Espesor total del material suelto tipo R ($Qt_r + Qt_1$) : 7.50 m.

En la gráfica de este sondeo se ve claramente una superficie de discontinuidad o de ruptura, entre 3.0 y 3.75 m. de profundidad y una composición deducida muy similar para las unidades $Qt_r + Qt_1$. Esto podría indicar un material Qtr relativamente reciente depositado sobre un material Qt_1 que había desarrollado un suelo blando y arcilloso, el cual aún sigue siendo blando debido posiblemente a una saturación.

7.50 - 8.25 m. : Nivel de roca alterada o material tipo CL, con valores de resistencia de $23 - 28 \text{ Kg/cm}^2$.

De 8.25 m. en adelante se presenta el nivel de roca sana (Ts_b), el cual se compone de areniscas arcillosas básicamente, con valores de resistencia hasta de 200 Kg/cm^2 .



25

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 25

3.2 Sondeo Eléctrico Vertical :

Se ejecutó con sentido aproximado N 23-30 E y con electrodos cercanos al sitio del sondeo de penetración No. 4. Debido a que el sondeo geoelectrico o S.E.V. se interpreta únicamente para el sitio donde se ubican los electrodos, éste sólo puede ser correlacionado convenientemente con el sondeo de penetración No. 4.

Los puntos obtenidos de las mediciones de campo, pueden verse en la figura No. 4, ver hoja 28, en donde se ha trazado la curva resultante de dichos puntos y su interpretación en capas.

La interpretación arrojó 3 capas o niveles, así:

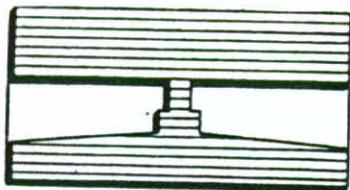
0.00- 5.00 m. Coluvión. Fragmentos de roca en matriz arcillosa, seco. Algo de humedad hacia el contacto con la roca.

El sondeo de penetración No. 4 arrojó un espesor del material tipo R, de 4.50 m. que concuerda bien con el aquí obtenido. El límite en el S.E.V. entre el Qt_r y el Qt_l está marcado por una diferencia de resistividades de $73 \Omega/m$. a $52 \Omega/m$.

5.0 - 18.0 m. : Areniscas arcillosas de la formación Bogotá (Ts_b).

18.0 - más de 40 m.: Arcillolitas y limolitas saturadas del Ts_b .

Hay que aclarar que a medida que la profundidad del sondeo eléctrico vertical se hace mayor, es decir, a medida que se aumenta la distancia entre los electrodos, la interpretación es cada vez menos confiable.



26

VICTOR ROMERO & CIA.
Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 26

Se interpretarán paquetes de rocas pero sin diferenciar detalladamente qué pequeños niveles de otro tipo de litología se presentan.

El perfil geológico obtenido a partir de la interpretación del sondeo puede verse en la figura No. 3, ver hoja 27.

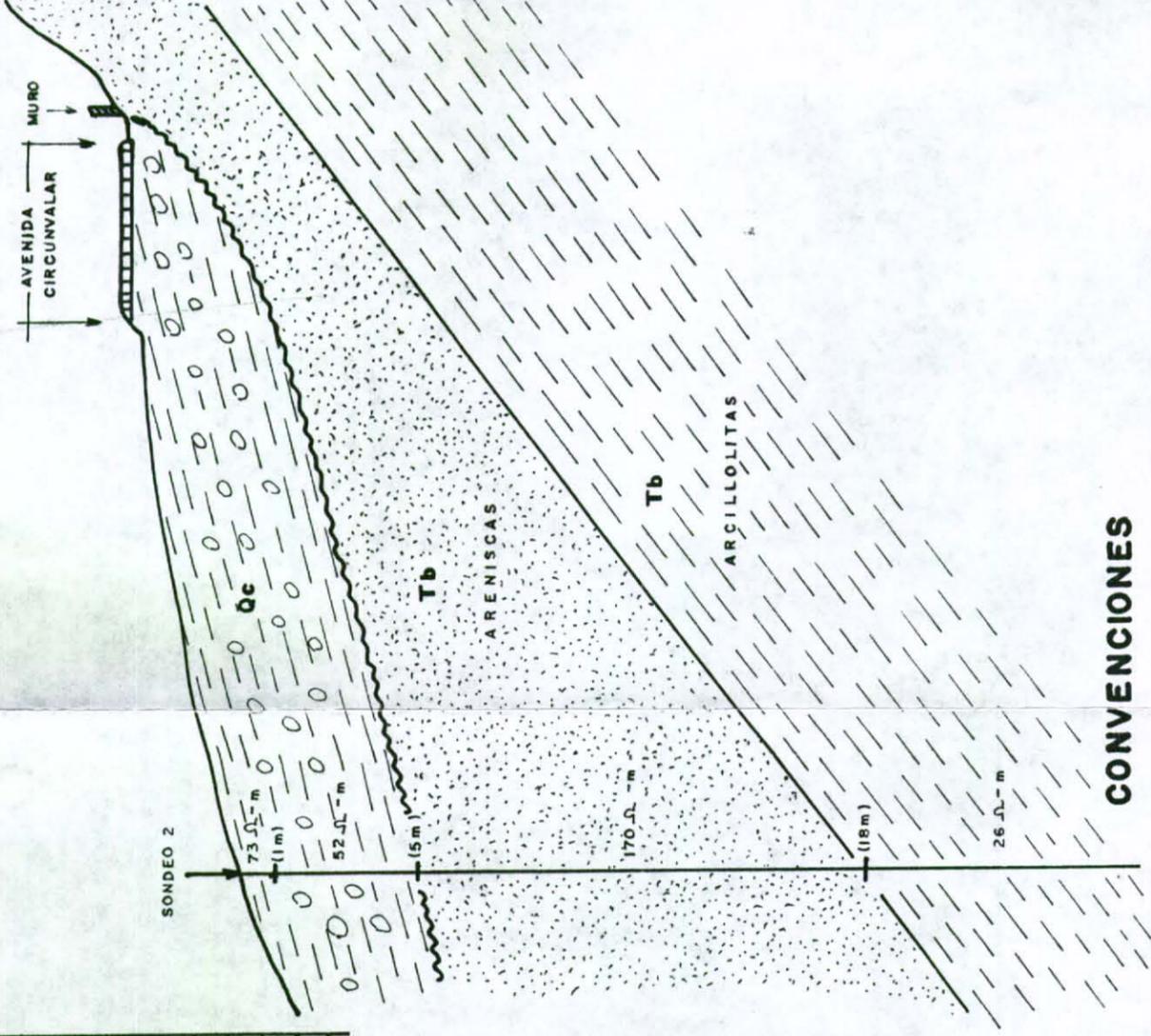
El centro del sondeo se ubicó a 12 m. del borde de la Avenida Circunvalar, como se muestra en la Figura 3, en la zona central del deslizamiento.

La curva del sondeo 2 con interpretación se muestra en la Figura 4. 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 geoelectrica en Ohm-m.
- Las líneas verticales indican la profundidad en metros de cada unidad geoelectrica, leida en la escala logarítmica.
- En la tabla 2, se da la correlación de las unidades geoelectricas interpretadas con las unidades hidrogeológicas existentes en el subsuelo del área de estudio.

CORTE GEOELECTRICO BB'
ESCALA HOR. Y VERT. 1:200

SURESTE
B'



CONVENCIONES

SONDEO GEOELECTRICO No 2
CORTE GEOELECTRICO BB'

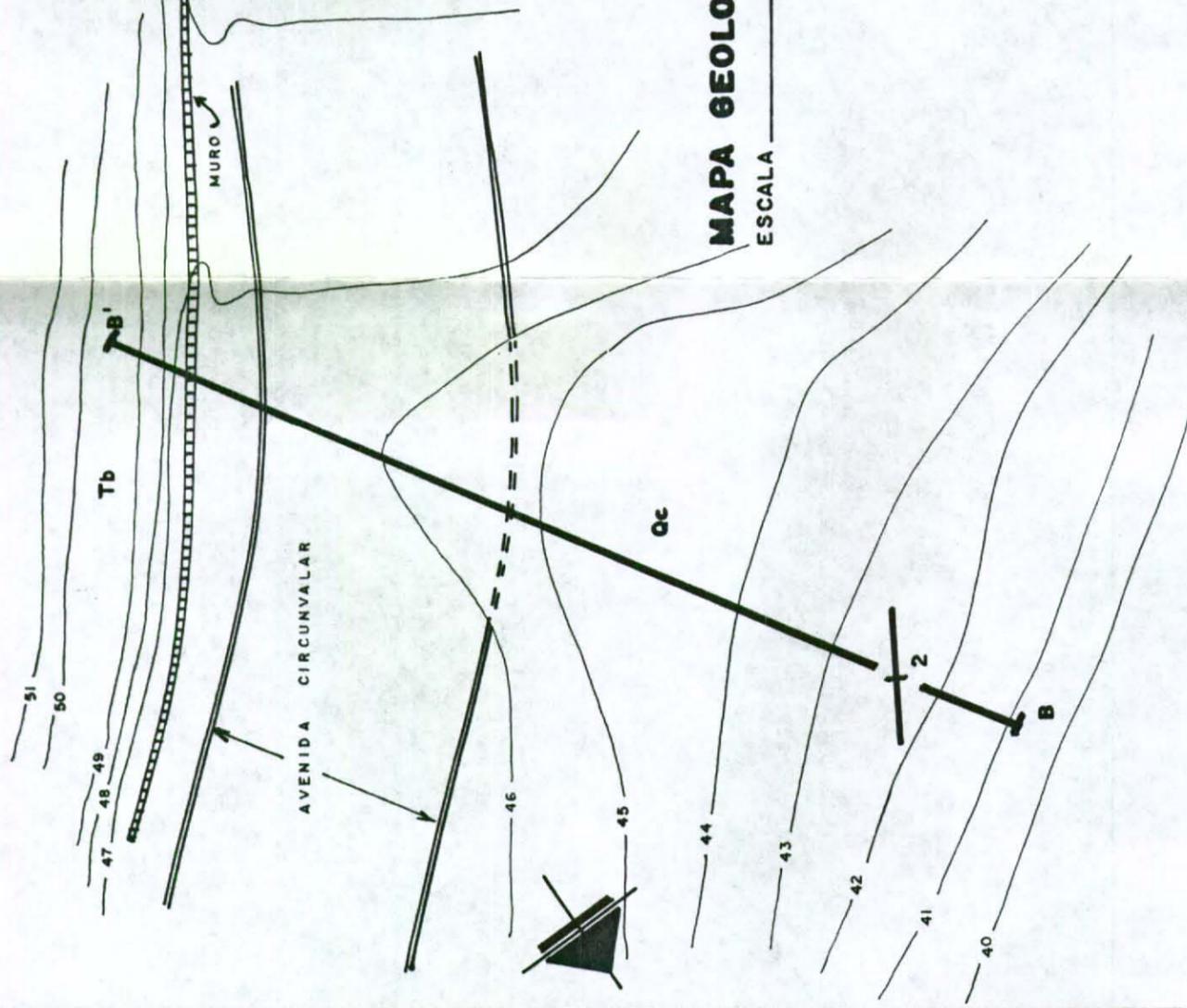
SONDEO GEOELECTRICO No 2 : LAS RESISTIVIDADES ARRIBA Y ABAJO DE LA DISCORDANCIA A 5 mts DE PROFUNDIDAD SON RESPECTIVAMENTE: 52 y 170 OHM - MT

FRAGMENTOS DE ROCA EN MATRIZ ARCILLO - LIMOSA
ARENISCAS
ARCILLOLITAS

NOROESTE
B



MAPA GEOLOGICO
ESCALA 1:200



LEYENDA

- Qc COLUVION
- Tb FORMACION BOGOTA

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
BOGOTA D.E.

