

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



***REHABILITACIÓN DE UN DESLIZAMIENTO DE TIERRA
QUE AFECTA EL CANAL DE RIEGO DE LA COMUNIDAD RÍO BLANCO,
SACAPULAS, EL QUICHÉ.***

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE
LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

POR

CÉSAR AUGUSTO CHUC GONZÁLEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 1,999

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR



Cumpliendo con las leyes y reglamentos de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

***REHABILITACIÓN DE UN DESLIZAMIENTO DE TIERRA
QUE AFECTA EL CANAL DE RIEGO DE LA COMUNIDAD RÍO BLANCO,
SACAPULAS, EL QUICHÉ.***

Tema que me fuera aprobado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería, con fecha 5 de mayo de 1,998.

CÉSAR AUGUSTO CHUC GONZÁLEZ

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	ING. HERBERT RENÉ MIRANDA BARRIOS
VOCAL PRIMERO	ING. JOSÉ FRANCISCO GÓMEZ RIVERA
VOCAL SEGUNDO	ING. CARLOS HUMBERTO PÉREZ RODRÍGUEZ
VOCAL TERCERO	ING. JORGE BENJAMÍN GUTIÉRREZ QUINTANA
VOCAL CUARTO	BR. OSCAR STUARDO CHINCHILLA GUZMÁN
VOCAL QUINTO	BR. MAURICIO GRAJEDA MARISCAL
SECRETARIA	INGA. GILDA MARINA CASTELLANOS DE ILLESCAS

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO**

DECANO	ING. JULIO ISMAEL GONZÁLEZ PODSZUECK
EXAMINADOR	ING. JOSÉ GABRIEL ORDÓÑEZ MORALES
EXAMINADOR	ING. SERGIO WALDEMAR VALDEZ BONILLA
EXAMINADOR	ING. RUBÉN RODOLFO PÉREZ OLIVA
SECRETARIO	ING. FRANCISCO JAVIER GONZÁLEZ LÓPEZ

Guatemala, octubre de 1,998

Ingeniero
Francisco Javier Quiñónez
Coordinador Área de Materiales
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Estimado Ingeniero Quiñónez:

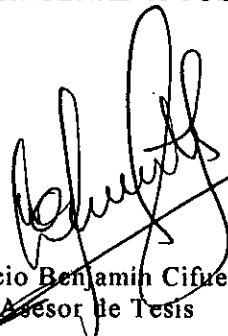
Por este medio nos es grato manifestarle, que en nuestra calidad de asesores nombrados por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, hemos procedido a la revisión final del trabajo de tesis **REABILITACION DE UN DESLIZAMIENTO DE TIERRA, QUE AFECTA EL CANAL DE RIEGO DE LA COMUNIDAD RIO BLANCO, SACAPULAS EL QUICHE**, desarrollado por el estudiante **CESAR AUGUSTO CHUC GONZALEZ**

Así mismo, se determinó que dicho trabajo además de ser un valioso aporte a la ingeniería del país, en especial para el desarrollo de las comunidades del altiplano, dicho sido elaborado conforme a los objetivos planteados, por lo que me permito recomendar su aprobación, considerándome corresponsable del contenido del mismo.

Sin otro particular, me suscribo de usted.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Msc Crecencio Benjamín Cifuentes Velásquez
Asesor de Tesis



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 26 de abril de 1999

Ing. Sydney alexander Samuels Milson,
Director de la Escuela
de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería

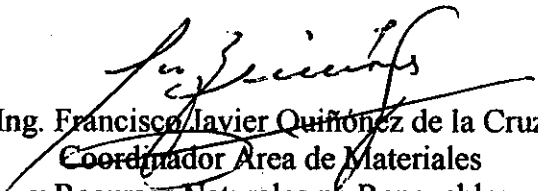
Señor Director.

Tengo el agrado de informarle que he revisado el trabajo de tesis REHABILITACION DE UN DESLIZAMIENTO DE TIERRA, QUE AFECTA EL CANAL DE RIEGO DE LA COMUNIDAD RIO BLANCO, SACAPULAS EL QUICHE, realizada por el estudiante universitario César Augusto Chuc González, quien contó con la asesoría del ingeniero Crecencio Benjamín Cifuentes Velásquez.

Considero que el trabajo cumple con los objetivos para los cuales fue planteado y contiene valiosa información de carácter experimental, por lo cual recomiendo su aprobación.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS.


Ing. Francisco Javier Quiñón de la Cruz
Coordinador Área de Materiales
y Recursos Naturales no Renovables

c.c.: Archivo.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Crecencio Benjamín Cifuentes Velásquez y del Coordinador del Area de Materiales Ing. Francisco Javier Quiñónex de la Cruz, del trabajo de tesis del estudiante César Augusto Chuc González, titulado REHABILITACION DE UN DESLIZAMIENTO DE TIERRA QUE AFECTA EL CANAL DE RIEGO DE LA COMUNIDAD RIO BLANCO, SACAPULAS, EL QUICHE, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Sydney Alexander Samuels Wilson



Guatemala, agosto de 1,999


/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Sydney Alexander Samuels Milson, al trabajo de tesis REHABILITACION DE UN DESLIZAMIENTO DE TIERRA QUE AFECTA EL CANAL DE RIEGO DE LA COMUNIDAD RIO BLANCO, SACAPULAS, EL QUICHE, del estudiante César Augusto Chuc González, procede a la autorización para la impresión de la misma.

INPRIMASE:


Ing. Herbert René Miranda Barrios

DECANO



Guatemala, agosto de 1.999

AGRADECIMIENTOS:

A DIOS PADRE

**POR LAS BENDICIONES
DERRAMADAS SOBRE MI VIDA Y
CARRERA**

A MI SEÑOR JESUCRISTO

POR CREER EN MI

AL INGENIERO

**BENJAMÍN CIFUENTES POR SU
VALIOSA ASESORÍA Y DEDICACIÓN**

AL INGENIERO

**LUIS FEDERICO RODAS DE LEÓN,
POR SU VALIOSA COLABORACIÓN**

RECONOCIMIENTO

**A MI AMIGO, INGENIERO JOSÉ
FRANCISCO ECHEVERRÍA
RAMÍREZ, POR SU APOYO PARA
LLEGAR A LA CONCLUSIÓN DE MI
CARRERA.**

ACTO QUE DEDICO A:

MIS PADRES:

**FRANCISCO CHUC BATZ,
NATALIA GONZÁLEZ DE CHUC**

MIS HERMANOS

**FRANCISCO, IRMA, JUAN, VILMA Y
CARLOS, POR SU APOYO
INCONDICIONAL**

MIS SOBRINOS (AS):

**SHARON, BENJAMÍN Y JESUS, CON
CARIÑO**

**MIS TIOS Y TIAS Y
DEMÁS FAMILIARES**

MIS AMIGOS

**QUE ME ACOMPAÑARON EN MI
CARRERA**

**LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA**

ÍNDICE

	Pag.
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	i
INTRODUCCIÓN	ii
OBJETIVOS	iii
JUSTIFICACIÓN	iv
CAPÍTULO 1	
MOVIMIENTOS DE LAS MASAS DE TIERRA	1
1.1 Clasificación del movimiento del suelo	2
1.1.1 Desprendimientos de rocas	2
1.1.2 Corrimientos de tierras	2
1.1.3 Reptación (Creep)	3
1.1.4 Hundimientos	4
CAPÍTULO 2	
ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES	5
2.1 Factores que producen aumentos de esfuerzos	5
2.1 Factores que producen disminución	5
2.3 Análisis de taludes	5
2.3.1 Ley de corte de un suelo	6
2.3.2 Expresión general de cortes	6
2.3.3 Clasificación de los suelos según la ley de corte	7
2.3.4 Roturas reales por deslizamientos	7
2.4 Método Fellenius o de las rebanadas	10
2.4.1 Principio del método	10
2.4.2 Método ordinario de las dovelas	11
2.5 Factor de seguridad para un proyecto	12
CAPÍTULO 3	
PROCEDIMIENTOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES	13
3.1 Método de excavación	13
3.2 Abatimiento de taludes	13
3.3 Método de escalonamientos	14
3.4 Empleo de materiales Estabilizantes	14
3.5 Empleo de drenajes	14
3.6 Método de protección de taludes	15
3.7 Empleo de pilotes	18
3.8 Empleo de contrapesos	19
CAPÍTULO 4	
ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO	20
4.1 Evaluación de daños	20
4.2 Propuestas para la estabilización	23
4.2.1 Sistema de sub-drenaje	23
4.2.2 Estructura del soporte del canal	25

CAPÍTULO 5

ENSAYOS Y RESULTADOS	31
5.1 Ensayos	31
5.2 Resultados	31
CONCLUSIONES	v
RECOMENDACIONES	vi
BIBLIOGRAFÍA	vii
ANEXOS	

LISTA DE ILUSTRACIONES

No.	Fotografías	Página
4.1	Estado actual del canal	20
4.2 a	Sección del deslizamiento	21
4.2 b	Líneas de falla del tramo	21
4.3	Línea de falla por corte puro pozo No. 3	22
	Tabla	
5.1	Cálculo del factor de seguridad	32

INTRODUCCIÓN

El país se ha visto beneficiado con la nueva etapa que empieza a partir de la firma de los acuerdos de paz, pues este acontecimiento ha sido visto con agrado por la comunidad internacional, quien es la que aporta ayuda económica y técnica a las áreas afectadas por el conflicto armado.

El área rural se encuentra en condiciones precarias, por lo que carece de servicios esenciales como: salud, educación, infraestructura (agua potable, alcantarillados, caminos, etc.).

Generalmente, la ejecución de los proyectos se lleva a cabo con el financiamiento de las misiones internacionales de ayuda y la aportación de materiales y/o mano de obra no calificada de las comunidades.

Las principales actividades económicas de la comunidad Río Blanco, son: la agricultura y el comercio, de las cuales depende para satisfacer sus necesidades básicas, por tal razón son de vital importancia contar con los medios físicos que faciliten el cultivo y distribución de sus productos.

Específicamente en el campo agrícola se trabaja con varios proyectos de mini-riego que abastecen de agua a distintas parcelas de la comunidad. Entre estos proyectos se encuentra un canal de mini-riego, pero en el año 1996, debido a las fuertes lluvias el terreno sufrió un deslizamiento, destruyendo parcialmente el canal, impidiendo la transportación de agua.

Actualmente el canal está en funcionamiento ya que éste ha sido rehabilitado provisionalmente. El material del deslizamiento que destruyó el canal ha sido retirado y el área de canal afectado ha sido cubierta con material plástico.

El objeto del presente trabajo es el de proporcionar una solución adecuada para que el deslizamiento no vuelva a ocurrir, además de recomendar un sistema constructivo para rehabilitar definitivamente el canal abierto.



OBJETIVOS

Objetivo general:

Proporcionar información sobre los fenómenos de inestabilidad de las masas de tierra y fomentar la investigación en este campo, ya que, por falta de información, a menudo se recurre al empirismo para la solución de este tipo de problemas.

Objetivos específicos:

Proponer una solución al deslizamiento de tierra de acuerdo a los recursos de la localidad.

Proponer lineamientos que ayudarán a enfrentar este tipo de problema con objetividad, a fin de evitar el empleo del empirismo, muy frecuente en estos casos.

Ayudar al estudiante a entender este tipo de fenómenos.

JUSTIFICACIÓN

Uno de los fenómenos más recurrentes en el ámbito de la construcción es el de deslizamientos de tierra, el cual, en oportunidades es ignorado en la fase de planificación y diseño de proyectos, como por ejemplo gasolineras, carreteras, canales, etc. y que a largo plazo provocan daño parcial o total de los mismos.

Debido a la alta probabilidad de que ocurran deslizamientos de tierra en áreas de desarrollo rural del país se hace necesario documentar las experiencias de este tipo de casos, con el propósito de ampliar el tema, de tal manera se estará proporcionando material de consulta para profesionales y estudiantes.

MOVIMIENTO DE LAS MASAS DE TIERRA

1.1 Clasificación del movimiento del suelo

Las fallas de las masas de tierra tienen una característica común: ya que se da un movimiento de una gran masa de suelo a lo largo de una superficie más o menos definida (figura 1.1). En la mayoría de los casos la masa de tierra permanece intacta durante las primeras etapas del movimiento, pero finalmente se deforma y se rompe en pedazos, a medida que el movimiento progresa.⁽¹⁾

Algunas fallas ocurren bruscamente con un ligero aviso o ninguno, mientras que otras se producen pausadamente después de anunciar su intención por un asentamiento lento o por la formación de grietas.

El movimiento ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una superficie relativamente continua. Las fallas localizadas en un solo punto de la masa de tierra no indican necesariamente que la masa sea inestable. La inestabilidad sólo se produce como resultado de la falla por esfuerzo cortante en una serie de puntos que definen una superficie a lo largo de la cual se produce el movimiento.

Es difícil determinar la causa de muchos movimientos de masas de tierra. Realmente cualquier cosa que produzca una disminución de la resistencia del suelo o un aumento de los esfuerzos en éste, contribuye a la inestabilidad y deben tomarse en consideración, tanto en el proyecto de las estructuras de tierra como en la corrección de las fallas.

Cuando ocurren los colapsos o rupturas de tierra, ya sean por deslizamientos o corrimientos, o hundimientos, es necesario hacer estudios de estabilidad para determinar la causa de la falla y poder indicar su corrección y mejor método para prevenir dificultades futuras.

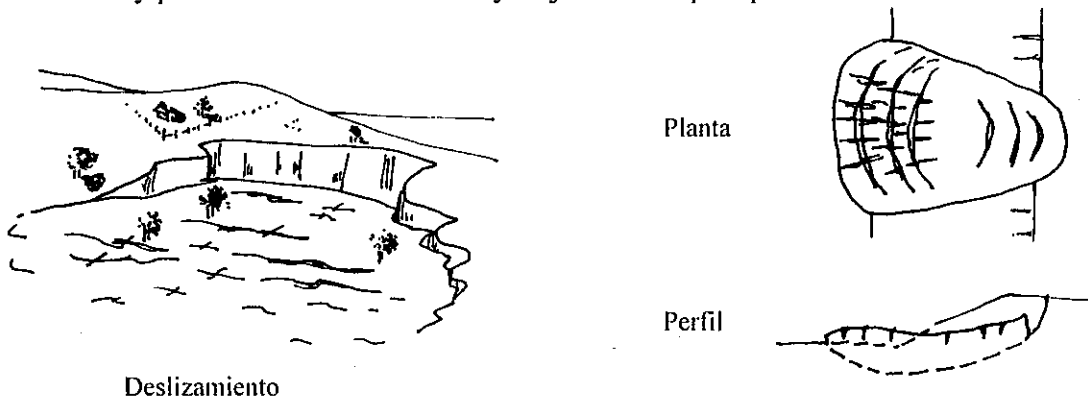


Fig. 1.1

⁽¹⁾ Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimientos II, Segunda Edición, Editorial Rueda, España 1981. p.618

Clasificación de los movimientos de suelos: Los movimientos de tierra son fenómenos geológicos comunes que forman parte del desgaste y alteración de las masas de tierra. Hay cuatro grupos de fenómenos de movimientos de suelos.⁽²⁾

1.1.1 Desprendimiento de Rocas

Generalmente se producen en rocas de muchas juntas irregulares y en cortes donde no se ha removido el material suelto producto de voladuras.

Se deben hacer comprobaciones periódicas de las condiciones de la roca en los cortes o de otros taludes empinados en roca, y remover todos los fragmentos inestables.

En las zonas con desprendimientos rocosos suelen existir desgastes en el pie del talud.

