

01121
8



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**APLICACION DE LA INGENIERIA CIVIL EN
LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE LAS
FORMACIONES NATURALES**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

ANGEL ROBERTO AMPUDIA ESPINOSA

DIRECTOR DE TESIS:

M. I. GABRIEL MORENO PECERO

**FACULTAD DE
INGENIERIA**



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

2003

A



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

APLICACIÓN DE LA INGENIERÍA CIVIL EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE LAS FORMACIONES NATURALES

ANGEL ROBERTO AMPUDIA ESPINOSA

Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil.

México, D.F. AÑO 2002.

Universidad Nacional Autónoma de México

Dedicar un escrito suele justificar o vivificar en gran medida el destino que el escritor pretende de las ulteriores ideas que sus líneas implican. Es emprender la libertad y al mismo tiempo el compromiso que una hoja en blanco representa. Esta dedicatoria será un modesto registro que no pretende mas que desvelar el transfondo personal y las características esenciales del autor.

Así pues, presento aquí mi respeto a las dos instituciones que han matizado de un modo indudable a mi esencia: la Universidad y México, a las que dedico con todas mis fuerzas este trabajo escrito y con él, solo el comienzo de una serie de esfuerzos sin reservas que habrán de multiplicarse como los sueños y esperanzas que ahora cimentan mi realidad.

ARAE 2002

CONTENIDO

Introducción

I.- Parámetros básicos en la estabilidad de un talud

II.- Tipos de desestabilización de taludes.

III.- Estructuras estabilizadoras de taludes.

IV.- Casos historia en Ingeniería de estabilidad de taludes.

V.- Estudio geotécnico del deslizamiento localizado en el km 52+170 de la carretera Zacatlán-Zacapoaxtla en el tramo Tepango-Zapotitlán, en Zacatlán, Puebla.

Conclusiones.

INTRODUCCIÓN

I. PARÁMETROS BÁSICOS EN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD.

- I.1.- Introducción. *(pag. 7)*
- I.2.- Parámetros geométricos. *(pag. 7)*
- I.3.- Parámetros geológicos. *(pag. 8)*
- I.4.- Parámetros hidrológicos e hidrogeológicos. *(pag. 9)*
- I.5.- Parámetros geotécnicos. *(pag. 10)*
- I.6.- Parámetros ambientales y antrópicos. *(pag. 11)*

II. TIPOS DE DESESTABILIZACIÓN DE TALUDES.

- II.1.-. Introducción. *(pag. 13)*
- II.2.- Nomenclatura de un talud. *(pag. 46)*
- II.3.- Nomenclatura de los procesos de movimiento. *(pag. 16)*
- II.4.- Dimensiones. *(pag. 18)*
- II.5.- Etapas en el proceso de falla. *(pag. 20)*
- II.6.- Procesos en la etapa de deterioro. *(pag. 21)*
- II.7.- Clasificación de los movimientos en masa. *(pag. 26)*
- II.8.- Caracterización del movimiento. *(pag. 40)*

III. ESTRUCTURAS ESTABILIZADORAS DE TALUDES.

- III.1.- Introducción. *(pag. 45)*
- III.2.- Tipos de estructura y sistemas de estabilización *(pag. 46)*
- III.3.- Selección del tipo de estructura de contención. *(pag. 54)*
- III.4.- Criterios de comportamiento. *(pag. 54)*
- III.5.- Parámetros geotécnicos. *(pag. 59)*
- III.6.- Determinación de los parámetros de diseño. *(pag. 60)*

IV. CASOS HISTORIA EN INGENIERÍA DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

IV.1.- Problemas geotécnicos en la construcción de obras de ingeniería, en la zona de barrancas de Guadalajara, Jalisco. *(pag. 63)*

IV.2.- Las Margas Azules del Guadalquivir y la inestabilidad de taludes. Parte sur de la Península Ibérica. *(pag. 67)*

IV.3.- Problemas en la zona de Úbeda, España. *(pag. 70)*

IV.4.- Diseño y construcción de cortes y rellenos singulares en la Autovía del Noroeste, España. *(pag. 74)*

IV.5.- Deslizamientos en el km 11+800 de la autopista Tenango-Ixtapan de la Sal, Edo. De México. *(pag. 77)*

IV.6.- Falla peculiar de un talud aguas abajo de una presa de tierra. *(pag. 80)*

IV.7.- Deslizamiento de la vía de ferrocarril Córdoba-Paso del Macho, en el viaducto Pensil. Túnel Tabasco. *(pag. 85)*

V. Estudio Geotécnico del Deslizamiento Localizado en el km 52+170 de la Carretera Zacatlán-Zacapoaxtla, en el tramo Tepango-Zapotitlán en Zacatlán, Puebla.

V.1.- Antecedentes. *(pag. 88)*

V.2.- Introducción. *(pag. 88)*

V.3.- Descripción general de la falla. *(pag. 89)*

V.4.- Estudios de campo efectuados. *(pag. 89)*

V.5.- Interpretación de resultados. *(pag. 91)*

V.6.- Análisis geotécnico. *(pag. 92)*

V.7.- Recomendaciones. *(pag. 93)*

V.8.- Especificaciones. *(pag. 94)*

VI. CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN

Nuestro país cuenta con una configuración orográfica en gran parte del territorio, accidentada, compuesta de manera general por dos cadenas montañosas de gran magnitud, la occidental que cruza la mayor parte del territorio nacional desde el norte de Sonora hasta el sur de Chiapas y la oriental desde el norte del estado de Nuevo León hasta la confluencia de los estados de Veracruz, Puebla y Oaxaca; además de la franja montañosa de la Península de Baja California así como con múltiples formaciones ubicadas en el centro e istmo del país, que hacen que el crecimiento de la infraestructura nacional requiera del apoyo del conocimiento de varias ramas de la ingeniería, destacando la civil.

La situación antes comentada, aunada a la gran actividad sísmica que aqueja a una gran parte del territorio, cobra mayor importancia en el centro de la República, región también conocida por rasgos culturales pretéritos afines, como Meso América Central, donde actualmente se asienta más del 35% de la población a la que hay que proveer de servicios como vivienda, agua potable, alcantarillado, alumbrado público, comunicación, etc. con base en obras diversas; tales como: presas (almacenamiento, regulación y derivación), casas y edificios, red de uso y desuso de agua, carreteras, etc.

Todas las obras mencionadas, están sujetas a la manipulación de las condiciones naturales del terreno a través de cortes, rellenos o terraplenes y excavaciones. La ingeniería Civil procura que dichas actividades se lleven a cabo observando las mejores condiciones de economía, seguridad, funcionalidad y armonía con la naturaleza. Respecto de la seguridad, debemos, como ingenieros, garantizar el estado estable de estos cortes, rellenos y excavaciones para evitar al máximo la posibilidad de ocurrencia de desastres que conlleven pérdidas lamentables de tiempo, dinero y lo que es peor, de vidas humanas.

Al tenor de estas apreciaciones, surge esta tesis referente al estudio de la estabilidad de los taludes y que tiene por fin el de asentar, desde mi perspectiva, los aspectos fundamentales de la estabilidad, tomando en cuenta los aspectos geológicos, geohidrológicos, hidrológicos y geotécnicos influyentes en el estado mecánico de las formaciones naturales a estudiar; así como proponer medidas preventivas, sin olvidar la inherente interacción que debe existir con las autoridades y población en general y, por otro lado, hacer mención de medidas correctivas aplicables ya una vez detectado el movimiento, tomando en cuenta para ello factores geotécnicos, hidráulicos y ambientales.

En el primero de los capítulos que integran el presente escrito, se mencionan y describen los parámetros básicos que afectan la estabilidad de un talud, con el propósito de elaborar un diagnóstico de los problemas de inestabilidad lo más preciso posible y un diseño efectivo de solución.

El segundo capítulo, trata el sistema de nomenclatura y clasificación propuesto por Varnes en 1978 aumentado con algunos factores importantes, entre ellos la diferenciación entre los procesos de deterioro y los de deslizamiento, pero que en términos generales no afectan los principios básicos de la clasificación del Transportation Research Board.

El tercero de estos capítulos se ocupa de las estructuras de contención o anclaje destinadas a resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida y transmitir las fuerzas a la cimentación o a un sitio fuera de la zona en movimiento. Se diferencian aquí, dos condiciones de diseño de una estructura de contención: condición de talud estable y condición de deslizamiento.

Para brindar una idea clara de los conceptos tratados en los capítulos I, II y III, el cuarto capítulo menciona varios ejemplos de inestabilidad de taludes en obras tales como; presas, carreteras, un terraplén de vía férrea, así como el desplome de la estructura

de un faro de navegación y en todos los casos sus estudios, tratamientos y soluciones implementadas.

La parte central de este trabajo, acomodada en el quinto capítulo, consiste en la mención de las situaciones descriptivas y analíticas relacionadas a un caso en particular del estudio y tratamiento de la estabilidad de un talud, (falla geotécnica localizada en el km 52+170 de la carretera Zacatlán-Zacapoaxtla en el tramo Tepango-Zapotitlán, en Zacatlán, Puebla. Se ofrece un acercamiento más detallado a los conceptos que se engloban en los anteriores cuatro capítulos.

Finalmente se concluyen, en el sexto capítulo, los puntos sobresalientes de todo el tratamiento dado a la ingeniería de estabilidad de taludes en este trabajo escrito.

I. PARÁMETROS BÁSICOS EN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD.

I.1 INTRODUCCIÓN.

La investigación de la estabilidad o de la inestabilidad de un talud de una ladera, de un talud en la cortina de una presa o de cualquier otro construido para una obra de ingeniería, consiste en obtener toda la información posible sobre las características topográficas, geológicas, geotécnicas y ambientales que permitan realizar un diagnóstico lo más preciso posible y un diseño efectivo de solución. Para el propósito de la investigación es necesario conocer cuáles son los parámetros básicos a considerar.

I.2.-Parámetros geométricos

La conformación topográfica del talud: altura, pendiente, la forma de su superficie exterior, largo y ancho, actuando en forma conjunta o separada, afectan la estabilidad de un talud, por cuanto determinan los niveles de esfuerzos totales y las fuerzas de gravedad que provocan los movimientos.

La topografía de la superficie exterior de un talud es un factor que influye en la intensidad de infiltración de agua en el suelo que conforma dicho talud y en la velocidad con la que el agua fluye a través de la superficie del talud, lo que a su vez se refleja en la meteorización y posterior pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante.

La topografía inside también en el nivel de esfuerzos resistidos por la masa del talud en cuanto determina la ubicación de los bloques o masas de materiales.

1.2.1.- Pendiente

En los taludes suaves, la velocidad del flujo de agua superficial es menor que la velocidad con que el agua corre en taludes empinados, por lo que el grado de infiltración del agua en la masa del talud y la meteorización causada es mayor en taludes suaves que en los empinados.

Según Skempton, teóricamente en suelos granulares limpios y secos el ángulo de inclinación del talud con la horizontal no debe sobrepasar el del ángulo de fricción interna del material para mantener la estabilidad.

1.2.2.- Curvatura.

Está dada por la concavidad o convexidad de la superficie exterior del talud y afecta el equilibrio de la masa en sí, así como la capacidad de infiltración y de erosión por su efecto en la velocidad del agua de escorrentía.

1.2.3.- Largo-ancho

En términos absolutos, un talud siendo más largo, está más expuesto a la acción erosionante del agua de escorrentía.

1.2.4.- Áreas de infiltración arriba del talud.

Es importante identificar áreas de concentración de agua arriba del talud, que coinciden con depresiones topográficas. Entre más grande sea la zona que aporte agua al talud, mayor será la afectación de su estabilidad.

1.3.-Parámetros Geológicos.

La Geología generalmente, define algunas características del suelo o roca, tales como grado de alteración, grado de discontinuidad, los que a su vez influyen en su resistencia.

Los elementos geológicos principales son los siguientes:

1.3.1.- Formación Geológica.

Los suelos de origen ígneo-metamórfico poseen un comportamiento diferente a los suelos de origen sedimentario, tales como aluviones, coluviones, etc. en razón de su permeabilidad, grado de erosión o alterabilidad, lo que determina su comportamiento mecánico.

1.3.2.- Estructura y discontinuidades.

En las formaciones naturales se observa que el grado y la dirección de las discontinuidades influyen en la generación de planos de discontinuidad, formados por el flujo del agua que se infiltra.

1.3.3.- Meteorización.

La alteración de las rocas y los suelos genera descomposición o degradación, que da por resultado la modificación sustancial de los parámetros de resistencia, facilitando la ocurrencia de deslizamientos.

1.4.-Parámetros Hidrológicos e Hidrogeológicos.

Los cambios en el régimen de aguas subterráneas actúan como detonadores de movimientos en las laderas o taludes y estos se encuentran generalmente, relacionados con las lluvias y la hidrología superficial. En un estudio de deslizamientos se deben tener en cuenta los parámetros relacionados con la hidrogeología y en especial los siguientes factores:

1.4.1.- Características de la lluvias.

La ocurrencia de períodos lluviosos intensos produce un incremento en los esfuerzos asumidos por el agua en el suelo representado por un incremento en los niveles piezométricos; esto, aunado a que la saturación disminuye las tensiones capilares, resulta en un decremento en la resistencia al corte del material y el consiguiente incremento en el riesgo de inestabilidad.

1.4.2.- Régimen de aguas subterráneas.

Los niveles de agua freática pueden fluctuar de manera considerable con el tiempo y modificar la resistencia de los materiales y el estado de esfuerzos.

Es importante determinar las áreas de recarga y descarga, partiendo de la base del conocimiento del clima regional y análisis del terreno, incluyendo el tipo y distribución de la roca, falla, fracturas, manantiales y humedales.

1.5.-Parámetros Geotécnicos.

1.5.1.- Resistencia al Corte

El fenómeno de deslizamiento de un talud puede ser físicamente representado con la ayuda de los conceptos mecánicos involucrados en la resistencia al corte: ángulo de fricción interna (ϕ ###) y cohesión (c).

1.5.2.- Permeabilidad.

La permeabilidad mide la resistencia interna de los materiales al flujo del agua y puede definir el régimen de agua subterránea, concentración de corrientes, etc. Los valores del coeficiente de

permeabilidad varían de 100 cm/s en roca fracturada o suelos compuestos por arenas y gravas, hasta 10.⁻¹⁰ cm/s en arcillas impermeables o en pizarras y granitos sanos.

1.5.3.- Sensitividad

La sensitividad se define como la relación de la resistencia pico al corte entre una muestra inalterada y otra remoldeada. En algunos suelos arcillosos esta relación puede ser hasta de 4, lo que equivale a que se pierde gran parte (hasta el 75%) de la resistencia al remoldearse; y en la literatura se conoce de casos catastróficos, donde por acción del cambio de esfuerzos, el suelo se remoldea "in situ", pierde su resistencia y se produce el deslizamiento.

1.5.4.- Expansividad.

Los suelos arcillosos al contacto con el agua expanden su volumen produciéndose movimientos de extensión dentro de la masa de suelo. En suelos sensitivos se puede producir pérdida de resistencia al corte por acción del remoldeo generado por el proceso expansivo.

La expansividad de suelos arcillosos en los rellenos de juntas puede generar deslizamientos en roca.

1.5.5.- Erosionabilidad.

La erosionabilidad es la facilidad con la cual el suelo puede ser desprendido y transportado, por ejemplo, por la acción del agua. Este factor puede afectar la estabilidad de un talud, en cuanto a que produce cambios topográficos desestabilizantes o genera conductos internos de erosión.

1.6.-Parámetros ambientales y antrópicos.

El clima ejerce una influencia en el grado de meteorización. Según investigaciones realizadas por Blight, las reacciones químicas se duplican con cada 10°C de aumento de la temperatura. Factores tales como: evaporación, vegetación y modificaciones causadas por el hombre (antrópicas), pueden producir alteración del talud lo cual afecta su estabilidad.

II. TIPOS DE DESESTABILIZACIÓN DE TALUDES.

II.1 INTRODUCCIÓN

Antes de entrar de lleno al estudio del comportamiento de los taludes, se requiere establecer una serie de principios en lo referente a nomenclatura y clasificación. Para ello, en la literatura se encuentran dos sistemas de clasificación propuestos por Hutchinson (1968) y por Varnes (1958 y 1978). Este último sistema fue actualizado por Cruden y Varnes en el "Special Report 247" del Transportation Research Board de Los Estados Unidos (1996) y es en el que se basa el presente escrito; sin embargo, a esta clasificación se agregaron algunos factores importantes, entre ellos la diferenciación entre los procesos de deterioro y los de deslizamiento, pero en términos generales se mantuvieron los principios básicos de la clasificación del Transportation Research Board.

II.2 NOMENCLATURA DE UN TALUD.

Un talud o ladera es una masa de tierra que posee pendiente o cambios de altura significativos. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente. (**figura 1**).

Las laderas que han permanecido estables por muchos años pueden fallar en forma imprevista debido a cambios topográficos, sismicidad, flujos de agua subterránea, meteorización o factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad.