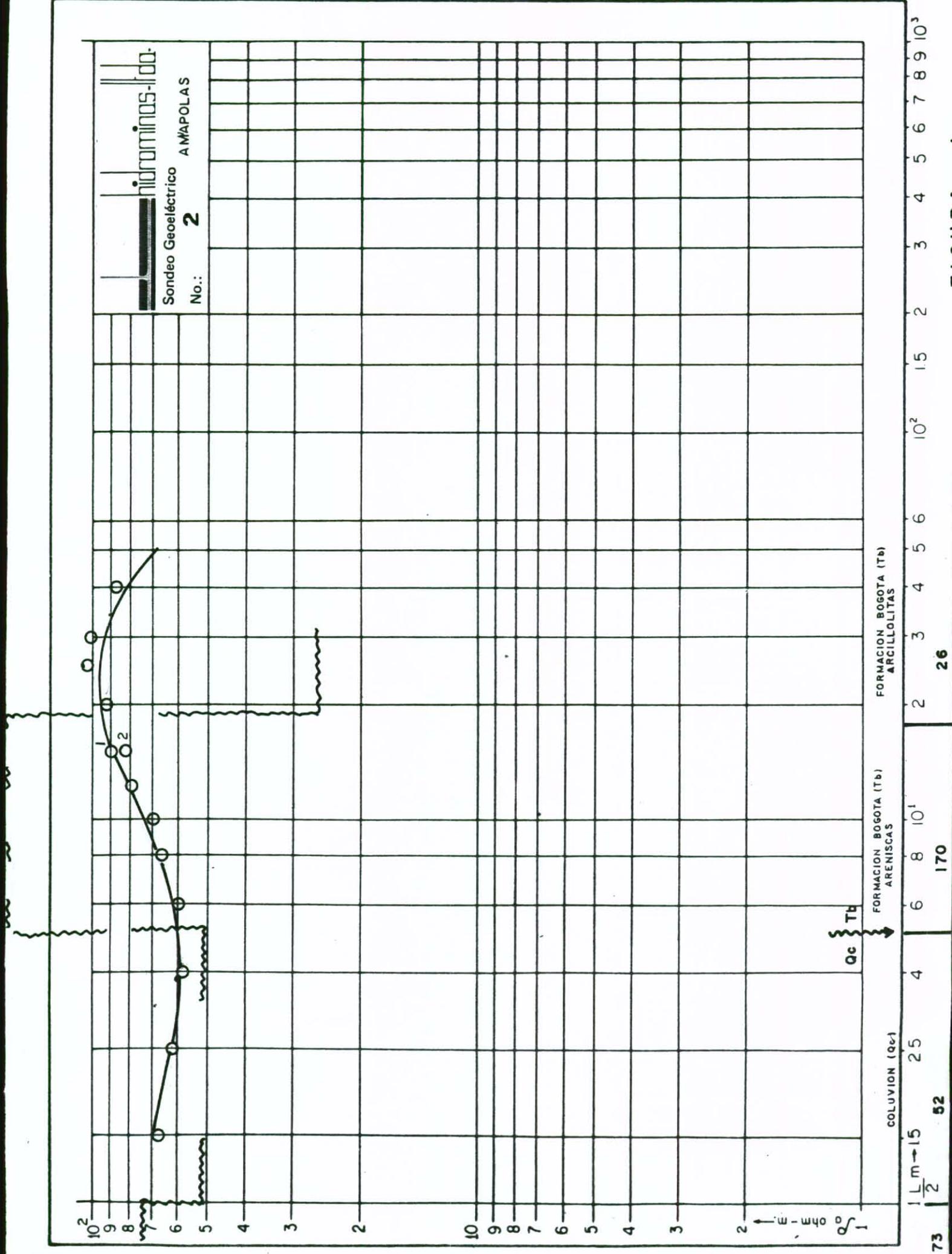
HIDROMINAS LTDA.

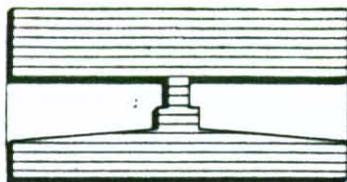
ESTUDIO GEOELECTRICO
BARRIO AMAPOLAS
MAPA GEOLOGICO
Y
CORTE GEOELECTRICO
BB'

BASE TOPOGRAFICA : PUBLICAS
SECRETARIA DE OBRAS

FEBRERO 10 DE 1.988

ESCALA 1:200 FIGURA 3





VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

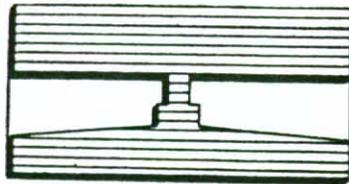
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 29

TABLA 2- CORRELACION ENTRE UNIDADES GEOELECTRICAS Y GEOLOGICAS
DEL SONDEO 2 "AMAPOLAS"

PROFUNDIDAD (m) DE	A	RESISTIVIDAD DE LA UNIDAD GEOELECTRICA (OHMIOS-METRO)	CORRELACION GEOLOGICA
0	1	73	Capa vegetal y coluvión con grietas muy seco.
1	5	52	Coluvión (Qc) fragmentos de roca en matriz arcillo-limosa. Seco en su mayor parte. Algo húmedo hacia el contacto con la roca.
5	18	170	Principalmente areniscas de la Formación Bogotá (Tb) con cemento arcilloso, algo húmedas.
18	Más de 40	26	Principalmente arcillolitas con limolitas de la Formación Bogotá (Tb), saturadas.



4. RESULTADO ENSAYOS DE LABORATORIO

Debido a la heterogeneidad de la masa de suelo activa en el deslizamiento, las muestras tomadas no se pueden calificar de intactas, varias de dichas muestras 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	11.6%	25.2%
Límite líquido	40.6%	43.4%
Indice de plasticidad	21.0	22.3
Peso unitario	1.6 Ton/m ³ .	1.9 Ton/m ³

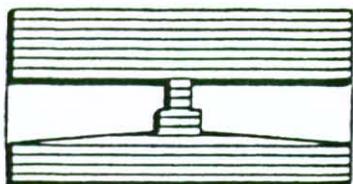
Los valores mínimo y máximo de los parámetros de resistencia al corte se dedujeron de los valores del ensayo C.P.T. "in situ".

El resumen de los datos detallados es el siguiente:

R : $0^\circ < \phi' < 5^\circ$ $1.0 \text{ T/m}^2 < C' < 5 \text{ T/m}^2$. $1.3 \text{ T/m}^3 < \gamma_h < 1.6 \text{ T/m}^3$.

CL : $10^\circ < \phi' < 20^\circ$ $7.0 \text{ T/m}^2 < C' < 9 \text{ T/m}^2$. $1.6 \text{ T/m}^3 < \gamma_h < 1.8 \text{ T/m}^3$.

CH : $20^\circ < \phi' < 35^\circ$ $10.0 \text{ T/m}^2 < C' < 25 \text{ T/m}^2$. $1.9 \text{ T/m}^3 < \gamma_h < 2.1 \text{ T/m}^3$.



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

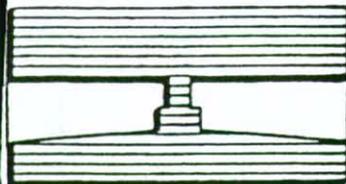
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 32

DATOS DE LABORATORIO

MUESTRA DEL SONDEO No.		4	6	6	67	7
PROFUNDIDAD MTS.		4.00	2.00	3.00	3.60	2.20
		5.00	2.20	3.20	3.80	2.40
HUMEDAD NATURAL	% W	17.7	20.2	20.2	11.6	25.2
LIMITE LIQUIDO	LL	43.4				
INDICE DE PLASTICIDAD	Ip	21.4				
R. COMPRESION INCONFINADA	QU (Ton/M ²)					
ANGULO DE FRICCION INTERNA	Ø					
PESO UNITARIO HUMEDO	γ (Ton/M ³)					
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	CL	R	R	CL	R
CLASIFICACION A A S H O	A A S H O					
INDICE DE GRUPO						



VICTOR ROMERO & CIA. ²¹

Ingenieros Consultores

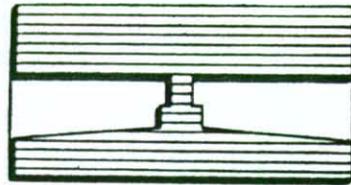
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 33

DATOS DE LABORATORIO

MUESTRA DEL SONDEO No.		7	7			
PROFUNDIDAD MTS.		2.40 2.60	1.50			
UMEDAD NATURAL	% W	27.4	15.6			
MITÉ LIQUIDO	LL					
INDICE DE PLASTICIDAD	Ip					
COMPRESION INCONFINADA	Qu (Ton/M ²)					
ANGULO DE FRICCION INTERNA	Ø					
PESO UNITARIO HUMEDO	γ (Ton/M ³)					
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	R	GC			
CLASIFICACION A A S H O	A A S H O					
INDICE DE GRUPO						



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 34

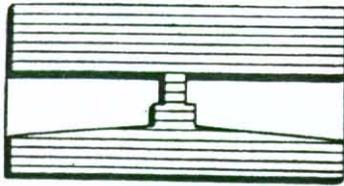
5. ANALISIS DE ESTABILIDAD

INTRODUCCION

El análisis de estabilidad de cada uno de los deslizamientos estudiados comprende, en primera instancia, identificar los posibles mecanismos de falla que puedan comprometer la estabilidad de la ladera. Una vez identificados dichos mecanismos, se evalúa la estabilidad mediante el análisis de envolventes de resistencia del talud, el cual se complementa con el método de análisis de estabilidad simplificado de N. Janbu (1956). Con base en los resultados obtenidos, se establecen las condiciones probables que produjeron la falla de la ladera, y además se precisa el o los mecanismos bajo los cuales se produjo la falla.