Según investigadores, se ha observado que no ocurren desprendimientos en taludes de rocas con pendientes de menos de 35 grados.

1.1.2 Corrimientos de Tierras

Los corrimientos de tierra naturales son difíciles de analizar debido a lo complejo de su naturaleza. La resistencia de los depósitos naturales es tan variable y el número de fuerzas diferentes que actúan es tan grande que los estudios teóricos son, en el mejor de los casos, sólo indicaciones de lo que es probable que ocurran.

La mayoría de los corrimientos de tierras no ocurren espontáneamente. Comúnmente el talud del suelo ha sido inestable por años y de tiempo en tiempo da avisos de su inestabilidad, a través de lentos asentamientos o porque se forman grietas.

Finalmente ocurre algo que aumenta los esfuerzos en el suelo o disminuye su resistencia a tal punto que se produce la falla.

Se han propuesto muchos sistemas para clasificar los movimientos de corrimiento. Algunos lo clasifican de acuerdo con el tipo de los depósitos de suelos o la apariencia de la falla, mientras que otros los clasifican de acuerdo con las fuerzas que producen la falla o las fuerzas que inician el movimiento.

En realidad cada falla debe considerarse como un caso particular y las clasificaciones deben usarse con propósitos descriptivos solamente.

1.1.2.1 Corrimientos por Licuación. Si una masa de suelos o de roca perdiera repentinamente su resistencia se comportaría como un líquido y fluiría cuesta abajo, para extenderse sobre los terrenos llanos situados más abajo. La causa básica de estas fallas es corrientemente el esfuerzo neutro

⁽²⁾ Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimientos II, Segunda Edición, Editorial Rueda, España 1981. p.653

que se produce y que va aumentando hasta que la resistencia del suelo es insuficiente para soportar la carga.

Los suelos no cohesivos, sueltos y saturados son particularmente vulnerables a la repentina licuación de una gran porción de la masa, causada por esfuerzo cortante localizado o por choque. La falla local hace que la presión intersticial aumente, lo que causa una falla adicional y más presión intersticial.

El aumento de la presión de agua debido a las lluvias (presión de poros), ha producido corrimientos por licuación en depósitos no cohesivos de grano grueso, como lo son los derrubios y escombros de roca y las rocas con juntas muy próximas.

Las severas cargas cíclicas de los terremotos han producido la licuación de depósitos de arena y devastadores corrimientos por esta causa.

1.1.2.2 Fallas por Rotación. Se producen en suelos homogéneos, particularmente arcillas y en gruesos depósitos donde abundan los planos de debilitamiento no continuos. La falla se provoca por socavaciones del pie de talud por dragado y erosión por cargas externas colocadas en la parte superior del talud.

Los taludes muy inclinados en arcillas resistentes, fallan como superficies cilíndricas por el pie del talud. A veces se ven varias fallas sucesivas en el mismo punto, formando estrechas terrazas en forma de arcos o escalones que conducen talud abajo, con sus superficies intactas y con árboles y arbustos creciendo sobre ellas.

1.1.3 Reptación (Creep)

Esta falla se refiere al proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamientos ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales. Se manifiesta por la inclinación de los postes de la cercas y otros objetos rígidos similares que estén embebidos en el suelo.⁽³⁾

La mejor indicación de la reptación es la suave curva de los árboles con el lado convexo mirando cuesta abajo en la dirección del movimiento.

El movimiento de reptación no es totalmente conocido. En los taludes en que el factor de seguridad es bajo, el movimiento es probablemente de verdadera reptación, con esfuerzos cerca de la falla por cortante.

En los taludes de poca inclinación, rara vez menor que cuatro grados, la reptación puede ser el resultado de las alternativas de retracción y expansión con los cambios de humedad de las estaciones, junto con la continua fuerza de gravedad en dirección cuesta abajo.

⁽³⁾ Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimientos II, Segunda Edición, Editorial Rueda, España 1981. p.655

La reptación no se puede detener, pero la velocidad del movimiento se puede reducir materialmente por drenaje, el que aumenta la resistencia del suelo y evita las periódicas expansiones y retracciones. En la mayoría de los casos el mejor método para evitar problemas es tener en cuenta que se producirá.

1.1.4 Hundimientos.

Los hundimientos son realmente movimientos de tierra verticales. Son de dos tipos: rápidos, causados por socavación o por falla de los estratos subyacentes y lentos, causados por consolidación. Los hundimientos rápidos ocurren frecuentemente en áreas de minas abandonadas.

El mismo fenómeno se produce en áreas con calizas cavernosas subyacentes. En algunos casos los hundimientos se han producido por erosión subterránea del agua artesisiana en los estratos de material no cohesivo.

Los hundimientos lentos causados por consolidación del suelo ocurren en áreas en las que se producen aumentos importantes en los esfuerzos del suelo. El bombeo excesivo de agua o petróleo reduce los esfuerzos neutros en los estratos inferiores y aumenta los esfuerzos efectivos.⁽⁴⁾

⁽⁴⁾ Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimientos II, Segunda Edición, Editorial Rueda, España 1981. p.656

ANÁLISIS DE ESTABILIZACIÓN DE LOS TALUDES

2.1 FACTORES QUE PRODUCEN AUMENTO DE ESFUERZOS ⁽⁵⁾

2.1.1 Sobrecarga

Peso de lluvias, nieve, etc.
Edificaciones.

2.1.2 Efectos Transitorios como Sismos

2.1.3 Aumento de la Presión Lateral

Por agua en grietas y fisuras.
Por congelación del agua en grietas.
Por expansión de arcillas susceptibles.

2.1.4 Remoción de Soporte

Erosión.
Modificación del talud previo.
Actividad humana: cortes, excavaciones, etc.

2.2 FACTORES QUE PRODUCEN DISMINUCIÓN DE RESISTENCIA⁽⁶⁾

2.2.1 Cambios por Meteorización

Proceso de humedecimiento y secado.
Hidratación.
Remoción de cementantes.

2.2.2 Efectos de las Presiones de Poro y Flujo.

2.2.3 Deformación y Falla Progresiva en Suelos Sensibles.

2.3 ANÁLISIS DE TALUDES

La seguridad de una masa de tierra contra falla o movimiento se denomina estabilidad y debe considerarse no sólo en proyectos de estructuras de tierra sino también en la reparación y corrección de las que han colapsado, ya sean deslizamientos, corrimientos o hundimientos. Es necesario hacer estudios de estabilidad para determinar la causa de la falla y poder indicar su corrección y el mejor método para prevenir dificultades futuras.⁽⁷⁾

⁽⁵⁾ Gómez Díaz, Ricardo M., Método Fellenius y Spencer para Evaluar la Estabilidad de Taludes. Tesis Ing. Civil URL 1989. p.13.

⁽⁶⁾ Idem

⁽⁷⁾ Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimientos II, Segunda Edición, Editorial Rueda, España 1981. p.617

Se llama EQUILIBRIO LÍMITE a la situación del macizo a lo largo de la futura superficie de rotura, justamente antes de que ésta ocurra. Esto supone que la rotura sobreviene en el mismo momento a lo largo de toda la superficie, mientras que de hecho el fenómeno primeramente en una zona más solicitada, que cede, modificando así las condiciones de equilibrio de las zonas contiguas; la rotura del macizo sobreviene poco a poco.

2.3.1 Ley de Corte de un Suelo

La ley de corte es la relación que une, en el momento de la rotura, las tensiones normal y tangencial a lo largo de la superficie de rotura, σ y τ . Estas tensiones son iguales, por definición, al cociente entre los esfuerzos normales y tangenciales N y T y la superficie S en la que se ejercen⁽⁸⁾

$$\sigma = N/S \qquad \tau = T/S$$

De ahí que la ley de corte puede expresarse por la relación:

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

llamada ley de Coulomb.

Los coeficientes de esta ecuación son:

- La cohesión C,
- El ángulo de rozamiento interno ϕ .

2.3.2 Expresión General de la Ley de Corte

La expresión empírica representada anteriormente no representa exactamente la ley de corte de un suelo, ya que limita el valor de compresión normal al peso aparente del material y sobrecargas, y desprecia la presión debida al agua que llena los huecos del suelo en estado natural. Por lo tanto, la presión por unidad de superficie es la suma de dos términos, la presión transmitida a través de las partículas del material sólido (designada también con el nombre de tensión efectiva), y otro U, la presión del agua intersticial,

$$\sigma = \sigma' + u$$

La presión intersticial no desempeña ningún papel en la resistencia al corte. El valor exacto y completo de la ley de corte es por consiguiente:

$$\tau = C + (\sigma - U) \text{Tang}$$

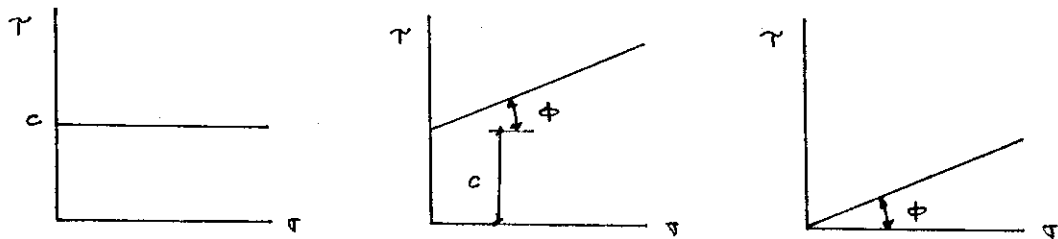
$$\tau = C + \sigma' \text{Tang}$$

Las fórmulas prácticamente idénticas, indican que en la mayor parte de las aplicaciones, representarán la tensión efectiva, especialmente cuando se estudian terrenos parcialmente saturados, debiéndose mantener esta reserva en todos los razonamientos.

⁽⁸⁾ Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimientos II, Segunda Edición, Editorial Rueda, España 1981. p.617

2.3.3 Clasificación de los Suelos según la Ley de Corte

Al conocer la ley de corte de un suelo, podemos definir la clasificación básica ya conocida, según que los suelos tengan o no cohesión (figura 2.1).



2.1.a Suelo puramente coherente

2.1.b Suelo cualquiera

2.1.c Suelo no coherente

Fig.2.1

En los suelos puramente coherentes, o sin rozamiento interno ($C \neq 0, \phi = 0$), la ley de corte se expresa (Fig. 2.1.a):

$$\tau = C$$

Para un suelo cualquiera ($C \neq 0, \phi \neq 0$), la ley de corte se expresa (Fig.2.1.b):

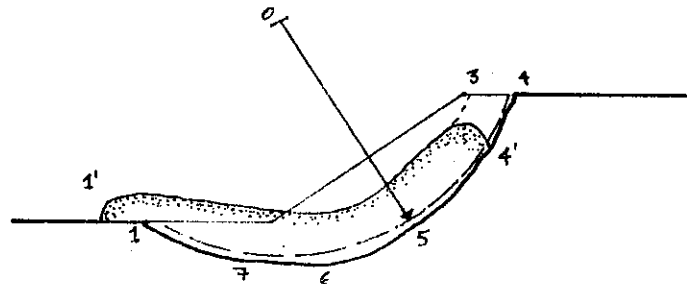
$$\tau = C + \sigma \text{Tang } \phi$$

Los suelos no coherentes ($C=0, \phi \neq 0$), la ley de corte se expresa (Fig.2.1.c):

$$\tau = \sigma \text{Tang } \phi$$

2.3.4 Roturas Reales por Deslizamiento

La rotura real de un talud demasiado inclinado para su altura es un fenómeno que se ha observado frecuentemente, especialmente en las arcillas blandas y en los fangos (Fig. 2.2).



Rotura por deslizamiento

Fig. 2.2

La parte superior de la superficie de 4 - 4' corta la superficie libre según un ángulo bastante grande, a veces perpendicularmente cuando tiene origen en fisuras previas a la tracción.

La parte superior del macizo 3- 4 está inclinada ligeramente hacia atrás.

El revestimiento exterior presenta una concavidad en la parte superior y una convexidad en la parte inferior.

Se observa además, que la superficie de rotura es una curva cóncava continua, que la parte inferior del macizo aparece por delante (1') de la intersección (1) de la superficie de rotura con el terreno inferior.

2.3.4.1 Principios e Hipótesis de las Roturas Circulares.

El principio fundamental consiste en trazar distintos círculos de rotura, y buscar el que es más favorable desde el punto de vista de la seguridad.

Este círculo se llama Círculo Crítico. Se considera que está garantizada la seguridad para un círculo de rotura determinado cuando los esfuerzos motores que provocan el movimiento o deslizamiento de la porción superior del suelo sobre la inferior son menores a los esfuerzos resistentes al corte que ofrece el suelo. La diferencia entre estos esfuerzos representa la seguridad, o sea que entre mayor sean los esfuerzos resistentes, con relación a los esfuerzos motores, más segura será la porción del terreno.

El estudio de las roturas del suelo es bastante complejo, ya que aún realizando sondeos de un talud colapsado no se puede determinar el trazado exacto de la falla. Según **TERZAGHI**, ésta semeja un arco de elipse, y el radio de curvatura tiene su valor mínimo en la parte superior (4 - 5) y máximo en la zona intermedia (6 - 7) (Fig.2.2).

2.3.4.2 Roturas Teóricas.

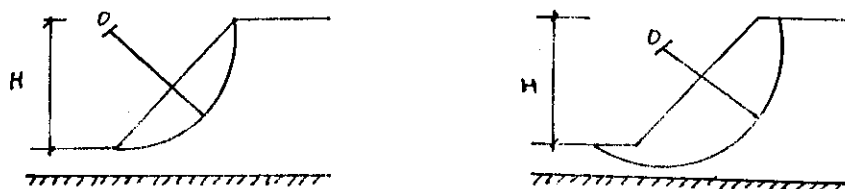
Para facilitar el estudio teórico de los problemas de estabilidad de taludes al deslizamiento, conviene sustituir la superficie de rotura real por una superficie aproximada equivalente, que tenga características geométricas sencillas.

RENDULIC ha propuesto que se utilice una espiral logarítmica, PETERSON & FELLENIUS un círculo; este último método ha conducido, a causa de su sencillez, a desarrollar numerosas teorías o sistemas prácticos. Se le designa comúnmente con el método de FELLENIUS, aunque no se puede aplicar en todos los casos.

a) Posición de los Círculos de Rotura

La posición de los círculos de rotura depende de las características mecánicas del material que constituye el talud, del nivel del suelo firme subyacente y de las características geométricas (altura y pendiente) del talud considerado.

Se pueden distinguir las roturas superficiales en la cabeza o al pie del talud, o en las roturas profundas (Fig. 2.3).



2.3.a) De Talud o Superficial

2.3.b) Profundas

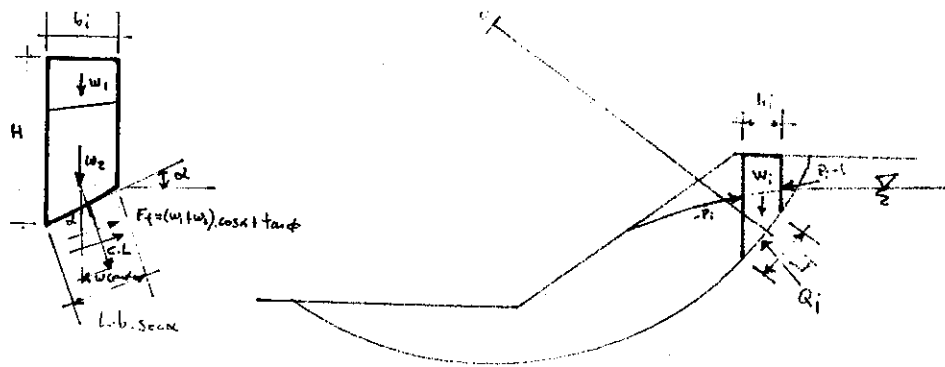
Fig.2.3

2.4 MÉTODO DE FELLENIUS O DE LAS REBANADAS

2.4.1 Principio del Método

El método de Fellenius se aplica al caso más general de un talud de superficie continua cualquiera, formado por terrenos estratificados, o incluso sometidos a esfuerzos horizontales.