Los taludes se pueden agrupar en dos categorías generales: Los terraplenes y los de cortes de laderas. Además, se pueden

presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes y laderas.

En el talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos:

II.2.1.- Pie.

Corresponde a la parte del talud o ladera en donde se tiene un cambio brusco de pendiente en la parte inferior.

II.2.2.- Cabeza o escarpe.

Se refiere a la parte superior del talud o ladera en donde se tiene un cambio brusco de pendiente.

II.2.3.- Altura

Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza del talud o ladera, la cual se define claramente en taludes artificiales, pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.

II.2.4.- Altura de nivel freático.

Distancia entre el pie del talud o ladera y el nivel de agua subterránea medida en la vertical que pasa por la cabeza o escarpe.

II.2.5.- Pendiente.

Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, o según la relación $m:1$, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical.

Ejemplo: Pendiente: 45° , 1:1

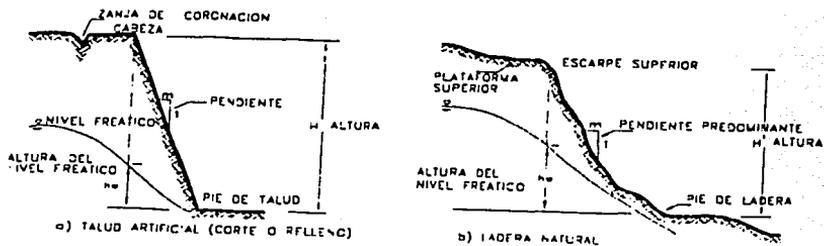


Figura 1.- Nomenclatura de taludes y laderas.

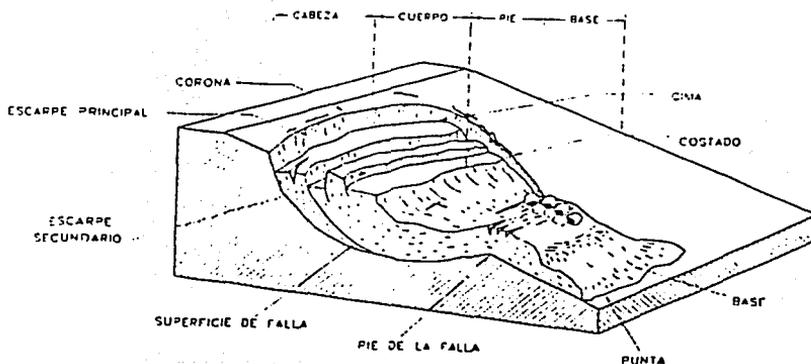


Figura 2.- Nomenclatura de un deslizamiento.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Existen, por otra parte, otros factores topográficos que se requieren definir como son longitud, convexidad (según corte vertical), curvatura (según corte horizontal), área de cuenca de drenaje, los cuales pueden tener influencia sobre el comportamiento geotécnico del talud.

II.3 NOMENCLATURA DE LOS PROCESOS DE MOVIMIENTO.

Los procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas corresponden generalmente, a movimientos hacia abajo y hacia los lados de los materiales que conforman un talud de roca, suelo natural o relleno, o una combinación de ellos. Los movimientos ocurren generalmente, a lo largo de superficies de falla, por caída libre, movimientos de masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia arriba, mientras otros se mueven hacia abajo.

En la **figura 2** se muestra un deslizamiento o movimiento de masa típico, con sus diversas partes cuya nomenclatura es la que se menciona a continuación:

II.3.1.- Escarpe principal.

Corresponde a una superficie muy inclinada a lo largo de la parte superior de la masa en movimiento, causada por la pérdida de estabilidad del talud. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la llamada superficie de falla.

II.3.2.- Escarpes secundarios.

Son superficies muy inclinadas producidas por desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se mueve.

II.3.3.- Cabeza.

Material que se localiza atrás del escarpe principal.

II.3.4.- Cima.

El punto más alto del contacto entre el material inestable y el escarpe principal.

II.3.5.- Corona.

Material que se encuentra en el sitio, prácticamente inalterado y adyacente a la parte más alta del escarpe principal.

II.3.6.- Superficie de falla.

Corresponde al contacto entre el material inestable y el que no se mueve.

II.3.7.- Pie de la falla.

La línea de interacción (algunas veces oculta) entre la parte inferior de la superficie de falla y la superficie original del terreno.

II.3.8.- Base.

El área cubierta por el material inestable abajo del pie de la falla.

II.3.9.- Punta o cuña.

La zona del material inestable que se encuentra a mayor distancia de la parte superior de la masa en movimiento.

II.3.10.- Costado o flanco.

Un lado (perfil lateral) del material en movimiento.

II.3.11.- Superficie original del terreno.

La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

II.3.12.- Derecha e izquierda.

Para describir un deslizamiento se prefiere usar la orientación geográfica, pero si se emplean las palabras derecha e izquierda debe definirse al deslizamiento observado desde la corona mirando hacia el pie.

II.4. DIMENSIONES.

Para definir las dimensiones de un movimiento se utiliza la terminología recomendada por el IAEG (**figura. 3**).

II.4.1.- Ancho de la masa desplazada. Wd

Ancho máximo de la masa desplazada perpendicularmente a la longitud, Ld.

II.4.2.- Ancho de la superficie de falla. Wr

Ancho máximo entre los flancos (bordes laterales) del deslizamiento perpendicularmente a la longitud Ld.

II.4.3.- Longitud de la masa deslizada. Ld

Distancia entre la punta y la cabeza.

II.4.4.- Longitud de la superficie de falla. Lr

Distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y la corona.

II.4.5.- Profundidad de la masa desplazada. Dd

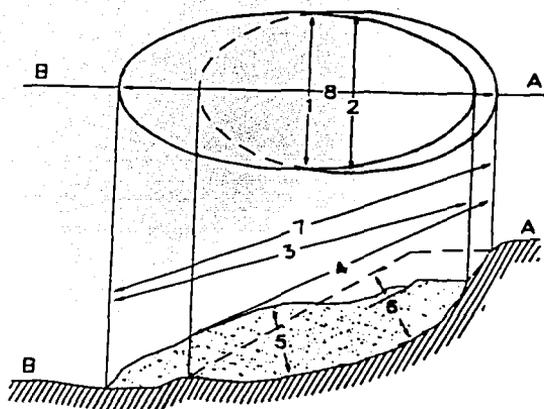
Máxima profundidad de la masa movida perpendicular al plano conformado por Wd y Ld.

II.4.6.- Profundidad de la superficie de falla. Dr

Máxima profundidad de la superficie de falla con respecto a la superficie original del terreno, medida perpendicularmente al plano conformado por Wr y Lr.

II.4.7.- Longitud total. L

Distancia mínima desde la punta o cuña a la corona del deslizamiento.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.- Dimensiones de los movimientos según la Commission on Landslides en 1990.

II.4.8.- Longitud de la línea central. Lcl

Distancia existente desde la punta o cuña hasta la corona del deslizamiento a lo largo de puntos sobre la superficie original .

El volumen de suelo de la formación natural medido anterior al deslizamiento experimenta generalmente un incremento con el movimiento debido a que el material se dilata por el remoldeo. El término "Factor de expansión" puede ser utilizado para describir este aumento en volumen, como un porcentaje del volumen antes del movimiento.

En ocasiones críticas, como en el caso de roca, el Factor de expansión puede llegar al 70%.

II.5.- ETAPAS EN EL PROCESO DE FALLA.

Toda clasificación de los deslizamientos describe e identifica a los cuerpos que están en movimiento relativo. Las clasificaciones encontradas en la literatura son de carácter esencialmente geomorfológico y solo algunas de ellas involucran consideraciones mecánicas o propiamente geológicas.

Dado lo anterior, se deben considerar cuatro etapas diferentes para la clasificación de movimientos:

- a. Etapa de **deterioro** o antes de la falla donde el suelo está esencialmente intacto.
- b. Etapa de **falla** caracterizada por la formación de una superficie de falla o el movimiento de una importante masa de material.
- c. La etapa **post-falla** que incluye los movimientos de la masa involucrada en un deslizamiento desde el momento de la falla y hasta el preciso instante en el cual se detiene por completo.
- d. La etapa de **posible reactivación** en la cual pueden ocurrir movimientos que pueden considerarse como una nueva falla; e incluye las tres etapas anteriores.

II.6.- PROCESOS EN LA ETAPA DE DETERIORO.

Como deterioro se conoce al proceso de alteración física y química en donde los materiales sujetos a él, en este caso las formaciones naturales, se desintegran o descomponen de manera que se puede generar, debido a la relajación de esfuerzos y pérdida en la resistencia del material, la práctica destrucción de la superficie exterior del talud que puede conducir a caídas de roca o bien al colapso total del mismo. (figura 4).

La clasificación de los procesos de deterioro que a continuación se presenta, fue propuesta por Nicholson y Hencher en 1997.

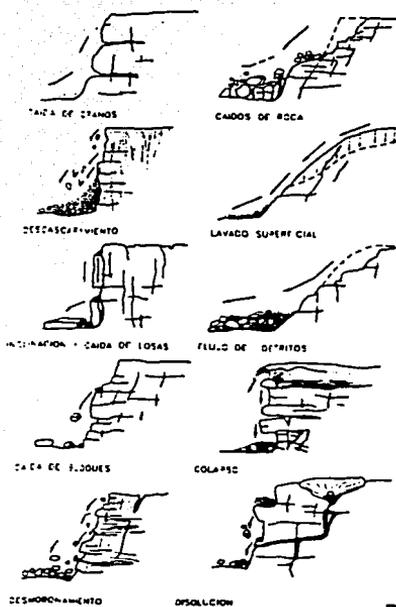
II.6.1.- Caída de granos.

Consiste en la caída de granos individuales previamente desintegrados de la masa de roca. Depende de la resistencia de la uniones intergranulares y las microgrietas relacionadas con los granos.

Como solución se ha observado que la limpieza de los residuos en el pie del talud y el cubrimiento con técnicas de bioingeniería brindan resultados positivos y ventajosos.

II.6.2.- Descascaramiento.

Con este nombre se le conoce al hecho de la caída de cáscaras de material de la masa de roca. Las cáscaras tienen forma de láminas con una dimensión significativamente menor a las otras dos dimensiones; es decir, laminar. Puede reflejar la litología o puede reflejar la penetración de la meteorización.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.- Procesos de deterioro en macizos rocosos.

II.6.3.- Formación, inclinación y caída de losas de roca.

Este fenómeno se inicia formándose prismas o pequeñas placas del material que conforma la formación, pudiendo existir deslizamiento y rotación. Generalmente, las fracturas a tensión paralelas a la superficie del talud son prerequisite para su ocurrencia, seguidas por la pérdida de soporte. Pueden caer grandes bloques de material y pueden significar una amenaza importante, pudiéndose crear taludes negativos. Las inclinaciones se pueden considerar como un proceso de deterioro, o bien como un movimiento del talud.

Como tratamiento se sugiere la construcción de bermas intermedias, o estructuras de contención.

II.6.4.- Caídos de bloques.

Pueden caer libremente y de manera ocasional bloques individuales de roca de tamaño cualquiera, produciendo un deterioro en la estructura del talud de la formación natural. Es complicada la predeterminación de este tipo de caídos debido al gran rango de tamaños que pueden caer y especialmente los bloques de gran tamaño pueden causar daño estructural. En ocasiones bajan saltando y rodando y pueden desplazarse grandes distancias. Estos caídos están considerados como caídos de roca en la clasificación general de movimientos de taludes.

Como tratamiento se sugiere la utilización de mallas de acero y de concreto lanzado.

II.6.5.- Desmoronamiento del talud.

El desmoronamiento de partículas sólidas de la superficie exterior del talud de la formación produce caída de bloques de diversas dimensiones de manera semicontinua. Puede crear grandes acumulaciones de detritus en el pie del talud.

Como solución se ha utilizado con éxito la colocación de mallas, o bien trampas para detritus, consistentes frecuentemente en zanjas y cercas protectoras.

II.6.6.- Caídos de roca.

La caída de muchos bloques de roca a la vez precisa que haya ocurrido un debilitamiento en la resistencia al esfuerzo cortante de la masa de roca, debido a la fragmentación y a la falta o disminución de soporte lateral.

II.6.7.- Erosión superficial.

La erosión comprende el desprendimiento, el transporte y la depositación de partículas sólidas o masas pequeñas de suelo o roca por acción de los esfuerzos generados por el movimiento generalmente del aire o del agua (erosión eólica y fluvial). El flujo del agua puede concentrarse en canales produciendo surcos y cárcavas.

Las gotas de lluvia, gracias al golpeteo de las mismas sobre la superficie del talud pueden contribuir al desprendimiento de partículas sólidas o granos. Gracias a lo anterior, se puede producir sedimentación de materiales en el pie del talud.

Como solución es recomendable, la construcción de obras drenantes y de bioingeniería, así como concreto lanzado o modificaciones de la topografía del talud.

II.6.8.- Flujo de detritus.

Se refiere al desprendimiento y transporte de partículas sólidas gruesas y finas en una matriz de agua en forma de flujo. Los flujos de detritus son de difícil predicción, tal que se componen de grandes volúmenes de material y pueden significar un riesgo de moderado a alto.

Es necesario elaborar un análisis especial en cada caso particular. Generalmente no se les considera como procesos de deterioro sino como deslizamientos. Sin embargo, pueden generar grandes deslizamientos de la formación natural al producir cambios topográficos importantes.

II.6.9.- Colapso.

Se refiere al hecho de que bloques independientes de gran tamaño colapsen debido a la falta de soporte vertical. El tamaño de los bloques en general es de más de 50 cm e incluyen los taludes negativos (overhangs). Pueden representar un gran riesgo si su tamaño es de importancia. Las soluciones incluyen varias soluciones de estructuras de retención.

II.6.10.- Disolución.

Este fenómeno relacionado con los materiales solubles en agua puede ser acelerado por las condiciones locales, especialmente la presencia de aguas agresivas y puede producir cavidades internas que podrían colapsar. Como tratamiento se sugiere la inyección o relleno de estas cavidades.

II.6.11.- Expansión y contracción.

En los suelos esencialmente arcillosos se producen alteraciones de volumen debidas a cambios de humedad asociados con el potencial permeante del material. Estas expansiones y contracciones producen agrietamientos y cambios en la estructura del suelo generalmente con pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante original. Estos cambios volumétricos se pueden disminuir evitando los cambios de humedad o disminuyendo el potencial de expansión utilizando procedimientos físicos y químicos como es la adición de cal.

II.6.12.- Agrietamiento cosísmico.

Los sismos pueden producir agrietamientos especialmente en los materiales frágiles. Los agrietamientos cosísmicos debilitan la estructura de la masa del talud y generan superficies preferenciales de falla. El agrietamiento cosísmico es menor cuando existe buen refuerzo subsuperficial con raíces arbóreas.

II.6.13.- Deformaciones por concentración de esfuerzos y fatiga.

Los materiales al estar sometidos a esfuerzos sufren deformaciones, las cuales aumentan con el tiempo en una especie

de fatiga de los materiales de suelo o roca. Estas deformaciones se pueden evitar disminuyendo los esfuerzos sobre el suelo, construyendo estructuras de contención o refuerzo.

II.6.14.- Agrietamiento por tensión.

La mayoría de los suelos poseen muy baja resistencia a la tensión y la generación de este tipo de esfuerzos aún relativamente pequeños, (especialmente en la parte superior de los taludes y laderas), pueden producir grietas de tensión, las cuales facilitan la infiltración de agua y debilitan la estructura de la masa de suelo permitiendo la formación de superficies de falla.

II.7.- CLASIFICACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS EN MASA.

Para la clasificación de los movimientos en masa se presenta el sistema propuesto originalmente por Varnes (1978), el cual tipifica los principales tipos de movimiento. Algunos de estos movimientos están incluidos en la clasificación de los procesos de deterioro previos a un deslizamiento y es difícil identificar cuándo son procesos de deterioro y cuándo son componentes principales del movimiento del talud.

II.7.1.- Caídos.

Los caídos de cualquier tamaño se presentan cuando se desprenden partes de un talud de pendiente fuerte a lo largo de una superficie y descienden principalmente por caída libre, a saltos o rodando. (**figuras 5, 6 y 7**).

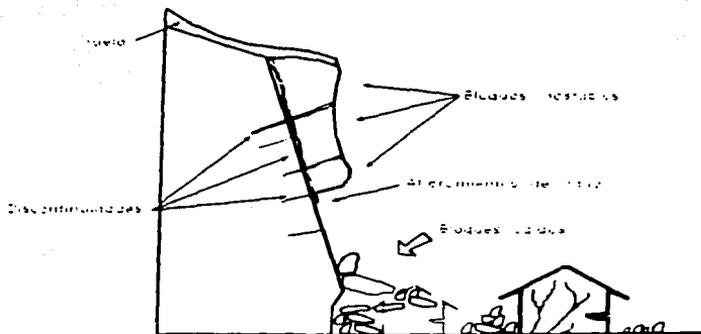


Figura 5.- Caídos de bloques por gravedad en roca fracturada.

