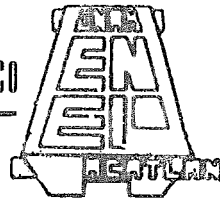




UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

E. N. E. P. - ACATLAN



Análisis de Estabilidad de Taludes en Roca

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

Emma Ma. Teresa Inestrillas Zárate

M - 00281-86



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA Y ACTUARIA.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

OFIC-CAI-I-70/80.

Srita. Emma María Teresa Inestrillas Zárate,
Alumna de la Carrera de Ingeniero Civil,
P r e s e n t e.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 18 de Julio de 1980, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA", el cual se desarrollará como sigue:

Introducción

- 1.- Comportamiento mecánico de las masas rocosas en un talud.
- 2.- Identificación y levantamiento de dis continuidades.
- 3.- Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de la masa rocosa.
- 4.- Análisis de estabilidad de casos simples conceptuales.
- 5.- Análisis de estabilidad de cuñas.
- 6.- Instrumentación de taludes.

Asímismo fué designado como Asesor de Tesis el se ñor Ing. Arturo Bello Maldonado.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de - lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servi cio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisi to básico para sustentar examen profesional, así como de la -- disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejempla-- res de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comuni-- cación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Acatlán de Méx., a 24 de Julio de 1980.



Andrés Ramírez Secaña
Coordinador del Programa
de Ingeniería y Actuaría.

ENEP - ACATLAN
COORDINACION DE
INGENIERIA Y ACTUARIA

A MIS PADRES.

ERNESTO INESTRILLAS FARIAS.

GRACIELA Z. DE INESTRILLAS.

A MIS HERMANOS.

ERNESTO, EMA Y EDUARDO.

A GABRIEL PONTONES.

AL ING. ARTURO BELLO M.
POR LA DIRECCION DE ESTE TRABAJO.

I N D I C E

	PAGINA
INTRODUCCION	1
CAPITULO I	
COMPORTAMIENTO MECANICO DE LAS MASAS ROCOSAS EN UN TALUD	
I.1 DEFINICION DE TERMINOS GEOLOGICOS	3
I.1.1 MASA ROCOSA	3
I.1.2 JUNTA	5
I.1.3 DISCONTINUIDAD	5
I.1.4 JUEGO O SISTEMA DE DISCONTINUIDADES	6
I.1.5 PERSISTENCIA	7
I.2 PROPIEDADES GEOMETRICO-MECANICAS DE LAS MASAS ROCOSAS	7
I.3 TIPOS DE FALLAS EN TALUDES	9
I.3.1 FALLA EN UN PLANO	9
I.3.2 FALLA EN CUÑA	10
I.3.3 FALLA CIRCULAR	10
I.3.4 FALLA POR VOLTEO	11
I.3.5 TALUDES DERRUMBADOS	12
CAPITULO II	
IDENTIFICACION Y LEVANTAMIENTO DE DISCONTINUIDADES	
II.1 GENERALIDADES	13
II.2 TECNICAS USADAS EN LA COLECCION DE DATOS GEOLOGICOS PARA LA INVESTIGACION DE ESTABILIDAD DE TALUDES	14

M-0528626

	PAGINA
II.2.1 METODOS DIRECTOS SUPERFICIALES	14
II.2.2 EXCAVACION DE GALERIAS	18
II.2.3 PERFORACION	19
II.3 PRESENTACION DE LA INFORMACION GEOLOGICA	23
II.4 TECNICAS GRAFICAS USADAS EN LA PRESENTACION DE DATOS	24
II.4.1 PROYECCION DE IGUAL AREA	25
II.4.2 EVALUACION DE PROBLEMAS POTENCIALES EN TALUDES	35
 CAPITULO III	
DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA MASA ROCOSA	
III.1 INTRODUCCION	39
III.2 RESISTENCIA AL CORTE	39
III.2.1 RESISTENCIA AL CORTE DE SUPERFICIES PLANAS	39
III.2.2 INFLUENCIA DEL AGUA EN LA RESISTENCIA AL CORTE DE DISCONTINUIDADES PLANAS	43
III.2.3 RESISTENCIA AL CORTE DE SUPERFICIES RUGOSAS	44
III.2.4 RESISTENCIA AL CORTE DE DISCONTINUIDADES CON RELLENO	47
III.3 PRUEBAS DE RESISTENCIA AL CORTE	48
III.3.1 DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL CORTE IN SITU	49
III.4 DETERMINACION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION	54

CAPITULO IV

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE CASOS SIMPLES CONCEPTUALES

IV.1	CONDICIONES GENERALES DE LA FALLA POR UN PLANO	57
IV.2	ESTUDIO ANALITICO DE ESTABILIDAD DE LA FALLA POR UN PLANO	58
	IV.2.1. EJEMPLO DE APLICACION	65
IV.3	ANALISIS GRAFICO DE ESTABILIDAD DE LA FALLA EN UN PLANO	68
IV.4	INFLUENCIA DEL AGUA SUBTERRANEA EN LA ESTABILIDAD	72
IV.5	PROFUNDIDAD CRITICA DE LA GRIETA DE TENSION	75
IV.6	GRIETAS A TENSION COMO INDICADORES DE INESTABILIDAD	78
IV.7	INCLINACION CRITICA DEL PLANO DE FALLA	79
IV.8	INFLUENCIA DE LA SOCAVACION EN EL TALUD	80
IV.9	METODO PARA ESTABILIZAR UN TALUD	82
IV.10	ANALISIS DE FALLA EN UN PLANO DE SUPERFICIE RUGOSA	83
IV.11	METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES	84

CAPITULO V

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE CUÑAS

V.1	ANALISIS DE FALLA DE UNA CUÑA	115
V.2	ANALISIS DE FALLA DE UNA CUÑA INCLUYENDO COHESION Y PRESION DEL AGUA	119
V.3	GRAFICAS PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE CUÑAS "SOLO PARA FRICCION"	126
V.4	EJEMPLO PRACTICO DEL ANALISIS DE UNA CUÑA	137

CAPITULO VI

INSTRUMENTACION DE TALUDES

VI.1	GENERALIDADES	145
VI.2	SISTEMAS DE INSTRUMENTACION USADOS EN TALUDES EN ROCA	146
VI.2.1	MEDICION DE DESPLAZAMIENTOS	146
VI.2.2	MEDICION DE PRESIONES HIDRAULICAS	153
VI.2.3	MEDICION DE FUERZAS ACTUANDO EN ANCLAS	156
VI.3	INVESTIGACIONES SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS DEL DESLIZAMIENTO DE TALUDES EN ROCA	157
VI.3.1	MOVIMIENTO DE UN TALUD LOCALIZADO SOBRE UNA CANTERA EN LAS MONTAÑAS	157
VI.3.2	MOVIMIENTO DE UN TALUD LOCALIZADO EN LA COSTA	165
	BIBLIOGRAFIA.	172

INTRODUCCION

En general, las obras que requieren de excavaciones con taludes son las explotaciones de minas a cielo abierto y los cortes para alojar carreteras y ferrocarriles.

Cuando se diseña la geometría de un cierto talud, pueden ahorrarse grandes cantidades de dinero, reduciendo el volumen de excavación, lo que da lugar a taludes muy empinados. Debido a que los beneficios económicos ganados en esta forma pueden perderse por una falla del talud, la evaluación de la estabilidad de taludes es de fundamental importancia.