Consiste, para cada círculo de rotura posible que se quiera estudiar, en dividir el macizo comprendido entre este círculo y la superficie libre, en rebanadas verticales escribiéndose por separado las formulas de equilibrio de las mismas, que hace que intervengan las fuerzas resistivas y motoras (figura 2.4).



Principio del Método de Fellenius

Fig. 2.4

Donde:

W_i es el peso de las partículas sólidas y eventualmente el agua intersticial.

P_{i-1} es el empuje de la rebanada de índice inferior.

Q_i es la reacción del macizo de apoyo a lo largo de la superficie parcial de la rotura.

$-P_i$ es la reacción opuesta a la rebanada de índice superior al empuje de la rebanada i .

A continuación se efectúa la suma, en la que las acciones recíprocas de las rebanadas sucesivas se anulan dos a dos, llegándose a definir perfectamente el conjunto de esfuerzos motores $W_i + P_i$ y de esfuerzos resistentes Q_i .

2.4.2 Método Ordinario de las Dovelas

También conocido como el Método de Fellenius (1,936) fue el primero en proponer la consideración de las dovelas que componen la cuña deslizante. En este método, el factor se define en función de los momentos respecto al centro del arco de deslizamiento:

$$F = \frac{Mr}{Md}$$

$$F = \frac{\text{Momento de las Fuerzas Resistentes}}{\text{Momento del Peso de la Masa Deslizante}}$$

Tenemos que para la rodaja i (Fig.2.4):

$$F.S.i = \frac{F_{fi} + F_{ci}}{F_{di}}$$

Donde:

$$F_{fi} = (W_1 + W_2) \cos \alpha \times \text{Tang } \phi$$

$$F_{ci} = C \times L$$

$$F_{di} = W_t \times \text{sen } \alpha$$

y

$$W_1 = b \times h_1 \times \gamma_s$$

$$W_2 = b \times h_2 \times (\gamma_s - \gamma_w)$$

$$W = (h_1 + h_2) \times b \times \gamma_s$$

Entonces el FS del talud será:

$$F.S. = \frac{((W_1 + W_2) \times \cos \alpha \times \text{Tang } \phi + C \times b \times \text{Sec } \alpha)}{(W \text{ Sen } \alpha)}$$

Donde:

ϕ = Ángulo de Fricción Interna del Suelo

C = Cohesión

γ_s = Peso Específico del Suelo

γ_w = Peso Específico del Agua

b_i = Ancho de la Rodaja

h_i = Altura de la Rodaja

L = Longitud de Arco de la Rodaja

2.5 Factor de Seguridad para el Proyecto

Es de gran utilidad definir el factor de seguridad y comprender su significado tan claramente como sea posible. El factor de seguridad es el factor con el que se reducen los parámetros de resistencia al corte para llevar al talud a un estado de equilibrio límite a lo largo de una superficie de deslizamiento dada.

Según esta definición, el factor de seguridad se relaciona a los parámetros de resistencia al corte y no a la resistencia misma, que en el caso de un análisis de esfuerzos efectivos, dependería a los esfuerzos normales.

La comprensión del papel del factor de seguridad es primordial para el diseño racional de taludes. Es bien conocido que una de sus funciones es actuar con respecto a la confiabilidad de las variables usadas en el análisis. Éstas incluyen los parámetros de resistencia, la distribución de la presión de poro y la estratigrafía.

En general, mientras menor sea la calidad de la investigación del sitio, mayor deberá ser el factor de seguridad, especialmente cuando el diseñador tiene poca experiencia con los materiales en cuestión.

Un papel importante del factor de seguridad es que constituye la herramienta empírica por medio de la cual se limitan las deformaciones a valores tolerables dentro de ciertas restricciones económicas.

El factor de seguridad que se menciona a continuación para los diversos métodos de análisis no debe considerarse como un valor único. Debe tomarse como indicativo del efecto que pueden tener en la estabilidad, las variaciones que intervienen en el cálculo.

Los factores de seguridad mínimos aceptables serán 1.5 en condiciones permanentes o estáticas y 1.1 en condiciones de vaciado rápido o sismo.

C A P Í T U L O 3

PROCEDIMIENTOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

Existen muchas formas o métodos para mejorar la estabilidad de los taludes, que en la práctica se han observado. Estos métodos mejoran las condiciones iniciales en que se encontraba el suelo.

Todos los métodos correctivos conocidos siguen una o más de las siguientes líneas de acción:

- a) Evitar la zona de falla.
- b) Reducir las fuerzas motoras.
- c) Aumentar las fuerzas resistentes.

3.1 Métodos de Excavación

La remoción de material en la cabeza de la falla o en todo el cuerpo de la misma, hasta llegar a la remoción total, es un método que en la práctica sólo se puede aplicar a fallas ya manifestadas; rara vez se pueden conocer con tanto detalle las futuras fallas en una zona de inestabilidad potencial como para que resulte prudente proceder a remover material a gran escala.

Las remociones en la cabeza buscan reducir las fuerzas motoras y balancear la falla; las remociones totales eliminan las causas de raíz

3.2 Abatimiento de Taludes

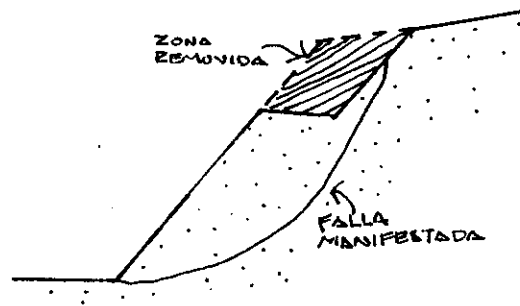
En la práctica es lo que se hace y representa la solución más sencilla. Sin embargo, al querer tomar esta solución muchas veces es irrealizable. En suelos puramente friccionantes, la estabilidad del cuerpo del talud depende sólo del ángulo de inclinación. Pero en suelos cohesivos el tender un talud no constituye ninguna ganancia ya que la estabilidad del talud está condicionada a la altura del mismo.

El método de abatimiento de taludes consiste básicamente en reducir la pendiente del talud. Naturalmente en el campo no se encuentran formaciones con suelos netamente friccionantes o cohesivos, pero el criterio puede resumirse en que si la componente friccionante del suelo es más importante que la componente cohesiva, la solución de abatir

el talud será eficiente; si la componente cohesiva fuera más importante se tendrá que usar el método que se describe más adelante, el de escalonamiento.

3.3 Método de Escalonamientos

También es importante la función de los escalones como protección a la erosión del agua superficial, pues reducen la velocidad tierra abajo y el gasto de escurrimiento. Otra función del escalonamiento es el de detener pequeños derrumbes que puedan llegar a presentarse en los diversos taludes y la de descomponer el talud en varias partes (Fig.3.1).



Método de Escalonamientos
Fig. 3.1

3.4 Empleo de Materiales Estabilizantes

Esta solución consiste en agregar sustancias cementantes, asfaltos o sales químicas a los suelos con el propósito de mejorar las propiedades de resistencia, adherencia, etc. Es una solución cara y su uso es limitado.

3.5 Empleo de Drenajes

La presencia del agua y su movimiento en el interior de la masa de suelo hace del empleo de drenajes un elemento apropiado para poder estabilizar taludes. Debido al agua se producen fuerzas de filtración y saturación en las masas del suelo que afectan notablemente las obras de ingeniería. Las estructuras comunes, tales como cunetas, contracunetas, alcantarillas, etc., que han sido debidamente proyectadas y construidas han demostrado ser indispensables en su uso. En otras ocasiones es preciso pensar en estructuras especiales del tipo de pantallas de drenes protectoras o en tuberías perforadas que penetren convenientemente en la masa de suelo.

El objetivo del drenaje es el abatimiento de las cargas hidrostáticas que actúan en las áreas de deslizamientos para asegurar su estabilidad.

La finalidad del drenaje se logra en taludes aplicando los siguientes principios:

- a) Reducir la presión hidrostática en la cercanía de la superficie potencial de falla por medio del drenaje subterráneo.
- b) Localizar el sistema de drenaje de tal manera que únicamente sea drenada el agua que puede afectar el talud.
- c) Evitar que el agua superficial penetre el suelo desde la parte superior del talud, ya sea interceptando o cambiando la dirección del escurrimiento.

3.6 Método de Protección de Taludes

Tiene como objetivo principal proteger el talud de la erosión e intemperismo, y evitar problemas de inestabilidad.⁽⁹⁾

3.6.1 Empleo de Vegetación

La presencia de vegetación también es sumamente importante en la estabilización de taludes. Cualquier tipo de vegetación, sobre todo arbustos y el césped, ayudan a retener el agua de las lluvias y alimentan el suelo, disminuyendo la necesidad del drenaje superficial. En las caras de los taludes, sobre todo en la mitad inferior, no existe tendencia a que penetre el agua sino más bien a que salga. Por lo tanto, puede protegérseles con césped para evitar la erosión y mantener condiciones relativamente constantes de humedad que protejan al suelo de la disgregación constante debida a la intermperización.

El césped crece espontáneamente en la mayoría de los casos y en otros será necesario acelerar el crecimiento utilizando semilla al voleo. Las plantas que han dado muy buen resultado en el país, y que preservan la erosión de los taludes y por lo tanto evitan deslizamiento es la denominada "Caña de Carrizo", que tiene la gran ventaja de crecer en cualquier clima y en cualquier clase de suelo.

3.6.2 Estructuras de Contención

La protección de taludes se debe adecuar al tipo de proyecto, pudiendo ser éstos la construcción de presas, canales, puertos, cunetas, protección de edificaciones, etc. Dicha protección se puede llevar a cabo mediante "estructuras de contención de tierras", realizando el trabajo de sostenimiento, contención o revestimiento del talud a trabajar.

⁽⁹⁾ Prado Montenegro, Augusto, Principios Básicos de Estabilidad de Taludes. Tesis Ing. Civil USAC 1985. p.65

Las estructuras de contención de tierras se pueden clasificar de la siguiente manera:

3.6.2.1 Muros

- a) Se ejecutan al aire y no en el interior del terreno, a su vez, este grupo se puede subdividir en tres grupos:
- Muros de Sostenimiento: Cuando se construyen separados del terreno natural y luego se rellenan de material (Fig.3.2.a).
 - Muros de Contención: Cuando se construyen sobre el talud, evitan los desprendimientos, en un plazo más o menos largo, que si se dejaran sin apoyo. Utilizando éste como formaleta, se suele utilizar este sistema cuando existe la probabilidad de deslizamientos (Fig.3.2.b).
 - Muros de Revestimiento: Cuando su objetivo primario es proteger el terreno de la meteorización (Fig.3.2.c).

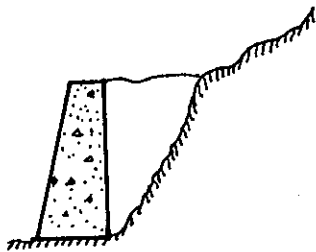


Fig. 3.2.a

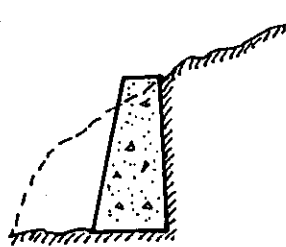


Fig. 3.2.b

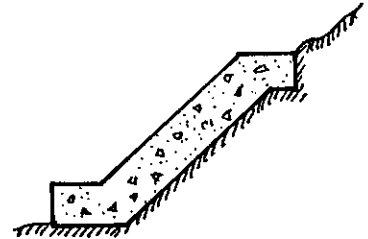


Fig. 3.2.c

Muros de Sostenimiento, Contención y Revestimiento

Fig. 3.2

- b) También existe otra clasificación para los muros que se basa en la forma de contrarrestar los esfuerzos que el terreno ejerce sobre ellos:

- Muros de Gravedad: Son los que su trabajo estabilizador lo proporciona de su propio peso (Fig.3.3.a).
- Muros Aligerados: El diseño de su construcción permite aprovechar el peso mismo de las tierras para lograr su efecto estabilizador. Generalmente este tipo de muros son construidos de concreto armado (Fig. 3.3.b).

Estos muros también están subdivididos en:

1. Muros en Voladizo: Se les denomina así porque la losa vertical soportada en su base horizontal actúa como una viga en voladizo para resistir el empuje del suelo.
2. Muros con Contrafuerte: Este tipo de muros está compuesto en términos generales por un sistema de losa y como apoyos los contrafuertes y la cimentación.

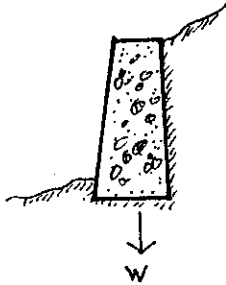


Fig.3.3.a

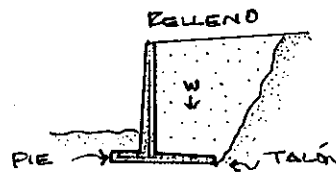


Fig.3.3.b

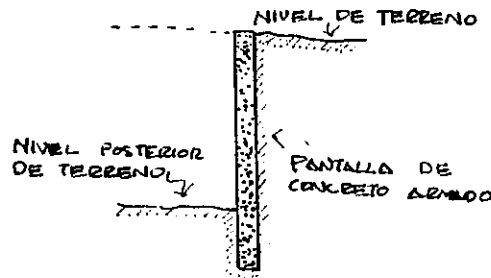
Muros de Gravedad y Aligerados

Fig. 3.3

- c) Existen otros tipos de muros, pero que por una u otra razón han dejado de utilizarse o se utilizan muy poco. Son, a saber:
- Muros Jaula.
 - Muros de Tierra Armada.
 - Muros con Plataforma Estabilizadora.
 - Muros de Bóvedas Horizontales.

3.6.2.2 Pantallas

Son estructuras que generalmente se construyen de concreto armado. Se ejecutan en el interior del terreno haciendo previamente una excavación y el colado del concreto se realiza in-situ (Fig.3.4).



Pantallas

Fig. 3.4

3.6.2.3 Otros Tipos

Éstos son los sistemas semi-prefabricados que trabajan como muros "aligerados". Éstos están basados en la prefabricación de las pantallas, los cuales son generalmente de concreto pre-esforzado, con refuerzo de cable de alta resistencia.

Otro tipo de muro utilizado consiste en colocar cajuelas de concreto reforzado entre cada ancho de pantalla, con este sistema se logran cubrir luces mayores, con módulos de ancho de pantalla más grande, y a su vez trabajan como un muro con contrafuertes.

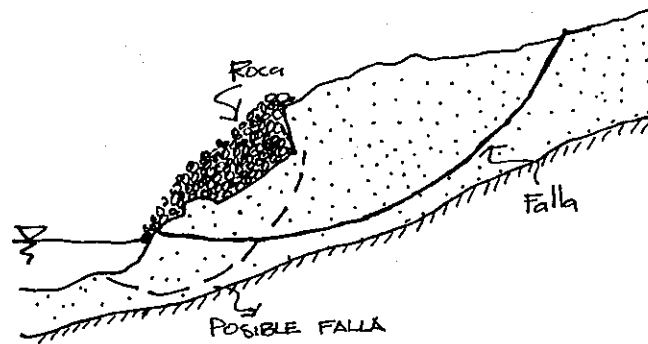
Para la construcción de muros en voladizo, se elabora el armado de la cimentación con el sistema tradicional y luego se montan las pantallas, obteniendo con esto un menor tiempo de construcción del muro, que a su vez puede representar una opción favorable en el factor económico.