La metodología para determinar la resistencia al corte promedio requerida para el equilibrio usando una envolvente de resistencia, fue establecida por A. Casagrande en 1948. En la práctica hay muchos métodos para determinar la envolvente de resistencia de un talud, así como para realizar análisis de estabilidad a partir de ellas.

Las envolventes de resistencia para los análisis de estabilidad de los deslizamientos estudiados, se obtienen considerando superficies de falla a diferentes profundidades y con diferentes puntos de inicio y salida en el talud. De esta manera el esfuerzo cortante movilizado y el esfuerzo normal efectivo promedio a lo largo de una superficie de falla especificada se pueden



38

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

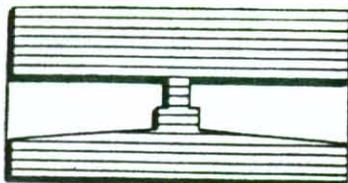
Informe 4.093

Hoja 35

determinar. Los pares de valores del esfuerzo normal efectivo (σ') y del esfuerzo cortante movilizado (τ) para las diferentes superficies de falla analizadas, se dibujan en una gráfica τ vs. σ' . La frontera superior de esos puntos representa la envolvente de resistencia para el talud estudiado. Dicha envolvente es totalmente independiente de los parámetros de resistencia del material y determina una curva única, dependiente de la geometría del talud, del peso del material y de la condición de agua analizada.

Para analizar la estabilidad del talud, se dibuja en la misma gráfica τ vs. σ' la envolvente de resistencia del material. Comparando las ordenadas (valores de τ) de dichas envolventes (del talud y del material), se puede evaluar la estabilidad del talud. Claramente, si la resistencia disponible del material es menor que el esfuerzo cortante movilizado, el talud será inestable a lo largo de la superficie de falla, asociada con el nivel de esfuerzo normal efectivo correspondiente.

La envolvente de resistencia, además de facilitar la evaluación del factor de seguridad, permite determinar la profundidad potencial promedio de la superficie de falla, dado que permite estimar el esfuerzo normal efectivo y el esfuerzo cortante movilizado que originan el factor de seguridad mínimo. También, al variar las condiciones del talud (geometría, condiciones de agua, etc.), se obtienen diferentes envolventes que permiten evaluar las condiciones más críticas, así como las medidas correctivas y los requerimientos de instrumentos más apropiados.



34

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 36

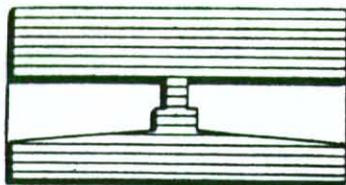
El método simplificado de análisis de estabilidad propuesto por N. Janbu en 1956, es una solución iterativa para el cálculo del factor de seguridad utilizando el método de las tajadas, despreciando las fuerzas entre ellas. El factor de seguridad está dado por la siguiente expresión:

$$F.S.' = \frac{\sum \frac{[c'_i + (P_i - U_i) \tan \phi'_i] \Delta x_i}{n d_i}}{\sum [\Delta W_i \tan \alpha_i] + Q + \sum \Delta W_i \frac{a}{g}}$$

donde,

- c'_i, ϕ'_i Parámetros de resistencia en términos efectivos en la base de la tajada i
- P_i Esfuerzo total en la base de la tajada i
- U_i Presión de poros en la base de la tajada i
- Δx_i Ancho de la tajada i
- ΔW_i Peso de la tajada i
- α_i Angulo que forma la base de la tajada i con la horizontal
- Q Fuerza externa horizontal actuando sobre la masa deslizante.
- $\frac{a}{g}$ Coeficiente sísmico horizontal.

$$n d_i = \cos \alpha_i^2 \left(1 + \left(\frac{\tan \alpha_i \tan \phi'_i}{F.S.'} \right) \right)$$



35

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 37

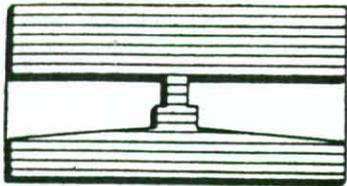
La solución simplificada puede ser mejorada por introducir un factor de corrección f_0 el cual es obtenido de un gráfico propuesto por Jambu y depende de la cohesión y fricción del material y de la geometría de la superficie deslizante. Por lo tanto el factor de seguridad está dado por:

$$F.S. = f_0 F.S'$$

Para análisis de estabilidad utilizando el método de N. Janbu, simplificado, el cual permite analizar superficies de deslizamiento no necesariamente circulares, se ha elaborado un programa para calculadora Hewlett Packard 41CV, que calcula el factor de seguridad por medio de iteraciones con una aproximación a la tercera cifra decimal.

El trabajo aquí presentado se enmarca dentro de una metodología general para el estudio detallado de deslizamientos, la cual contempla el desarrollo de los siguientes aspectos principales:

1. Localización
2. Geología
 - 2.1 Geomorfología
 - 2.2 Litología
 - 2.3 Geología Estructural
3. Exploración del subsuelo
4. Resultados de los ensayos de laboratorio
5. Análisis de estabilidad
6. Medidas correctivas recomendadas
7. Conclusiones y Recomendaciones.



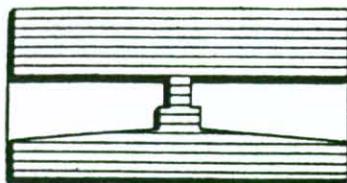
ANALISIS DE ESTABILIDAD

Para los análisis de estabilidad del deslizamiento Amapolas se utiliza la sección B-B, marcada en el plano No. 6 y mostrada en el plano No. 1. Dicha sección 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 $Qt_r + Qt_l$), nivel de roca alterada CL (incluido en el nivel de roca) y roca fresca CH (geológicamente denominada Ts_b).

Para los análisis de estabilidad se utilizaron 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 (se incluyen también los pesos unitarios)

Material de relleno	R : $C' = 1.0 \text{ ton/m}^2$; $\phi' = 6.5^\circ$; $\gamma_t = 1.45 \text{ ton/m}^3$.
Nivel de roca alterada	CL : $C' = 7.0 \text{ ton/m}^2$; $\phi' = 10^\circ$; $\gamma_t = 1.70 \text{ ton/m}^3$.
Roca fresca	CH : $C' = 10 \text{ ton/m}^2$; $\phi' = 20^\circ$; $\gamma_t = 2.00 \text{ ton/m}^3$.

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



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 39

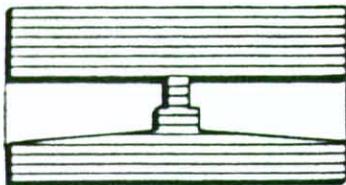
5.1 Deslizamiento Rotacional

5.1.1 Envolventes de Resistencia

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

Se analizaron un total de 65 superficies de falla y los valores de $\bar{\sigma}'$ y $\bar{\tau}$ obtenidos para cada una de ellas, bajo las condiciones de talud saturado y seco, se presentan en las figuras 1 y 2 respectivamente, en las cuales se presentan además, las envolventes de resistencia del talud obtenidas. En la figura No. 3 se dibujaran las dos envolventes de resistencia del talud obtenidas y además, las envolventes de resistencia del material. Al comparar las ordenadas de dichas envolventes se pueden concluir los siguientes puntos:

- 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 0.68 ton/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).