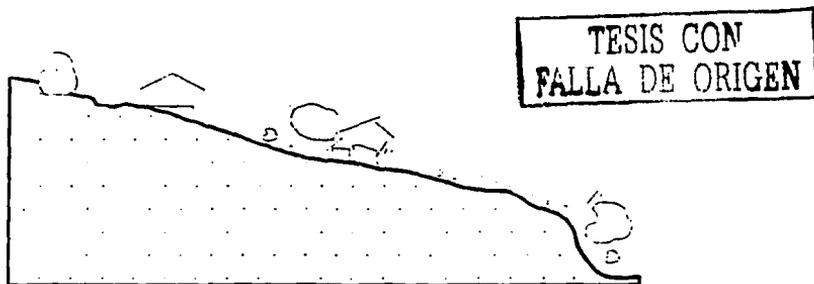
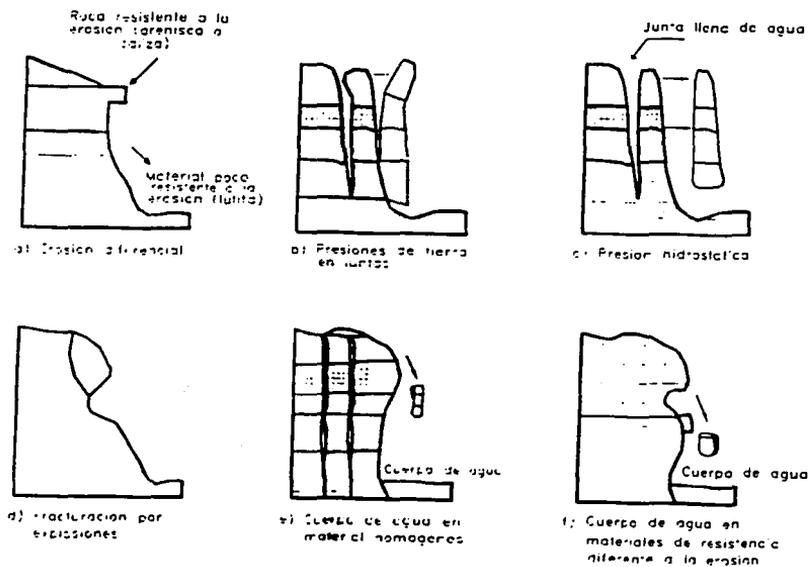


Figura 6.- Caídos de bloques rodando.



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Figura 7.- Diversos mecanismos de falla de caídos.

El movimiento es de muy rápido a extremadamente rápido y puede o no ser precedido de movimientos menores que conduzcan a la separación progresiva o inclinación del bloque o masa de material.

La observación muestra que los movimientos tienden a ser de caída libre cuando la pendiente superficial es de más de 75°. En taludes de ángulo menor generalmente los materiales al moverse rebotan y en los taludes de menos de 45° los materiales tienden a rodar.

Los "caídos de roca" corresponden a bloques de roca relativamente sana, los "caídos de residuos o detritus" están compuestos por partículas sólidas pequeñas de suelo o masas blandas. (**figura 8**).

Willie y Norrish en el año de 1996 indicaron como causas de los caídos de roca en California la lluvia, la fracturación de las rocas, el viento, la escorrentía, el movimiento de los animales, la erosión diferencial, las raíces de los árboles, los nacimientos de agua, las vibraciones de maquinaria y vehículos y la descomposición del suelo.

Deben incluirse adicionalmente, los terremotos, los cortes generados para las vías terrestres, la explotación de materiales y demás actividades antrópicas.

II.7.2.- Inclinación o volteo.

Este tipo de movimiento consiste en una rotación hacia adelante de una unidad o unidades de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad y generalmente, ocurren en las formaciones rocosas, (**figura 9**). Las fuerzas que lo producen son generadas por las unidades adyacentes, el agua en las grietas o juntas, expansiones y los movimientos sísmicos. La inclinación puede abarcar zonas muy pequeñas o incluir volúmenes de varios millones de metros cúbicos.

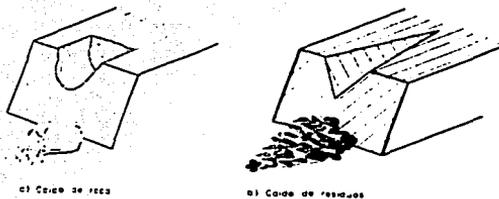


Figura 8.- Esquema de caídos, tanto en roca como en residuos.

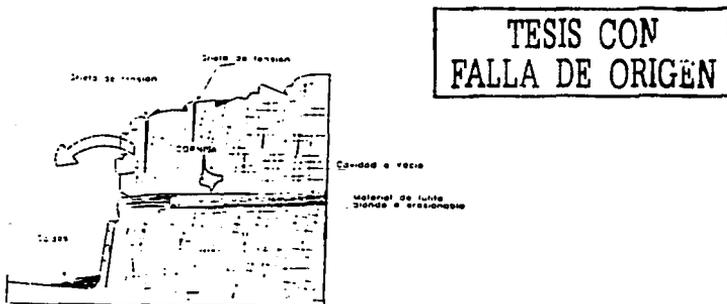


Figura 9.- Inclinación o volteo en materiales granulares.

Las inclinaciones pueden variar de extremadamente lentas a extremadamente rápidas.

II.7.3.- Reptación.

Esta se caracteriza por que en ella se presentan movimientos lentos a extremadamente lentos de la masa inestable sin una superficie de falla totalmente definida. Se han observado movimientos de unos pocos centímetros al año y áreas grandes afectadas. (figura 10).

Puede ser generada por alteraciones climáticas (humedecimiento y secado de los materiales involucrados).

II.7.4.- Deslizamiento.

Es un movimiento de una formación natural que ocurre a lo largo de una o varias superficies de falla en los que la resistencia al esfuerzo cortante de la formación es igualado y rebasado por el esfuerzo cortante que actúa a favor del movimiento o bien, por que disminuye la resistencia al corte del suelo. (figura 11).

Este movimiento no siempre se inicia de manera simultánea a lo largo de la(s) superficie(s) de falla.

Como causas de deslizamiento se encuentran los procesos naturales o bien los de tipo antrópico (cortes, rellenos, etc.).

Existen para su estudio y posterior sistema de análisis y estabilización a emplearse, tres tipos de deslizamientos; a saber:

- a) Deslizamiento rotacional
- b) Deslizamiento de translación, también llamado planar y,
- c) Combinación de a) y de b)

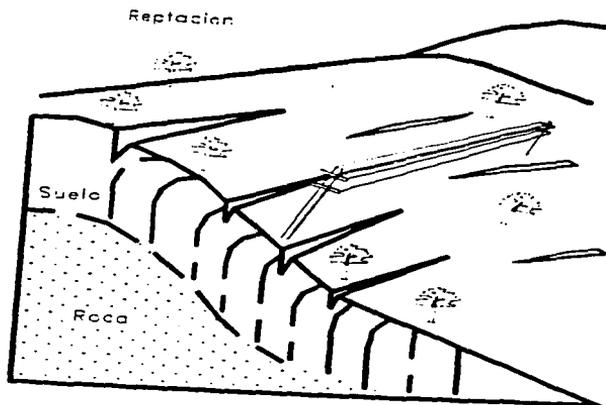


Figura 10.- Proceso de reptación.

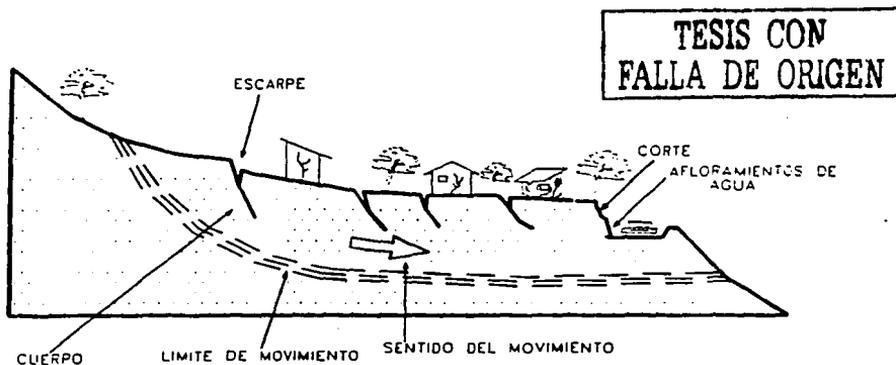


Figura 11.- Esquema de deslizamiento ocurrido en suelo blando.

a. Deslizamiento Rotacional.

Una de sus características es que el centro de giro de la superficie de falla, asumiéndola como curva, se ubica por arriba y a la izquierda del centro de gravedad de la masa inestable. **(figura 12).**

Los movimientos rotacionales producen superficies de falla cilíndricas, frecuentemente circulares, lo que se manifiesta en la superficie del terreno con la aparición de grietas, que en planta su eje longitudinal, determina curvas con tendencia a ser concéntricas.

La superficie exterior de la formación adquiere generalmente una forma "acucharada" en tanto que el escarpe superior tiende a una forma casi vertical facilitando con esto la presencia de movimientos regresivos.

En los deslizamientos rotacionales, la profundidad de la superficie de falla (D_r) es generalmente de un 15% hasta un 33% de la longitud de la masa deslizada (L_r).

Las juntas, discontinuidades y planos de estratificación influyen de manera frecuente en la forma y localización de la superficie de falla. Todos los análisis de estabilidad, deberán tomar en cuenta el efecto de estas discontinuidades. **(figura 13).**

Generalmente los deslizamientos puramente rotacionales se tienen en suelos homogéneos e isótropos y es el tipo de deslizamientos mayormente empleados en la enseñanza debido a la facilidad de su análisis.

La formación de escarpes secundarios es una característica ligada a los deslizamientos rotacionales, mismos que son generados por microdeslizamientos curvos, produciéndose

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

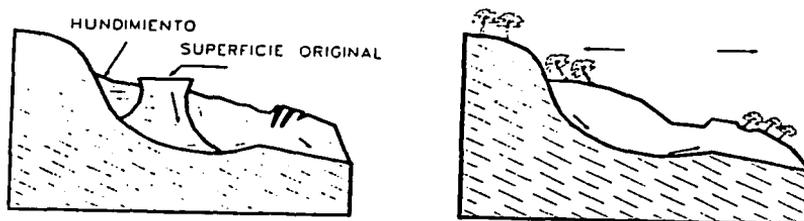


Figura 12.- Típico deslizamiento rotacional.

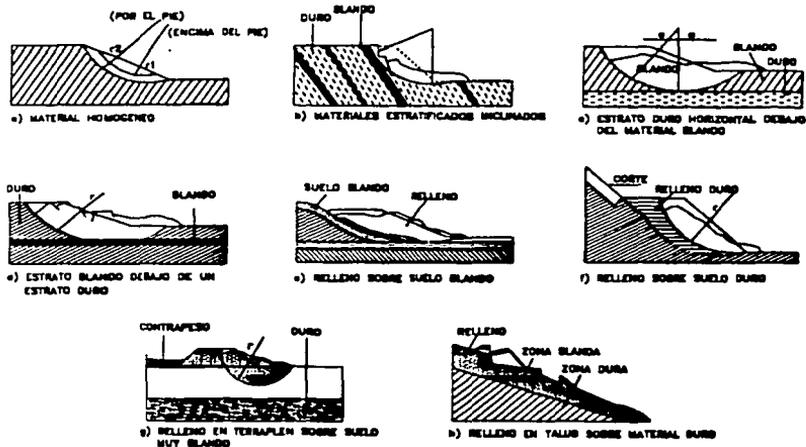


Figura 13.- Efectos de la estructura en la generación de deslizamientos por rotación.

desplazamientos sucesivos que conforman un área de deslizamientos rotacionales independientes.

b. Deslizamiento de Translación.

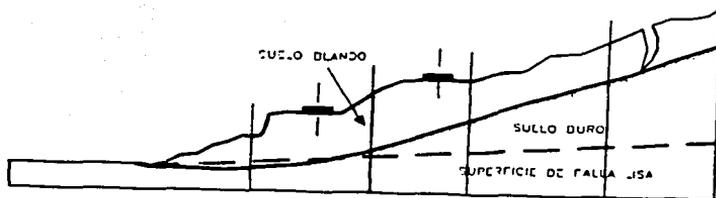
En este caso el movimiento de la formación natural inestable es tal que ocurre generando una superficie de falla prácticamente plana; como es lógico, tal movimiento es hacia afuera y hacia los lados. En la realidad se puede presentar en la superficie de falla una ligera ondulación e inclusive en la parte inferior de la masa en movimiento una rotación, pero si este es el caso, la presencia de tal hecho es despreciable respecto a la translación. (**figura 14**).

Las mediciones efectuadas en casos reales permiten anotar que para el caso de translación, la relación D_r/L_r (profundidad de la superficie de falla entre la longitud de la masa deslizada) es pequeña, de menos de 0,1; es decir, el espesor de la formación natural que se mueve es pequeño respecto a la longitud de la misma.

Una característica frecuente en el caso de movimiento de translación es el hecho de que no se presenta auto estabilización, a diferencia de lo que con cierta regularidad ocurre en el caso de movimiento de rotación. La superficie de falla en general se localiza en zonas de debilidad de la masa que constituye el talud, como son las juntas, las fracturas, los planos de estratificación y las zonas en las que se producen cambios en el grado de meteorización, ello conduce a afirmar que la debilidad de tales zonas está directamente relacionada con una baja resistencia al esfuerzo cortante.

II.7.5.- Esparcimiento lateral.

La mecánica del movimiento de los esparcimientos laterales, está integrada por elementos característicos de los deslizamientos de Rotación y de Translación, además de los de flujos.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 14.- Esquema de caso de deslizamiento de translación en la autopista Tijuana - Ensenada.

Se ha visto que los esparcimientos laterales se presentan en masas formadas por suelos finos que, gracias al remoldeo, decrementan su capacidad de resistir al esfuerzo cortante, coadyuvando así al movimiento de la masa. (**figura 15**).

Generalmente, este tipo de movimiento tiene una velocidad de avance lenta.

II.7.6.- Flujo.

Los flujos son difíciles de caracterizar ya que los hay desde lentos hasta rápidos, presentándose en formaciones naturales en condiciones secas o húmedas. Tienen la propiedad de generarse como movimientos independientes dentro de una masa que se desliza. (**figura 16**).

La mecánica de movimiento de los flujos lentos es muy similar a la del movimiento conocido como reptación, ya mencionado anteriormente, pudiendo diferenciarse en que en los flujos es posible identificar la posición de la superficie de falla, localizándola como la zona limítrofe del material en movimiento y el subyacente en estado estático. Por el material constituyente de la masa inestable pueden mencionarse tres clases de flujos:

- a) Flujo en roca,
- b) Flujo de residuos (detritus), y
- c) Flujo de lodo.

a. Flujo en roca.

La velocidad de los flujos en roca es de rápida a muy rápida, estando determinada por el tamaño, distribución y cantidad de las fracturas presentes en los macizos.

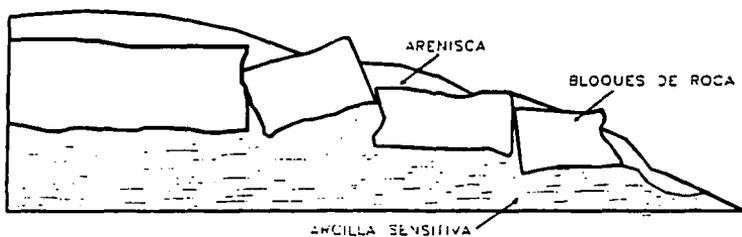


Figura 15.- Presentación esquemática de un esparramiento lateral.

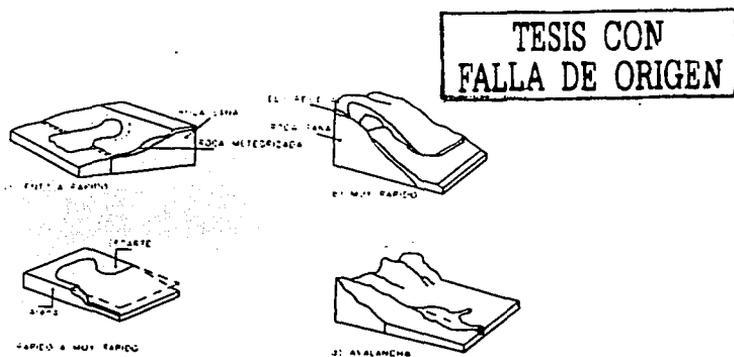


Figura 16.- Diferentes velocidades de flujos.

b. Flujos de residuos (Detritus).

Regularmente el flujo de detritus es precedido por un flujo en roca, en donde gracias al proceso de desintegración del material dado en el flujo de roca, se presentan partículas sólidas de menor tamaño al pie del talud.

La velocidad del flujo de detritus es sensiblemente superior a la del flujo en roca.

c. Flujo de lodo.

Este tipo de flujos puede ser altamente destructor si se combina un gran caudal a una gran velocidad.

El flujo se desplaza como material viscoso formado por un suelo con partículas sólidas muy finas con un contenido de agua muy alto, hasta el grado de tener partículas sólidas de suelo suspendidas en agua. Es originado por deslizamientos de rotación o translación y baja por canales regularmente angostos y casi rectos.