3.7 Empleo de Pilotes

El principio de su funcionamiento es que proporcionan un área de material con una resistencia mayor al corte. Por lo general se colocan hileras de pilotes unidos por losas de concreto reforzado entre ellos. En general son más efectivos para deslizamientos superficiales.

3.8 Empleo de Contrapesos

Se colocan al pie de la falla, la solución busca dos efectos; primero, balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla, y en segundo lugar, incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente. Esta solución presenta el peligro de aumentar el riesgo de falla cuya cabeza es la zona de relleno (Fig.3.5).⁽¹⁰⁾



Empleo de Contrapesos
Fig. 3.5

⁽¹⁰⁾ Gómez Díaz, Ricardo M., Método de Fellenius y Spencer para Evaluar la Estabilidad de Taludes. Tesis Ing. Civil URL 1989. p.14.

ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO

4.1 Evaluación de Daños

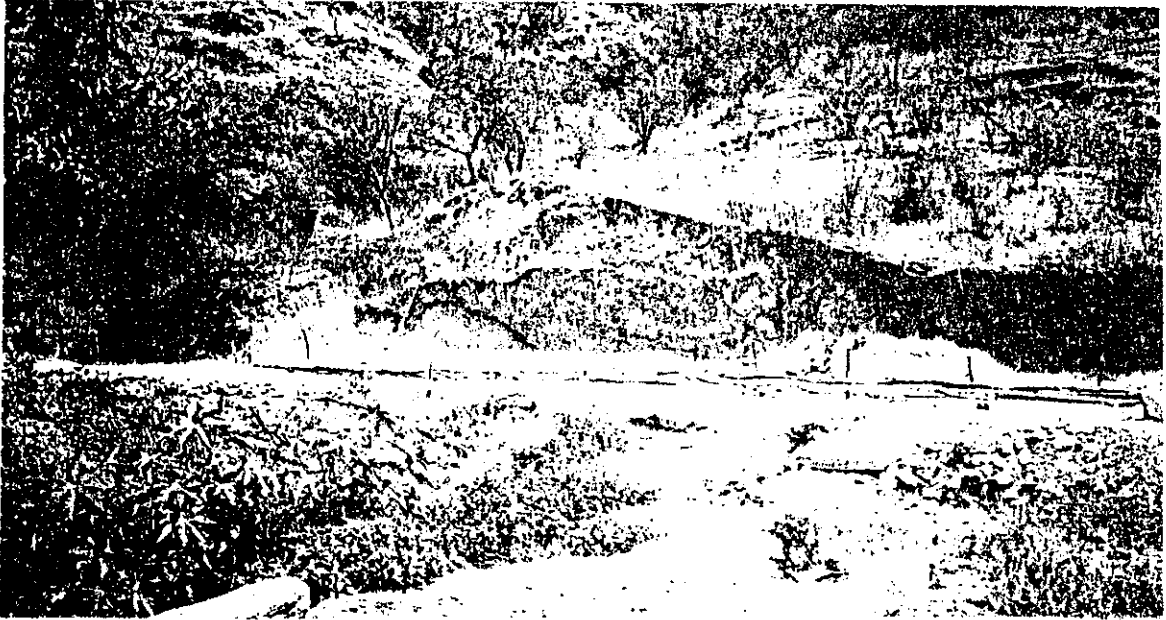
Esta fase se inició con la visita de campo, que tuvo como propósito hacer un reconocimiento general del problema, evaluar daños, hacer un levantamiento topográfico, localizar las fallas y obtener muestras de suelo para su respectivo análisis de laboratorio.

En la visita se observó que el deslizamiento había destruido el canal de riego en un tramo de aproximadamente 45 metros, y que éste estaba rehabilitado provisionalmente de la siguiente manera: se removió el material que cubrió el tramo del canal y de nuevo se zanjeo el terreno correspondiente al tramo del canal, y luego fue cubierto con una membrana tipo plástica. Es de esta manera que el canal funciona actualmente (Fotografía 4.1)



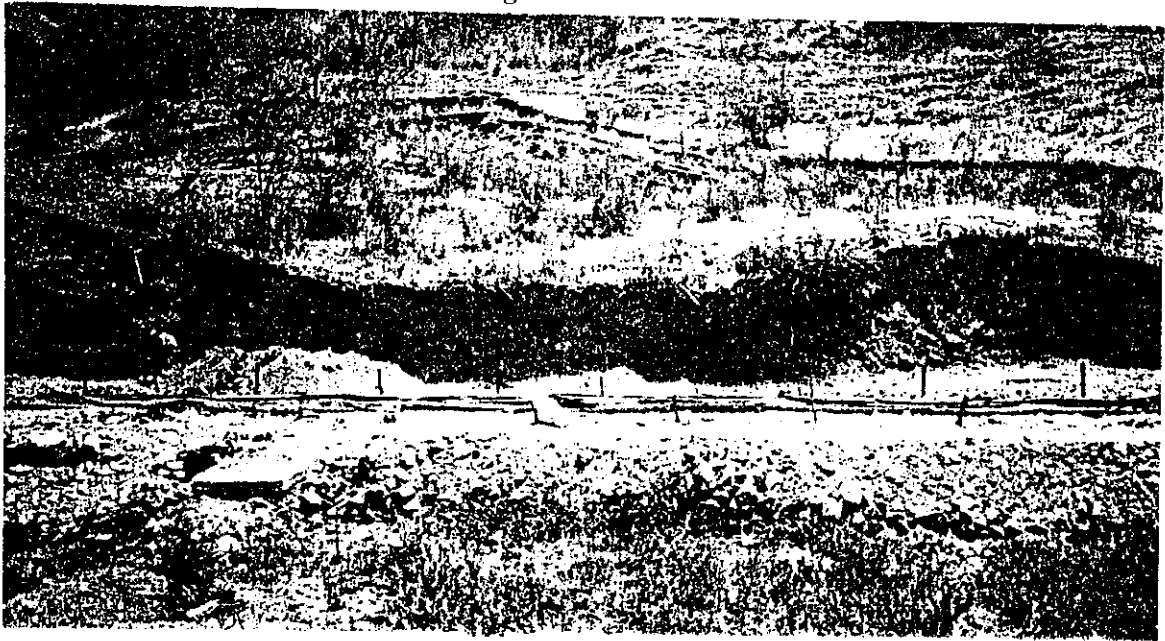
Estado Actual del Canal
Fotografía 4.1

El tipo de falla manifestado muestra las características de un corrimiento de tierras, que probablemente fue causado por la saturación del terreno, producto de las intensas lluvias que se registraron en el invierno de 1996, época en que ocurrió el deslizamiento. La parte superior del terreno está cubierta de hierba de raíces poco profundas (fotografía 4.2.a y 4.2.b).



En la fotografía se observa la sección del deslizamiento correspondiente a la estación E-OA', estación E-OB' y estación E1 del levantamiento topográfico (Ver Anexo No.1)

Fotografía 4.2.a



En la parte superior de la fotografía se define claramente la línea de falla de la porción del terreno que corresponde a las estaciones E-OB, E1, EA, E6 y E7 (Ver Anexo No.1).

Fotografía 4.2.b

Con el levantamiento topográfico se obtuvieron curvas de nivel, las que muestran la extensión de la falla y la forma de cuchara, tal como lo enuncia la teoría, también se hizo el levantamiento de cuatro perfiles del terreno que se utilizarán para el análisis teórico del deslizamiento (Ver Anexos No.1, 2, 3, 4 y 5).

El siguiente paso fue el de obtener muestras del suelo a través de pozos a cielo abierto, de donde se extrajeron muestras alteradas e inalteradas. Los pozos excavados fueron 3 de tal forma que sirvieron para detectar la línea de falla real (Ver Anexo No.6) (Fotografía 4.3).



En la fotografía se observa claramente la línea de falla por corte en el macizo del suelo, en el pozo No.3.

Fotografía 4.3

4.2 Propuestas para la Estabilización

Factor de Seguridad. Por medio del análisis de estabilidad de taludes se calcularon los factores de seguridad de los círculos de rotura por medio del método de Fellenius, el que indica la zona del terreno más vulnerable. De los ensayos de laboratorio se determinó que el suelo es de un alto contenido de arenas, por lo que su fuerza resistiva depende de la fricción. Se propone un sistema de sub-drenaje para evitar la saturación del suelo y proveer de una estructura soporte para el canal, para no sobrecargar la porción de terreno.

4.2.1 Sistema de Sub-Drenaje

En vista de que el agua en exceso es la causa principal de la inestabilidad del suelo se sugiere un sistema de sub-drenaje de tubería perforada, que controlará el flujo de agua subterránea. La profundidad de la tubería se determinó a partir de la profundidad de los círculos de rotura críticos, del análisis por el método de Fellenius.

Para el diseño del sub-drenaje se procedió de la siguiente manera:

a) Configuración del Terreno

El primer paso para determinar el mejor acomodamiento del sistema es tener en cuenta la topografía del terreno (Ver Anexo No.1 y Fig. 4.1).

El trazado de la línea del drenaje estará definida por los puntos A-B-C-D-E, la colocación de la tubería se determinó por la extensión del agrietamiento que se halló en la visita de campo y el respectivo levantamiento topográfico.

b) Diseño Hidráulico

Utilizando el Método Racional:

$$Q = a.v \quad a = \text{área de la tubería, } v = \text{velocidad del flujo}$$

$$Q = c . l . Ha / 360 \quad c = 0.8, l = 146.5, Ha = 2.5$$

$$Q = 0.8 \times 146.5 \times 2.5 / 360 = 0.81 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

De la ecuación $v = 1/n . R^{(2/3)} . S^{(1/2)}$ y de $Q = a . V$ se obtiene el área.

De donde $D = 0.6 \text{ mts.} = 8 \text{ plgs.}$

EST.	DISTANCIA	COTA INV.
A	0.00	100.100
B	17.50	100.210
C	39.20	100.320
D	64.50	100.202
E	80.90	100.110

— TUBERÍA PERFORADA DE CONCRETO
 Ø 8"

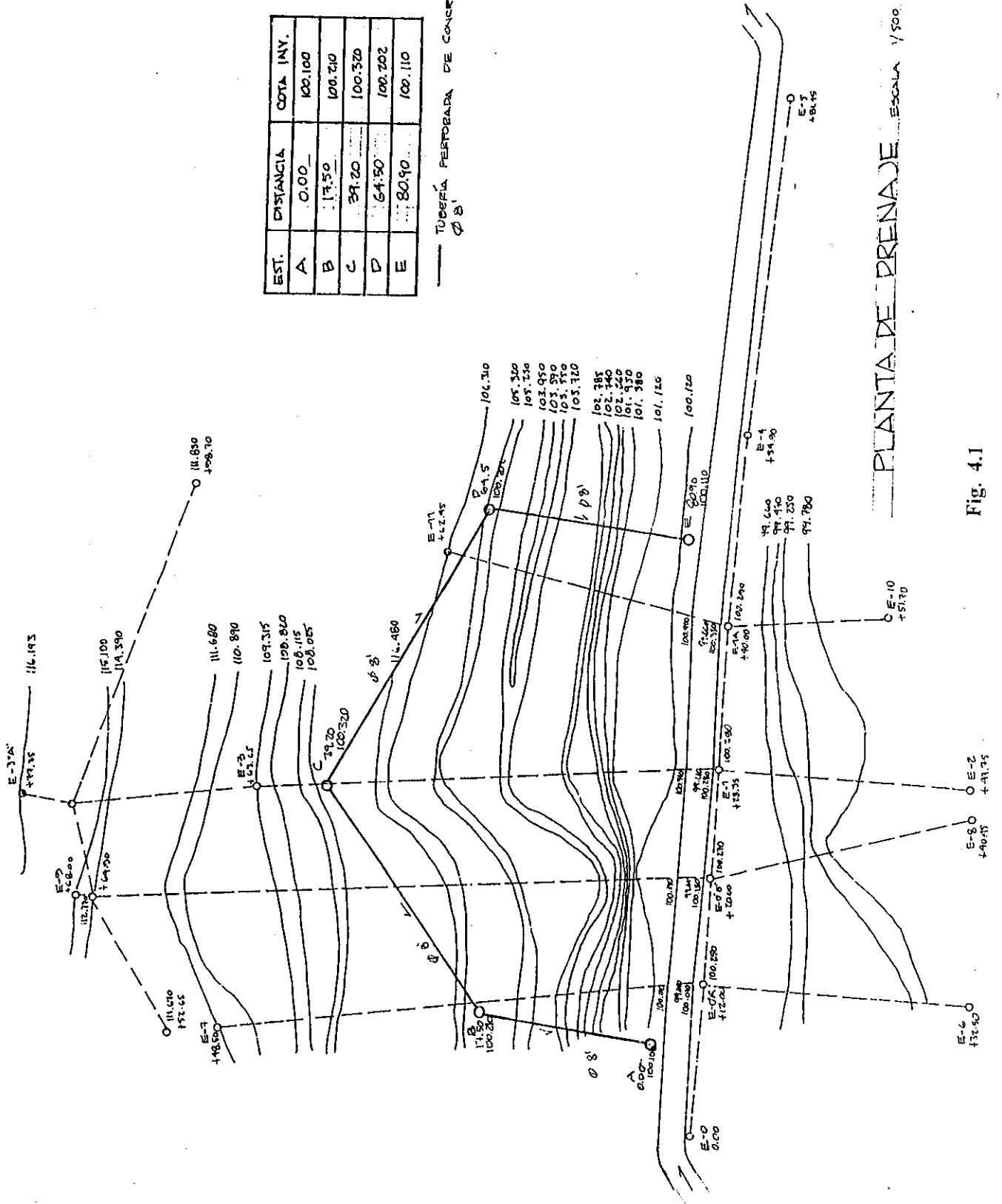
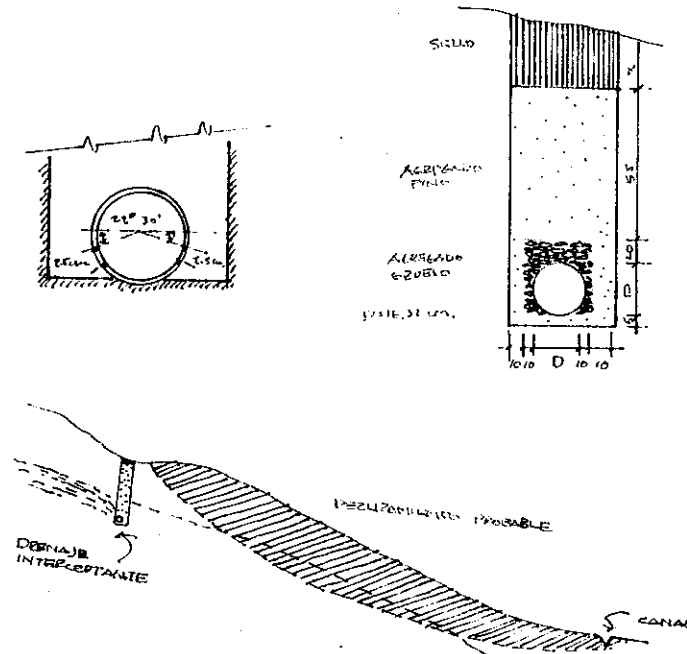


Fig. 4.1

c) Disposición de Materiales

- Cama de Arena: Se tomará en cuenta que el fondo de la zanja no siempre alcanza el estrato impermeable y para proporcionar al tubo un lecho uniforme, se dispondrá de una cama de arena de 5 cms. de espesor.
- Tubo: Se colocará sobre la cama de arena, con la perforaciones hacia abajo.
- Filtro: Agregado grueso, se dispondrá alrededor del tubo para facilitar la introducción de agua al mismo.
- Agregado Fino: Éste irá en contacto con las paredes de la zanja para evitar el arrastre de partículas finas del suelo.
- Sello: Éste puede elaborarse de una capa de arcilla compactada o un revestimiento de piedra ligada con mortero (Fig.4.2).