VICTOR ROMERO & CIA.
Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

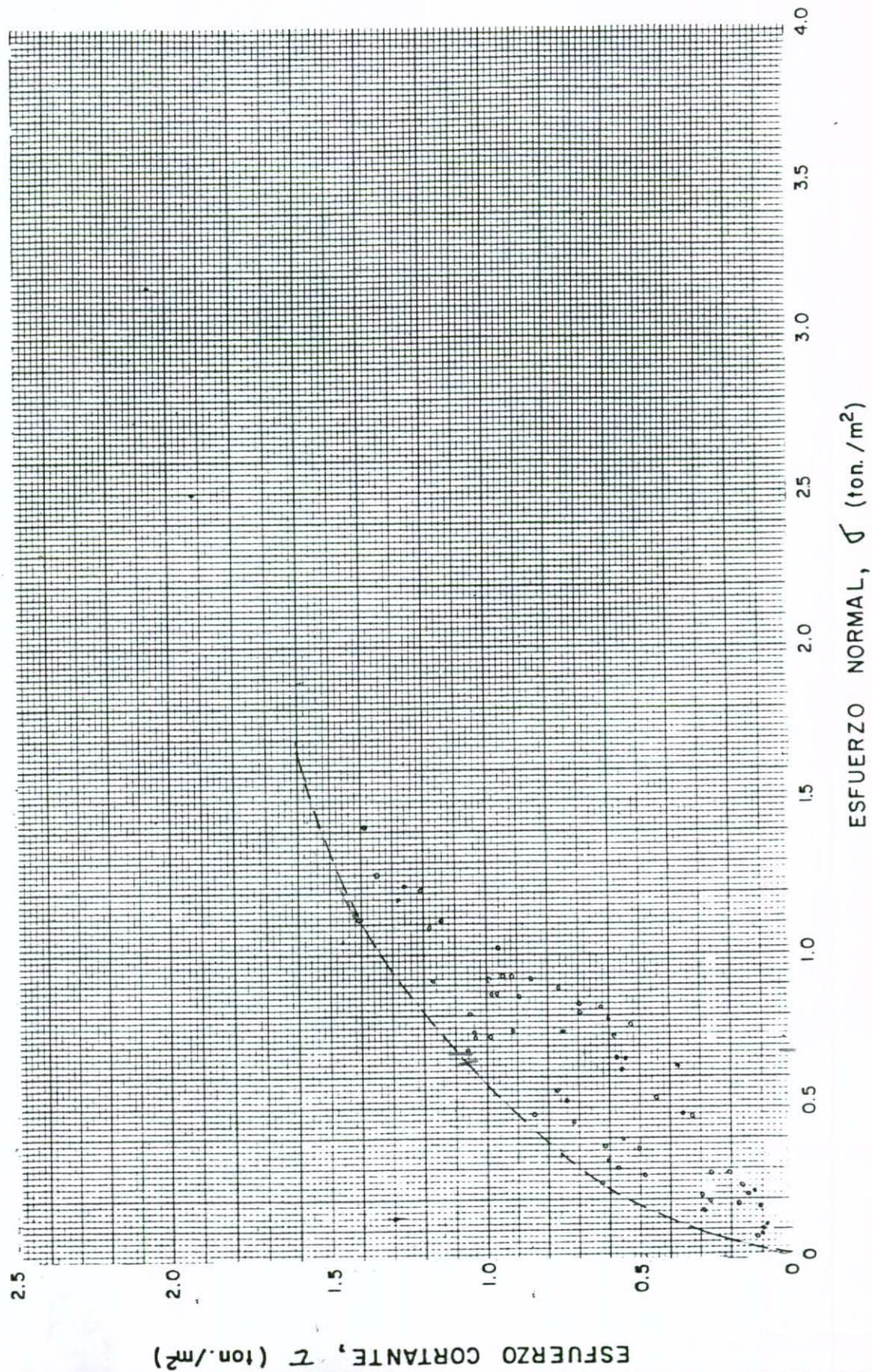
Informe 4.093

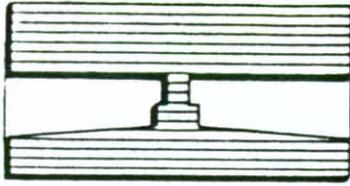
Hoja 40

ENVOLVENTE DE RESISTENCIA

SECCION: B-B
CONDICION: Húmeda

FIGURA No. 1





VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 41

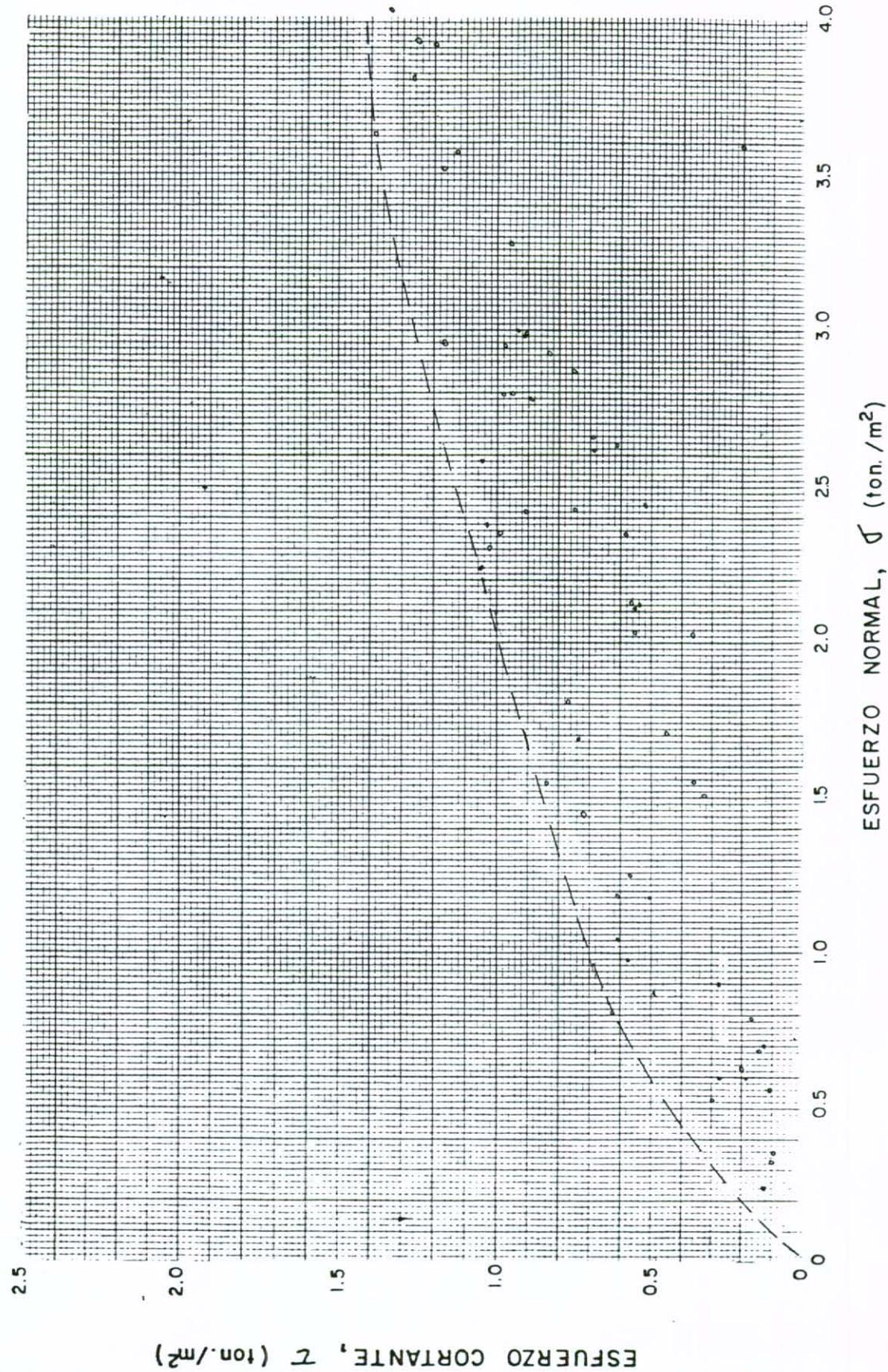
39

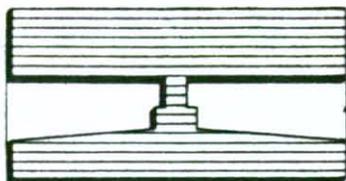
ENVOLVENTE DE RESISTENCIA

SECCION: B-B

CONDICION: Seca.

FIGURA No. 2





VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

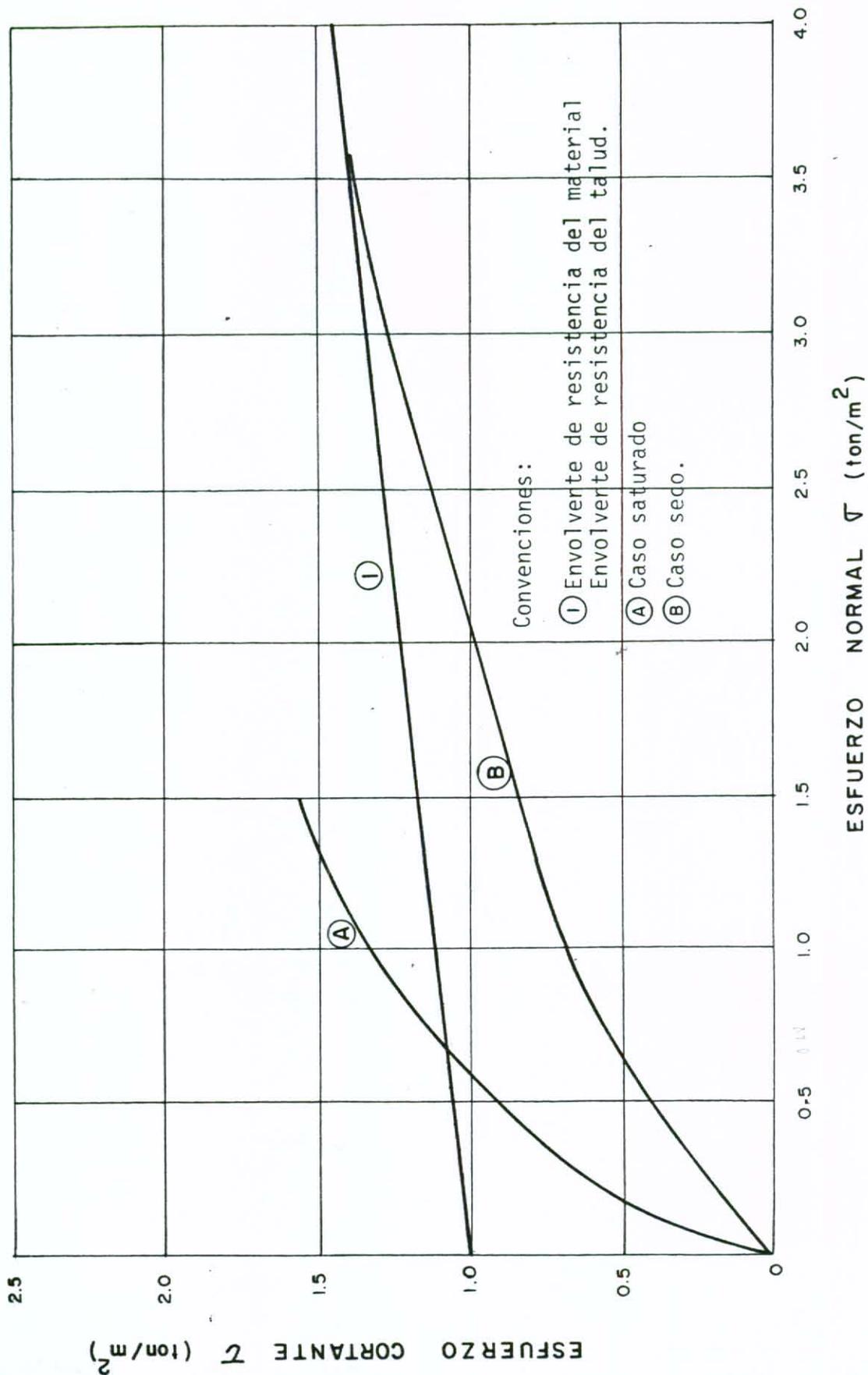
Estudio de Suelos

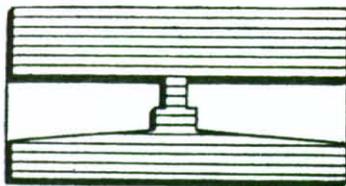
Informe 4.093

Hoja 42

ENVOLVENTES DE RESISTENCIA DEL TALUD Y DEL MATERIAL

FIGURA Nº 3





VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

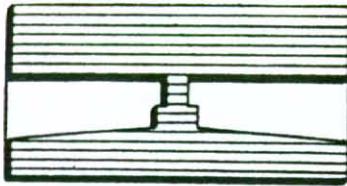
Hoja 43

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

Si dibujamos en el perfil estudiado las diferentes superficies de falla analizadas, que están asociadas con niveles de esfuerzo normal efectivo un poco mayores de 0.68 ton/m^2 . (las que tienen un factor de seguridad menor que uno), se observa que dichas superficies concuerdan con las evidencias morfológicas de inestabilidad del terreno.