II.7.7.- Avalanchas.

Debido a las velocidades que pueden alcanzar magnitudes de 50 m/s y a que son fenómenos regionales que corresponden a áreas importantes de cuencas de drenaje, las avalanchas son fenómenos altamente destructivos, compuestos de roca, suelo o nieve que se comportan como líquidos viscosos.

La falla que da inicio a una avalancha se da casi instantáneamente y puede deberse a un incremento inusual en las lluvias, a sismos, o bien, a deshielo, debido a que disminuye la resistencia al corte, o a que aparecen fuerzas adicionales.

II.7.8.- Movimientos complejos.

Con el nombre de movimientos complejos se conocen a aquellos que son producto de una combinación de los descritos anteriormente para el caso de los movimientos en masa (del II.7.1 al II.7.7).

II.8.- CARACTERIZACIÓN DEL MOVIMIENTO.

Además de describir cuáles son las clases de movimientos de masa, es preciso mencionar algunas características de dichos movimientos como son: el material, la humedad, la secuencia de reaparición, la rapidez, el estilo, el estado de actividad y la estructura geológica.

II.8.1.- Material.

Las formaciones naturales que conforman los taludes están integradas por materiales que se presentan, ya sea en forma individual o como combinación de varios de ellos. Existen varios criterios para clasificar a tales formaciones naturales, una de ellas es la que se escribe a continuación:

a. Roca

Con el nombre de roca se conoce al material componente de un macizo, cuyo estado anterior a la desestabilización es sano.

b. Residuos

También conocidos como detritus, es el material cuya granulometría es tal que más del 20% de su peso es mayor de 2 mm de diámetro equivalente.

c. Suelo

Con este nombre se les puede llamar a las formaciones naturales que comprenden arenas, arcillas, limos y suelos orgánicos cuyas partículas sólidas tienen tamaños menores a 2 mm de diámetro equivalente en más del 80% de una muestra representativa.

II.8.2. Condiciones de Humedad.

Se escriben cuatro términos para clasificar las condiciones de humedad presentes en una formación natural:

a. Condición Seca

Aquella condición en la que a simple vista no se vislumbra humedad.

b. Condición Húmeda

La formación natural posee agua sin que esta se presente en forma de corriente. Frecuentemente exhibe un comportamiento de fluido plástico

c. Condición Mojada

La masa visiblemente contiene agua que puede fluir dentro del material o hacia fuera de éste. En esta condición la formación natural puede llegar a comportarse como líquido

d. Condición Muy mojada

El material fluye comportándose como un líquido aún con gradiente hidráulico pequeño.

II.8.3.- Secuencia de reaparición

Se refiere a la forma y dirección que adoptan los movimientos de las formaciones naturales que originalmente se dieron de manera local y tienden a progresar.

a. Secuencia Progresiva

En este caso la dirección y el sentido del movimiento de la formación natural coincide con las correspondientes al movimiento local original.

b. Secuencia Regresiva

El progreso de la superficie de falla se da en sentido opuesto al del movimiento de la formación natural local original.

c. Secuencia con tendencia a ampliarse

El progreso de la superficie de falla se da hacia una u otra de las márgenes naturales

d. Secuencia con tendencia a alargarse

La superficie de falla progresa alargándose y se observan incrementos del volumen deslizado. Este alargamiento de la superficie de falla se llega a dar en una o más direcciones.

e. Secuencia confinada

Los taludes en secuencia confinada, tienen un escarpe visible, no así la superficie de falla en la zona de su pie.

f. Secuencia con tendencia a disminuir

Es tal que se observa una disminución crónica del volumen de la masa desplazada.

II.8.4.- Rapidez

La capacidad de destrucción del movimiento de la formación natural está muy ligada con su rapidez. A mayor rapidez, se tiene una mayor posibilidad de presentarse catástrofes; mientras que los movimientos que son lentos tienen generalmente un bajo riesgo de generarlas.

II.8.5.- Estilo.

Se refiere a las características de los deslizamientos cuando aparecen éstos de forma conjunta con otros movimientos. Se describen los siguientes cuatro estilos:

a. Complejo

En esta denominación se encuentran los deslizamientos que tienen, cuando menos, dos tipos de movimientos en masa.

b. Compuesto

Es aquel en el que ocurren de manera simultánea al menos dos tipos de movimientos en masa en diferentes sectores de la masa deslizada.

c. Múltiple

Corresponde al caso en el que se presentan dos o más movimientos del mismo tipo con el consiguiente incremento de la superficie de falla.

d. Sencillo

Trata de los deslizamientos en los que se observa solo un tipo de movimiento.

II.8.6.- Estado de actividad.

Se mencionan a continuación ocho estados de actividad:

a. Activo

Se refiere a los deslizamientos que exhiben movimiento.

b. Inactivo

Corresponde a deslizamientos que llevan un largo tiempo sin presentar movimiento.

c. Reactivado

Después de estar inactivo, el movimiento torna a volverse a generar.

d. Suspendido

Trata de deslizamientos que, aunque hayan exhibido estados activos, en el momento de observarlos no presentan movimientos.

e. Dormido

Aparentemente existen en forma potencial las causas del movimiento, sin embargo la formación natural está sin movimiento.

f. Abandonado

Se presenta cuando algún elemento causante del deslizamiento, por ejemplo un río, ya no tiene ingerencia en la zona (cambio en su curso).

g. Estabilizado

Gracias a estructuras estabilizadoras, el movimiento ha cesado.

h. Relicto

Se observan vestigios de movimientos que probablemente sucedieron hace cientos o miles de años.

II.8.7.- Estructura geológica.

La estructura geológica del sitio es determinante en el comportamiento mecánico del talud y por tanto del mecanismo de falla, en cuanto a que define, entre otras cosas, la forma y la ocurrencia de grietas.

III. ESTRUCTURAS ESTABILIZADORAS DE TALUDES.

III.1 INTRODUCCIÓN

Todas las estructuras estabilizadoras de taludes tienen por objeto contrarrestar las fuerzas que hacen que la masa sea inestable haciendo aparecer otras que las igualen y las superen de manera que se elimine la posibilidad de movimiento.

Deben considerarse para diseñar las estructuras estabilizadoras, los estados límite tanto de esfuerzo como de deformación (servicio), observando que si uno de los dos es rebasado, el equilibrio se pierde y el movimiento es inminente.

Un tipo de estructura estabilizadora frecuentemente empleado es el basado en la contención, siendo los muros sus principales exponentes.

A continuación se mencionan las dos condiciones de diseño de muros mayormente empleados:

a. Condición de talud estable.

Tiene como requisito el suponer que el suelo en contacto con el muro estabilizador es homogéneo y que la presión de tierras generada se acopla a los principios establecidos en las teorías de Rankine y Coulomb; además de que la distribución de presiones de la fuerza desequilibrante o activa, es triangular.

b. Condición de deslizamiento.

Se presenta cuando la magnitud de las fuerzas actuantes es claramente superior a la de las fuerzas resistentes, lo cual se traduce en un factor de seguridad bajo y puede decirse que las

deformaciones en el talud han llegado a un nivel tal que los esfuerzos inducidos al sistema por dichas deformaciones son igualmente altas.

Todas las obras tendientes a estabilizar un talud, son generalmente muy costosas y no son absolutamente infalibles, por lo que la determinación del método de estabilización requiere de un minucioso estudio tanto mecánico como pecuniario o económico.

III.2 Tipos de Estructura y Sistemas de Estabilización.

III.2.1. Muros rígidos.

Su característica esencial es la de no permitir deformaciones importantes, ya que éstos se comportan como estructuras no flexibles. Su cimentación, en general, debe estar apoyada sobre suelo competente -alta capacidad de carga- para así asumir las fuerzas recibidas por el cuerpo del muro (**figura 17**). Los muros rígidos más usados son enseguida comentados:

- Muro rígido reforzado.- Se trata de estructuras de concreto con refuerzo de acero, regularmente varillas. Debido a la estabilidad estructural que les brinda el refuerzo -resisten los esfuerzos de tensión tan bien como los de compresión- son empleados cuando es preciso atacar alturas importantes de masa a contener.

- Muro rígido de concreto simple.- No es recomendado para cubrir alturas de masa a contener que excedan los tres metros. Son rápidos y sencillos de construir.

- Muro de mampostería.- Como agregado de la mezcla de concreto se usa, generalmente, material de bloques o cantos de roca, lo que trae como consecuencia alguna dificultad de manejo, pero un gran ahorro en volumen de cemento empleado. No se recomiendan cuando el muro habrá de estar sometido a esfuerzos grandes de flexión.

III. 2.2.- Muros flexibles.

Entre sus características se encuentra la de aceptar grandes deformaciones sin que sobrevenga la falla, por tanto se adaptan muy bien a los movimientos. (**figura 18**).

Algunos tipos de muros flexibles son:

- Muro flexible de gaviones.- Están hechos de estructura masiva (mampostería), contenida por malla de acero galvanizado. El agua puede correr fácilmente a través de los huecos dejados por el mamposteado, ayudando así a aliviar la presión hidráulica que se ve incrementada en el tiempo de avenidas. Es necesario dar constante mantenimiento a las mallas de acero para evitar su corrosión.
- Muro flexible de criba.- Su construcción se lleva a cabo con base en elementos prefabricados de concreto armado. Este tipo de muros ha demostrado ser conveniente cuando hay que atacar varios frentes, no así para cuando se necesita la construcción de un solo muro.
- Muro flexible a base de llantas.- El análisis y diseño estructural de este tipo de muros es incierto, así como su durabilidad. Su construcción es rápida y sencilla, además de que utilizan elementos de reciclaje.
- Muro flexible de piedra .- También llamado pedraplén, son convenientes cuando existe detritus de gran tamaño , en cantidad suficiente y a distancias cortas del lugar donde se precisa construir el muro. Su construcción es sencilla.

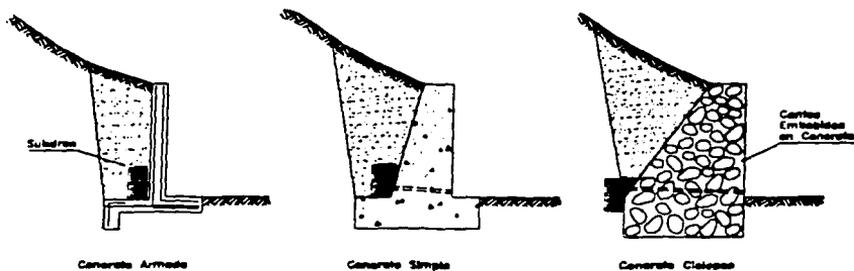


Figura 17.- Algunos tipos de muros rígidos.

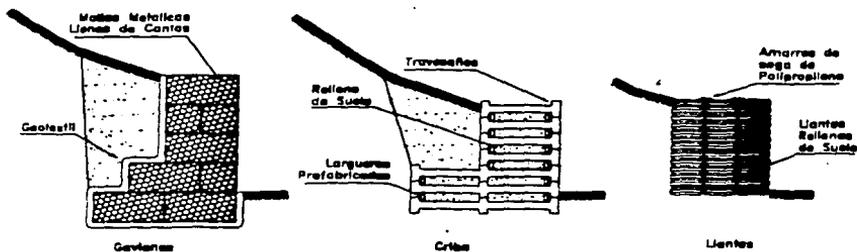


Figura 18.- Algunos tipos de muros flexibles.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III.2.3.- Tierra Armada.

Este método de estabilización se compone principalmente de suelo que, gracias a refuerzos en el interior de la masa, aumenta su resistencia a los esfuerzos de tensión, haciendo que el terraplén se sostenga por sí solo y resista las cargas a las que es sometido. Una ventaja atribuible a este método es la de no necesitar de una cimentación especial funcionando bien sobre suelos de cimentación no muy competentes, otra es la de tolerar deformaciones considerables, así como asentamientos diferenciales y es muy adaptable a la topografía del sitio. Como desventaja se puede mencionar la de ocupar grandes áreas. **(figura 19).**

Entre las principales técnicas de tierra armada se pueden mencionar:

⇒ Tierra armada con barras de acero.- Su rigidez se consigue con barras de acero enterradas en la masa y afianzadas a elementos prefabricados de concreto dispuestos en las caras laterales. Estos elementos de concreto pueden representar ventajas decorativas en zonas urbanas.

###⇒ Tierra armada con geotextil.- El uso de geotextil representa una de las técnicas más empleadas en la actualidad, tiene la propiedad de permitir grandes deformaciones y de instalarse con rapidez y comodidad; sin embargo es muy susceptible de corrosión bajo la acción de los rayos solares, además de constituirse como potenciales superficies de falla.

⇒ Tierra armada con malla.- La malla, de material metálico, proporciona rigidez a la masa de suelo que conforma el talud. No representa, como el geotextil, peligro de ser potenciales superficies de debilidad. Al ser metálica, la malla es propensa de corroerse por oxidación.

III.2.4.- Anclaje.

La estructura estabilizadora conocida como anclaje, está formada por varillas o tubos metálicos integrados a la masa de la formación natural, generalmente pétreo, que forma la ladera a estabilizar a través de perforaciones realizadas con taladro. Dichas varillas son huecas y una vez incorporadas a las perforaciones son rellenas de concreto así, estas inyecciones penetran en todas las fisuras que intersectan las varillas incrementando con esto la rigidez de toda la masa. Existen dos formas de solución estructural en las que estos anclajes trabajan: simplemente cementadas, sin colocarles carga o bien, pretensados (**figura 20**).

Entre todos los tipos de anclaje se pueden mencionar:

- ⇒ Anclajes individuales (pernos)- Son empleados cuando el talud solo necesita estabilizarse en zonas específicas.
- ⇒ Muros anclados.- Esta solución está constituida por muros enterrados reforzados con acero que aportan rigidez al talud. Pueden ser empleados en taludes anexos a construcciones que no permiten el uso de mucho espacio. Pueden construirse de arriba a abajo según avanza la excavación.
- ⇒ Nailing o Rootpiles.- También conocidos como pilotillos tipo raíz, basan su eficiencia en el gran número que de ellos se necesitan para estabilizar un talud, por lo que son apropiados para masas conformadas por materiales sueltos o fracturados debido al espacio libre que éstos materiales presentan en sus huecos.

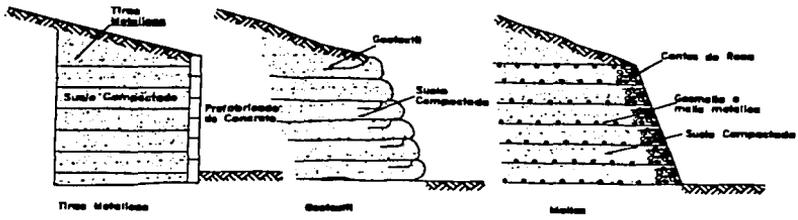


Figura 19.- Diferentes tipos de estructuras de tierra reforzada

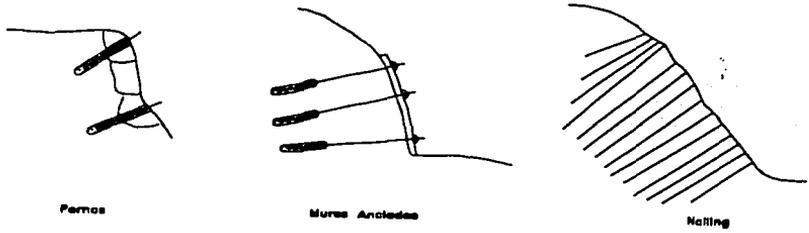


Figura 20 .- Diferentes tipos de anclajes.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III.2.5.- Estructuras Enterradas.

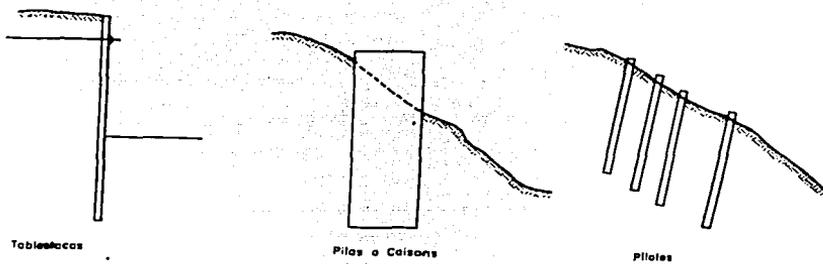
Este tipo de estructuras estabilizadoras trabaja bajo esfuerzos de cortante y flexión; generalmente son estructuras esbeltas elaboradas con concreto reforzado. (figura 21).

Los siguientes son ejemplos de estructuras enterradas:

- **Tablaestacas.-** Funcionan como estructuras flexibles de contención. Permiten cierto grado de deformación. No requieren de cortes previos para su construcción, aunque ésta es regularmente muy costosa.
- **Pilotes.-** Son estructuras de concreto reforzado que trabajan por punta, mismas que se hincan en la parte baja del talud llevándolos abajo del nivel correspondiente a la potencial superficie de falla. Para conseguir estabilizar un deslizamiento en general se requiere un gran número de pilotes.
- **Pilas.-** Se les conoce en el lenguaje técnico como Caissons. Pueden construirse varias pilas de manera simultánea y sin necesidad de cortar el talud. Un control del nivel de aguas freáticas es prerequisite para su construcción.