Las fallas de taludes en roca o las medidas correctivas necesarias para evitarlas, cuestan dinero así como también los estudios y análisis, por lo que es necesario que antes de realizar un análisis detallado del comportamiento de un talud, se consideren las implicaciones económicas y de tiempo que pueden representar la repetitividad del problema planteado y el tiempo requerido para analizarlo.

En el caso de una mina a cielo abierto, además de la estabilidad existen varios factores que condicionan la inclinación de un talud. Los equipos usados en la explotación, no pueden operar en cortes angostos y los caminos de transporte deben dise

ñarse de acuerdo con los límites geométricos impuestos por las condiciones óptimas de operación de camiones y trenes, lo que generalmente da lugar a taludes con valores altos del ángulo de inclinación.

La estabilidad de un talud está controlada por las características geológicas del sitio, la resistencia al corte del material en que se forma, las condiciones del agua subterránea, la geometría del talud, así como también por la técnica usada para la excavación del talud. Obviamente, estos factores varían de un caso a otro, por lo que resulta imposible dar reglas generales de que tan alto o que tan inclinado debe cortarse un talud para asegurar su estabilidad.

Este trabajo describe uno de los métodos analíticos y gráficos usados para el análisis de estabilidad de taludes, ilustrando su aplicación a problemas prácticos, mediante algunos ejemplos. Así mismo, se describen las técnicas más frecuentemente empleadas para mejorar la estabilidad de taludes potencialmente peligrosos.

CAPITULO I

COMPORTAMIENTO MECANICO DE LAS MASAS ROCOSAS EN UN TALUD.

I.1 DEFINICION DE TERMINOS GEOLOGICOS

I.1.1 MASA ROCOSA

I.1.2 JUNTA

I.1.3 DISCONTINUIDAD

I.1.4 JUEGO O SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES

I.1.5 PERSISTENCIA

I.2 PROPIEDADES GEOMETRICO-MECANICAS DE LAS MASAS ROCOSAS

I.3 TIPOS DE FALLAS EN TALUDES

I.3.1 FALLA EN UN PLANO

I.3.2 FALLA EN CUÑA

I.3.3 FALLA CIRCULAR

I.3.4 FALLA POR VOLTEO

I.3.5 TALUDES DERRUMBADOS

I.1 DEFINICION DE TERMINOS GEOLOGICOS

I.1.1 MASA ROCOSA

Genéricamente las masas rocosas son los cuerpos que forman la corteza terrestre o litósfera y que se identifican como materia les del suelo de gran tamaño y consistencia.

Los geólogos, han dividido las masas rocosas de la Tierra, basándose en su origen en tres grupos principales: ígneas, sedimentarias y metamórficas.

Las rocas ígneas, primígenas en la formación de los grupos, toman su nombre del latín ignis "fuego". Estas rocas, fueron en un principio una masa fundida, producto de la actividad volcánica que recibe el nombre de magma, y que, al enfriarse, se convierte en roca dura y firme. Así, la lava que desde un volcán en erupción se derrama sobre la superficie de la Tierra, se enfría y endurece, formando una roca ígnea.

La mayor parte de las rocas sedimentarias, (del latín, sedimentum "materia que se asienta") están constituidas de partículas derivadas de la desintegración de rocas preexistentes. Estas partículas son transportadas por el agua, viento o hielo a los lugares donde se depositan.

Las rocas metamórficas, constituyen la tercera gran familia de

rocas, su nombre significa que la roca original cambió su forma y composición mineralógica. La presión de la Tierra, el calor y ciertos fluidos subterráneos químicamente activos, pueden estar involucrados en la transformación de una roca cualquiera a una metamórfica.

Los procesos de configuración de la corteza terrestre han provocado discontinuidades en las masas rocosas, tales como, fisuramientos o grandes desplazamientos a causa de movimientos tectónicos en cualquier tipo de masa y fisuras o fracturas por efecto de variaciones de temperatura o de presión en masas antes formadas; así pues prácticamente en cualquier masa rocosa existen fisuras, fracturas o desplazamientos, llamados fallas que hacen de ellas cuerpos discontinuos.

Las partes de la masa rocosa entre las discontinuidades, son en general denominadas genéricamente bloques de roca intacta, que están constituidos por la reunión de partículas minerales consolidadas o cementadas. Es importante señalar desde ahora, que en la mayoría de las masas rocosas, la resistencia de la roca intacta ubicada entre las discontinuidades, es de 1 ó 2 órdenes de magnitud mayor que la del macizo rocoso y generalmente la falla del material intacto, no participa en el proceso de falla de un talud.

Para precisar la significación de los diversos vocablos empleados para referirse a las discontinuidades de las masas rocosas, se exponen a continuación las definiciones aceptadas hasta la fecha, por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.

I.1.2 JUNTA

Es una separación natural que divide a una masa rocosa y la hace estructuralmente discontinua a través de ella. Se caracteriza porque las paredes de la roca, están en cierto grado de contacto entre roca y roca en la junta. En términos de ingeniería, la junta tiene menor resistencia al corte y mucho menor resistencia a la tensión (cero), que la roca intacta. Figura I.1.

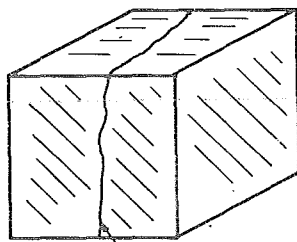


Figura I.1

JUNTA: CONTACTO ENTRE LAS
PAREDES DE LA ROCA

I.1.3 DISCONTINUIDAD

Es una separación natural o una "zona débil", que convierte a una masa rocosa en una estructura discontinua a través de ella. Se caracteriza porque las paredes de la roca están separadas en cierto grado, por material de relleno débil, tal como arcilla, limo, arena, partículas de roca, roca quebradiza, etc. En

términos de ingeniería, las discontinuidades tienen mucho menor resistencia a la tensión (cero) y al corte, que la roca intacta. Figura I.2.

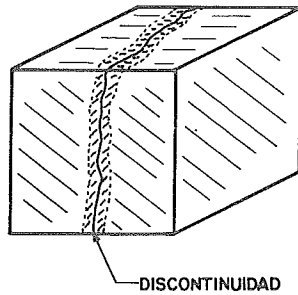


Figura I.2

I.1.4 JUEGO O SISTEMA DE DISCONTINUIDADES

Se refiere a uno o varios conjuntos de discontinuidades, que tienen aproximadamente la misma inclinación y orientación. Como un resultado del proceso de su formación, muchas discontinuidades ocurren en familias, las cuales tienen direcciones preferentes. En algunos casos estos conjuntos están claramente definidos y son fáciles de distinguir; en otros, el modelo estructural aparece en desorden. Figura I.3.