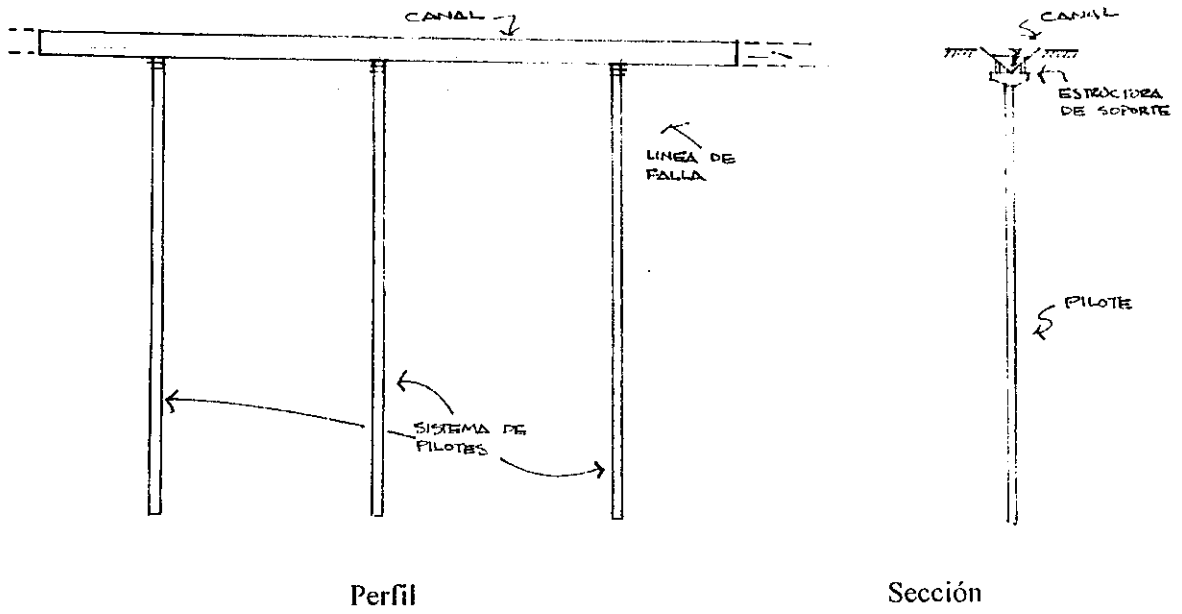


Representación del Funcionamiento del Sistema de Sub-drenaje en la Estabilización del Suelo
Fig. 4.2

4.2.2 ESTRUCTURA SOPORTE DEL CANAL

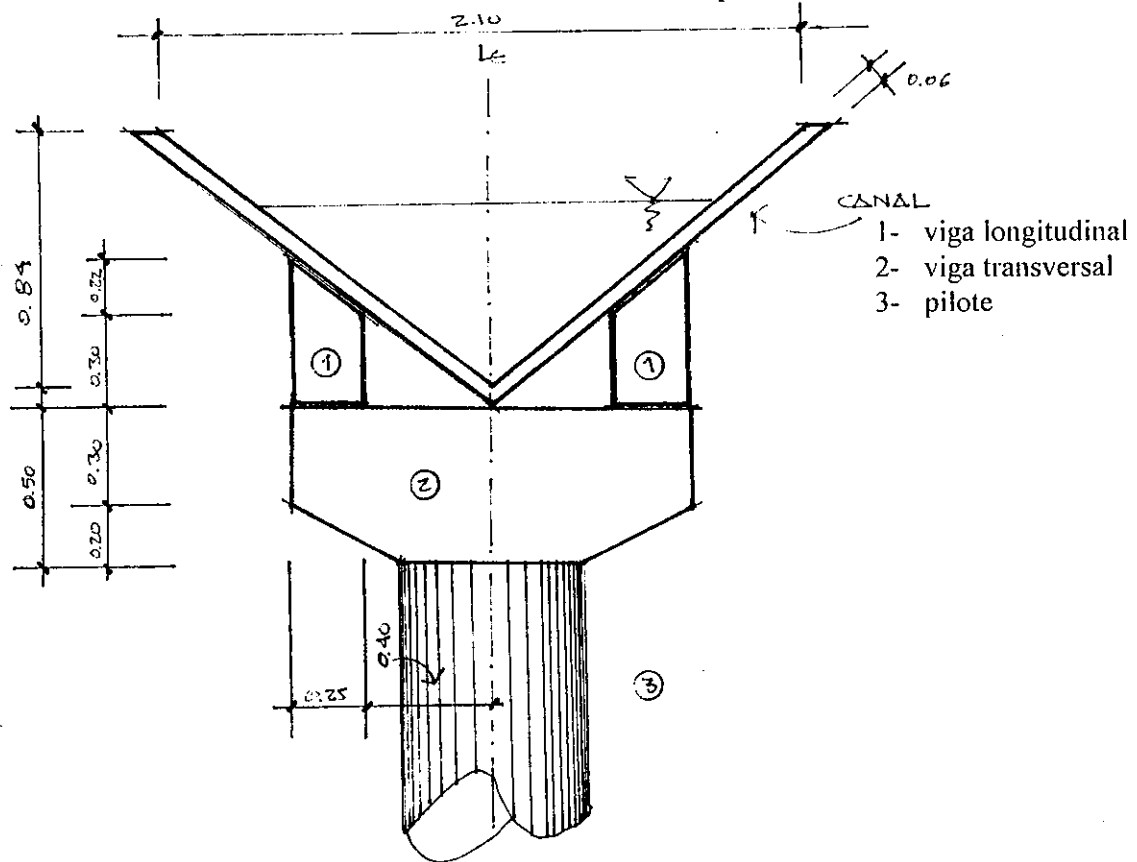
La estructura soporte del canal transmitirá la carga a través de estratos blandos a estratos firmes; se estabilizará cuando halla peligro de que los estratos superiores del suelo sean socavados o debilitados por la acción de un deslizamiento y soportará cargas laterales aplicadas por el empuje pasivo o activo del suelo.

El sistema está compuesto por una estructura que soportará al canal en el tramo en que puede ocurrir la falla y además transmite esta carga al sistema de pilotes (figura 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7).



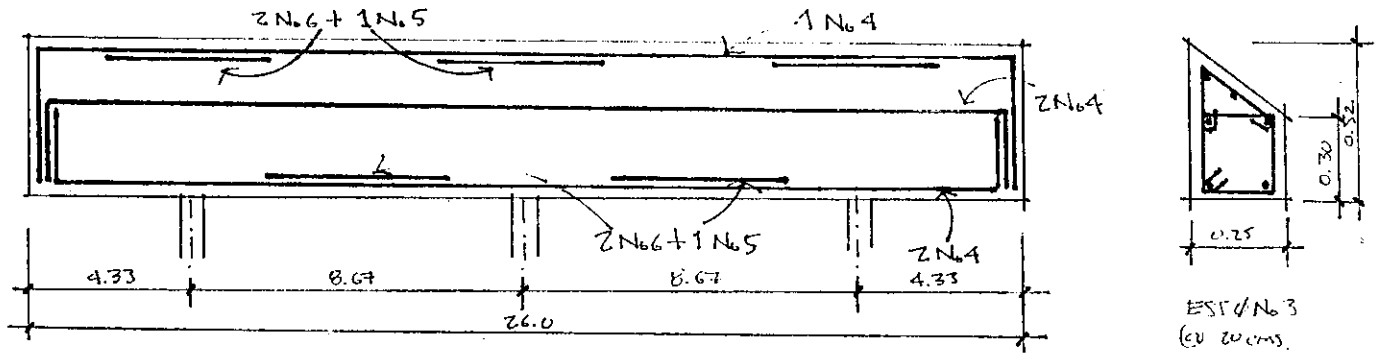
Estructura del Canal
Fig. 4.3

4.1.1.1 Diseño de la estructura soporte



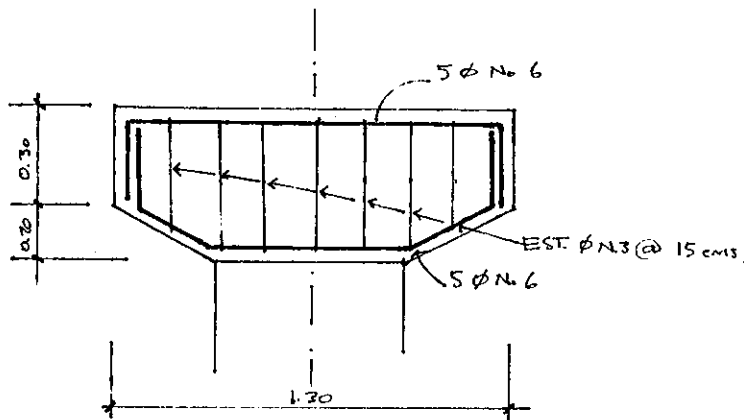
Diseño de la Estructura Soporte
Fig. 4.4

1 - diseño de viga longitudinal



Viga longitudinal
Fig. 4.5

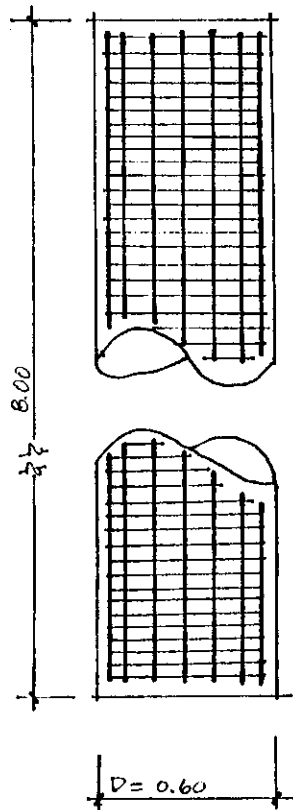
2 - Diseño de viga transversal



$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 50 \text{ cm}$
 $d = 55 \text{ cm}$

Viga transversal
Fig. 4.6

3 – Diseño de pilote



Capacidad soporte del pilote $P = 84.1$ ton
Resistencia estructural $P = 393$ ton
Refuerzo: 33 varillas No. 8
Estribos No.3 @ 15 cm. 40 cm de traslape
 $f'_c = 281$ kg/cm², $F_y = 2810$ kg/cm²
según ACI – 318 –83 capítulo 4
tamaño máximo de agregado grueso $\frac{3}{4}$ "

Diseño del Pilote
Fig. 4.7

4.1.1.2 CÁLCULO DE REFUERZO PARA VIGA TRANSVERSAL

a) Cargas Concentradas P:

$$P = W \times L$$
$$P = 873 \text{ Kg/m} \times 17.34 \text{ m} = 15137.8 \text{ Kg}$$
$$P_{vi} = \text{Peso de la Viga} = 288 \text{ Kg}$$

b) Momentos:

$$M = P \times L/2$$
$$M = 15137.8 \times 0.52 + 288 \times 0.65 = 8134.5 \text{ Kg-m}$$
$$M_u = 8134.5 \times 1.4 = 11388.3 \text{ Kg-m}$$

c) Especificaciones:

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$
$$F_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$
$$b = 50 \text{ cms}$$
$$d = 57 \text{ cms}$$

d) Cálculo de Refuerzo: Utilizando la fórmula para As:

$$\begin{aligned}As &= 7.66 \text{ cm}^2 \\As_{min} &= 14.25 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

e) Chequeo por Corte:

$$\begin{aligned}V_r &= 0.85 \times 0.53 \times 210 \times 60 \times 50 = 22648 \text{ Kg/cm}^2 \\V_a &= 21375.9 \text{ Kg/cm}^2 \\V_a < V_r &\Rightarrow \text{Reforzar con área de acero mínimo}\end{aligned}$$

4.1.1.3 CÁLCULO DE REFUERZO PARA LA VIGA LONGITUDINAL

a) Cargas Consideradas

$$\begin{aligned}W_l &= \text{Carga Distribuida Losa} = 180 \text{ Kg/m} \\W_w &= \text{Carga Distribuida Agua} = 441 \text{ Kg/m} \\W_v &= \text{Peso de la Losa} = 252 \text{ Kg/m} \\W_t &= \underline{\underline{873 \text{ Kg/m}}}\end{aligned}$$

b) Momentos:

$$\begin{aligned}M_1 &= (8.73) 432^2/2 = 8183.9 \text{ Kg-m} \\M_{u1} &= (8183.9) 1.4 = 11457.5 \text{ Kg-m} \\M_2 &= (8.73) 8.67^2/8 = 8202.8 \text{ Kg-m} \\M_{u2} &= (8202.8) 1.4 = 11483.9 \text{ Kg-m}\end{aligned}$$

c) Especificaciones:

$$\begin{aligned}f_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\f_y &= 2810 \text{ Kg/cm}^2 \\b &= 25 \text{ cms} \\d &= 40 \text{ cms}\end{aligned}$$

d) Cálculo de Refuerzo: Utilizando la fórmula para As:

$$As = \frac{0.85f_c}{f_y b d} \left[1 - \frac{M_u}{0.003825 f_c b d^2} \right]$$

De donde:

$$\begin{aligned}As_1 &= 12.57 \text{ cm}^2 \\As_2 &= 12.60 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

e) Cálculo de Refuerzo a Corte:

$$\begin{aligned}V_a &= W_L/2 = 873 \times 8.67/2 = 3784 \text{ Kg/cm}^2 \\V_r &= 0.85 \times 0.53 \times f_c \times 25 \times 40 = 6528.4 \text{ Kg/cm}^2 \\V_a < V_r &\Rightarrow \text{Reforzar con área de acero mínimo} \\&\text{Armar con hierro No.3 @ 20cms.}\end{aligned}$$

4.1.1.4 CÁLCULO DE REFUERZO A FLEXIÓN DEL PILOTE⁽¹⁾

$$\begin{aligned}M_u &= 186.4 \text{ T-m} \\f_c &= 281 \text{ Kg/cm}^2 \\F_y &= 4210 \text{ Kg/cm}^2 \\d &= 52 \text{ cms}\end{aligned}$$

Utilizando la fórmula para A_s :

$$\begin{aligned}A_s &= 102.5 \text{ cm}^2/\text{m} \\A_{smin} &= 169.7 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

Por lo tanto 33 varillas No.8 cubren el área de acero calculada, la cual debe ser distribuida en el perímetro interno del pilote.

Chequeo por Corte:

$$\begin{aligned}V_r &= 0.53 \times 0.85 \times 281 \times 30^2 \Pi = 21.3 \text{ ton/cm}^2 \\V_a &= 85.9 \text{ ton/cm}^2 \\V_a > V_r &\Rightarrow \text{Reforzar con hierro No.3 @ 15 cms}\end{aligned}$$

⁽¹⁾ Juárez, Carlos Enrique. Consideraciones en el Diseño de Cimientos de Postes Auto Portados, Tesis Ing. Civil, USAC, 1997. p.70.