- b. Para el caso de que el talud se encuentre 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) para esa condición del talud. Analizando un poco más la figura No.3 se encuentra que las superficies de falla asociadas a niveles de esfuerzo normal efectivos correspondientes a la condición más crítica (aquella donde se aproximan más las envolventes de resistencia del talud y del material) involucran prácticamente todo el material de relleno R, indicando esto que su estabilidad es precaria aún en condiciones secas.

De acuerdo con las evidencias de campo, la ladera presenta una cierta estabilidad durante el verano, lo cual indica, -



42

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 44

que para esta época su factor de seguridad es ligeramente mayor que uno (1.0), lo que hace pensar que la resistencia promedio del material comprometido en el deslizamiento está dada muy probablemente por la envolvente mostrada en la figura No. 3.

5.1.2 Factor de Seguridad del Talud

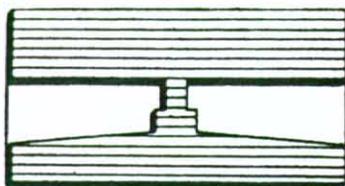
Para estimar el factor de seguridad de la ladera estudiada, se utiliza el método de análisis de N. Janbu, el cual se programa en una calculadora Hewlett Packard 41-CV.

Se analizaron superficies de falla para condición saturada del talud y asociadas a niveles de esfuerzo normal efectivo mayores de 0.68 ton/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: $C' = 1.0 \text{ ton/m}^2$ y $\phi' = 6.5^\circ$

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 pseudo-estática.

Para ello, se asigna un coeficiente sísmico horizontal de 0.10 (A/G), el cual de acuerdo con los datos suministrados para la zona por AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1984), corresponde a un período de retorno de 100 años.

Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla (tabla 1).



43

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.093

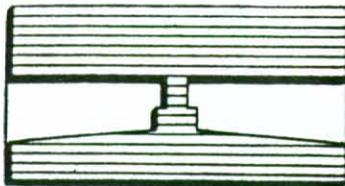
Hoja 45

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

SUPERFICIE DE FALLA* No.	FACTOR DE SEGURIDAD	
	SIN SISMO	CON SISMO (A/G=0.10)
60	0.78	0.62
61	0.82	0.61
56	0.84	0.64
51	0.91	0.69
58	0.93	0.74
62	0.95	0.71
57	0.95	0.73
65	0.98	0.77
63	0.98	0.74

* Las superficies de falla se muestran en las hojas y los cálculos en las hojas

Como se puede observar en la tabla No.1, las superficies de falla 60 y 61 son las más críticas, las cuales 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 No. 2.



42

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 46

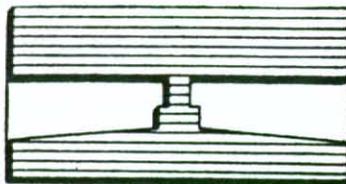
TABLA 2. FACTORES DE SEGURIDAD CONSIDERANDO FALLA ROTACIONAL PARA LAS SUPERFICIES MAS CRITICAS Y DIFERENTES CONDICIONES DEL TALUD

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 *
60	0.78	0.62	0.91	0.73	1.04	0.83
61	0.82	0.61	0.97	0.72	1.11	0.83

* A/G - 0.10

5.2 Deslizamiento Traslacional

Debido a las condiciones geológicas que presenta la zona, un mecanismo posible de falla es el de deslizamiento traslacional a lo largo del contacto geológico, ya sea entre los materiales Qt_r y Qt_l o entre los materiales $Qt_r + Qt_l$ (material de relleno R) y Ts_b (nivel de roca alterada CL). Este mecanismo de falla no se descarta debido a que dichos contactos determinan una discontinuidad de la masa.



45

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

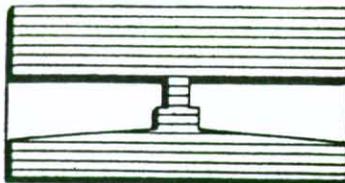
Hoja 47

Para evaluar el factor de seguridad del talud, (en términos de esfuerzos efectivos) considerando deslizamiento traslacional se utiliza de expresión general mostrada en la figura No. 4, donde además se incluye el esquema generalizado del talud, mostrando los parámetros necesarios para evaluar dicho factor de seguridad. Los resultados obtenidos para las diferentes condiciones analizadas se presentan en la tabla No. 3 incluida en la figura No. 4.

5.3 Análisis de los resultados

De acuerdo con los resultados obtenidos se tiene que para la condición del talud saturado y sin sismo, la ladera tiende a fallar con mecanismos tanto rotacional como traslacional, dado que los factores de seguridad obtenidos considerando estos mecanismos para esta condición son inferiores a uno y aproximadamente iguales. Es interesante anotar que el mecanismo traslacional tiende a desarrollarse más a lo largo del contacto geológico entre los materiales $Qt_r + Qt_l$ (Material de relleno R) y el nivel de roca alterada CL. Para el caso que se considere sismo la estabilidad de la ladera es aún más crítica.

Para la condición del talud seco y sin sismo, los factores de seguridad obtenidos indican una relativa aunque baja estabilidad, tanto para el mecanismo traslacional como rotacional. Para el caso que se considere sismo el talud presentaría falla, tendiendo más al mecanismo traslacional dado que su factor de seguridad es ligeramente menor.



46

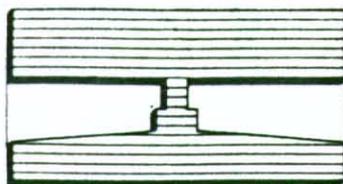
VICTOR ROMERO & CIA.
Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 48

Resumen

De acuerdo con lo anterior, 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 probablemente de tipo rotacional, involucrando casi la totalidad del material de relleno de la ladera. Es probable que este tipo de mecanismo se ha venido desarrollando en forma retrogresiva, puesto que al deslizarse las partes inferiores, se quita soporte al talud inmediatamente superior, favoreciendo así la ocurrencia de nuevos deslizamientos; pudiendo llegar a comprometerse de esta manera la totalidad de la vía. Para el caso que se presente un evento sísmico mayor de 0.10g el talud presentaría falla aún en condiciones secas.



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

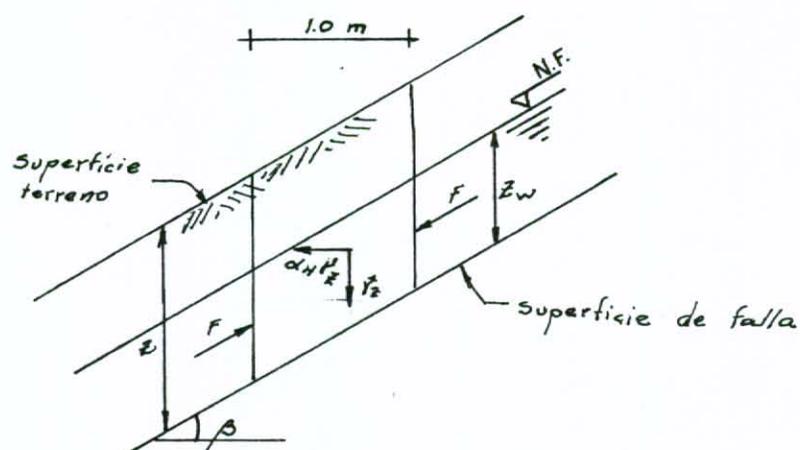
Hoja 49

47

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

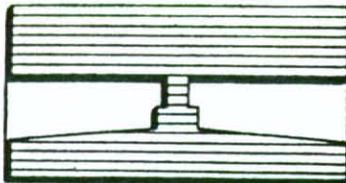
MATERIAL Q_{tr} *				MATERIAL $(Q_{tr} + Q_{cl})^*$			
$\gamma = 1.45 \text{ T/m}^3$		$z = 2.5$		$\gamma = 1.45 \text{ T/m}^3$		$z = 4.0$	
SATURADO		SECO		SATURADO		SECO	
$Z_w = z$		$Z_w = 0$		$Z_w = z$		$Z_w = 0$	
CON SISMO	SIN SISMO	CON SISMO	SIN SISMO	CON SISMO	SIN SISMO	CON SISMO	SIN SISMO
$\alpha_H = 0.10$		$\alpha_H = 0.10$		$\alpha_H = 0.10$		$\alpha_H = 0.10$	
0.855	1.160	1.058	1.438	0.565	0.774	0.769	1.048

* Parametros de resistencia: $c' = 1.00 \text{ Ton/m}^2$ $\phi' = 6.5^\circ$



$$F.S. = \frac{c' + [(\gamma_z - \gamma_w z_w) \cos \beta - \alpha_H \gamma_z \sin \beta] \cos \beta \tan \phi'}{\gamma_z \cos \beta \sin \beta + \alpha_H \gamma_z \cos^2 \beta}$$

FIGURA No. 4



48

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 50

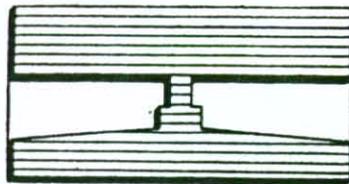
6. MEDIDAS CORRECTIVAS

Según los análisis presentados en el numeral anterior, las condiciones de falla del talud se presentan cuando el nivel freático asciende considerablemente tal como ocurre durante los períodos lluviosos. Para el caso que se presente un sismo, la falla del talud ocurriría aún para un nivel freático tan bajo como el que se alcanza durante las épocas de intenso verano.