Ya que existen varios tipos de estructuras estabilizadoras se tiene que llevar a cabo un análisis tanto técnico como económico de la solución propuesta para determinar cuál de estas estructuras es la óptima.

A continuación se mencionan algunos criterios de selección:



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 21.- Tipos de estructuras estabilizadoras enterradas.

III.3 Selección del tipo de estructura de contención.

Para tomar la decisión correcta respecto al tipo de estructura estabilizadora de un talud, se deben considerar muchos factores, tales como:

- a) Espacio disponible,
- b) Altura final de la estructura calculada propuesta,
- c) Características índice y mecánicas del terreno y posición del nivel de las aguas freáticas,
- d) Disponibilidad de materiales,
- e) Tiempo y costo de construcción,
- f) Armonía visual con el entorno, y
- g) Mantenimiento y vida útil.

III.4 Criterios de comportamiento

Los criterios de comportamiento de las estructuras estabilizadoras de taludes están determinados por diversas condiciones de estabilidad; rigidez o flexibilidad, durabilidad, etc. y cuando éstos criterios no se cumplen, se dice que la estructura ha llegado al "estado límite". Existen dos tipos de estado límite; a saber:

a. Estado límite de servicio

El estado límite de servicio es tal que no se excedan los movimientos o deformaciones que hagan ver a una estructura francamente insegura. Estas deformaciones tienden a aminorar la vida útil de la estructura. Por otra parte, las deformaciones no deberán dañar a estructuras vecinas.

Debe evitarse que se presente una falla frágil o súbita en la estructura sin que hayan aparecido previamente grietas que la prevengan.

b. Estado límite de falla

Es el estado en el cual la falla llega a producirse por esfuerzo (fractura) de los elementos constituyentes de la estructura y no por deformación como en el caso del estado límite de servicio.

Se mencionan a continuación algunos criterios de comportamiento.

III.4.1.- Durabilidad y mantenimiento.

Se deben seleccionar los diseños de estructuras estabilizadoras que presenten una mayor durabilidad así como un menor costo por mantenimiento, para ello deben tomarse en cuenta factores tales como el medio ambiente, la estética, recursos materiales disponibles, etc.

III.4.2.- Estética.

Sin duda alguna el respeto al entorno debe mantenerse tratando de inhibir el impacto que algún elemento ajeno, como lo son las estructuras, le pueda significar. Debemos asegurar la armonía estética de las obras de estabilización sin que esto incremente en forma irracional el presupuesto de la misma.

Existen varios aditamentos estéticos que pueden emplearse como lo son, entre otros, el terminado y la vegetación.

III.4.3.- Procedimientos de construcción.

Es importante para la seguridad y economía, que los diseñadores de estructuras de contención tengan especial cuidado con los métodos de construcción y los materiales a ser utilizados. Esto ayudará a evitar diseños peligrosos que además pueden resultar en gastos económicos importantes, observando que el diseño contemple factores de seguridad adecuados, mismos que son establecidos por las instituciones gubernamentales encargadas de procurar la seguridad de las estructuras que se construyan dentro de su demarcación a través de, como en el caso de México, reglamentos y normas técnicas complementarias.

III.4.4.- Características del Material de Relleno para Estructuras Estabilizadoras que lo empleen.

El material de relleno debe seleccionarse y colocarse de manera que su resistencia al esfuerzo cortante permanezca o se incremente con el tiempo; para ello es conveniente que esté constituido por material drenante, o bien que se le dote de elementos que permitan drenar el agua; de esta manera se puede asegurar que durante la vida útil de la obra, el agua del relleno no incremente su presión pues ello conduce con el tiempo a una disminución del esfuerzo efectivo y consecuentemente de la resistencia.

III.4.5.- Compactación del relleno.

La compactación del relleno en estructuras de contención es imprescindible y se da por grados dependiendo de las funciones que deberán cumplir dichos rellenos. Si un relleno se somete a compactación se dice que su grado de compactación se va incrementando y por ende el esfuerzo efectivo y su resistencia; en cuanto a la permeabilidad ésta sufre una disminución; es decir, la capacidad del suelo de permitir el flujo del agua por entre sus vacíos aminora.

El estado de esfuerzos del material se ve modificado después de su compactación, originándose un notable incremento en las presiones internas del material, cosa que en el diseño se debe de contemplar.

El relleno formado de arcilla tiene el grave inconveniente de ser susceptible a grandes deformaciones debidas a los procesos de expansión, contracción y consolidación propios de este tipo de suelo. El relleno formado por limos no es totalmente recomendable, ya que este material es muy difícil de compactar. En general, los rellenos compuestos por suelos finos deben ser adecuadamente drenados para mitigar el inconveniente de las altas presiones de poro, lo que genera, como arriba se explicó, un decremento en el esfuerzo efectivo y con esto, de la resistencia. Si

se selecciona la roca fracturada para ser empleada para relleno puede conseguirse una buena compactación, buen drenaje y poca deformación mientras que este material sea bien graduado con pocos finos.

III.4.6.- Método de construcción.

Todos los métodos de construcción deben respetar la economía y seguridad de las estructuras. Estos deben indicarse por el contratista, o bien pueden ser señalados desde la etapa de diseño.

Todos los procesos de excavación, relleno, extracción mediante bombeo del agua freática, etc., deben organizarse para evitar poner en peligro la estabilidad y reducir la resistencia de los elementos de la estructura, por ejemplo, en el caso de un muro de contención diseñado para ser soportado lateralmente no debe realizarse el relleno hasta que éste soporte haya sido construido.

III.4.7.- Obras falsas o temporales.

Una obra temporal es aquella que será retirada después de concluirse la construcción de la estructura. La madera es el material mayormente empleado para la conformación de estas obras falsas.

En el caso de excavaciones necesarias para la construcción de estructuras de contención, éstas deben hacerse garantizando la seguridad de las obras e instalaciones vecinas así como de sí mismas. Los taludes de dichas excavaciones deben diseñarse para ser estables por sí solos. Debe mantenerse un bombeo apropiado durante el tiempo de lluvias para evitar que el suelo de la excavación se sature y entorpezca las labores.

III.4.8.- Excavaciones para construir ductos después de construida la estructura.

Regularmente después de construido un muro se construyen redes de servicios junto a las estructuras de contención

precisándose la construcción de zanjas para alojar dichas redes. Por ejemplo, a lo largo de las carreteras se construyen gasoductos o poliductos enterrados entre la vía y los muros de contención.

Una recomendación razonable es que en los muros junto a las vialidades se contemple que en algún momento puede llegarse a construir una zanja de al menos un metro de profundidad en su pie.

III.4.9.- Modelos de análisis y diseño.

Todos los modelos de cálculo para análisis y diseño de estructuras de contención de taludes consisten en métodos que siguen las pautas establecidas por diversas teorías estructurales y, para asegurarse que los resultados de dichos modelos de cálculo son certeros, se hacen intervenir criterios de modificación.

Es importante resaltar que los modelos de análisis estructural de estructuras de contención, especialmente de muros, están basados tanto en la rigidez de los materiales de que éstas se componen como en su geometría; así también consideran las cargas a las que habrán de someterse y toman en cuenta los desplazamientos máximos permisibles.

III.4.10.- Cargas a considerar en el análisis y diseño.

Los análisis deberán considerar las cargas que particularmente estén ejerciendo acción en cada caso y que ayuden a la inestabilidad del talud, éstas generalmente son: peso propio, presiones del agua, cargas sísmicas y sobrecarga, ya sean en forma distribuida o concentrada.

Adicionalmente deben ser considerados otros tipos de cargas no tan frecuentemente observados como las generadas por: la disolución de la roca, colapso de oquedades o cavernas, alteración del estado de esfuerzos de la formación natural generada por excavaciones, uso de explosivos, cambios de temperatura que generen variaciones volumétricas en el material,

alteraciones en las condiciones de humedad, etc. así como las combinaciones que de ellos se pudieran presentar.

III.4.11.- Factores de seguridad.

El factor de seguridad es el cociente que resulta de dividir el módulo de la resultante de las fuerzas que se resisten al movimiento entre el módulo de la resultante de las fuerzas que coadyuvan a la aparición de dicho movimiento (desestabilizadoras). Este factor de seguridad debe siempre ser mayor que la unidad y no representa una absoluta garantía de la estabilidad del talud, ya que no toma en cuenta factores tales como errores en la consideración o cálculo de las cargas involucradas, empleo equivoco del método de análisis, la diferencia de la resistencia observada de los materiales en campo y laboratorio y, entre otros, la calidad de la supervisión.

III.4.12.- Elaboración del modelo geológico para el diseño de muros de contención.

El estudio de las condiciones geológicas de la zona donde se precisa construir un muro de contención, determina en gran medida las características geotécnicas que se presentarán y que tendrán que tomarse en cuenta en el diseño.

Las condiciones geológicas a estudiar son, por ejemplo, lo referente al drenaje subterráneo y superficial de la zona, así como su comportamiento a lo largo del tiempo, las características químicas del agua (para el caso de que el muro esté integrado con elementos metálicos), la salinidad, el P.H. y el contenido de sulfatos. Todas las anteriores condiciones tendrán impacto sobre los componentes químicos del suelo o roca que integre a la formación natural y determinarán la capacidad de resistir los esfuerzos inducidos por las cargas existentes en el sistema.

III.5 Parámetros geotécnicos.

Una investigación geotécnica completa es condición para que los parámetros del suelo o roca de la formación a considerar sean

lo más representativo posible; factores tales como la resistencia al esfuerzo cortante o la deformabilidad deben estudiarse con base en ensayos de laboratorio con muestras tomadas en el sitio, evitando en lo posible las relaciones empíricas salvo que se trate de un diseño preliminar.

Debe tenerse en mente que siempre existirá alteración de las muestras en la labor de obtenerlas, situación que puede afectar la representatividad de los resultados. Por ello, se recomienda comparar las magnitudes de los parámetros considerados de los materiales del área en estudio con los obtenidos en otros estudios -cuando éstos existan- examinar las diferencias y determinar el porqué de las mismas.

III.6 Determinación de los parámetros de diseño.

Sin duda los parámetros geotécnicos son los más relevantes en el estudio de la estabilidad de un talud, ya que definen en gran medida el comportamiento que de las formaciones naturales y de las estructuras estabilizadoras ha de esperarse. Parámetros tales como la resistencia al corte, determinan el diseño final de las soluciones de estabilización y el diseñador no deberá nunca restarles importancia.

Cuando no se pueda contar con valores precisos o que éstos presenten desconfiabilidad, deberán adoptarse valores razonablemente conservadores.

Para determinar las características geotécnicas involucradas en el estudio de la estabilidad de un talud se recomienda desarrollar pruebas *in situ*, con ello se mitiga el efecto de alteración del material que la toma de muestras implica. Dichas pruebas en campo pueden ser, entre otras: la de La Veleta, la de Corte Directo, la Prueba con Penetrómetro de Bolsillo, la del Cono estático, etc.

(tabla 1).- Parámetros geotécnicos en suelos compactados. Valores típicos.

Suelo	Peso unitario (kN/m ³)	Peso unitario seco (kN/m ³)	Ángulo de fricción ϕ'	Cohesión c' (kPa)	Permeabilidad "K" (m/s)
Granito completamente descompuesto	19 - 21	15 - 19	38° - 42°	0 - 5	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁷
Roca volcánica completamente descompuesta	18 - 21	15 - 19	35° - 38°	0 - 5	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁸
Roca triturada o aluviones limpios	18 - 21	18 - 21	45° - 50°	0	10 ⁻² - 10 ⁻⁴
Materiales arcillosos (lutita descompuesta)	15 - 18	13 - 16	20° - 30°	5 - 10	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁹
Materiales arenociliosos (arenisca descompuesta)	19 - 21	15 - 19	38° - 42°	0 - 8	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁷
Suelos aluviales arenociliosos	15 - 21	13 - 19	26° - 40°	0 - 10	10 ⁻³ - 10 ⁻⁷

(tabla 2).- Parámetros geotécnicos en suelos "in situ". Valores típicos.

Suelo	Peso unitario (kN/m ³)	Peso unitario seco (kN/m ³)	Ángulo de fricción ϕ'	Cohesión c' (kPa)	Permeabilidad "K" (m/s)
Granito descompuesto	16 - 21	14 - 19	35° - 44°	5 - 15	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁷
Materiales volcánicos descompuestos	16 - 21	14 - 19	32° - 38°	5 - 10	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁷
Coluviones (matriz)	15 - 21	13 - 19	26° - 40°	0 - 10	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁷
Suelos arenociliosos	16 - 21	14 - 19	30° - 40°	5 - 15	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁷
Suelos arcillosos	15 - 18	13 - 16	20° - 28°	5 - 10	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁹

Fricción Suelo-Estructura.

La fricción existente en la superficie de contacto entre un suelo y una estructura de contención está en función de las características tanto del suelo, (forma de sus partículas sólidas y condiciones de drenaje) así como del tipo de material con que se construya la estructura; aquí, el factor rugosidad es el factor

principal. Existen tres condiciones en las que la fricción se clasifica y son:

1. Fricción Cimentación-estructura

La fricción entre el suelo de cimentación y la estructura de contención, específicamente muro, es la componente tangencial de la fuerza que se opone al movimiento generado en la superficie de contacto de ambos materiales.

Cuanto más rugoso se presente éste contacto y las condiciones de drenaje permitan la disipación de esfuerzos excesivos en el agua, mayor será la fricción en el contacto entre el suelo de cimentación y la estructura y por tanto, el riesgo de falla por deslizamiento decrementa.

2. Fricción suelo-muro para empuje activo

La fricción suelo-muro para empuje activo se da cuando el suelo empuja o ejerce presión sobre el muro; en otras palabras, se da cuando el suelo retenido trata de moverse hacia abajo con respecto a la pared interior del muro, cosa que hace que la fricción se dé hacia arriba sobre la pared en contacto con el suelo.

3. Fricción suelo-muro para empuje pasivo

Se da cuando el suelo es empujado por la estructura de contención, caso que se presenta con las tablaestacas, donde el suelo después de la tablaestaca llega a ser empujado hacia arriba por la acción del suelo anterior a la misma, y la fuerza de fricción tiene sentido hacia abajo sobre la superficie de la tablaestaca en contacto con el suelo (ubicado después de la tablaestaca).

IV. CASOS HISTORIA EN INGENIERÍA DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

IV.1) Problemas Geotécnicos Inherentes a la Estabilidad de los Taludes de Excavaciones Realizadas para Alojarse Obras de Ingeniería en la Zona de Barrancas de la Ciudad de Guadalajara, Jalisco. (Ref. 11)

El caso que a continuación se presenta fue expuesto por el Ing. Enrique Padilla Corona, Coordinador de Obras Viales del Dirección de Obras Públicas de Jalisco. Se hace mención de la inestabilidad en los taludes de las excavaciones llevadas a cabo bajo el nivel freático en la zona de Barrancas de la Ciudad de Guadalajara, debido al movimiento desordenado de las aguas subterráneas generado por una obra de alcantarillado pluvial mal planeada.

IV.1.1) Geología de la zona

La Ciudad de Guadalajara está asentada sobre un valle integrado por gravas y arenas pertenecientes al período Cenozoico Superior. Este valle se formó sobre una cuenca preexistente con base en el intemperismo y transporte de materiales piroclásticos que la rellenaron. **(figuras 22 y 23).**

Guadalajara está sísmicamente considerada dentro de la Zona I de la regionalización sísmica nacional, correspondiente a sismos frecuentes. La precipitación media anual es de 986 mm con intensidad de lluvia de hasta 42 mm en 20 minutos, observándose un incremento en los meses de junio, julio y agosto.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

64

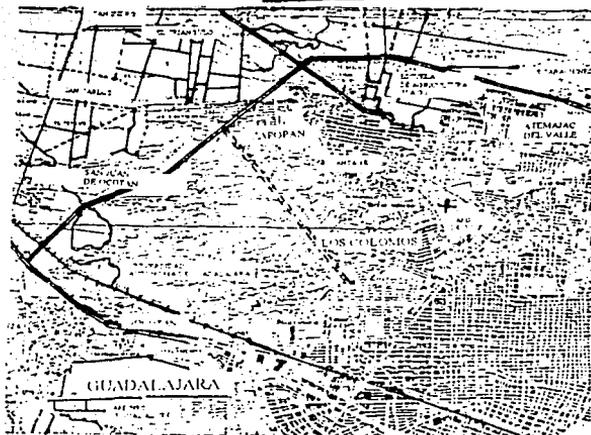
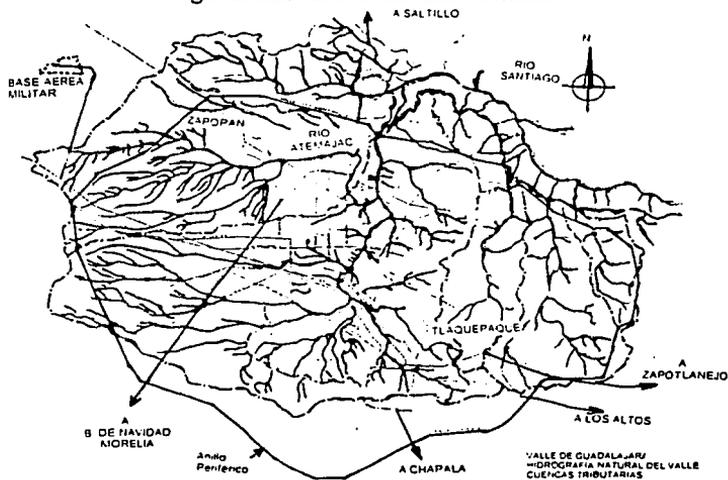


Figura 22.- Zona de Barrancas.