C A P Í T U L O 5

ENSAYOS Y RESULTADOS

Para el análisis del deslizamiento se realizaron sondeos por medio de pozos a cielo abierto (Ver Anexo No.1, pozos No.1, 2 y 3), de los cuales se tomaron muestras de suelo alteradas e inalteradas, los pozos también sirvieron para localizar el recorrido de la línea de falla (Ver Anexo No.6).

Los ensayos de las muestras se realizaron en el laboratorio de MECÁNICA DE SUELOS del Centro de Investigaciones de Ingeniería de la UNIVERSIDAD DE LA SAN CARLOS DE GUATEMALA.

Para la obtención de muestras alteradas de un sondeo por medio de pozo a cielo abierto se procedió de la siguiente manera:

- Se rebajó la parte seca y suelta del suelo con el propósito de obtener una superficie fresca.
- Se tomó una muestra de la capa inferior del suelo debidamente identificada como No.1 y No.2.

Para la obtención de la muestra inalterada se procedió de la siguiente manera:

- Se cortó un trozo amorfo de suelo de aproximadamente 0.020 mts cúbicos y una masa de 30 kg.
- Se cubrió con tres capas de parafina para evitar pérdida de humedad.
- Se cubrió con una tela blanda y se empacó en una caja de madera.
- Se identificó y fue trasladada al laboratorio.

5.1 ENSAYOS

Los ensayos realizados a las muestras alteradas No.1 y No.2 son los siguientes:

- Granulometría (AASHTO T-27)
- Compactación y Proctor Modificado (AASHTO T-180)
- Prueba del Valor Soporte CBR (AASHTO T-193)
- Límites de Atterberg (AASHTO T-89, T-90)

El ensayo para muestra inalterada es:

- Compresión triaxial

5.2 RESULTADOS

En el ensayo de granulometría para la muestra No.1 se determinó como fragmentos de piedra o grava y arena, de acuerdo, con la clasificación del PUBLIC ROAD

ADMINISTRACION (PRA) y en SISTEMA DE CLASIFICACIÓN UNIFICADO (SCU) como grava con limo. Se concluye que el suelo está constituido en su mayor parte por partículas gruesas y arena (Ver Anexo No.7).

Para la muestra No.2 se obtuvo el siguiente resultado: su clasificación según el PRA es de una arena limosa y de acuerdo al SCU como grava y arenas limosas (Ver Anexo No.8).

En el ensayo de Compactación se obtuvo como resultado que la muestra No.1 tiene mayor capacidad para soportar cargas (Ver Anexos No.9 y No.10).

El ensayo de valor soporte o CBR dio un resultado en el que la muestra No.2 tiene menor inchamiento y un valor soporte mínimo del 43%, lo que indica que dicho material es de calidad aceptable como material de relleno (Ver Anexo No.12).

Los límites de Atterberg son nulos en este material por lo que es imposible calcularlos (Ver Anexo No.13).

El material en estudio es de un alto contenido granular, por lo que sus esfuerzos resistentes al corte dependen del ángulo de fricción interna.

El ensayo de Compresión Triaxial determinó el ángulo de fricción interna ($\phi = 26.5^\circ$) y una cohesión $C = 6 \text{ ton/mt}^2$ (Ver Anexo No.14).

Con los datos obtenidos en el ensayo de Compresión Triaxial se procedió al análisis teórico del talud, utilizando el método de FELLENIUS, con el propósito de determinar el círculo de falla más probable y compararla con el círculo de falla real (Ver Anexo No.6 y Fig. 5.1).

TABLA 5.1 Cálculo del factor de seguridad por el método de FELLENIUS del perfil E-2, E-1, E-3, E-3"A" (Ver anexo No. 4)

DOVELA	ALTURA	ANCHO	W	α	$\text{COS } \alpha$	$\text{SEN } \alpha$	W COS α	W SEN α	SEC α	Z	W COS α TAN ϕ	c. b. SEC α
1	7.00	14.80	191.6	-35.5	13.4	-0.60	156.00	-111.26	1.22	9.7	77.70	36.40
2	10.00	5.00	92.50	-10.0	7.5	-0.17	91.10	-16.60	1.01	2.7	45.40	10.10
3	11.70	3.50	71.00	-4.00	3.2	-0.07	76.81	-5.40	1.00	0.9	38.30	70.00
4	12.50	1.50	18.80	0.00	0.8	0.00	18.80	0.00	1.00	0.0	9.37	3.00
5	13.00	5.00	120.2	4.50	2.5	0.07	119.90	9.43	1.00	1.1	59.70	10.00
6	13.50	5.00	124.9	13.0	7.5	0.22	121.70	28.00	1.02	3.6	60.60	10.30
7	13.50	5.00	124.9	20.0	12.5	0.34	117.00	42.50	1.06	7.0	58.30	10.60
8	12.50	5.00	115.6	27.5	17.5	0.46	102.53	53.37	1.13	7.8	51.20	11.30
9	10.75	5.00	99.40	36.0	22.5	0.59	80.41	58.43	1.26	8.6	40.10	12.40
10	8.00	5.00	74.00	47.0	27.5	0.73	50.47	54.12	1.43	7.8	25.16	14.70
11	3.50	5.00	32.40	56.5	31.6	0.83	17.88	27.01	1.81	4.0	8.91	18.10
							Σ	140.00		52.3	151.65	36.80

$$\gamma_s = 1.85 \text{ ton / m}^3$$

$$C = 2.00 \text{ ton / m}^3$$

$$\phi = 26.5^\circ$$

$$F. S. = 0.98 \text{ Si } C = 0 \Rightarrow F. S. = 0.80$$

CONCLUSIONES

1. El suelo es de un alto contenido granular y al estar saturado de agua disminuye su cohesión y provoca lubricación entre las partículas, disminuyendo así los esfuerzos resistentes a corte.
2. La composición del suelo no es uniforme, situación que se comprobó a través de los resultados obtenidos de las dos muestras que fueron sometidas a ensayos.
3. La no-uniformidad del suelo provoca inestabilidad al momento que el terreno es influenciado por agentes externos como lluvia, viento, sobre carga o al momento de ocurrir un sismo.






RECOMENDACIONES

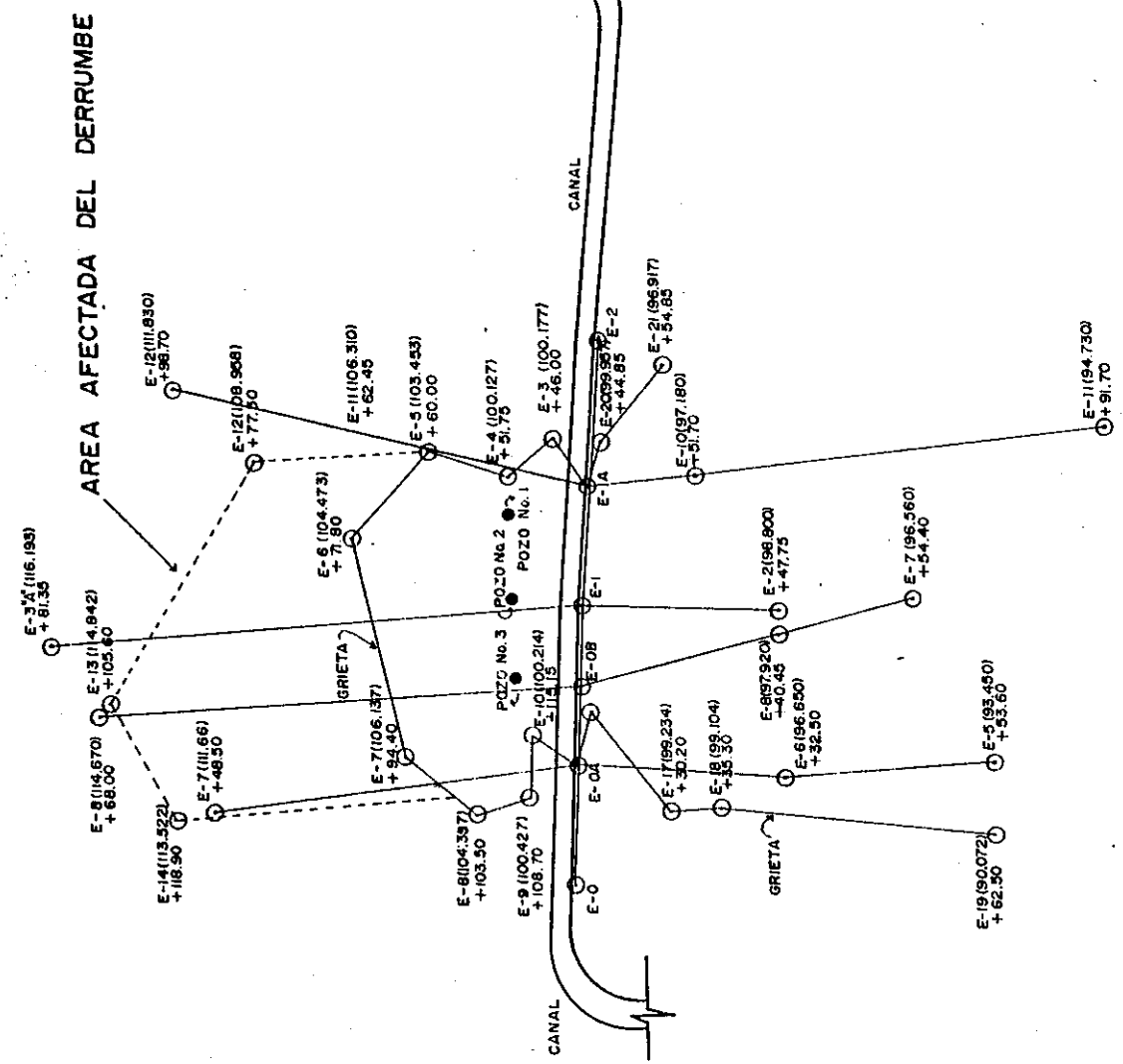
1. Que se verifique el nivel de agua subterránea, el sondeo del suelo se realizó en época de verano, de manera que se puedan hacer correcciones en la profundidad de la colocación de la tubería perforada.
2. Que en la construcción del sistema de pilotes se verifique que la longitud del tramo del canal sea la que se tomo en cuenta en el espaciamiento de los mismo o si fuera necesario la construcción de otro.
3. Que se impermeabilice la superficie del talud para protegerlo de lluvia, viento y sobre todo la sobrecarga por saturación del suelo.

BIBLIOGRAFIA

1. Burrion Gil, Erwin Rocacl. Análisis de la influencia de la Mecánica de Rocas en la Estabilidad de falla en taludes. Tesis de Graduación De Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1985.
2. Celis González, Benjamín. Consideraciones Sobre Los Distintos Tipos de Tratamiento de la Cimentación para Cortinas Tierra y Roca. Tesis de Graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1974.
3. Crespo Villalaz, Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. 2da. Edición. México: Editorial Limusa. 1988.
4. General Froment Traducción: Ing. Giménez Ruiz. Obras de Tierra. Barcelona: Editorial Gustavo Gil S. A 1958.
5. Gómez Días, Ricardo Manuel. Método de Fellenius y Spencer Para Evaluar La Estabilidad de Taludes: Programa de Computadora y Comentarios. Tesis de Graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1989.
6. Jiménez Salas, J. A. Geotecnia y Cimientos II (Mecánica del Suelo y de las Rocas). 2da. Edición España: Editorial Rueda. 1981.
7. Juárez Calderón, Edgar Oswaldo. Diseño de Pilas de Columnas Unica Para Puentes. Tesis de Graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1977.
8. Juárez Jiménez, Carlos Enrique. Consideraciones en el Diseño de Cimientos Para Postes Autoportados. Tesis de Graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1997.
9. Merrit, Frederick S. Manual del Ingeniero Civil. 3era. Edición. México: Editorial Mc Graw – Hill, 1992.
10. Nawy Edward G. Traductores: Fernando Fournier Montiel, Armando Bautista Matus. Concreto Reforzado. México : Editorial Prentice-Hall, 1988.
11. Prado Montenegro, Augusto. Principios Basicos en la Estabilidad de Taludes. Tesis de Graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1971.
12. Trujillo Montenegro, Mario Roberto. Consideraciones en el Análisis de Estabilidad de Taludes. Tesis de Graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1985.

ANEXOS

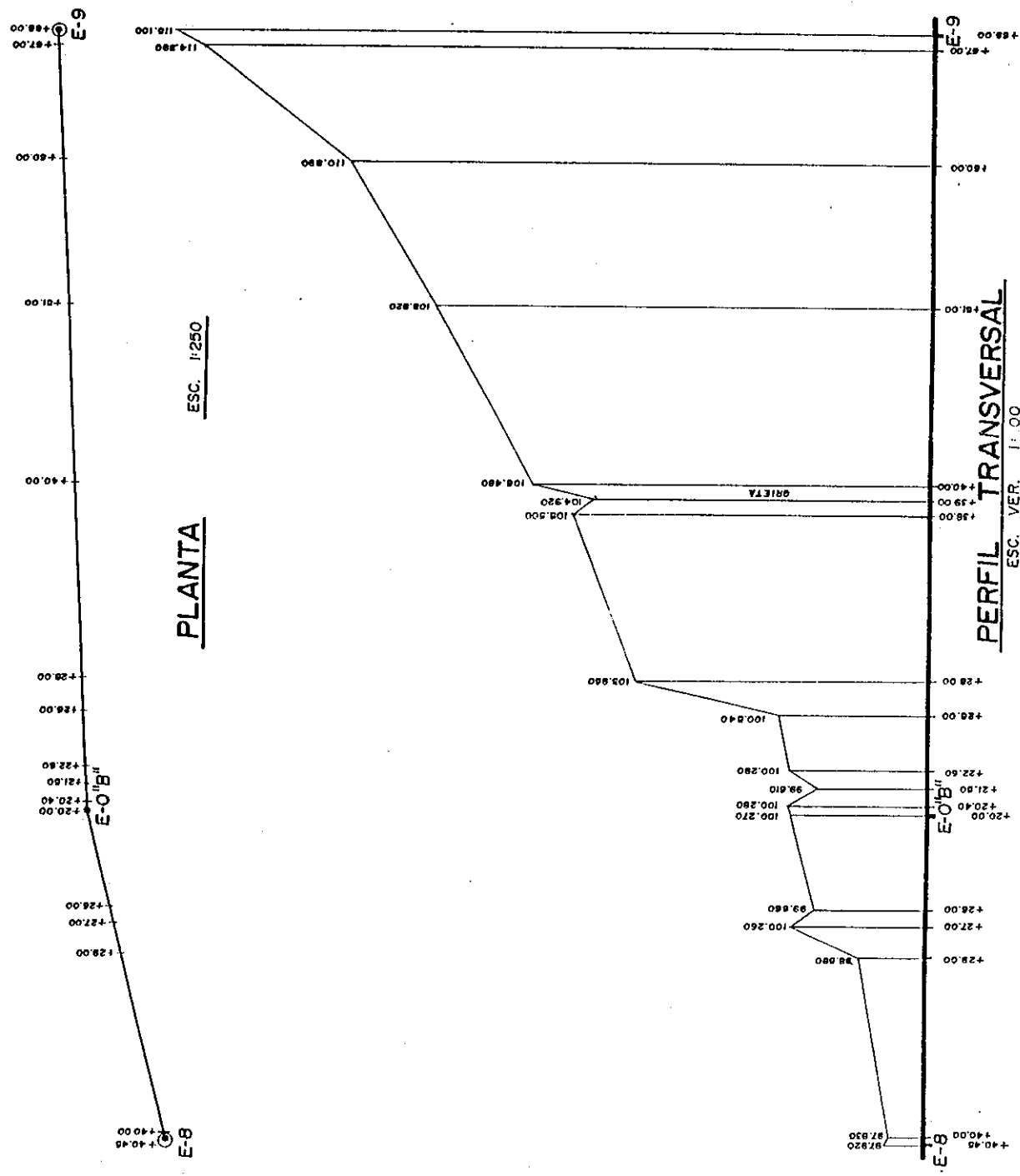
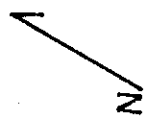
REFERENCIAS	
	NORTE
	ESTACIONES + VERIFICACION
	BM PARA VERIFICACION
	DISTANCIAS HORIZONTALES
	ESTACIONES