Dadas las condiciones de falla del talud y dado que la resistencia del material involucrado en el deslizamiento está gobernada principalmente por la cohesión efectiva, se deduce que las medidas recomendadas para mejorar su estabilidad (aumentar su F.S.), deben estar orientadas fundamentalmente a disminuir los esfuerzos de corte actuantes, obteniéndose también un efecto benéfico minimizando las infiltraciones y migraciones de agua hacia el talud, evitando de esta forma que se reduzcan los esfuerzos efectivos - por los incrementos temporales de la presión de poros, los cuales ocurren durante los períodos lluviosos. Para lograr estos objetivos se recomiendan las siguientes medidas:

6.1 Descarga del talud

Se refiere a la remoción de una cantidad suficiente de material inestable involucrado en el deslizamiento. Para ello se recomienda el terraceo mostrado en planta y en corte, ver plano No. 1. Dicho terraceo aumenta la estabilidad de la ladera aún en condición saturada, lo cual se pudo comprobar a partir de análisis de



49

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 51

estabilidad con el método de N. Jambu. Esta sola medida no garantiza la estabilidad permanente de la ladera, requiriéndose por lo tanto medidas adicionales de drenaje.

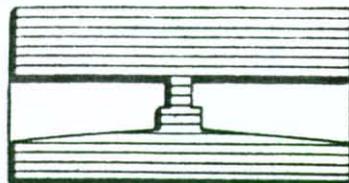
6.2 Drenaje sub-superficial

Esta medida tiene el propósito fundamental de evitar que durante los períodos invernales, el nivel freático ascienda dentro de la masa comprometida por el deslizamiento. Para ello se recomienda construir drenes horizontales en dicha masa, cuya disposición aproximada en planta y en corte se muestra en el plano No. 1.

La longitud de estos drenes deberá ser mínimo de 4 m., el diámetro de la perforación deberá ser tal que permita la instalación de una tubería de PVC ranurada o perforada de 4 pulg. de diámetro con filtro. Se recomienda construirlos con una pendiente del 2% con el objeto de garantizar un adecuado drenaje. El espaciamiento longitudinal máximo deberá ser de 5 m.

6.3 Drenaje Superficial

Estas medidas se recomiendan con el propósito de evacuar lo más rápido posible las aguas lluvias que caen directamente 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 recomienda construir cunetas revestidas en el talud interior de cada una de las bermas del terraceo recomendado. Estas cunetas deberán descargar a canaletas recolectoras laterales, las cuales se deberán llevar hasta los sitios de descarga apropiados.



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

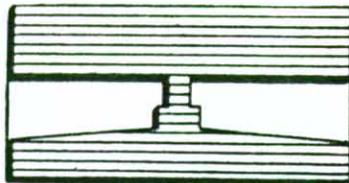
Hoja 52

Adicionalmente, se recomienda reconstruir el filtro que se encuentra en el espaldar del muro del talud interior de la vía (ancho 0.5 m., profundidad 1.0 m. y longitud 47 m.), el material de filtro debe estar compuesto por 2/3 gravilla de 1/2" y 1/3 arena gruesa de río, confinado perimetralmente por tela geotextil de 140 g/m², además debe llevar una tubería PVC de Ø4" que capte las aguas tanto infiltradas como de escorrentía provenientes de la ladera adyacente. Las aguas colectadas deben entregar a la red de alcantarillado.

6.4 Estructura de Contención

Esta medida se recomienda con el propósito de reconstruir la banca de la vía. Para ello se recomienda construir el muro de contención de hormigón armado mostrado en planta y en corte, ver plano No. 1. Debido a las condiciones de estabilidad del muro, se recomienda anclarlo con 18 anclajes pasivos (no tensionados) que soporten una carga máxima de 13 a 15 ton. por anclaje, espaciados 0.50 m. eje anclajes y 2.0 m. entre sí, ver plano 2. Estos anclajes deberán llevarse hasta la roca, requiriéndose por lo tanto una longitud mínima de 13 m. 3 m. de empotramiento en roca y 0,20 m. de diámetro. El diseño detallado del muro de contención recomendado se muestra en el plano No. 2.

Una vez construido el muro se deberá rellenar su espaldar, con material granular compactado hasta el nivel de la subrasante actual, cuidando que en los 60 cm. inmediatamente detrás del muro quede un material de filtro seleccionado compuesto por 2/3 gravilla de 1/2" y 1/3 arena gruesa de río, confinado perimetralmente por tela geotextil de 140 g/m²., además debe llevar tubería perforada PVC Ø4".



54

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 53

Para garantizar un adecuado drenaje del muro, se recomienda construir lacrimales con un espaciamiento máximo de 0.50 m. tanto horizontal como verticalmente.

Como estrato portante para el muro se ha escogido el nivel de roca alterada CL que se encuentra aproximadamente a 5.50 m. de profundidad, medidos verticalmente desde el nivel actual de la rasante.

Es interesante anotar que esta medida además de permitir reconstruir 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.

6.5 Otras medidas

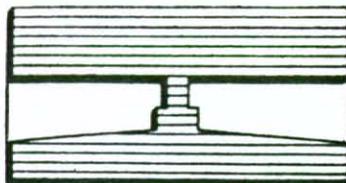
Como medidas complementarias a las ya mencionadas, se recomienda adelantar una empradización entre las bermas y zonas aledañas al terraceo recomendado, esto con el objeto de evitar la acción erosiva del agua de escorrentía.

También se recomienda la inspección sistemática de la zona, con el fin de detectar grietas, zonas de erosión, etc. para de esta manera emprender las medidas correctivas más convenientes.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

- De los análisis de estabilidad se desprende que la condicio-



52

VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

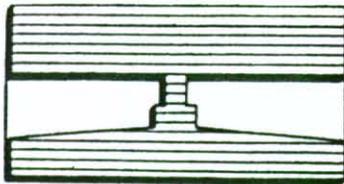
Hoja 54

nes de falla del talud se presentan cuando el nivel freático asciende considerablemente tal como ocurre durante los períodos lluviosos.

- En el caso eventual de un 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 con un mecanismo rotacional, el cual puede propagarse en forma retrogresiva hacia las partes más superiores.
- Debido a que la resistencia del material involucrado en el deslizamiento está gobernada principalmente por la cohesión efectiva, las medidas correctivas para mejorar su estabilidad deben estar orientadas fundamentalmente a disminuir los esfuerzos de corte actuantes.
- Debido a que la descarga del talud no garantiza la estabilidad permanente de la ladera se hace necesario implementar medidas de drenaje tanto sub-superficial como superficial.

7.2 Recomendaciones

- Acometer las medidas recomendadas lo más pronto posible para evitar que continúe la degradación de la ladera, la cual compromete peligrosamente tanto a la vía como a las construcciones vecinas y sus moradores.



53

VICTOR ROMERO & CIA.

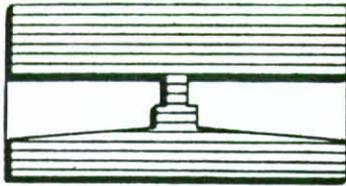
Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 55

- Adelantar una inspección minuciosa del sistema de alcantarillado de las construcciones vecinas, con el objeto de detectar posibles fugas que comprometan la estabilidad de la ladera y emprender las medidas correctivas pertinentes.
- 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 cms. 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 hecho por la S.O.P. 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



54
VICTOR ROMERO & CIA.

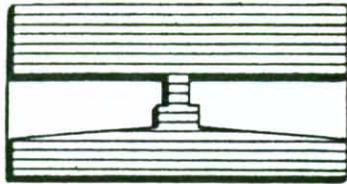
Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 56

que deben tener dichas obras.



58
VICTOR ROMERO & CIA.

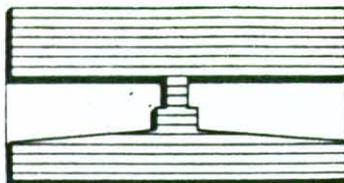
Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 57

CALCULO DEL MURO DE CONTENCION



VICTOR ROMERO & CIA.

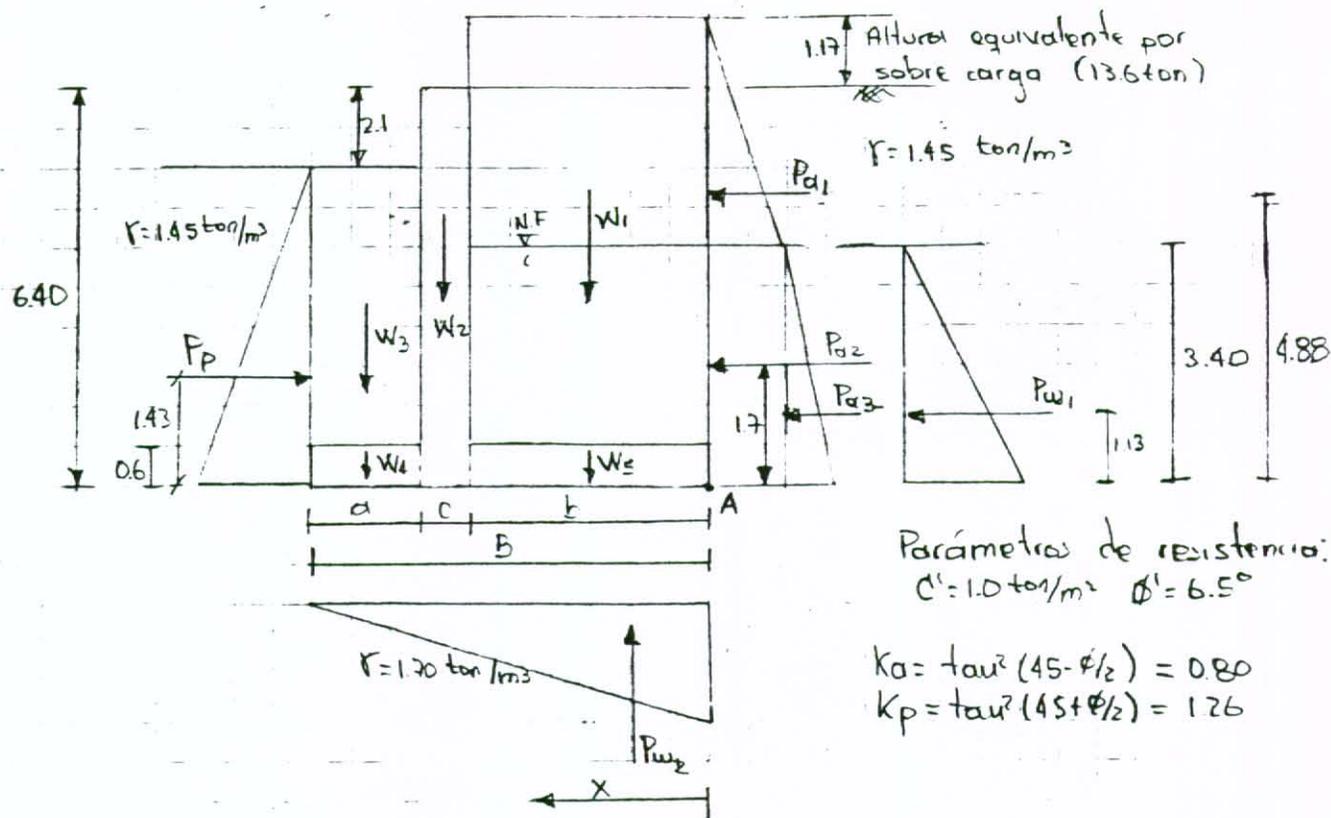
Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 58

MURO DE CONTENCION



NOTA: Sin escala, medidas en metros..