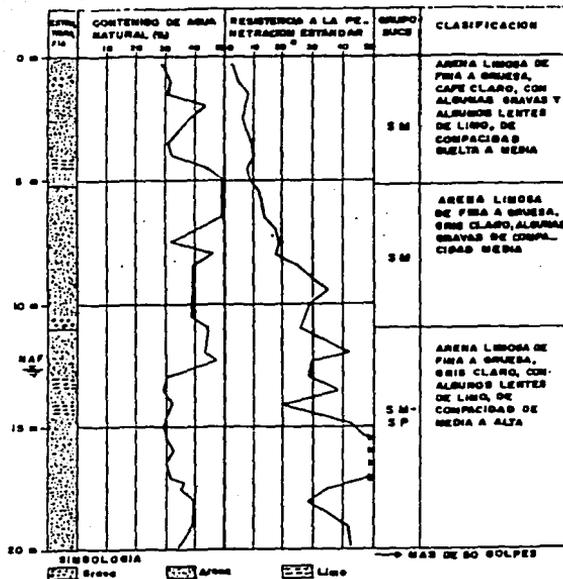
Figuras 23.- Hidrografia natural del valle.

IV.1.2) Características del subsuelo.

El subsuelo de la zona de Barrancas es generalmente muy similar al de la Ciudad de Guadalajara; es decir, formado, como ya se mencionó, por gravas y arenas compuestas por partículas de pómez. Los estratos superficiales con espesores del orden de 8 m están integrados por gravas y arenas con algún contenido de limo o arcilla de compacidad relativa de suelta a media. Un perfil estratigráfico de esta zona es el que se muestra en la **figura 24**. Por lo anterior, podemos decir que el subsuelo de la ciudad y zona de Barrancas es altamente permeable, ligero, degradable, de comportamiento generalmente friccionante y que exhibe una naturaleza resistente; todo ello hace que estos suelos sean competentes para cimentaciones de todo tipo, pero tal competencia se ve disminuida por la existencia de diversos factores; tales como los inadecuados procedimientos constructivos, la precipitación de tipo torrencial y la alta erosionabilidad, lo que ha conducido a la aparición de problemas como el que se describe a continuación:

IV.1.3) Excavaciones y obras subterráneas.

Las excavaciones por encima del nivel freático, deben realizarse lo más rápidamente posible para evitar la pérdida de resistencia en los suelos en que se efectúan y, desde luego, para eliminar que en tiempos de lluvias se saturen o erosionen. Las anteriores observaciones son también aplicables para excavaciones por debajo del nivel freático con la particularidad de que éstas no son naturalmente estables debido al arrastre que las aguas subterráneas hacen de las partículas sólidas del suelo en que se llevan a cabo, lo que trae como consecuencia el azolver el fondo de las excavaciones y el desestabilizar las paredes de las mismas.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 24.- Perfil estratigráfico de la Zona de Barrancas.

En la zona de barrancas se han invadido los cauces naturales al asentar obras viales como es el caso de la construcción de la Avenida París a la altura del Parque de los Colomos. Por debajo de un carril de circulación de dicha avenida se construyó un colector de agua. El pavimento está constituido por losas de concreto hidráulico mismas que comenzaron a presentar importantes agrietamientos principalmente junto al colector.

Se realizaron estudios geotécnico e hidrológico, mismos que demostraron que los problemas eran producidos por el movimiento de las aguas subterráneas.

Se necesitaron instalar obras de drenaje, que ayudaran a disipar la presión de poro, coadyuvando así, a no afectar el valor del esfuerzo efectivo y con esto al de la resistencia al corte. Además se construyó el colector con una sección más estable desde el punto de vista estructural. Dicha obra ha funcionado sin problemas y las paredes del colector no presentaron ya deformación alguna aun bajo la acción de las lluvias.

IV.2.) Las margas azules del Guadalquivir y la inestabilidad de taludes *(Ref. 12)*

IV.2.1) Introducción.

En el sur de España se tiene el Río Guadalquivir y se localiza el Gran Valle del mismo nombre. Dicho valle está formado por las llamadas margas azules. Estamos hablando, para mayor ubicación, de las zonas vecinas a las provincias de Córdoba, Sevilla, Huelva, Jaén y Granada.

IV.2.2) Tramo hacia el km 23+000 de la autopista de Bailén-Jaén.

Entre los km 23+200 y 23+600 se presentó inestabilidad en el corte efectuado en la ladera Este del Cerro de las Fuentes.

Durante la construcción de la autopista (junio 1994), se observó que en este punto varios cortes cuando alcanzaron dos tercios de su altura máxima total prevista presentaron grietas longitudinales a diferentes alturas de la pared del talud y en el escarpe por detrás de la corona, deslizamientos locales en el pie y a alturas intermedias del talud.

Estudios geotécnicos determinaron lo siguiente:

- La existencia de una capa superficial muy alterada de arcillas margosas hasta de 15 m de espesor con un $c = 0,5 \text{ t/m}^2$ y $\phi < 20^\circ$, lo que puso de manifiesto una condición crítica de resistencia.
- Nivel freático a 2 - 3 m de la cabeza del talud.

Se planeó, con resultados no satisfactorios, reducir la pendiente de los taludes y disminuir la altura de los cortes elevando la rasante inicial de 5 a 10 m; con lo anterior, el factor de seguridad nunca rebasó el valor de 1,20.

Se hizo, por tanto, necesaria la adopción de otras medidas consistentes en descender el nivel freático y construir bermas o contrafuertes en el pie del talud, lo que hizo que el factor de seguridad se elevara a un poco más de 1,30.

En la **figura 25** se presentan las medidas finalmente adoptadas, mismas que se mencionan a continuación:

1.) Zanja drenante a todo lo largo del pie de los taludes con una profundidad de 3 m.

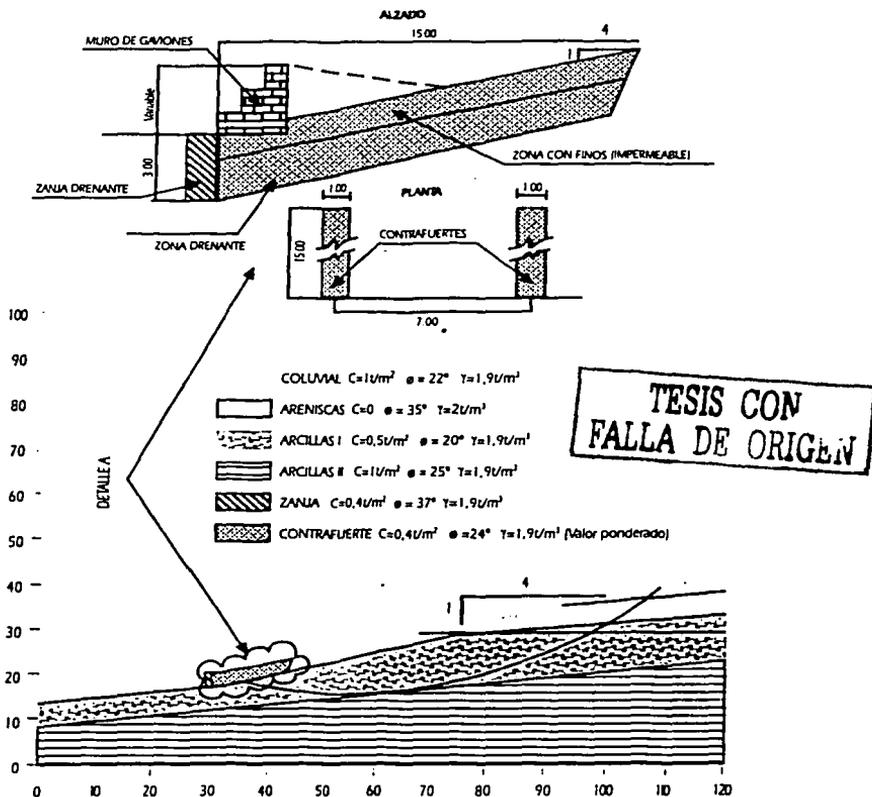


Figura 25.-Medidas finalmente adoptadas en el km 23+400 de la autopista Bailén-Jaen.

2.) Construcción de bermas drenantes constituidas por rellenos de boleos y gravas, dispuestos a cada 7 m con 1 m de ancho, 3 m de alto y 15 m de longitud.

3.) Plantaciones vegetales en la superficie del talud para protección contra la erosión de la misma.

La obra ya terminada no ha presentado problemas significativos, ya que a pesar de la temporada de lluvias los desperfectos han sido estrictamente locales y de poca importancia.



IV.3) Problemas en las Lomas de Úbeda (Ref. 12)

Durante la temporada de lluvias de 1996, se observaron en los cortes y terraplenes de la carretera N-322 entre Villanueva del Arzobispo y Úbeda, al sur de España, problemas relacionados con su estabilidad. La problemática comentada se esquematiza en la **figura 26**.

En general las anomalías o emergencias presentadas en los taludes de los cortes en el tramo en cuestión se reducen a:

- Grietas relativamente superficiales en los cortes.
- Movimientos de los taludes formados por "margas azules", mismas que al saturarse se desplazan en forma de barro como fluido viscoso.

Estas anomalías encontraron solución al emplear muros de gaviones al pie de los taludes, mismos que, gracias a su capacidad drenante, permitieron el libre flujo de las aguas de lluvia

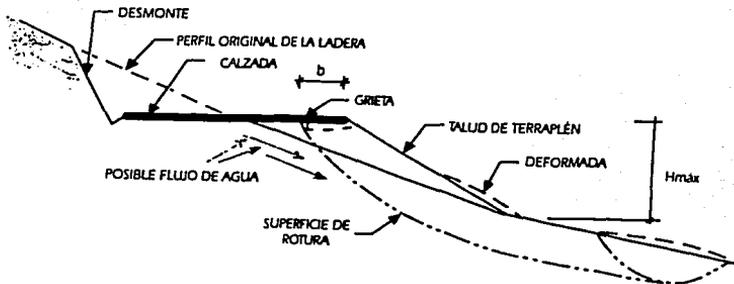


Figura 26.- Esquema típico de inestabilidad de terraplén a media ladera.

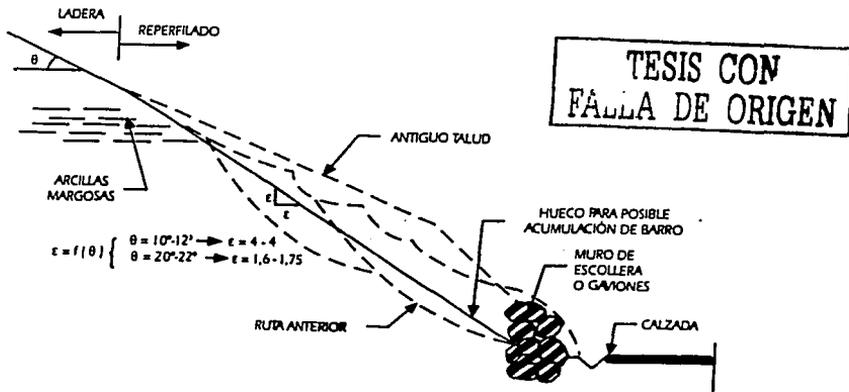
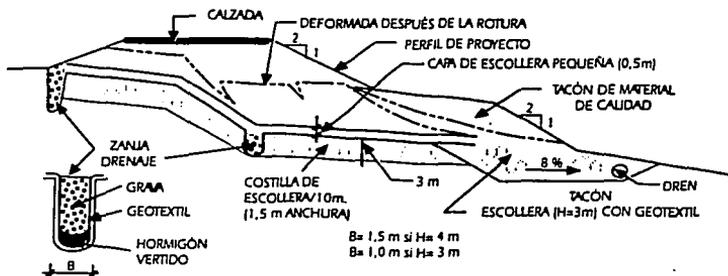


Figura 27.- Soluciones en desmontes inestables en los Cerros de Úbeda.

y, al mismo tiempo, detuvieron los posibles colados de barro que se pudieran generar en lo sucesivo. **figura 27.**

Respecto de los terraplenes construidos en la zona fue posible apreciar que en uno de ellos al igual que en el caso de la totalidad de los cortes, en temporada de lluvias se produjo una falla superficial (2 - 3 m de profundidad), lo cual determinó una rotura general del terraplén formado por arcillas margosas. **La figura 28** muestra la solución adoptada, la cual está constituida por cadenas drenantes (zanjas rellenas de gravas) al pie del terraplén.



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Figura 28.- Solución para estabilizar el deslizamiento de un terraplén sobre media ladera.

IV.4) Cortes y rellenos singulares en la Autopista del Noroeste. Problemas de estabilidad en el diseño y construcción. (Ref. 12)

Introducción.

En un tramo de 5 km de la Autopista del Noroeste en el descenso de El Manzanal hacia la Cuenca del Bierzo, España se han proyectado cortes de hasta 60 m de altura, rellenos o terraplenes de hasta 80 m, además de puentes con pilas de 90 m de alto. En dicha zona se presenta un importante deslizamiento de tierras.

IV.4.1) Corte de La Silva.

IV.4.1.1) Marco Geológico.

El material observado en la zona (Asturoccidental Leonesa, España), pertenece al período ordovícico. La **figura 29** muestra un esquema regional del macizo ibérico.

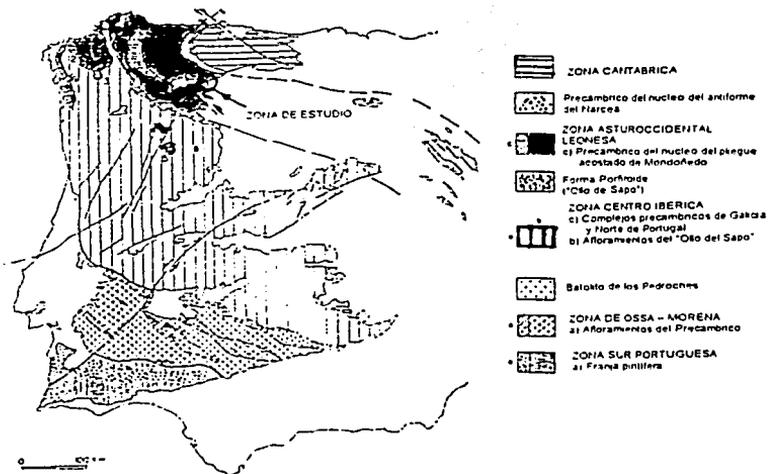
IV.4.1.2) Factor estructural.

La estabilidad del corte está condicionada por el sistema de juntas. Se presentan variaciones del rumbo y buzamiento.

IV.4.1.3) Factor geotécnico.

Fue posible determinar, gracias a 12 ensayos, que la densidad media del material es de 2,8 t/m³. Tal número de ensayos fue necesario para saber que la resistencia a compresión media que el suelo presenta es de 27 Mpa.

Gracias a sondeos, el Índice de Calidad de la Roca se fijó entre el 50 y el 60%. (índice medio).



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 29.- División del macizo ibérico en zonas.

IV.4.1.4) Análisis de Estabilidad.

Las condiciones de estabilidad del talud del corte de La Silva, pudieron comprobarse que eran muy semejantes a las observadas en la Autopista N-VI. Se ajustó a las condiciones locales el talud más favorable y se calzaron los ejes de las cuñas y de los bloques.

IV.4.1.5) Medidas de Refuerzo.

Las medidas adoptadas, entre otras, fueron:

- Colocación de una malla de 3 X 3 m, ya que las distintas cuñas o bloques corrían el riesgo de deslizar.
- Instalación de drenes para ayudar al flujo del agua en la masa del talud y así evitar empujes hidrostáticos no contemplados en el diseño.

IV.4.1.6) Comportamiento del corte.

El comportamiento del corte ya una vez instaladas las medidas de refuerzo contempladas ha sido satisfactorio.

IV.4.2) Terraplén de La Silva.

El terraplén fue construido con el material producto de la excavación del corte de La Silva.

IV.4.2.1) Diseño del terraplén.

Junto al trazo de la autopista se encuentran las instalaciones de una empresa (antracitas de La Silva), cosa que afectó al espacio para construir el terraplén; el ángulo del talud por tanto tuvo que

aumentar, por lo que hubo necesidad de colocar un muro en el pie y otro en la corona del talud del terraplén.