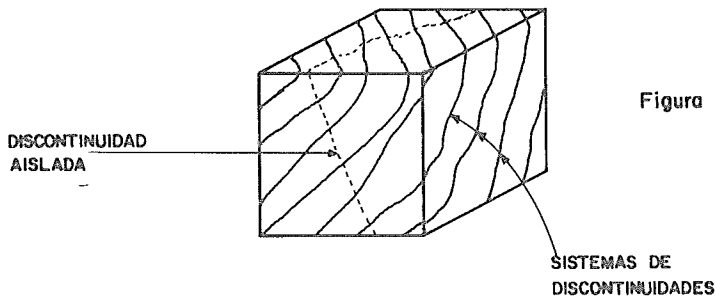
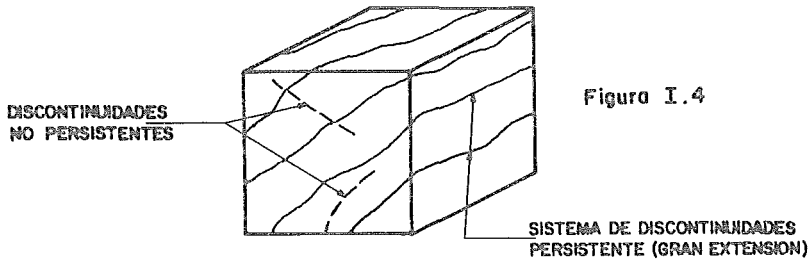


Figura I.3

I.1.5 PERSISTENCIA

Se refiere a la extensión de una discontinuidad; cuando ésta se encuentra limitada por la roca intacta, se dice que no es persistente. Figura I.4.



I.2 PROPIEDADES GEOMETRICO-MECANICAS DE LAS MASAS ROCOSAS

De las descripciones de las masas rocosas antes expresadas se puede reconocer que cualquier efecto que induzca una tendencia al desplazamiento relativo entre partes de una masa rocosa, es tará regido por la capacidad que tengan las discontinuidades para soportarlo o permitir que ocurra. Es por ello que el comportamiento mecánico de las masas rocosas, está definido por el número, ubicación y naturaleza de los sistemas de discontinuidades. Desde el punto de vista de dicho comportamiento meca nico, Barton ha establecido como características geométricas y mecánicas de las discontinuidades, que definen el comporta-

miento en las masas rocosas, a las siguientes:

- a. La calidad de la masa rocosa, desde el punto de vista de la intensidad de su fisuración.
- b. El número de juntas o fisuras que contiene la masa rocosa.
- c. La abertura de las juntas y, en su caso, el espesor del relleno.
- d. La rugosidad de las juntas en cada uno de los sistemas cuando éstos están cerrados, o cuando la abertura es menor el tamaño de las rugosidades.
- e. El grado de alteración en los sistemas de juntas o fracturas, el espesor de la zona alterada o el espesor del relleno y la consistencia de la alteración o relleno. Si el espesor del relleno es tal, que las caras de la discontinuidad no están en contacto, la resistencia al esfuerzo cortante será igual a la del relleno; si el contacto ocurre, afectará la resistencia pero no la gobernará.
- f. La magnitud de las presiones hidráulicas, existentes en la masa rocosa a estudiar, causada por su posición relativa al nivel del agua en el subsuelo.

g. El estado de esfuerzos que de manera natural presenta la masa rocosa y que tiene especial influencia en el comporta-
miento de la misma cuando existen esfuerzos tectónicos remanantés, esto es, esfuerzos causados por el potencial movi-
miento de las rocas en la corteza terrestre, o bién, como remanente de los efectos que pararon un movimiento ocurrido durante su formación.

I.3 TIPOS DE FALLAS EN TALUDES

La presencia de discontinuidades, es el factor definitivo en la estabilidad de taludes en roca y la detección de estas caracte-
rísticas geológicas y la determinación de sus propiedades mecá-
nicas, es una de las partes más críticas en la investigación
de la estabilidad.

A continuación se presentan los mecanismos de falla más sim-
ples, que han sido tratados con más extensión por los ingenie-
ros especialistas, los cuales involucran el deslizamiento de
un bloque de roca a lo largo de un plano de falla.

I.3.1 FALLA EN UN PLANO

Como se ilustra en la figura I.5, la falla en un plano, ocurre cuando una discontinuidad tiene una intersección con la cara del talud, que es paralela a una de las aristas de dicha ca-
ra.

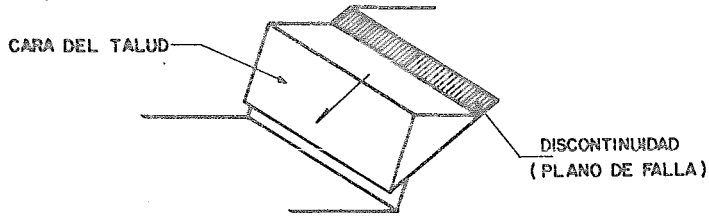


Figura I.5

I.3.2 FALLA EN CUÑA

Cuando dos discontinuidades tienen direcciones oblicuas, a través de la cara del talud y su línea de intersección sobresale en la cara del talud, la cuña de roca entre estas discontinuidades, puede deslizar a lo largo de la línea de intersección.

Figura I.6.

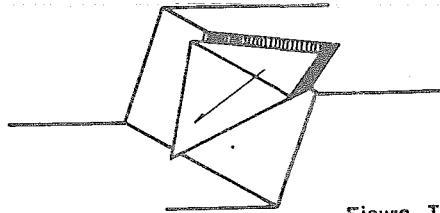


Figura I.6

I.3.3 FALLA CIRCULAR

Cuando el material en la masa rocosa es muy débil, como en el caso de un talud en suelos, o bien cuando el macizo rocoso está muy fracturado, la falla puede ocurrir en una sola superfi-

cie, que tenderá a adoptar una configuración esférica, o por lo menos las trayectorias de deslizamiento perpendiculares al plano del talud son casi circulares. Figura I.7.

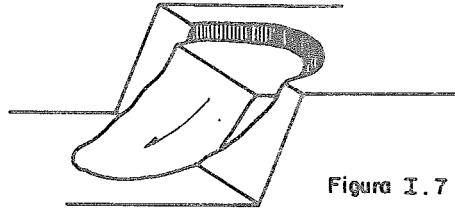


Figura I.7

Los tipos de falla descritos en el inciso anterior, se caracterizan por el movimiento de una masa de material sobre una superficie de falla; pero existen otros mecanismos de falla, que no quedan incluidos en la clasificación anterior, ya que éstos no involucran el deslizamiento simple. Estos casos se definen a continuación.

I.3.4 FALLA POR VOLTEO

Considerando un bloque de roca, descansando en un plano inclinado, como el que se muestra en la figura I.8, cuyas dimensiones son, altura h y base b y que la única fuerza que resiste al movimiento es la generada por la fricción.

Cuando el vector que representa el peso W del bloque, cae dentro de la base b , el deslizamiento del bloque ocurrirá, si la

inclinación del plano ψ es mayor que el ángulo de fricción ϕ en el contacto. Sin embargo, cuando el bloque es alto y esbelto ($h > b$), el vector W puede caer fuera de la base b , provocando que el bloque pueda voltearse, esto es, girará sobre el borde de contacto inferior.