CARGAS (ton)

BRAZO(A) (m)

$$W_1 = (4.17 \times 1.45 + 3.40 \times 0.45) \times b$$

$$W_2 = 6.40 \times 2.4 \times c$$

$$W_3 = 3.70 \times 1.45 \times a$$

$$W_4 = 0.60 \times 2.4 \times a$$

$$W_5 = 0.60 \times 2.4 \times b$$

$$P_{a1} = \frac{1}{2} \times 4.17^2 \times 1.45 \times 0.80$$

$$P_{a2} = (4.17 \times 1.45 \times 0.8) \times 3.40$$

$$P_{a3} = \frac{3.40^2}{2} \times \frac{1}{2} \times 0.45 \times 0.80$$

$$P_{w1} = \frac{1}{2} \times 3.40^2 \times 1.00$$

$$P_{w2} = \frac{1}{2} \times 3.40 \times 1.00 \times B$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times 4.30^2 \times 1.45 \times 1.26$$

$$b/2$$

$$c/2 + b$$

$$a/2 + c + b$$

$$a/2 + c + b$$

$$b/2$$

$$4.88$$

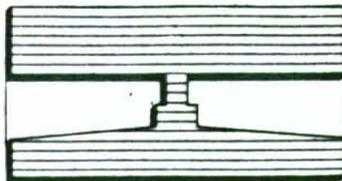
$$1.70$$

$$1.13$$

$$1.13$$

$$B/3$$

$$1.43$$



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 59

Para $B=2.80\text{ m}$, $c=0.45\text{ m}$, $b=1.80\text{ m}$, $a=0.55\text{ m}$.

CARGA (ton)	Brazo (m)	M_A (ton.m)
$W_1 = 16.65$	0.80	13.32
$W_2 = 6.91$	2.025	13.99
$W_3 = 2.95$	2.525	7.45
$W_4 = 0.79$	2.525	1.99
$W_5 = 2.59$	0.8	2.07
$P_{a1} = 10.09$	4.88	49.24
$P_{a2} = 16.45$	1.70	27.97
$P_{a3} = 2.08$	1.13	2.35
$P_{w1} = 5.78$	1.13	6.53
$P_{w2} = 4.79$	0.93	-4.46
$P_p = 16.89$	1.43	-24.15

$$\Sigma F_v = 25.10 \text{ ton.}$$

$$x = \frac{96.30}{25.10} = 3.83 \text{ m}$$

$$\text{Excentricidad: } e = 3.83 - \frac{2.80}{2} = 2.43 \text{ m}$$

$$e_{\text{máx}} = \frac{2.80}{6} = 0.46 \text{ m}$$

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

$$\Sigma M_A = 96.30 \text{ ton.m}$$

Anclaje:

$$\frac{\Sigma M_A}{25.10 \text{ ton}} = 1.40 \text{ m (Para } e=0)$$

$$\Sigma M_A = 2.8 \times 25.10 = 35.14 \text{ ton.m}$$

Para eje anclajes colocado a 1.80 m por debajo de la cresta del muro:

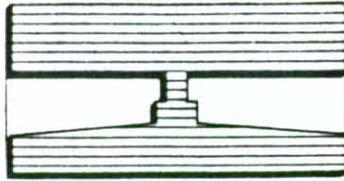
$$96.30 - T \times 4.60 = 35.14 \text{ ton.m.}$$

$$\therefore T = 13.30 \text{ ton} \approx 13 \text{ ton. a } 15 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_A = 96.30 - 13 \times 4.60 = 36.5 \text{ ton.m}$$

$$\text{Localización de la resultante: } x = \frac{36.5 \text{ ton.m}}{25.10 \text{ ton}} = 1.45 \text{ m}$$

$$\text{Excentricidad: } e = 1.45 - \frac{2.80}{2} = 0.05 \text{ m} < 0.46 \text{ ok}$$



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 60

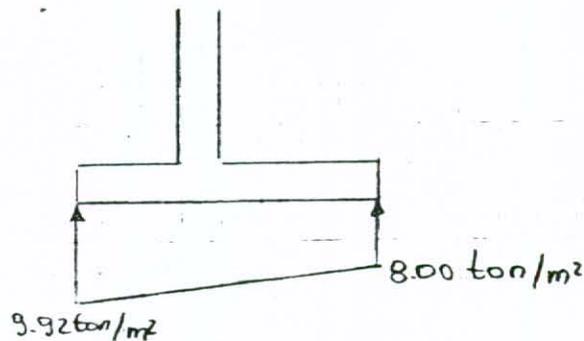
Presiones de contacto en la base:

$$q = \frac{\sum F_v}{B} \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right)$$

$$q = \frac{25.10}{2.80} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.05}{2.80} \right)$$

$$q_{\text{máx}} = 9.92 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{mín}} = 8.00 \text{ ton/m}^2$$



Capacidad Portante:

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

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

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

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

Capacidad Portante Última:

$$\bar{q}_u = c' N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$$

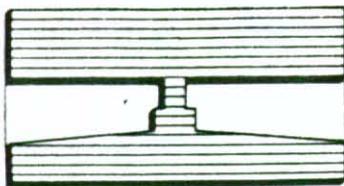
$$\bar{q}_u = 7.0 \times 8.34 + (1.45 \times 3.0 + 0.45 \times 3.40) \times 2.47 + \frac{1}{2} \times 2.8 \times 0.7 \times 0.52 = 73.41 \text{ ton/m}^2$$

Capacidad portante neta última:

$$\bar{q}_{nu} = 73.41 - (0.9 \times 1.45 + 3.00 \times 0.45) = 70.76 \text{ ton/m}^2$$

Capacidad portante neta de seguridad:

$$\bar{q}_{ns} = \frac{\bar{q}_{nu}}{F.S} = \frac{70.76 \text{ ton/m}^2}{3.0} = 23.6 \text{ ton/m}^2 > 9.92 \text{ ton/m}^2 \text{ OK}$$



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 61

Chequeo contra deslizamiento:

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

$$\tau = 7.0 + \frac{25.10}{2.8} \tan 10^\circ = 8.58 \text{ ton/m}^2$$

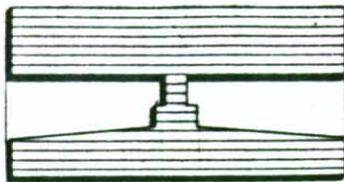
Fuerza cortante resistente en la base:

$$F_R = \tau \times A = 8.58 \text{ ton/m}^2 \times 2.80 \text{ m} = 24.0 \text{ ton/m}$$

Fuerza cortante actuante en la base:

$$F_A = 10.09 + 16.45 + 2.08 + 5.78 - 16.89 - 13.0 = 4.51 \text{ ton}$$

$$F.S. = \frac{24.0 \text{ ton}}{4.51 \text{ ton}} = 5.3 > 1.5 \text{ OK}$$



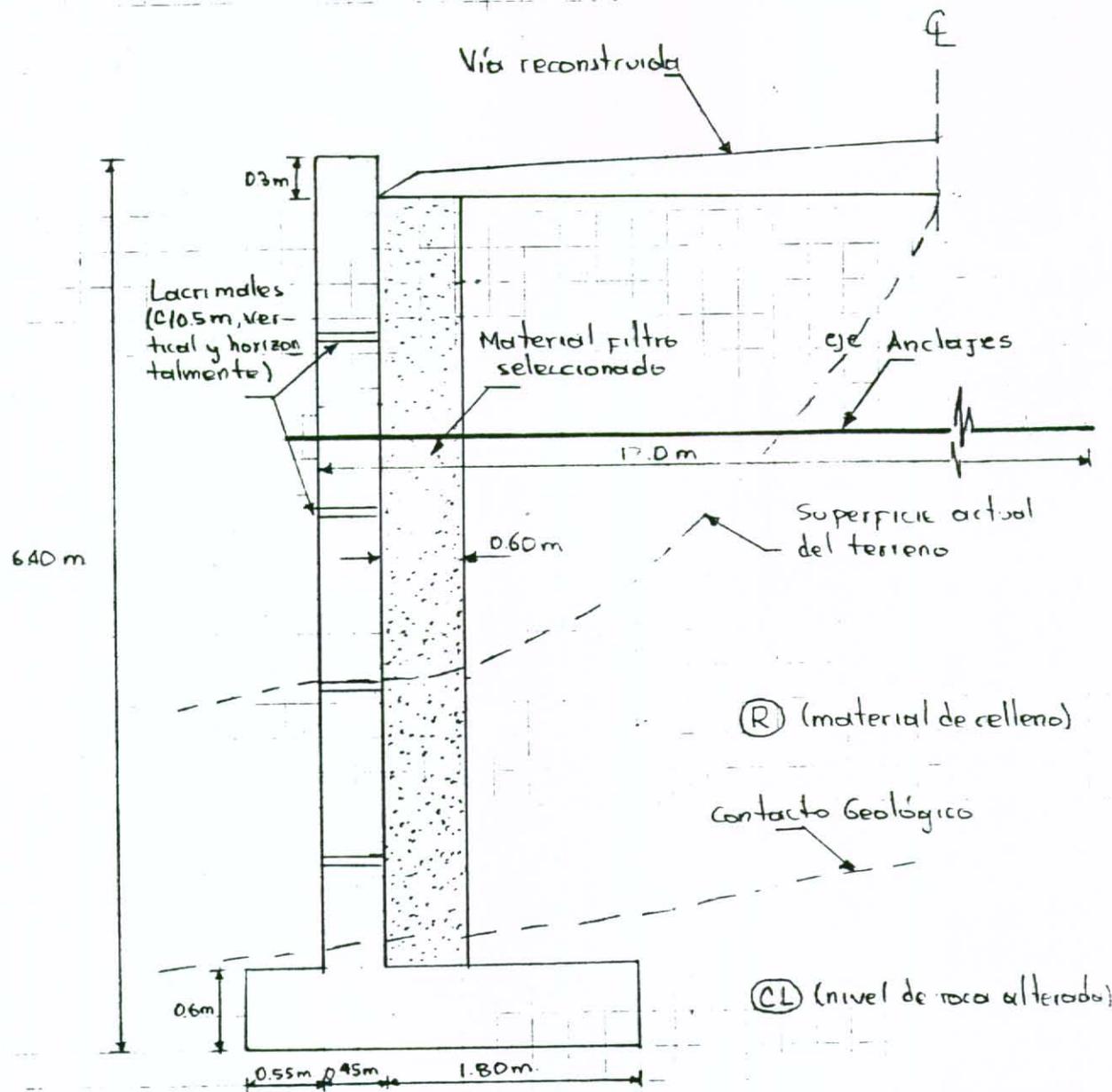
VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