Se construyeron además, bermas en el terreno natural, lo que garantizó el no deslizamiento en el contacto terreno - terraplén.

Conclusiones del Corte y del Terraplén.

Ambas obras ya fueron construidas (julio 1999) y puede juzgarse que su comportamiento ha sido plenamente satisfactorio.

IV.5) Deslizamientos acaecidos en el km 11+800 de la Autopista Tenango-Ixtapan de la Sal en el Estado de México. (Ref. 11)

En la llamada "Cañada Mocha" a la altura del km 11+400 de la autopista Tenango-Ixtapan de la Sal se presentaron, en el mes de octubre de 1991 una serie de deslizamientos de taludes. Dichos deslizamientos desaparecieron totalmente el camino antiguo a Ixtapan de la Sal y dañaron seriamente los dos carriles de la autopista hacia Tenango.

IV.5.1) Antecedentes.

Los primeros hitos que presagiaban deslizamientos en la zona, fueron observados en el mes de mayo de 1991 a la altura del km 11+800 del camino federal anexo a la autopista en cuestión. El sitio donde se ubicaron dichas señales corresponde a un eje de cañada por lo que existe una alcantarilla. En este tramo la pendiente de la cañada es suave, sin embargo a unos 200 m adelante ésta se incrementa notablemente.

Era el mes de octubre del mismo año, cuando al llegar una intensa lluvia los taludes de la cañada se deslizaron a lo largo de aproximadamente 200 m; la alcantarilla se fracturó y precipitó hacia el fondo del arroyo; el camino federal estaba inservible. Por lo anterior, las autoridades tomaron cartas en el asunto e intentaron proteger los taludes de la "Cañada Mocha" con concreto lanzado, malla eléctrosoldada, una retícula de drenaje y otra de anclas de 1 pulgada de diámetro trabajando a fricción de 9 m de longitud. Después de casi cuatro meses, y cuando se pensaba que todo estaba bajo control, tras tres días de lloviznas y flujo proveniente del deshielo del "Nevado de Toluca", en enero de 1992, se presentó otro deslizamiento, el cual involucró incluso la zona anteriormente protegida. Todo ello conllevó a analizar más detenidamente la situación.

IV.5.2) Campaña y geología del sitio.

Pudo determinarse que la zona se encuentra en los abanicos volcánicos constituidos por cenizas, tobas, arenas pumíticas y brechas laterales al "Nevado de Toluca".

Superficialmente se observó toba volcánica muy compacta y por debajo de ésta se encontró un estrato de brecha compacta y poco cementada.

En el costado del carril a Ixtapan, el arroyo erosionó la toba volcánica, mientras que en el costado del carril a Tenango, el agua acabó de erosionar a la toba y siguió hacia la brecha cuya matriz limo arenosa es altamente erosionable con lo que se aceleró la profundización de la cañada y el consecuente abatimiento de los taludes.

IV.5.3) Tratamiento de la zona.

Como se ve, la erosión es el factor principal a considerar y en este aspecto la matriz limo arenosa constituye el punto de mayor

debilidad. La propuesta de tratamiento contempló los siguientes aspectos:

- a) A lo largo de 40 m hacia aguas abajo, la brecha volcánica se protegió con concreto lanzado, malla y anclaje, así como con dispositivos de drenaje.
- b) Construcción de un par de traveses embebidos en los muros de la alcantarilla, sobre las cuales se colocaron unas losas precoladas. Esta estructura sirvió para captar y arrojar las aguas pluviales hacia la pared posterior del talud.
- c) Se construyó un dentellón en el pie de la alcantarilla para evitar que el flujo subterráneo fuese perjudicial para la estructura.
- d) Colocación de un talud de enrocamiento para que estabilizara el talud actual, ya que el desnivel existente entre el piso de la alcantarilla y el lecho del arroyo es de aproximadamente 30 m y además para que sirviera para disipar la energía del agua de escorrentía que fluye por la alcantarilla.

Por otra parte, el terraplén agrietado fue tratado mediante inyecciones de consolidación, a través de una retícula de barrenos; esto para contrarrestar los hundimientos diferenciales.

IV.5.4) Procedimiento constructivo para el tratamiento de los taludes de la cañada.

Se protegió la parte inferior de los taludes por medio de una trinchera con lo que se buscó disminuir el arrastre del suelo y la inestabilidad por él provocada. Esta trinchera se constituye con base en un chapeo de piedra junteada y por una capa de geotextil en el contacto suelo-recubrimiento para con esto evitar el transporte de arena hacia las juntas.

Se construyeron retenes con gaviones para almacenar el suelo socavado y así retardar la erosión del cauce.

En la parte final del cauce se construyó un muro drenado, mismo que deberá ser empotrado en la toba subyacente a la arena.

IV.5.5) Conclusiones

Este caso pone de manifiesto la absoluta importancia del reconocimiento de la zona llevado a cabo a través de un recorrido por tierra y por aire de un Ingeniero especialista geotecnista experimentado y con capacidad de detectar los problemas potenciales y no reducir los estudios geotécnicos a reconocimientos fotogeológicos, análisis de los cortes mayores y, en fin, a estudios que no sean completamente representativos.

IV.6) Falla peculiar de un talud aguas abajo de una presa de tierra. (Ref. 11)

En este caso, se dan a conocer los problemas de estabilidad del talud aguas abajo de una presa, generados por un procedimiento constructivo defectuoso, el cual, al realizarse de manera acelerada no permitió que la disipación de la presión de poro fuera lo suficiente para no provocar un decremento en el esfuerzo efectivo y así disminuir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

IV.6.1) Antecedentes.

La cortina en cuestión tiene una altura de 11 m, un ancho de corona de 6 m y taludes de 3:1 como lo muestra la **figura 30**.

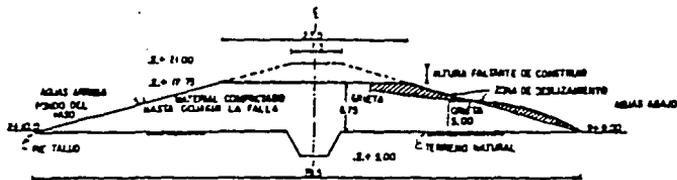


Figura 30.- Sección de proyecto y hasta ocurrir la falla del talud.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

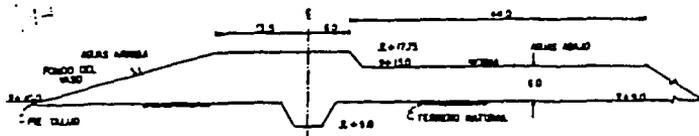


Figura 31.- Sección transversal reforzada después de la falla.

Los primeros 2,7 m de la cortina se formaron con capas de material arcilloso con espesor de 30 cm y al ir incrementando la altura de la cortina, el espesor se disminuye a 25 cm. El grado de compactación mínimo fue de 90% de su P.V.S.M. Proctor Estándar.

El primer síntoma de inestabilidad fue la aparición de una grieta longitudinal de 2 mm de abertura sobre la corona, cosa que ocurrió cuando la cortina había alcanzado los 8,75 m de altura y poco después de una intensa precipitación. Pudo determinarse que esta grieta tenía 30 cm de profundidad. Otra grieta apareció un par de días después sobre el talud aguas abajo. Se decidió instalar puntos de colimación para registrar los desplazamientos verticales y horizontales. La abertura de la grieta sobre la corona había aumentado casi diez veces cuatro días más tarde.

Las lluvias no cesaban y seis días después el desplazamiento culminó en un deslizamiento con una extensión de 120 m.

A grandes rasgos, las medidas inmediatamente adoptadas consistieron en: remoción del material deslizado y construcción de una berma de 44 m de ancho y 6 m de alto. Dicha berma se presenta en la **figura 31**.

IV.6.2) Particularidades del suelo de la cortina.

- Arcilla de alta plasticidad CH,
- Color café amarillento, con partes gris verdoso,
- Contenido de agua medio de 38%,
- Porcentaje de compactación "in situ" del 90% P.V.S.M. (el contenido de agua resultó estar 9 puntos por encima del óptimo de compactación),
- Resistencia a la compresión, con saturación previa inmersión de 11,2 t/m²,

Para el suelo de cimentación de la cortina se tuvo que:

- Arcilla de alta plasticidad CH,

- Resistencia a compresión hasta de 28,3 t/m³.

IV.6.3) Análisis de estabilidad.

Mediante resultados de ensayos de compresión triaxial consolidada rápida CU, se determinó que:

$$c = 2 \text{ t/m}^2$$

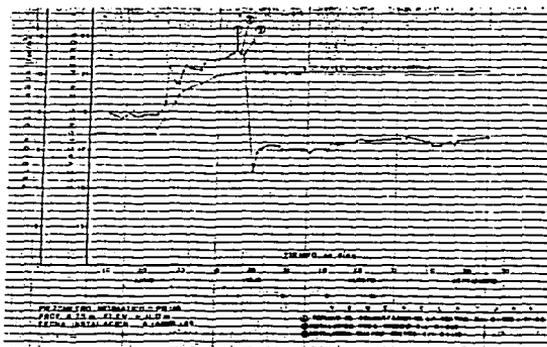
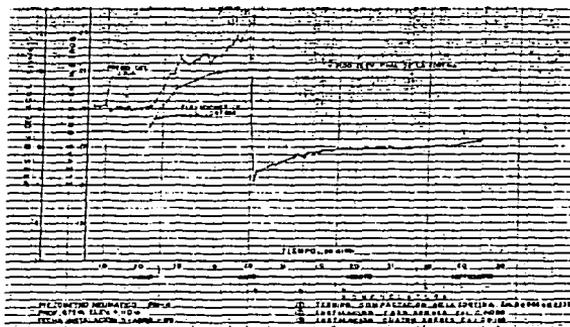
$$\phi = 17^\circ$$

Posteriormente, y gracias a la determinación de los altos valores de saturación y niveles piezométricos, se demostró que los agrietamientos internos en la cortina se debían a la generación de importantes presiones en el agua del suelo provocadas por el deficiente proceso constructivo.

IV.6.4) Conclusiones.

Gracias a la experiencia vivida en este caso, se determinó terminar la cortina bajando la presión del agua intersticial. Lo anterior se consiguió colocando drenes verticales de arena de 9 m y distanciados 1,5 m entre sí y con diámetros de entre 0,3 m y 0,5 m.

La **figura 32** muestra las gráficas piezométricas 4 y 5 en los puntos 1, 2 y 3 posteriores a la instalación de los drenes de arena en las que se observa la reducción de la presión intersticial.



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Figura 32.- Lecturas piezométricas de dos de las estaciones de la presa de tierra.

IV.7) Deslizamiento del talud del terraplén de la vía del Ferrocarril Córdoba-Paso del Macho en el Viaducto Pensil. (Ref. 11)

Se presentan los estudios y tratamientos relacionados con los signos de inestabilidad que desde 1983 presenta un terraplén de la Vía de Ferrocarril Córdoba-Paso del Macho.

IV.7.1) Antecedentes.

En el mes de julio de 1988 Servicios Técnicos de la S.C.T. mencionaba que el terraplén que soporta a la vía del ferrocarril dentro de la zona del portal de entrada al Túnel Tabasco presentaba problemas de estabilidad a lo largo de 70 m.

Poco después, la S.C.T. recomendó retirar el material deslizado construyendo una trinchera estabilizadora y un sistema de tubos drenantes de concreto. Alternadamente, se llevaron a cabo estudios geológicos, geofísicos y geotécnicos.

IV.7.2) Encuadre geológico.

La zona estudiada se ubica en la parte norte de la Sierra de Atoyac. Esta zona está formada por tres unidades litológicas, dos de ellas constituidas por rocas calizas cretácicas y una formada por depósitos de talud.

IV.7.3) Estratigrafía.

El perfil estratigráfico se presenta en la **figura 33**, en la que se observa que de los cero a los nueve metros de profundidad se tiene material de grava-arena. A partir de los 9 m y hasta los 19 m se detectaron bloques de roca caliza. De los 19 m en adelante y hasta los 25 m aparecieron bloques de roca caliza limpios y desde los 25 m hasta los 30 m se observó roca caliza poco más sana que la superyacente.

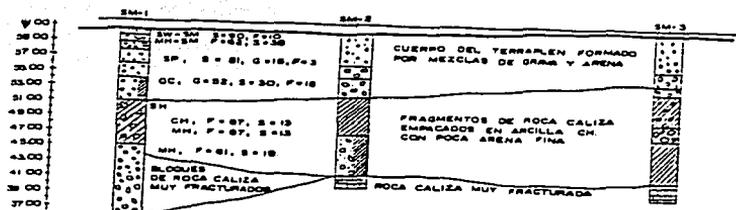


Figura 33.- perfil estratigráfico de la zona del hundimiento de la Vía del ferrocarril.

IV.7.4) Análisis de estabilidad del talud.

Tomando en cuenta un análisis de falla rotacional se consideraron 4 condiciones, cada una de ellas arrojó un determinado factor de seguridad. Lo anterior se presenta en la tabla siguiente:

Condición	Descripción	Factor de Seguridad
I	talud sin sismo	1,59
II	flujo de materiales en el contacto de los materiales arcillosos	1,52
III	condición II con sismo	1,28
IV	talud totalmete saturado sin sismo	1,43

Estas cuatro condiciones arrojaron factores de seguridad adecuados.

IV.7.5) Conclusiones.

Existen infiltraciones del agua de lluvia a través de la roca caliza, lo cual disuelve la roca y produce carsticidad.

La erosión de la roca caliza existente en una superficie de 100 m de longitud, es la culpable directa de la inestabilidad de los taludes del terraplén.

Finalmente, para mantener observada la situación, se creó una retícula de medición topográfica con secciones a cada 20 m en sentido tanto transversal como longitudinal. Semanalmente, se llevarán a cabo nivelaciones de precisión sobre esta retícula además de llevar líneas de colimación a cada 20 m en ambos sentidos a fin de controlar los desplazamientos horizontales en los vértices.

V.- ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL DESLIZAMIENTO LOCALIZADO EN EL km 52+170 DE LA CARRETERA ZACATLÁN - ZACAPOAXTLA.

V.1.- Antecedentes.

La falla que a continuación se detalla se localiza a la altura del km 52+170 de la Carretera Zacatlán - Zacapoaxtla en el tramo Tepango - Zapotitlán, con origen en Zacatlán, Puebla. Dicha carretera se ubica al norte de la Ciudad de Puebla; se construyó hace un poco más de 20 años; el Tránsito Diario Promedio Anual que circula por la misma es de aproximadamente 800 vehiculos en sus dos sentidos. La carretera de un solo cuerpo tiene una corona de 7 m de ancho.

El terreno en el que se asienta la carretera en cuestión es netamente montañoso, por lo cual se tuvo que construir mediante secciones en balcón con alturas de corte que van desde los 10 m hasta los 40 m. Este terreno montañoso está integrado por rocas ígneas, sedimentarias y en una escala menor por rocas de tipo metamórfico (andesitas, granodioritas, basaltos, tobas riolíticas, calizas, lutitas y pizarras). Estas formaciones rocosas están cubiertas tanto por suelos residuales como por suelos transportados. Estos suelos son esencialmente arcillas, arcillas arenosas y limos. Las rocas presentan diferentes grados de fracturamiento y alteración.

La precipitación promedio anual es de 120 mm.

V.2.- Introducción.

Como ya se anotó en la zona del km 52+170 de la Carretera Zacatlán - Zacapoaxtla se tiene un terreno montañoso

predominantemente formado por areniscas conglomeradas alteradas y fracturadas que subyacen a un estrato del orden de los 3 m formado por arcillas de media a alta plasticidad, en ella la carretera está en balcón y es aquí donde se produjo la falla.

V.3.- Descripción general de la falla.

A lo largo de una longitud de 55 m, entre los cadenamientos 52+145 y 52+200, se originó un movimiento de material del orden de los 106,000 m³ que cubrió el camino en su lado derecho según sentido de cadenamiento. El movimiento del material no afectó el alineamiento vertical y horizontal original y ocurrió en el contacto suelo-roca, según un plano de deslizamiento con 12° de inclinación media hacia el camino. La magnitud del movimiento puede ser apreciada en el anexo fotográfico.

V.4.- Estudios de campo efectuados.

V.4.1.- Topografía.

Fue necesario realizar un levantamiento topográfico en un área de 2,5 Ha para determinar el volumen del material que deslizó así como para determinar el plano de falla. Dicho levantamiento se llevó a cabo a través de 11 secciones perpendiculares al eje longitudinal de la carretera con separación de 20 m entre ellas, con lo cual fue posible conocer que el volumen del material que se movió fue de aproximadamente 106,000 m³ considerando espesores de 4 a 12 m según la exploración realizada.

V.4.2.- Estudio geológico.

Geología regional.