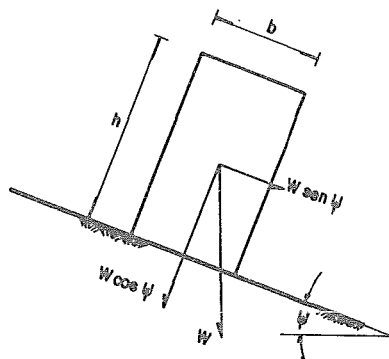


Figura I.8

I.3.5 TALUDES DERRUMBADOS

El ciclo de expansión y contracción, asociados con el congelamiento y deshielo del agua en grietas y fisuras en la roca, es una de las principales causas del derrumbe de taludes; así mismo, la detereorización gradual de los materiales, que cementan los bloques individuales, también juega un papel importante en este tipo de falla.

El intemperismo de ciertos tipos de roca expuesta, da lugar también al desprendimiento y acumulación de materiales en la superficie y en la base del talud.

CAPITULO II

IDENTIFICACION Y LEVANTAMIENTO DE DISCONTINUIDADES

II.1 GENERALIDADES

II.2 TECNICAS USADAS EN LA COLECCION DE DATOS GEOLOGICOS PARA LA INVESTIGACION DE ESTABILIDAD DE TALUDES

II.2.1 METODOS DIRECTOS SUPERFICIALES

II.2.2 EXCAVACION DE GALERIAS

II.2.3 PERFORACION

II.3 PRESENTACION DE LA INFORMACION GEOLOGICA

II.4 TECNICAS GRAFICAS USADAS EN LA PRESENTACION DE DATOS

II.4.1 PROYECCION DE IGUAL AREA

II.4.2 EVALUACION DE PROBLEMAS POTENCIALES EN TALUDES

II.1 GENERALIDADES

Como mencionamos en el capítulo anterior, prácticamente todos los macizos rocosos, son sistemas discontinuos, cuyas propiedades mecánicas están gobernadas por las características de sus discontinuidades, que son planos o superficies débiles.

Para poder establecer el posible comportamiento de un macizo rocoso, al modificar sus condiciones naturales, cuando se realiza la excavación de uno o varios taludes, es necesario, entre otros puntos, la realización de un estudio geotécnico.

La planeación del estudio, se diseña de tal manera que pueda obtenerse la información sobre las condiciones del terreno para lograr la mejor adaptación del proyecto. Los datos que se requieren de las condiciones del terreno, pueden agruparse como sigue:

- Identificación de los tipos de roca y su distribución relativa, de tal forma que conduzca a la interpretación de la estructura geológica del área.

- Estructura detallada del macizo rocoso, con énfasis particular en la distribución de anisotropías en el espacio y las características de las discontinuidades.

- Propiedades mecánicas del macizo rocoso.

- Condiciones del agua subterránea.

II.2 TECNICAS USADAS EN LA COLECCION DE DATOS GEOLOGICOS PARA LA INVESTIGACION DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

II.2.1 METODOS DIRECTOS SUPERFICIALES

La información que debe obtenerse en esta etapa, comprende la identificación de los diferentes tipos de roca, presentes en el área y la localización de características estructurales expuestas.

Dicha información se recaba por medio de fotografías aéreas, mapeo o levantamiento topográfico-geológico terrestre y técnicas fotogramétricas.

La interpretación de grandes rasgos estructurales, puede hacerse con gran ventaja, en fotografías de satélite que cubran grandes áreas en una sola foto.

Los mapas topográficos y geológicos regionales, son de gran utilidad en la primeras etapas de estudio. En México son varias instituciones las que publican información de este tipo y ésta deberá obtenerse tan rápido como sea posible, cuando se empieza una investigación de las condiciones geológicas de una determinada área.

Para poder interpretar la información que proporciona el mapeo de estructuras expuestas, es necesario comprender el significado de los siguientes términos geométricos.

a. Echado o Buzamiento

Es la máxima inclinación que una discontinuidad forma con la horizontal; en la figura II.1 se encuentra definida por el ángulo ψ .

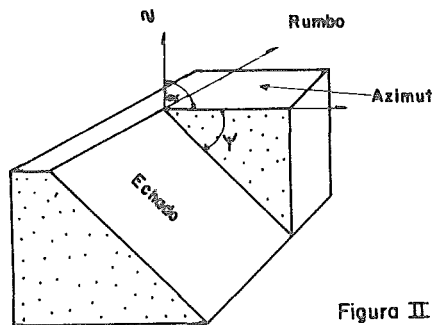


Figura II.1

b. Azimut

Es la dirección del trazo horizontal de la línea de máxima inclinación, medida en el sentido de las manecillas del reloj con respecto al Norte, como se indica en la figura II.1 con la letra α .

c. Rumbo

Es la dirección de la traza de la discontinuidad sobre un plano horizontal de referencia, formando un ángulo agudo con la línea norte - sur que se toma como base. La importancia práctica del rumbo de una discontinuidad, es que señala el trazo visible de la misma en la superficie de un macizo rocoso.

El mapeo de las características estructurales visibles es un proceso lento y tedioso, pero desafortunadamente existen pocas alternativas de las técnicas tradicionales usadas por los geólogos. La herramienta más importante usada es el compás geológico, desarrollado para el mapeo de masas rocosas. La ventaja de este instrumento se debe a que las lecturas se realizan directamente en términos de inclinación y azimut, lo cual en términos de tiempo, proporciona

un gran ahorro en la realización de la inspección que personalmente debe hacerse al sitio en estudio.

Las técnicas fotogramétricas constituyen otro método para realizar el mapeo. El equipo que se requiere consiste en un fototeodolito, el cual está constituido por un teodolito equipado con una cámara adecuada localizada entre los círculos superior e inferior.

La figura II.2 ilustra el campo que se abarca en pares estereoscópicos de fotografías. Las dos placas tomadas en las estaciones de la cámara, a la izquierda y a la derecha del objetivo, son después vistas en un estereocomparador o un instrumento similar, produciendo un modelo estereoscópico de la región traslapada en las placas.

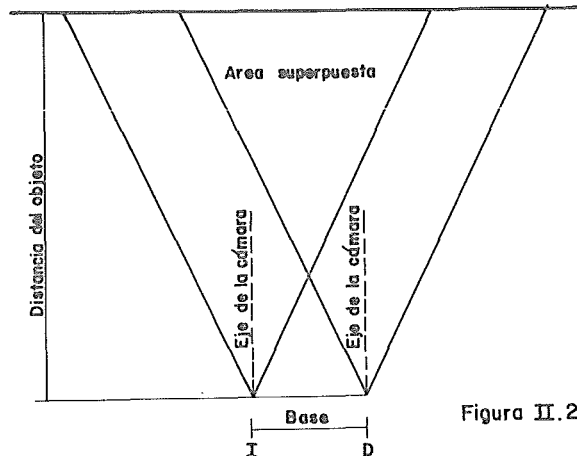


Figura II.2

II.2.2 EXCAVACION DE GALERIAS

Este tipo de exploración se realiza con el objeto de:

- a. Realizar una inspección visual a escala natural de las características de la formación y juzgar la profundidad en que se ve afectada por el intemperismo,
- b. Efectuar mediciones del espaciamiento y orientación de las juntas y discontinuidades y en general definir sus características geométrico-mecánicas,
- c. Obtener muestras inalteradas,
- d. Efectuar pruebas de campo,
- e. Estudio complementario de las condiciones del agua subterránea.