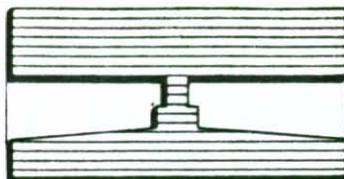
Informe 4.093

Hoja 62



DETALLE MURO DE CONTENCION PROYECTADO.

Esc. 1:50

DISEÑO ESTRUCTURAL7) Almida

$$M = M_{a1} + M_{a2} + M_{a3} + M_{w1} + M_{w2}$$

$$M = 49.24 + 27.97 + 2.35 + 6.53 - 24.15$$

$$M = 61.94 \text{ Tm/m} \quad (\text{en la base del alma})$$

$$\Rightarrow M_u = 1.45 (61.94) = 89.81 \text{ Tm/m}$$

$$K = \frac{8981}{100(50)^2} = 0.0359$$

$$\rho = 0.011$$

$$A_s = 0.011 (100)(50) = 55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

para $\frac{4}{3}$ desde la corona:

$$M = \frac{1}{2} (1.5)^2 (1.45)(0.80) \left(\frac{1.40}{3}\right) = 1.33 \text{ Tm/m}$$

$$\Rightarrow M_u = 1.45 (1.33) = 1.92 \text{ Tm/m}$$

$$A_s = 0.0033 (100)(50) = 16.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

para $\frac{2}{3}$ desde la corona:

$$M = \frac{1}{2} (3.8)^2 (1.45)(0.7) \left(\frac{3.8}{3}\right) + \frac{1}{2} \frac{(1.0)^3}{3} - \frac{(1.7)^2}{2} (1.45)(1.26) \left(\frac{1.7}{3}\right)$$

$$M = 9.28 \text{ Tm/m}$$

$$\Rightarrow M_u = 1.45 (9.28) = 13.45 \text{ Tm/m}$$

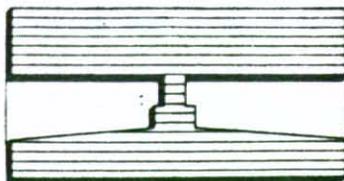
$$A_s = 16.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

8) Aleta del costera (CORTE)

$$M = \frac{9.54(0.55)^2}{2} + \frac{(9.92 - 9.54)(0.55)}{2} \cdot \frac{2(0.55)}{3} = 1.48 \text{ Tm/m}$$

$$M_u = 1.45 (1.48) = 2.15 \text{ Tm/m}$$

$$A_s = 18.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 64

c) ALTA TRASERA (LARGA)

$$M = \frac{8(1.8)^2}{2} + \frac{(9.23-8.0)(1.8)}{2} \cdot \frac{2.8}{3} = 13.62 \text{ Tm/m}$$

$$M_u = 1.45(13.62) = 19.75 \text{ Tm/m}$$

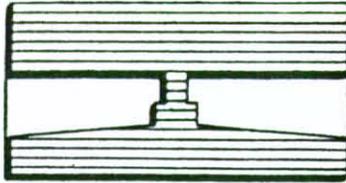
$$K = \frac{19.75}{(50)^2} = .0079$$

$$A_s = .0033(100)(15) = 18.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

d) Refuerzo para retracción y temperatura y separación

$$A_s = .0018(100)(50) = 9.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ref: 1 Ø 1/2 c/.15

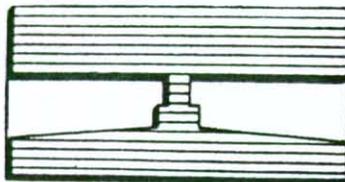


VICTOR ROMERO & CIA.
Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 65

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



VICTOR ROMERO & CIA.

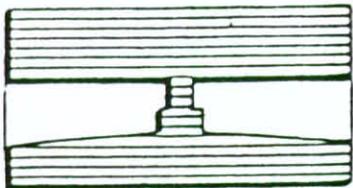
Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 79

SUPERFICIES DE FALLA ANALIZADAS



VICTOR ROMERO & CIA. ⁷⁶

Ingenieros Consultores

Estudio de Suelos

Informe 4.093

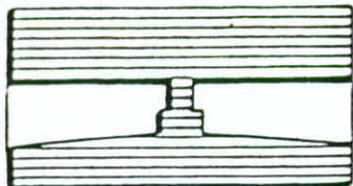
Hoja 84

*Oliva stump.
Cruce*

8. PRESUPUESTO: FECHA DE ELABORACION 16-03-88

UNIDADES, CANTIDADES, PRECIOS UNITARIOS Y TOTALES.

ITEM	DESCRIPCION OBRA	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	Drenes horizontales en tubo p.v.c. corrugado D=100 m.m. con filtro, L-4 m.	23	m.	\$ 1.600	\$ 36.800
2	Cunetas revestidas en concreto impermeable e=5 cm. L-105 m.	6.3	m ³	3.500	22.050
3	Bermas revestidas, e=5 cm., ancho: 2 m. L=105 m.	10.5	m ³	3.500	36.750
4	Muro de contención L=18 m.				
4A	Concreto de 3.000 p.s.i.	78.3	m ³	70.000	5'481.000
4B	Acero de refuerzo 60.000 p.s.i.	5280	Kg	275	1'600.500
4C	Anclajes pasivos # 18, L=13 m. D=0.20, bulbo empotrado en roca 3 m.	234	m.	24.500	5'733.000
4D	Filtro: 2/3 gravilla de 1/2" + 1/3 arena gruesa de río	10.8	m ³	9.000	97.200
4E	Tubo p.v.c. corrugado D=100 m.m. con filtro	25	m.	1.050	26.250
4F	Tela Geotextil no tejido de 140 gr/m ²	246	m ²	400	98.400
4G	Lacrimales: L=0.60 m. D=1 1/2 en p.v.c. de-sagüe # 350	210	m.	650	136.500
5	Canales colectores revestidos e = 5 cm. L=81.5 m. concreto impermeable	9.4	m ³	3.500	32.900
PASAN.....					\$13'301.350



VICTOR ROMERO & CIA.

Ingenieros Consultores

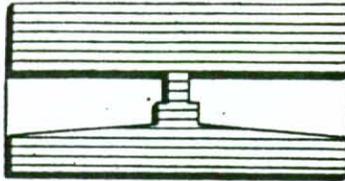
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 85

UNIDADES, CANTIDADES, PRECIOS UNITARIOS Y TOTALES.

ITEM	DESCRIPCION OBRA	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL.
	VIENEN				\$ 13'301.350
6	Movimiento de tierras para conformar terrazas	1800	m ³	\$ 1.200	2'160.000
7	Movimiento de tierras para conformar taludes laterales	600	m ³	1.200	720.000
8	Empradizado taludes	1200	m ³	500	600.000
9	Reconstrucción filtro detrás muro talud interior de la vía				
9A	Excavación L=47 m., h=1 m. b=0.50	23.5	m ³	1.600	37.600
9B	Filtro: igual 4D	23.5	m ³	9.000	211.500
9C	Tela Geotextil: igual 4F	159	m ²	400	63.600
9D	Tubo p.v.c. : igual 4E	51	m.	1.050	53.550
10	Reconstrucción pavimento de la vía, losa e=0.20, concreto 5.000 p.s.i. Area=40 m ²	8	m ³	35.000	280.000
TOTAL.....					\$ 17'427.600



VICTOR ROMERO & CIA.
Ingenieros Consultores
Estudio de Suelos

Informe 4.093

Hoja 86

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.

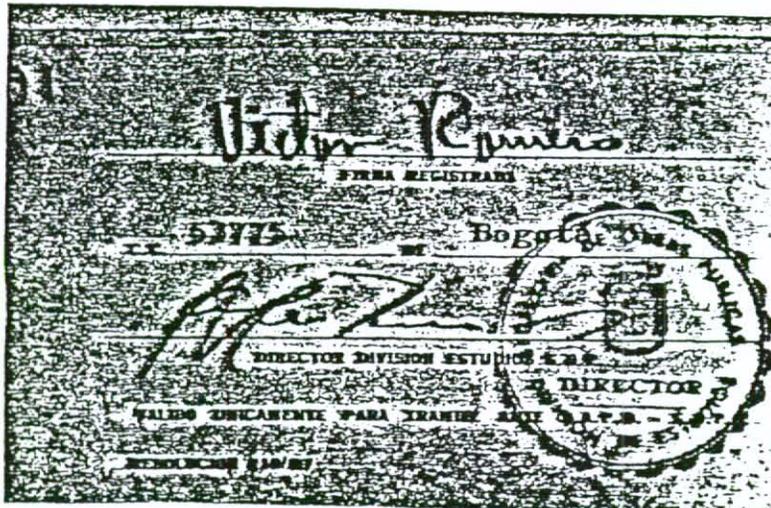
PROFESION Ingeniero Civil 1870301
CODIGO
NOMBRES VICTOR JULIO
APELLIDOS ROMERO MESA
FECHA DE EXPEDICION 05/05/87 2464
MAT. PROFESIONAL



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