Gracias al estudio geológico realizado, fue posible determinar que la zona en cuestión se ubica en la provincia fisiográfica de la Sierra Madre Oriental, cercana al llamado Macizo de Teziutlán, el cual es considerado como un domo alargado orientado de poniente a oriente. Esta zona se encuentra en la parte

norponiente de dicho macizo. En toda esta área se observan sierras con relieve muy accidentado como resultado de un intenso fenómeno erosivo, debido a lo cual se descubren rocas del período jurásico, terciarias, resistentes. Las rocas del jurásico están integradas por la serie alternante de areniscas-limolitas, rojizas; las rocas terciarias están constituidas por andesitas y piroclásticos así como por suelos de cobertura de carácter arcilloso.

Geología local.

En la parte superior del área afectada afloran capas de entre 10 cm y 30 cm de arenisca cuarcífera gris verdosa muy resistente y no muy afectada por erosión y de arenisca conglomerática y limolitas de color rojizo muy blandas y sensiblemente alteradas y afectadas por erosión; la capa superior de esta secuencia está formada por capas delgadas de ceniza volcánica gris. En espesores de 10, 20 y 25 cm aparecen las areniscas y limolitas rojizas.

Las capas de arenisca y limolitas presentan un rumbo general de noreste a suroeste y que se inclina hacia el sureste entre 17° y 30°, mientras que las capas de arenisca resistente tienen un rumbo general noroeste sureste con inclinación con rangos de 7 a 12° también hacia el suroeste.

Algo que es importante resaltar, es que todas las capas registradas en los afloramientos están inclinadas en sentido contrario a la pendiente general del terreno, mismas que se encuentran cubiertas por depósitos de suelos arcillosos con espesores variables, desde los 2 m y hasta los 12 m.

V.4.3.- Estudio geofísico.

Con el fin de determinar el contacto entre los diferentes estratos, se realizó un estudio geofísico mediante el método geoeléctrico de resistividad eléctrica en su variante de sondeo eléctrico vertical. Para tal efecto se empleó el dispositivo electródico tipo

Schlumberger con electrodos de corriente con aberturas de $AB/2=100$ m. La profundidad que se estudió fue de 70 m.

A través de cinco secciones geoeléctricas separadas entre sí unos 70 m, se efectuaron 11 sondeos eléctricos verticales (SEV) separados éstos entre 30 m y 45 m.

En la tabla que a continuación se presenta, se observan los resultados obtenidos mediante el estudio geofísico, y en la que también se distinguen tres unidades litológicas:

Unidades Geoeléctricas Detectadas

Unidad Geoeléctrica	Resistividad ohms-m	Espesor m	Correlación Geológica
I	111 - 170	2,6 - 12	Arcilla
II	34 - 274	6,6 - 59	Arenisca y limolita fracturada y alterada
III	121 - 733	16,5 - indef.	Arenisca cuarcífera cementada

V.4.4.- Exploración directa.

Se realizaron dos sondeos con máquina, el primero a la derecha del km 52+181 a una profundidad de 18 m y el segundo a la derecha del km 52+198, según cadenamiento original, a una profundidad de 10,5 m. Estos sondeos arrojaron datos relevantes en cuanto al contenido de agua natural y a los límites de consistencia para los suelos finos y al comportamiento mecánico a través de compresión simple para las rocas.

V.5.- Interpretación de resultados.

Con base en los análisis arriba descritos, se concluye que la estratigrafía de la zona de la falla está superficialmente constituida por arcilla de media a alta deformabilidad en una franja de los 4 m

a los 12 m que presenta un contenido de agua de entre 17% y 114%, un límite líquido de 31% a 124% así como un límite plástico de entre 13% y 63%, la consistencia no es constante ya que varía de blanda a dura; por debajo de esta capa superficial, subyace otra capa integrada por roca arenisca y limolita alterada y fracturada en espesores que van de los 6 m hasta los 60 m. Por último, subyaciendo a esta segunda capa, se detectó la presencia de roca arenisca cuarcífera cementada de espesor no definido.

V.6.- Análisis geotécnico.

V.6.1.- Determinación del mecanismo de falla y del método de análisis de estabilidad.

Considerando que el deslizamiento de la formación natural se dio en el contacto del suelo con la roca alterada y fracturada se determinó que el ángulo de fricción interna residual era de 12° considerando un Factor de Seguridad = 1; es decir:

$$F.S. = \frac{\tan \phi_r}{\tan \alpha}$$

$$F.S. = 1$$

$$1 = \frac{\tan \phi_r}{\tan \alpha}$$

$$\tan \alpha = \tan \phi_r$$

$$\alpha = \phi_r$$

$$s = \sigma \tan \phi_r$$

$$\therefore \phi_r = 12^\circ$$

Se concluyó finalmente que en la superficie de contacto suelo-roca se generó una pérdida de resistencia al esfuerzo cortante, ya que la presencia del agua disminuyó los esfuerzos efectivos.

$$\Delta p = \overline{\Delta p} + \mu ; \Delta p = \sigma = h \gamma_m$$

$$\overline{\Delta p_0} = \Delta p - \mu$$

al incrementarse la presión en el agua:

$$\Delta p_1 = \Delta p - (\mu + \Delta \mu)$$

y, como se ve:

$$\overline{\Delta p_1} = \overline{\Delta p} - \overline{\mu} - \overline{\Delta \mu}$$

antes del incremento en la presión de poro $\Delta \mu$:

$$\overline{\Delta p_0} > \overline{\Delta p_1}$$

después del incremento de esfuerzo en el agua, la resistencia resultó ser:

$$s_0 = \overline{\Delta p_0} \tan \phi_r$$

$$s_1 = \overline{\Delta p_1} \tan \phi_r$$

V.6.2.- Resultados del análisis.

La determinación del ángulo de fricción interna residual (12°), dio pie a concluir que la estabilidad del material se garantiza con :

- Cortar el talud con una pendiente de 1:1,
- Instalación de drenes de penetración en el talud.

Las anteriores acciones lograron que el Factor de Seguridad se viera incrementado a 1,20.

V.7.- Recomendaciones.

Entre las actividades que el estudio recomendó para asegurar la completa estabilidad del talud se encuentran:

- ➔ Retirar el material que cubre a la roca en un ancho de 10 m para formar una banqueteta al nivel de la rasante del camino y el corte dejado por la excavación, tender a una inclinación de 1:1.
- ➔ Depositar el material producto del corte en la cañada que se encuentra al lado izquierdo del camino.

→ Instalar dos líneas de drenes de penetración en la cara del talud de 2" de diámetro colocados en tresbolillo con separación de 5 m tanto vertical como horizontalmente. La primera fila de drenes será de 30 m de longitud colocados a 1 m con respecto al nivel de la rasante de la banquetta, mientras que la segunda fila se hará con drenes de 15 m de longitud dispuesta a 6 m de la rasante de la banquetta. Ambas filas deberán guardar una inclinación de 6° hacia la cara del talud del corte.

→ Construir una cuneta paralela al eje del camino entre el hombro de la carretera y la banquetta, asimismo construir una contracuneta al hombro del talud del corte. Tanto la cuneta como la contracuneta serán de sección triangular de 33 cm de profundidad con taludes de 3:1 hacia la vía y el del lado del corte paralelo a su talud.

→ Construir una cuneta paralela al eje longitudinal de la dirección del movimiento de la masa de suelo además de cunetas transversales a dicho eje. Estas cunetas tendrán una sección trapezoidal.

→ Toda el agua de lluvia que habrán de captar las obras hidráulicas antes mencionadas será derivada hacia la obra menor de drenaje transversal que se recomienda construir en el km 52+140 la cual consistirá en un tubo de 1,20 m de diámetro.

V.8.- Especificaciones.

✓ Las perforaciones donde se instalarán los drenes de penetración serán de 3" de diámetro.

✓ Los drenes serán de PVC de 2" de diámetro perforados en la parte superior con perforación de 1/4" de diámetro y envuelto en malla de plástico de mosquitero. Al último tubo que se coloque no se le deberá hacer perforaciones en los 3 m finales.

⊙ De acuerdo con lo anotado en los párrafos precedentes, se tiene que la superficie de falla se localiza en el contacto entre el suelo y la roca alterada y que corresponde a una superficie plana, lo que lleva a la conclusión de que el comportamiento mecánico del material existente en esa superficie de falla es friccionante; es decir, la resistencia al esfuerzo cortante se puede expresar:

$$s = \sigma \tan \varphi$$

En cuanto al ángulo de fricción interna φ , es necesario tener en cuenta que el movimiento de deslizamiento genera esfuerzos tangenciales que al actuar sobre el suelo existente en la superficie de falla va produciendo deformaciones tales que la estructura tiende a orientarse y consecuentemente el ángulo φ va tendiendo a ser φ_r , en donde este último símbolo corresponde al ángulo de fricción interna en resistencia residual. La obtención del valor de φ_r desde luego puede tenerse mediante pruebas de laboratorio que reproduzcan las condiciones de campo, o sea que sometan al suelo que se prueba a esfuerzo cortante con deformaciones angulares crecientes que son el vestigio de que la estructura del suelo tiende a orientarse; sin embargo, puede dicho valor también obtenerse matemáticamente si se tiene en cuenta que en el caso de deslizamientos a lo largo de superficies planas, como ya se anotó, determinar un comportamiento friccionante del suelo y el factor de seguridad será igual a 1 dado que se tiene movimiento inicial en la formación natural. Esto es lo que se cuantifica mediante los cálculos que a continuación se anotan:

$$F.S. = 1 ; F.S. = \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha}$$

$$1 = \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha}$$

$$\tan \alpha = \tan \varphi$$

$$\alpha = \varphi$$

$$s = \bar{\sigma} \tan \varphi_r$$

$$\therefore \varphi_r = 12^\circ$$

y un instante antes de la falla:

$$s = \bar{\sigma} \tan \varphi_r ; \text{ donde: } \varphi_r = 12^\circ$$

Por otra parte, se puede explicar el mecanismo mediante el cual se generó el deslizamiento. En los momentos en que la inestabilidad existía, como ya se indicó, la resistencia estaba dada por:

$$s = \bar{\sigma} \tan \varphi_r$$

en donde $\bar{\sigma}$ es el esfuerzo efectivo; al generarse las lluvias, el agua se introdujo en la formación y reconoció como dren la superficie de falla; la permeabilidad del suelo en la superficie de falla hizo que en algún momento el gasto de entrada de agua fuese mayor que el de salida lo que ocasionó que la presión en el agua sufriese un incremento $\Delta\mu$. El llamado esfuerzo total en la superficie de falla se mantiene constante y, teniendo en cuenta la ecuación fundamental de los suelos saturados que es:

$$\text{esfuerzo total} = \text{esfuerzo efectivo} + \text{esfuerzo en el agua}$$

se tiene que:

$$\text{esfuerzo efectivo} = \text{esfuerzo total} - \text{esfuerzo en el agua}$$

antes del movimiento se tiene:

$$\bar{\Delta p}_0 = \Delta p - \mu ; \bar{\sigma} = \bar{\Delta p}_0$$

al incrementarse la presión en el agua se tiene:

$$\overline{\Delta p} = \Delta p - \mu$$

$$\overline{\Delta p_1} = \Delta p - (\mu + \Delta \mu)$$

$$\overline{\Delta p_1} = \Delta p - \mu - \Delta \mu$$

sabemos que:

$$\overline{\Delta p_0} = \Delta p - \mu$$

entonces:

$$\overline{\Delta p_1} = \overline{\Delta p_0} - \Delta \mu$$

y, por tanto:

$$\overline{\Delta p_0} = \overline{\Delta p_1} + \Delta \mu$$

por lo que:

$$\overline{\Delta p_1} < \overline{\Delta p_0}$$

y en cuanto a la resistencia:

- Resistencia antes del incremento de presión en el agua:

$$S_0 = \overline{\Delta p_0} \tan \varphi_r$$

- Resistencia después del incremento de presión en el agua:

$$S_1 = \overline{\Delta p_1} \tan \varphi_r$$

Y, luego entonces:

$$S_1 < S_0$$

O en otras palabras, la resistencia al esfuerzo cortante se vio disminuida con el incremento en la presión de poro; esto es, que la presencia del agua hizo decrecer los esfuerzos efectivos.

lo que conduce a que la resistencia "s" disminuya hasta que sea vencida por los esfuerzos generados por el peso del material encima de la superficie de falla.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



fotografía 1.- Km 52+170 Vista frontal de la zona de movimiento de material, después de haber sido retirado el suelo que obstruía el camino.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



fotografía 2.- Km 52+170 Vista de la parte superior de la ladera hacia Tepango; es posible observar la ubicación del sondeo No. 1.

VI. CONCLUSIONES

a) Ha quedado asentado que la estabilidad de un talud depende de varios parámetros, cuya interrelación permite que dicho talud presente una condición estable. Bajo esta tónica, se describieron los parámetros geométricos, geológicos, hidrológicos e hidrogeológicos, geotécnicos, ambientales y antrópicos. Pudo ampliarse, de esta manera, la comprensión de la complejidad que implica la estabilidad de las formaciones naturales.

b) Para conocer, y posteriormente comprender los tipos de desestabilización de taludes, primeramente se dieron a conocer, tanto la nomenclatura de un talud, como la nomenclatura convenida de los procesos y dimensiones del movimiento. Así, fue posible conocer epidérmicamente conceptos inherentes a las etapas de falla y de deterioro, la clasificación de los movimientos en masa y con esto, caracterizar debidamente a los movimientos.

c) El diseño de una estructura estabilizadora de taludes está dado por dos tipos de condiciones: la de talud estable y la de deslizamiento. Mediante estas dos condiciones es posible determinar, con conocimiento de causa, el tipo de estructura a emplear para un caso en particular sin dejar de observar los criterios que deben de tomarse en cuenta para seleccionar el mejor tipo de estructura para el caso en estudio, los criterios de comportamiento (estado límite de falla y de servicio), así como diversas condiciones más como son las de mantenimiento, armonía con la naturaleza, cargas a considerar en el análisis, factores de seguridad, además de los parámetros geotécnicos y de diseño.

d) Mediante la exposición de siete casos reales relacionados con la Ingeniería de Estabilidad de Taludes, fue posible ejemplificar gran parte de los conocimientos teóricos que convencionalmente se utilizan para comprender, tratar y solucionar el problema de los deslizamientos de las formaciones naturales. Pudo ratificarse

también el empleo de técnicas experimentales para conocer las condiciones generales imperantes en la zona en estudio.

e) Se describió el caso del estudio geotécnico de la falla localizada en el km 52+170 de la Carretera Zacatlán-Zacapoaxtla con origen en Zacatlán, Puebla de un talud. Esta falla se dio en el contacto suelo-roca como resultado de un intenso fenómeno erosivo además de la saturación del material y que generó, a lo largo de una longitud de 55 m, un desplazamiento de aproximadamente 106 000 m³ de material, esencialmente arcilla y arenisca. Se mencionaron las actividades desarrolladas tanto en campo como en laboratorio para poder comprender, de manera cabal, la situación y, así llegar a proponer, mediante los resultados obtenidos de los análisis, una serie de recomendaciones y especificaciones que garantizaran la estabilidad del talud.

BIBLIOGRAFÍA.

CAPÍTULO I

- 1) ASTM (1951) "Symposion of Surface and Subsurface Reconnaissance". Special Technical Publication 122, Philadelphia. Pa., 228 p.
- 2) Clark A.R., Moore R., Palmer J.S. (1996) "Slope Monitoring and Early Warning Systems: Application to Coastal Landslides on the South and East Coast of England, UK". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp. 1531-1538.
- 3) Peck. R.B. W.E. Hanson W.E., Thirburn T.H. (1974) "Foundation Engineering".
- 4) Suárez, J. (1996) "Estudio del Deslizamiento de La Colina en Bucaramanga", C.D.M.B. The Japan landslide society national conference of landslide control (1996) "Landslides in Japan", p.57.

CAPÍTULO II

- 5) Hutchinson J.N. (1988). "Mosphology and Geotechnical Parameters or Landslides in Relation to Geology".
- 6) Skempton A.W. Hutchinson J.N. (1969). "Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations". Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City. state of the art. Volume 2. pp. 291-340.
- 7) Varnes D.J. (1978). "Slope Movement Types and Processes". Special Report 176: Landslides: Analysis and Control., National Research Council. Washington, D.C. pp. 11-33.

CAPÍTULO III

8) Geotechnical Control Office (1989) "Model Specification for Reinforced Fill Structures". Civil Engineering Services Department, Hong Kong, p. 140.

9) Holtz R.D., Scuster R.L. (1996) "Stabilization of Soil Slopes". Landslides Investigation and Mitigation. Special report 247. Transportation research board. National research council. pp. 439-473.

10) Elias, V., Juran I.. (1991) "Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations". Report FHWA-RD-89-198, U.S. Department of Transportation, p. 210.

CAPÍTULO IV

11) XIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Memorias. tomo 2. Monterrey, N.L. México, noviembre 1988).

12) RUTAS . Revista de la Asociación Técnica de Carreteras. número 80-II Época - octubre - noviembre 2000. Madrid, España.

CAPÍTULO V

13) Subdirección de Geotecnia. Departamento de Terracerías y Pavimentos. Dirección General de Servicios Técnicos, S.C.T. "Estudio de la falla geotécnica de la carretera Zacatlán-Zacapoaxtla". México, febrero año 2000.