Generalmente las galerías, después de ser excavadas, requieren de un lavado con chiflón de las paredes para dejar totalmente descubiertos los detalles. Su localización dependerá de las características del proyecto y de la naturaleza y detalles del sitio que se desean investigar; obviamente la excavación se hará con el cuidado necesario para no ocasionar daños al macizo rocoso que se explora.

A pesar del costo relativamente alto de la excavación de galerías, los beneficios ganados en términos de la calidad de la información que se obtiene, tanto mineralógica como estructural, compensa este costo y para los casos de masas rocosas, proporciona el único medio

para coleccionar la informacion requerida, con la certidum bre necesaria en proyectos de ingenieria.

II.2.3 PERFORACION

En todo programa de exploracion, la perforacion con obtencion de muestras es una actividad necesaria; la informacion se obtiene por inspeccion directa de las muestras, pruebas sobre estas muestras y pruebas que se realizan en el interior de la perforacion.

La seleccion de los sitios en que deban realizarse las perforaciones y la profundidad de estas, estara determinada por el enfoque que se haya adoptado para la exploracion y por tanto por la interpretacion de la geologia a que se haya llegado con los metodos directos superficiales, los que normalmente se realizan en las primeras etapas de estudio. En ocasiones esta seleccion se puede ver afectada por un factor de orden practico como lo es la accesibilidad del sitio. Las principales posibilidades de criterio para la planeacion del programa de perforaciones pueden agruparse como sigue:

Control por geologia. Las perforaciones se localizan con el objetivo principal de definir con mayor detalle la geologia del sitio sobre la base de que a partir de

este conocimiento se podrá hacer una mejor adaptación del plan de estudios, realizando posteriormente perforaciones complementarias si se requieren para satisfacer los requerimientos del proyecto en estudio.

Control por cuadrícula o ejes. Este sistema presenta la ventaja de que se obtiene información con la que puede fácilmente interpretarse secciones y elaborarse modelos en tres dimensiones de la geología del sitio.

No obstante los intentos que se realizan por sistematizar la programación y ejecución de un estudio geológico, la experiencia demuestra que es muy frecuente que el éxito de una exploración dependa en gran parte de la experiencia y el arte con que el geólogo responsable vaya modificando el programa a medida que acumula información y va confirmando o modificando la interpretación original que haya hecho del sitio.

Gran parte del éxito de la exploración mediante perforación con obtención de muestras va a depender de la calidad de las muestras que se obtengan, lo cual a su vez será función del equipo y operador que se emplean. Existen además una serie de factores que es necesario tener presentes al elaborar un programa de perforaciones, entre los cuales se destacan los siguientes:

Diámetro de la muestra. Para garantizar la recuperación del mayor porcentaje de muestra, el diámetro de ésta no debería ser inferior a 75 mm, sobre todo si las muestras serán utilizadas para pruebas de laboratorio. El diámetro que generalmente se usa en exploración geológica es el NX, obteniéndose corazones de 54 mm. Diámetros menores definitivamente no son recomendables, ya que la recuperación baja notablemente, obteniéndose una idea falsa del grado de fracturamiento natural de la roca y se dificulta o hace imposible la realización de pruebas en los corazones y en la propia perforación.

Tipo de barril muestreador. Deberá utilizarse muestreador del tipo de barril doble; cuando se trate de rocas alterables deberá usarse barril triple, de tal manera de conservar las muestras cubiertas hasta que se realice la inspección.

Fluido de perforación. En función del programa de pruebas a realizarse en la perforación deberá escogerse entre aire, agua y lodos. Lo más común es la utilización de agua, ya que sirve al mismo tiempo para una primera identificación de tramos permeables en la perforación.

Orientación de la muestra. En el análisis de la estabilidad de un talud, la inclinación y el azimut de las discontinuidades juegan un papel muy importante; el problema estriba en la determinación de la posición real que tenía la muestra "in situ". Se han desarrollado técnicas al respecto, como la patentada por el LNEC de Lisboa, la que consiste en la ejecución de una perforación preliminar de pequeño diámetro en donde se inserta y se fija una varilla con la marca de la posición original y la perforación subsecuente se extrae el corazón con la varilla en el centro. Otro método que puede utilizarse es el de correlacionar la discontinuidades que se identifiquen en los corazones con la orientación que se define superficialmente de los sistemas. Otra alternativa consiste en realizar grupos de tres perforaciones que den una solución única a la orientación de los sistemas de fracturación.

Se han desarrollado otras técnicas un poco más sofisticadas como son las de inspección de la perforación mediante periscopio, cámara fotográfica o sonda de televisión.

II.3 PRESENTACION DE LA INFORMACION GEOLOGICA

Una vez que se han realizado los estudios geológicos descritos en el inciso anterior, se procederá a realizar un informe geológico que contenga la siguiente información:

- a. Plano con la geología superficial de la zona, en el que deberán aparecer las condiciones generales de la estructura geológica y la clasificación y medición de los sistemas de fracturamiento en los afloramientos de las rocas; estos planos serán completados con cortes geológicos de los sondeos.
- b. Descripción petrográfica y litológica de las formaciones atravesadas por los sondeos.
- c. Estado de alteración del macizo rocoso en su conjunto.

Con el objeto de realizar el análisis de estabilidad de un talud, los datos que se requieren conocer de las discontinuidades son los siguientes:

- a. Localización y profundidad en relación a un mapa de referencia.
- b. Echado y azimut.
- c. Frecuencia o espaciamiento entre discontinuidades ad yacentes.
- d. Extensión y abertura.
- e. Características del relleno que se encuentre entre las caras de la discontinuidad (si existe); propiedades mecánicas y espesores.
- f. Descripción y propiedades de la roca intacta entre las discontinuidades.

II.4 TECNICAS GRAFICAS USADAS EN LA PRESENTACION DE DATOS.

Uno de los aspectos más importantes para el análisis de taludes en roca es la colección sistemática y la presen tación de los datos geológicos de tal forma que puedan evaluarse fácilmente e incorporarse en los análisis de estabilidad. Las proyecciones esféricas proporcionan un medio conveniente para la presentación de datos geo

lógicos. La proyección que se presenta a continuación es la proyección de igual área, llamada también proyección de Lambert o red de Schmidt.

II.4.1 PROYECCION DE IGUAL AREA

Es el sistema usado por los geógrafos para representar la forma esférica de la tierra en una superficie plana. Para adaptar esta proyección a la geología estructural, las trazas de planos en la superficie de una esfera de referencia son usadas para definir el echado y azimut de los planos. Imaginando una esfera de referencia que puede moverse libremente en el espacio pero que no puede girar en alguna dirección, por lo tanto cualquier línea radial que una un punto de la superficie con el centro de la esfera tendrá una dirección fija en el espacio. Ahora, si esta esfera se mueve de tal forma que su centro caiga en el plano considerado, el círculo mayor trazado por la intersección del plano y la esfera definirá la inclinación y orientación del plano en el espacio, (figura II.3).