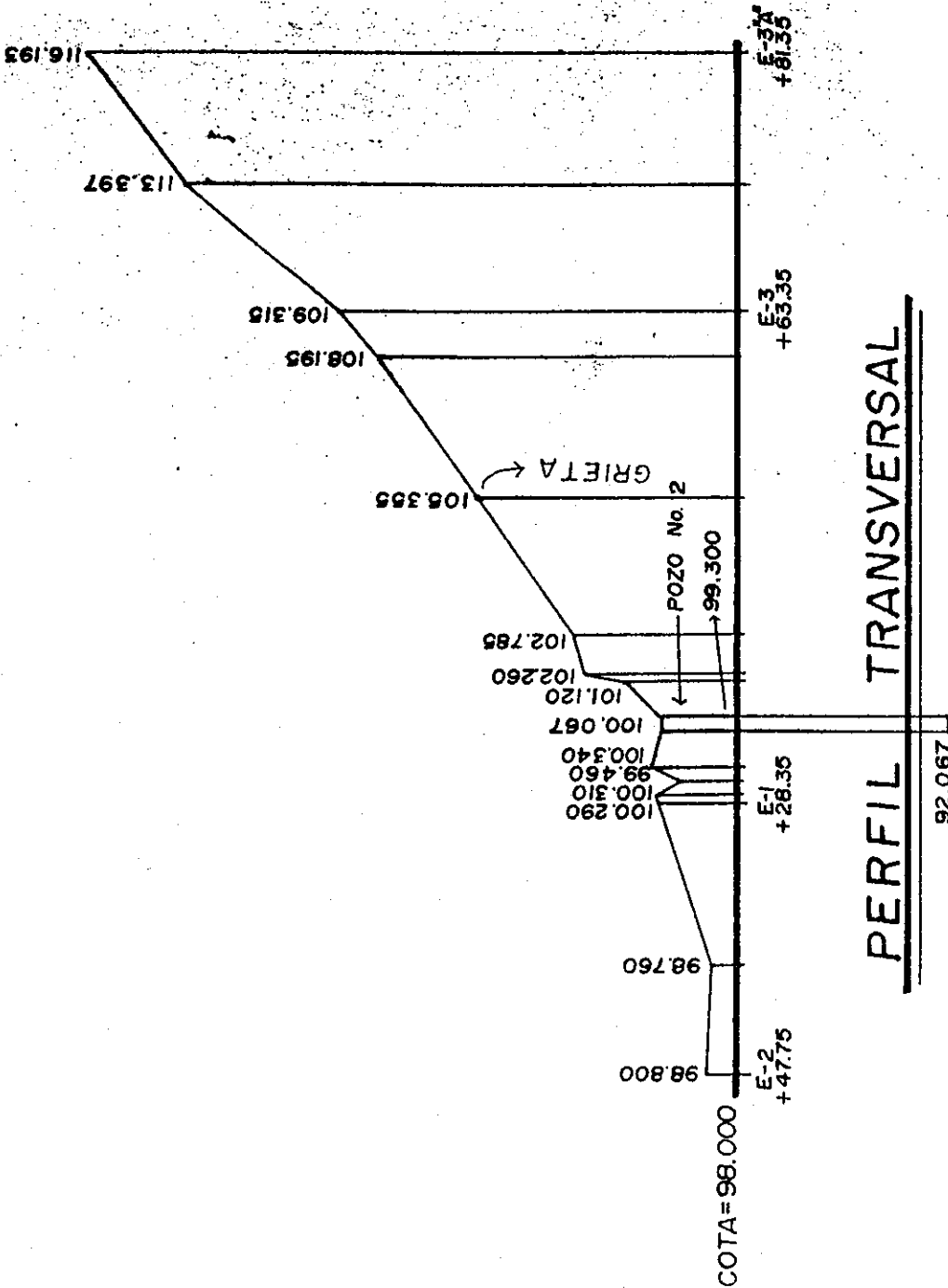
N

ANEXO 1

PLANTA ESC. 1:500



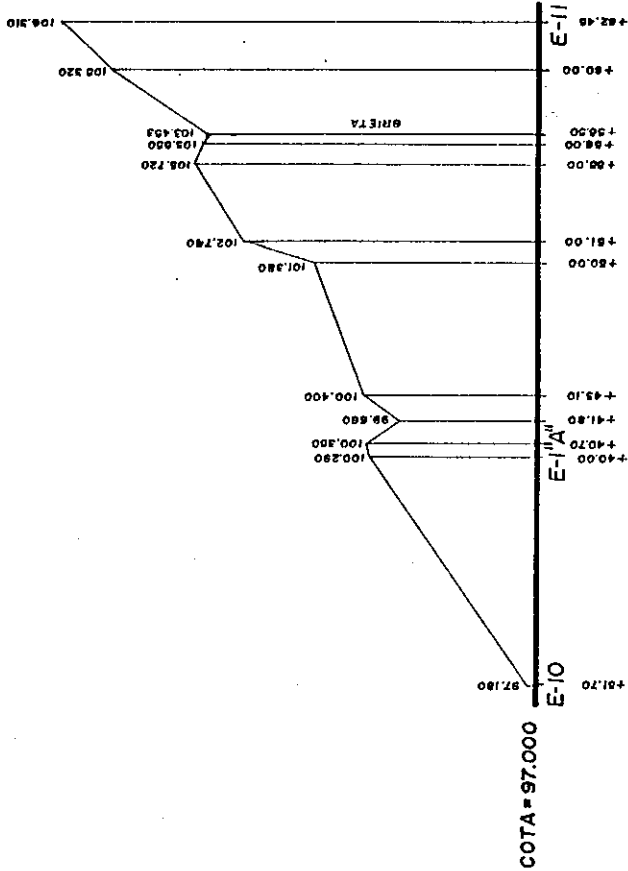
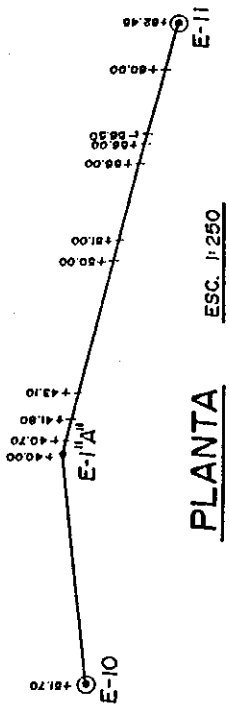
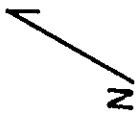
ANEXO 3



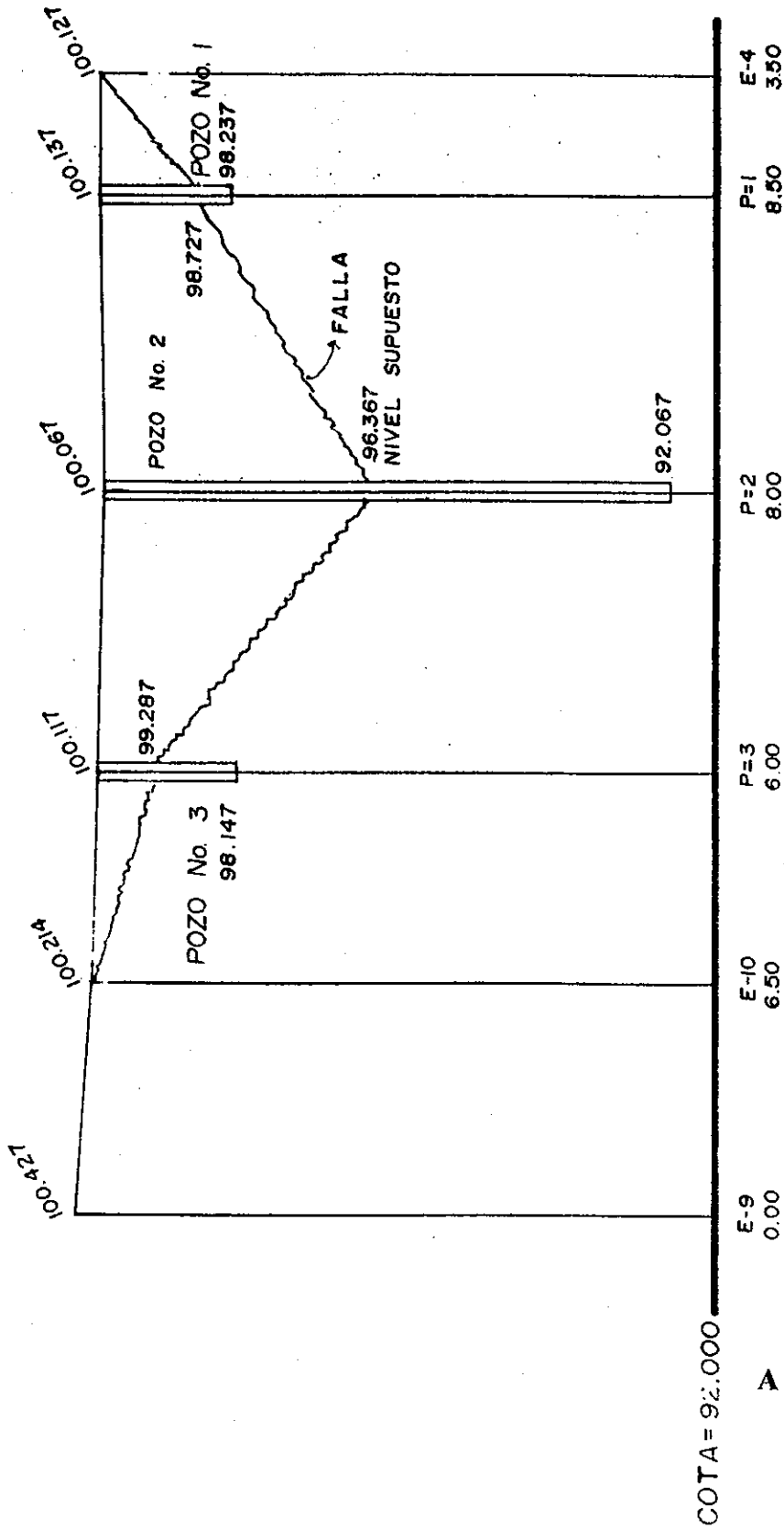
PERFIL TRANSVERSAL

ESCALA VERTICAL 1 : 200
 ESCALA HORIZONTAL 1 : 500

92.067



DIRECCION DE LA FALLA



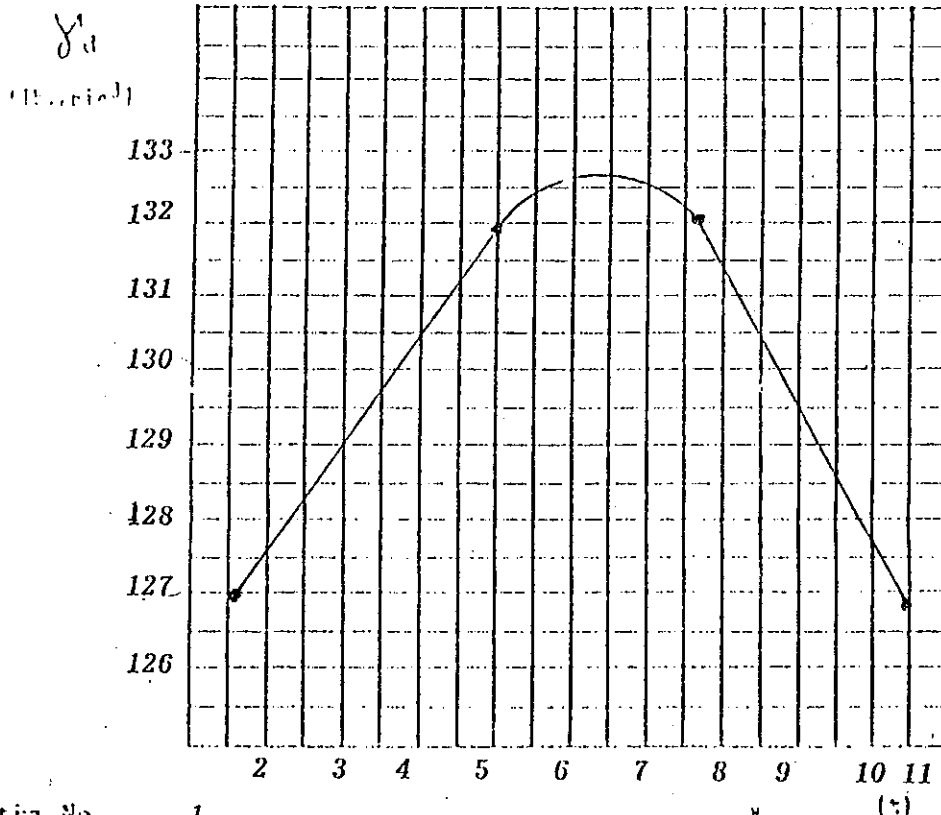
PERFIL LONGITUDINAL

ESCALA VERTICAL 1:100
 ESCALA HORIZONTAL 1:200

INFORME No. 164-Ss.-

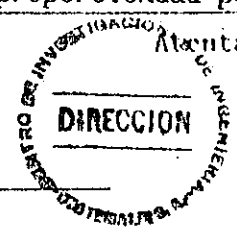
Interesado: César A. Chuc González
 Asunto: Ensayo de compactación: Proctor Estándar () Norma:
Proctor Modificado (x) Norma: AASHTO T-180
 Proyecto: Tesis
 Ubicación: Canal de riego río blanco Sacapulas Quiché
 Fecha: 9 de diciembre de 1997

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD RELATIVA



Muestra No. 1
 Descripción del suelo Arena limo arcillosa color café claro con grava
 Densidad seca óptima: γ_d opt(m) 2.124 t/m³ 132.6 lb/pie³
 Humedad óptima: w opt(m) 7.0 %
 Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado

[Handwritten signature]
 DIRECTOR DEL CII



[Handwritten signature]
 Jefe Departamento de Suelos

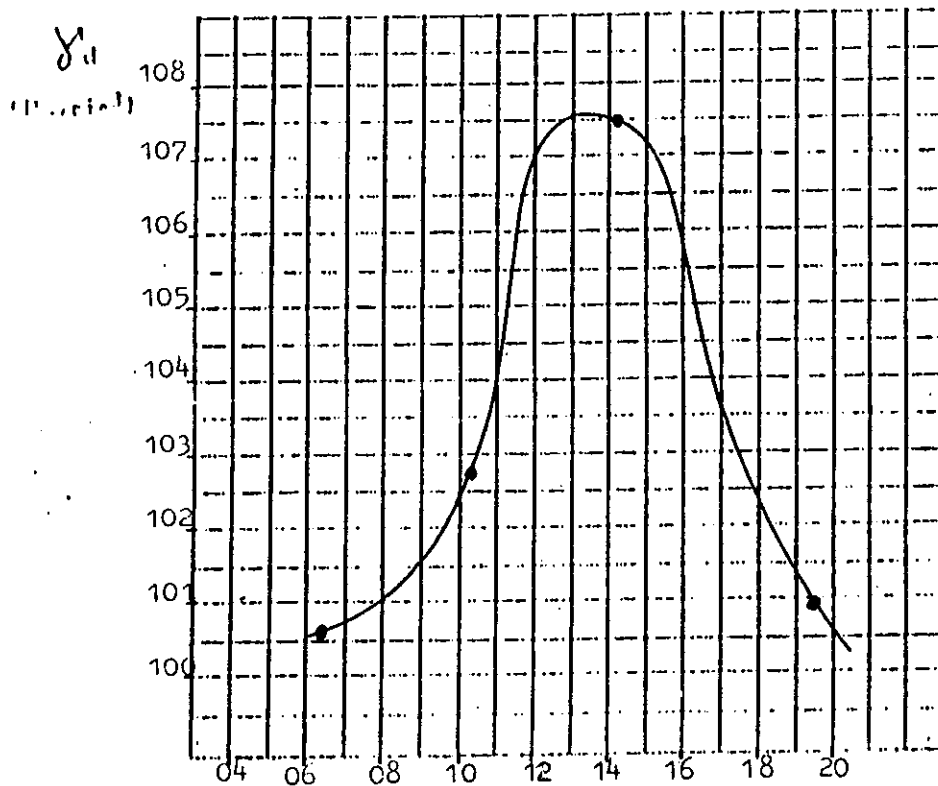
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 LABORATORIO DE SUELOS



INFORME No. 281 Ss.