Debido a que se obtiene la misma información en las partes superior e inferior de la esfera, sólo una de éstas se usa y en ingeniería el hemisferio inferior de referencia, es el que se usa para la presentación de datos, (figura II.4)

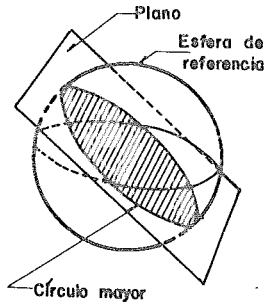


Figura II. 3

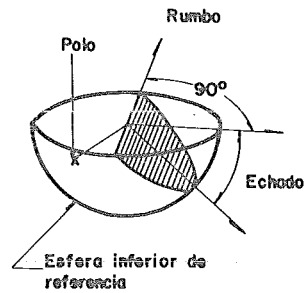


Figura II. 4

Además del círculo mayor, la inclinación y orientación del plano pueden definirse mediante el polo del plano. El polo es el punto en el cual la superficie de la esfera es cortada por la línea radial normal al plano.

Con el objeto de comunicar la información proporcionada por el círculo mayor y la posición del plano en la superficie del hemisferio inferior de referencia, se

obtiene una representación bidimensional proyectando esta información en un plano horizontal o ecuatorial de referencia. El método de proyección se ilustra en la figura II.5.

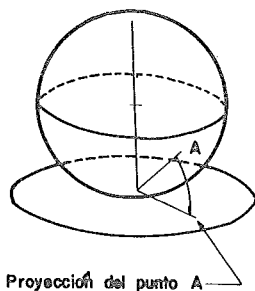


Figura II.5

El método más práctico de uso de la estereored para realizar la gráfica de la información estructural consiste en fijar la red sobre un cartón grueso; sobre ésta se coloca una mica unida al cartón con cinta adhesiva en sus extremos, con el objeto de proteger la red. Los datos se trazan sobre un papel que se fija sobre la red mediante un pequeño alfiler colocado en el centro de la red de tal forma que el papel pueda girar alrededor de éste, es importante que el alfiler quede exactamente en el centro de la red porque de otra forma se cometerán errores en análisis subsecuentes.

Antes de iniciar cualquier trazo, deberá marcarse en el papel el punto correspondiente al Norte con el objeto de tener una posición de referencia.

a. TRAZO DEL CIRCULO MAYOR Y DEL POLO QUE REPRESENTAN UN PLANO.

Con el papel colocado sobre la estereored mediante el alfiler central, se traza la circunferencia exterior de la red y se marca el punto correspondiente al Norte sobre ésta. El círculo mayor y el polo que representan el plano se trazan como sigue:

Paso 1. Se mide el azimut del plano a partir del Norte y en dirección de las manecillas del reloj, sobre la circunferencia trazada anteriormente y se marca su posición sobre ésta.

Paso 2. Se gira el papel de trazo sobre el centro del alfiler hasta que la marca del azimut coincide con el eje W-E de la red, a continuación se mide el echado del plano a partir de la circunferencia exterior de la red y se traza el círculo mayor que corresponde a un plano con un echado del ángulo medido.

El polo se obtiene trazando una línea que corta a la esfera en un punto; dicha línea es perpendicular al plano y pasa por el centro de éste.

Paso 3. El papel se gira a su posición original de tal forma que la marca del Norte en el papel coincida con la de la red.

Con el objeto de ilustrar lo expuesto en párrafos anteriores a continuación se presenta un ejemplo.

Considerando un plano con un echado de 50° y un azimut de 130° ; siguiendo los pasos 1, 2 y 3 el trazo de su círculo mayor y de su polo, se ilustra en los estereogramas de la figura II.6.

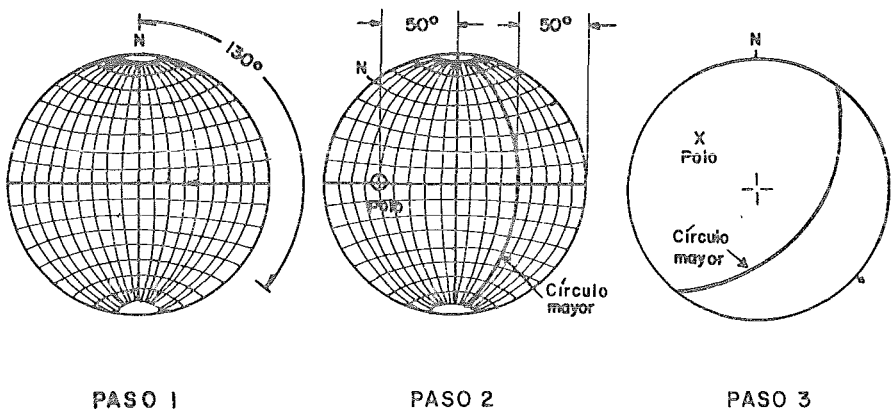


Figura II.6

b. DETERMINACION DE LA LINEA DE INTERSECCION DE DOS PLANOS.

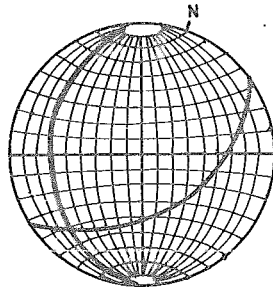
Para determinar el azimut y el echado de la línea de intersección de dos planos, se siguen los siguientes pasos:

Paso 1. Se realizan los círculos mayores de cada uno de los planos en la forma indicada en el inciso a.

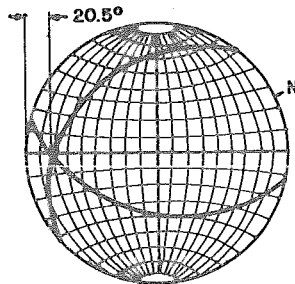
Paso 2. Se gira el papel hasta que la intersección de los dos círculos mayores coincida con el eje W-E de la estereored; el echado de la línea de intersección se mide a partir de la circunferencia exterior hacia el punto de intersección de los círculos mayores sobre el eje W-E.

Paso 3. El papel se gira hasta que la marca del Norte coincida con la de la red y el azimut de la línea de intersección se mide a partir del Norte y en sentido de las manecillas del reloj hasta una línea que atraviesa la circunferencia exterior de la red, la cual pasa por el centro de la esfera y por el punto de intersección de los círculos mayores.

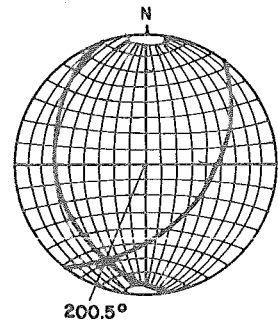
Se tienen dos planos con un echado de 50° y 30° y con un azimut de 130° y 250° respectivamente. La figura II.7 ilustra los tres pasos para determinar el echado y el azimut de la línea de intersección entre los dos planos.



PASO 1



PASO 2



PASO 3

Figura II.7

c. DETERMINACION DEL ANGULO ENTRE DOS LINEAS

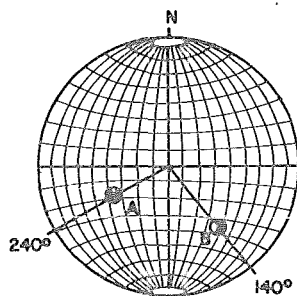
Supónganse dos líneas en el espacio, (líneas de intersección o normales a planos), definidas por su echado y azimut; para determinar el ángulo formado entre estas líneas se sigue el siguiente procedimiento:

Paso 1. Se trazan los puntos correspondientes a los polos de las dos líneas de acuerdo al procedimiento descrito anteriormente.

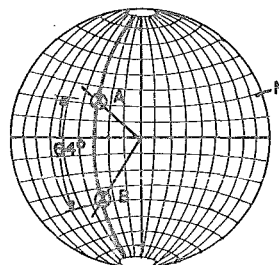
Paso 2. Se gira el papel de trazo hasta que estos dos puntos caigan en un mismo círculo del estereograma, el ángulo formado entre las dos líneas se determina contando las pequeñas divisiones entre los dos puntos a lo largo del círculo mayor que los contiene.

El círculo mayor donde caen los dos puntos define el plano que contiene a las dos líneas y el echado y azimut de éste se determinan por el procedimiento descrito en el inciso a.

Siguiendo el procedimiento indicado anteriormente, si se tienen dos líneas con echado 54° y 40° y azimut 240° y 140° respectivamente, el procedimiento para determinar el ángulo entre éstas se indica en la figura II.8.



PASO 1



PASO 2

Figura II.8

d. METODO ALTERNATIVO PARA DETERMINAR LA LINEA DE INTERSECCION DE DOS PLANOS

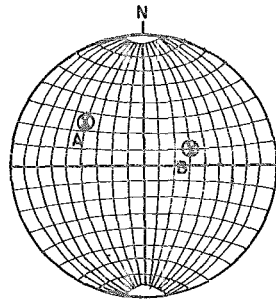
Paso 1. Se determinan los polos de cada uno de los planos mediante el procedimiento expuesto.

Paso 2. Se gira el papel hasta que los polos caigan en un mismo círculo mayor. Este círculo define el plano que contiene las dos normales a los planos.

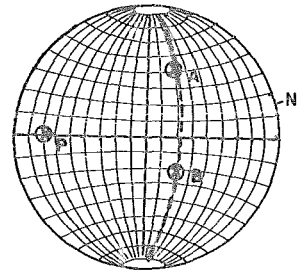
Paso 3. Se determina el polo de este plano midiendo el echado sobre el eje W-E del estereograma. Este polo P define la normal del plano que contiene los dos polos y debido a que esta normal es común a ambos planos, será, la línea de intersección de los dos planos.

Por lo tanto el polo de un plano que pasa a través de los polos de los otros dos planos define la línea de intersección de esos planos.

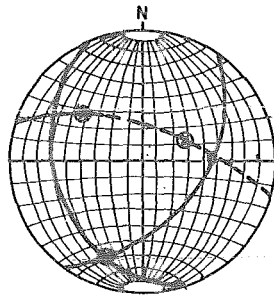
Considerando dos planos con un echado de 50° y 30° y con un azimut de 130° y 250° respectivamente, su línea de intersección se define siguiendo los pasos expuestos y la figura II.9.



PASO 1



PASO 2



PASO 3

Figura II.9

II.4.2 EVALUACION DE PROBLEMAS POTENCIALES EN TALUDES

Diferentes tipos de fallas de taludes están asociados con diferentes estructuras geológicas y es importante reconocer los problemas potenciales de estabilidad durante las primeras etapas de un proyecto.

La prueba de Markland se utiliza para establecer la posibilidad de que ocurra la falla de una cuña, en la cual el deslizamiento tiene lugar a lo largo de la línea de intersección de dos discontinuidades; también abarca la falla en un plano ya que ésta es un caso especial de la falla de una cuña. Si se mantiene el contacto en ambos planos, el deslizamiento sólo puede ocurrir a lo largo de la línea de intersección y ésta debe sobresalir en la cara del talud. En otras palabras, el echado de la línea de intersección debe ser menor que el de la cara del talud, medida en la dirección de la línea de intersección como se ilustra en la figura II.10.

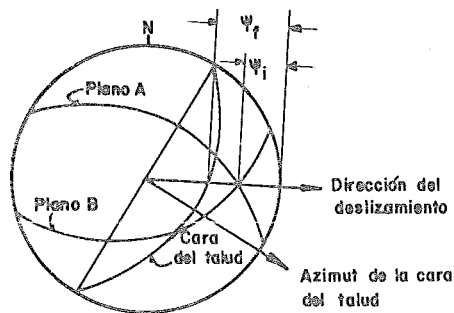


Figura II.10

Como se expondrá en el capítulo de falla de una cuña, - el factor de seguridad del talud depende del echado de la línea de intersección, de la resistencia al corte de las superficies discontinuas y de la geometría de la cuña. El caso límite ocurre cuando la cuña degenera en un plano, esto es, cuando el echado y azimut de dos planos son iguales y cuando la resistencia al corte de este plano es debida sólo a la fricción. El deslizamiento bajo estas condiciones ocurre cuando el echado del plano excede el ángulo de fricción ϕ , de donde, una primera aproximación de la estabilidad de una cuña se obtiene, considerando si el echado de la línea de intersección, excede el ángulo de fricción de las superficies rocosas. La figura II.11 muestra que un talud es potencialmente inestable cuando el punto que define la línea de intersección de dos planos cae dentro del área comprendida entre el círculo mayor que define la cara del talud y el círculo del ángulo de fricción.

Debe recordarse que esta prueba sirve sólo para identificar discontinuidades críticas y que una vez hecho esto será necesario realizar un análisis detallado con el objeto de definir el factor de seguridad del talud.

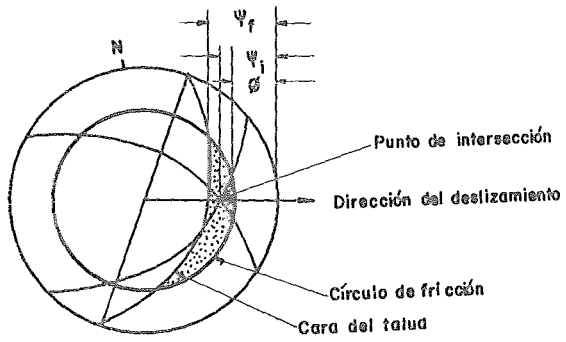


Figura II.11

CAPITULO III

DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA MASA ROCOSA.

III.1 INTRODUCCION

III.2 RESISTENCIA AL CORTE

III.2.1 RESISTENCIA AL CORTE DE SUPERFICIES PLANAS

III.2.2 INFLUENCIA DEL AGUA EN LA RESISTENCIA AL CORTE
DE DISCONTINUIDADES PLANAS

III.2.3 RESISTENCIA AL CORTE DE SUPERFICIES RUGOSAS

III.2.4 RESISTENCIA AL CORTE DE DISCONTINUIDADES CON
RELLENO

III.3 PRUEBAS DE RESISTENCIA AL CORTE

III.3.1 DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL CORTE IN SITU

III.4 DETERMINACION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION

III.1 INTRODUCCION

Una vez que se han realizado los estudios necesarios para conocer la geometría del macizo rocoso, para poder evaluar la estabilidad de un talud, deberá definirse la resistencia al esfuerzo cortante de la o las superficies potenciales de falla, las que pueden consistir en un plano sencillo discontinuo o bien aquellas que involucren varias discontinuidades.