Interesado: CESAR A. CHUC GONZALEZ
 Asunto: Ensayo de compactación: Proctor Estándar () Norma: Proctor Modificado (X) Norma: AASHTO T-180
 Proyecto: TESIS "ESTABILIZACION DE TALUDES"
 Ubicación: CANAL DE RIEGO SACAPULAS EL QUICHE
 Fecha: 08 DE MAYO DE 1998

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD RELATIVA

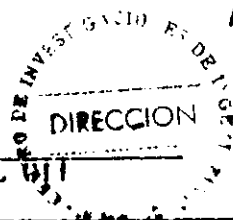


Muestra No. 02 de grava.
 Descripción del suelo Arena Limosa color café claro con algunas partículas
 Densidad seca óptima γ_d ópt(m) 1.725 t/m³ 107.6 lb/ft³
 Humedad óptima: w ópt(m) 13.5 %
 Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado

Atentamente,

Vo. No.

[Signature]
 DIRECTOR DEL ICI



[Signature]
 Jefe Departamento de Suelos

O.T. N°: 009830

INFORME N° 166-Ss

Interesado: **CESAR A. CHUC GONZALEZ**

Asunto

Ensayo CBR

Norma: ANS 1-193

Proyecto: **TESIS**

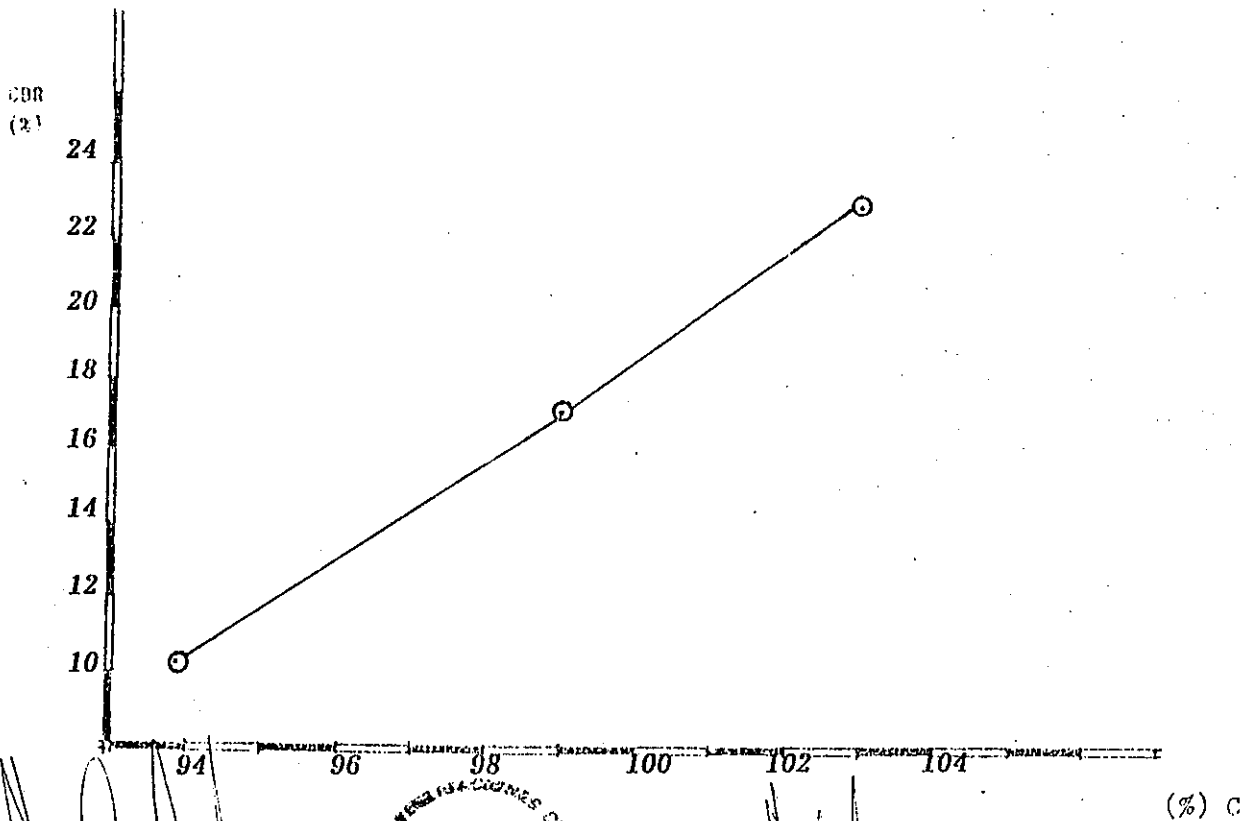
Ubicación: **Río Blanco Sacapulas Quiche**

Fecha: **8 de diciembre de 1997**

Hoja N°: **1**

Descripción del suelo: **Arena limo arcillosa color café claro con grava**

PROBETA N°	GOLPES N°	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	CBR (%)
		W (%)	γ_d (Kg/m ³)			
1	10	6.0	2009.7	94.6	1.0	10.2
2	30	6.0	2106.6	99.0	1.15	17.3
3	65	6.0	2186.4	103.0	1.30	23.0



[Signature]
Vo. Bo. DIRECTOR C.I.I.



[Signature]
Alte JEFE SECCION MECANICA DE SUELOS

ANEXO 11

Int. resalo: CESAR A. CHUC GONZALEZ

Asunto

Ensayo CBR

Norma: AASHTO T-193

Proyecto: TESIS "ESTABILIZACION DE TALUDES"

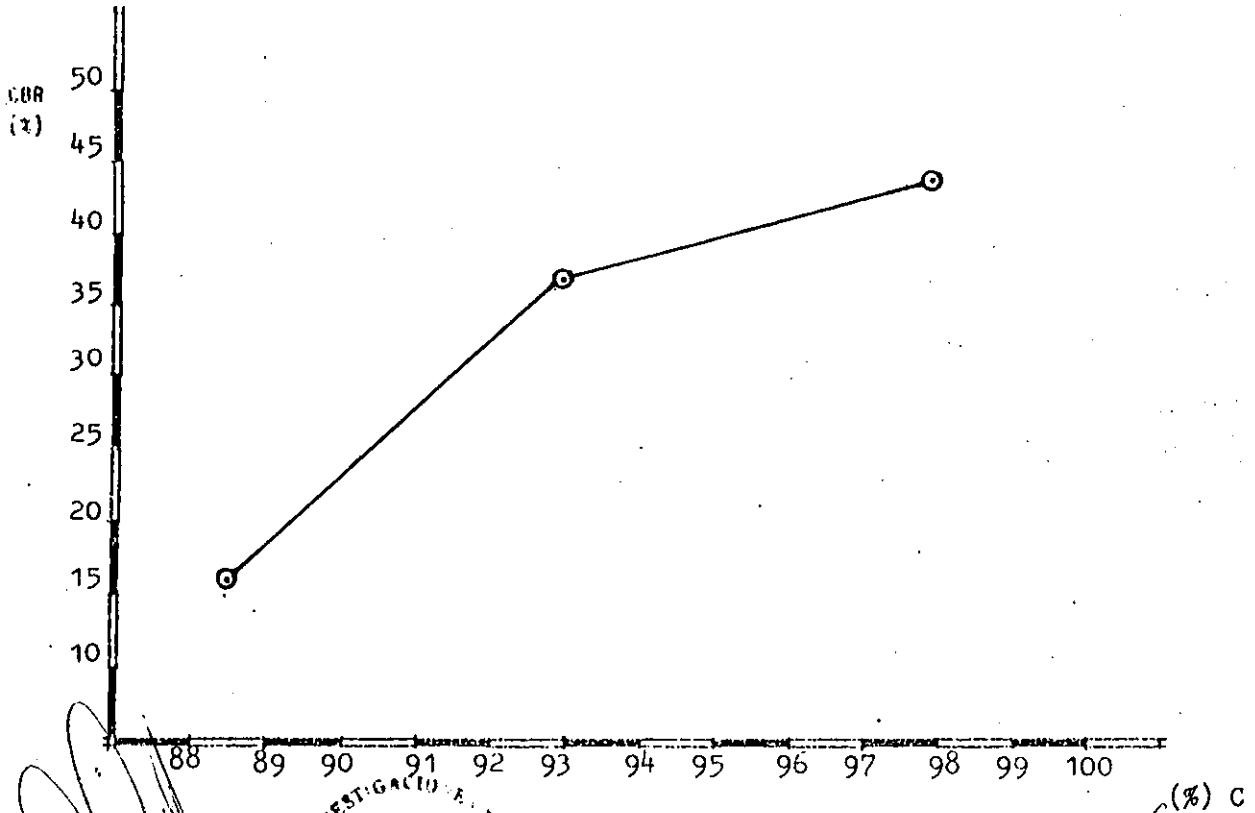
Ubicación: RIO BLANCO SACAPULAS EL GUI Fecha: MAYO 08 DE 1998

Hue. No: 02

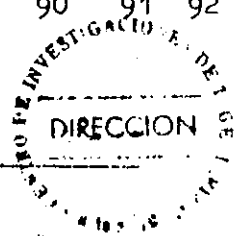
GRAVA.

Descripción del suelo: ARENA LIMOSA COLOR CAPE CLARO CON ALGUNAS PARTICULAS DE

PROBETA Nº	GOLPES nº	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	CBR (%)
		w (%)	γ_d (Kg/m ³)			
01	10	12.0	1526.87	88.5	1.0	16.2
02	30	12.0	1608.41	93.0	0.8	37.9
03	65	12.0	1685.30	98.0	0.7	43.1



[Handwritten signature]
Vo. Bo. DIRECTOR C.I.I.



[Handwritten signature]
Arto. JEFE SECCION MECANICA DE SUELOS



INFORME No.

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

O.I. No. 10057

Interesado: CESAR CHUC

PARAMETROS DE CORTE: $\phi = 26.50$

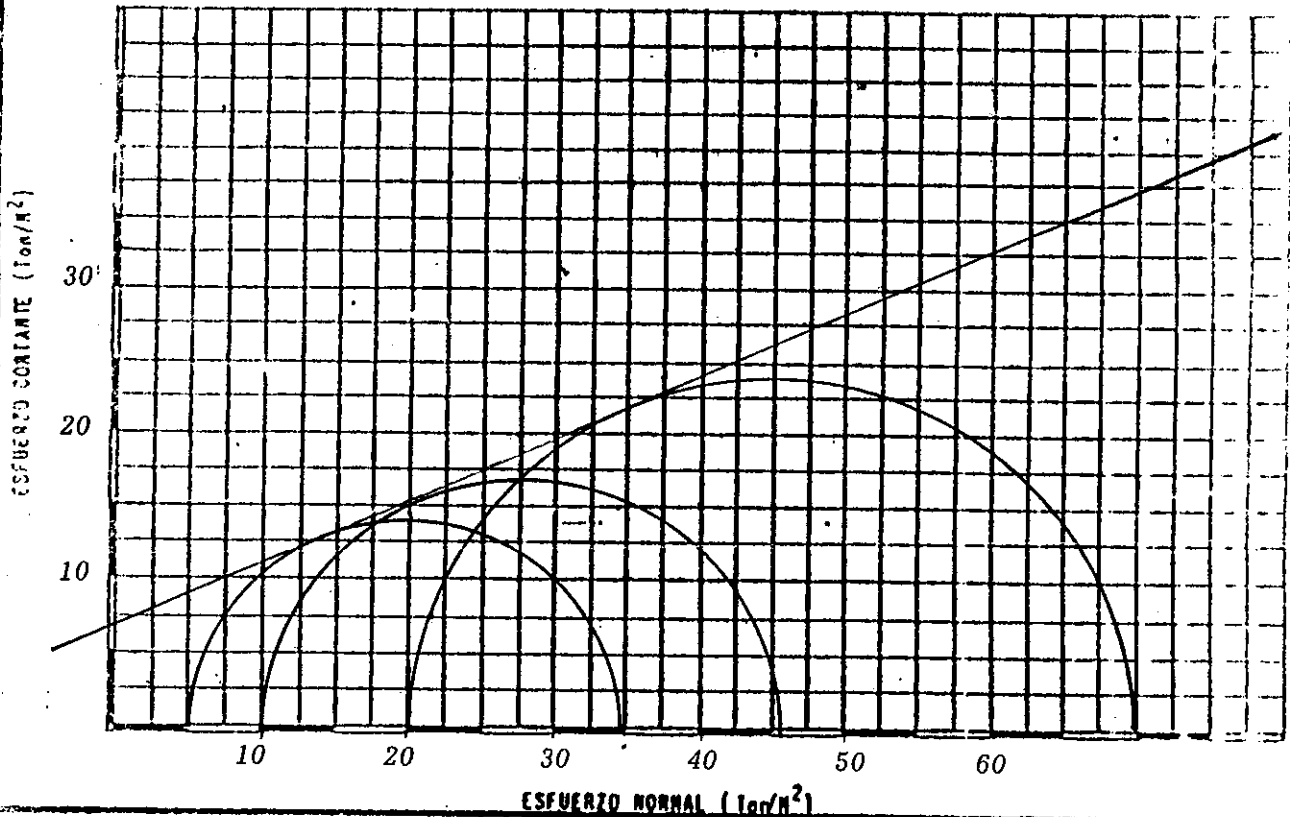
Proyecto: TESIS

$C_u = 6 \text{ T/M}^2$

Ubicación:

Fecha: FEBRERO 20 DE 1998

Muestra No. 01



TIPO DE ENSAYO: NO CONSOLIDAD

DESCRIPCION DEL SUELO: ARCILLA ARENOLIMOSA COLOR CAFE CON GRAVA

DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" x 5" REMOLDEADA

OBSERVACIONES: MUESTRA PROPORCIONADA POR EL INTERESADO

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL σ_3 (Ton/M ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $\sigma_1 - \sigma_3$ (Ton/M ²)	27.12	35.0	50.03
PRESION INTERSTICIAL u (Ton/M ²)			
DEFORMACION EN ROTURA ϵ_r (%)	1.5	2.5	4.0
DENSIDAD SECA γ_d (Ton/M ³)	1.85	1.85	1.85
HUMEDAD DIRECCION w (%)	5.8	5.8	5.8

Vo. Bp.

Jefe Sección Técnica de Suelos

DIRECTOR CII

IVCH

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS

ANEXO 14