La determinación de un valor confiable de la resistencia al corte, constituye una parte crítica en el diseño de taludes, debido a que pequeños cambios de este valor pueden ocasionar variaciones significativas en la altura o en el ángulo de inclinación del talud. La selección de valores apropiados, dependerá no sólo de la disponibilidad de datos de pruebas, sino también de una correcta interpretación de éstos; así mismo pueden ocurrir diferencias en la selección de la resistencia al corte, debido a la influencia del intemperismo, a la rugosidad de la superficie, a la presencia del agua y la más importante, la diferencia de escalas entre la superficie ensayada y aquella en la cual la falla es probable que ocurra.

III.2 RESISTENCIA AL CORTE

III.2.1 RESISTENCIA AL CORTE DE SUPERFICIES PLANAS

La determinación de la resistencia al corte de un macizo rocoso para realizar un análisis de estabilidad de taludes, está basado en el estudio de sus superficies discontinuas, debido a que éstas tienen una resistencia al corte muy inferior al de la roca intacta. Cuando las direcciones de carga son tales, que las superficies potenciales de falla deben atravesar las fracturas, la resistencia al corte será próxima a la de la roca intacta; cuando la dirección de carga sea paralela o subparalela a las singularidades estructurales, la resistencia al corte estará regida por la superficie discontinua, siendo en general mucho menor. Este último caso es el más crítico, por lo que en los últimos años, se ha dedicado un gran trabajo de investigación a las variables que rigen la resistencia al corte, según las discontinuidades.

Observaciones de campo han demostrado que algunas características geológicas se han formado por desplazamientos tangenciales, por lo que las irregularidades superficiales se han reducido. Cuanto mayor ha sido el desplazamiento, más regular ha quedado la superficie y por tanto, menor será la resistencia al corte. Otros tipos de discontinuidades geológicas se han formado por fallas a tensión, en las cuales la superficie de falla puede ser bastante irregular, ya que no se han producido desplazamientos tangenciales desde la formación de la fractura.

Una representación del primer caso, donde la discontinuidad se debe a una falla por corte, consiste en suponer una muestra de roca que contiene una discontinuidad, cuya superficie de falla se encuentra cementada y no presenta irregularidades; dicho espécimen es sometido a dos fuerzas, una normal y otra tangencial, tal como se muestra en la figura III.1.

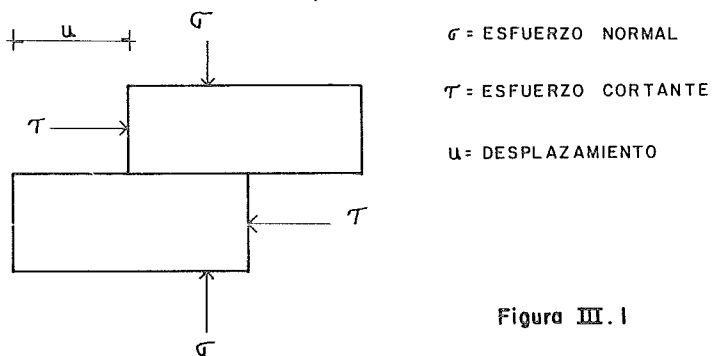


Figura III.1

Si se grafican los valores del esfuerzo cortante, correspondientes a diferentes desplazamientos, cuando en la prueba se mantiene constante el valor del esfuerzo normal, resulta una curva como la de la figura III.2.

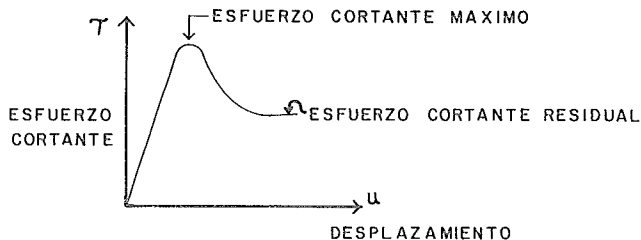


Figura III.2

En la curva de la figura III.2, se observa que a pequeños desplazamientos el espécimen se comporta elásticamente y la resistencia al corte se incrementa linealmente con el desplazamiento. Cuando las fuerzas que se oponen al movimiento actúan, la curva se transforma en no lineal, alcanzando un "pico", en el cual, la resistencia al corte es máxima, produciéndose la fractura. La resistencia al corte disminuye gradualmente al continuar el desplazamiento, tendiendo asintóticamente a un valor mínimo que corresponde a la resistencia residual.

La figura III.3, muestra dos curvas de resistencia, trazadas a través de los valores máximo y mínimo de la resistencia al corte, obtenida en muestras de roca bajo diferente carga normal σ .

La distancia vertical entre las dos curvas, muestra la reducción de resistencia al corte bajo un desplazamiento continuo. En la línea de resistencia residual, se observa que la cohesión del material cementante se ha perdido y la resistencia queda definida únicamente por el ángulo de resistencia residual al desplazamiento.

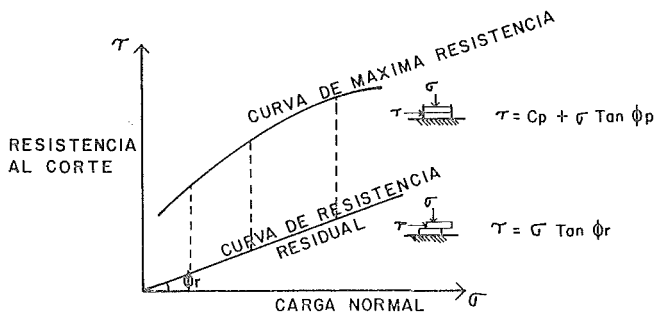


Figura III.3

Así pues, la resistencia al corte según una discontinuidad, para un valor dado de la carga normal, depende de la magnitud de los desplazamientos relativos previos, que se hayan producido entre las superficies rocosas; no obstante, la resistencia real en la discontinuidad debe determinarse para su condición hallada.

III.2.2 INFLUENCIA DEL AGUA EN LA RESISTENCIA AL CORTE DE DISCONTINUIDADES PLANAS.

La influencia del agua en las propiedades de fricción y de cohesión de la discontinuidad en la roca, dependen de la naturaleza del relleno o del material cementante. En la mayoría de las rocas y en muchos suelos arenosos y en gravas, estas propiedades no se alteran por la presencia del agua, pero muchas arcillas, lutitas, limos y materiales similares presentan variaciones significativas, como un resultado de cambios en el contenido de humedad. Por lo tanto, es importante que las pruebas de corte sean realizadas in situ o bien en muestras que contengan la humedad natural de la roca.

Dicha influencia, se manifiesta como una reducción de la resistencia al corte, debida a un decremento del valor del esfuerzo normal; la reducción del esfuerzo normal puede incorporarse en la ecuación del esfuerzo cortante de la siguiente manera:

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi$$

III.1

donde: u = presión del agua

$$c = \text{cohesión} = c_p = 0$$

ϕ = ángulo de fricción =

$$\phi_p = \phi_r$$

III.2.3 RESISTENCIA AL CORTE DE SUPERFICIES RUGOSAS

El mecanismo de la resistencia al corte, según superficies irregulares, ha sido explicado por ensayos realizados por Patton. Este autor, llevó a cabo ensayos de corte directo según planos horizontales, con muestras de yeso conteniendo un cierto número de "dientes" irregulares, como se indica en la figura III.4. Se ensayaron muestras idénticas con diferentes cargas normales, pudiendo obtenerse una curva de resistencia máxima OAB a través de los puntos de máxima resistencia al corte. Continuando los desplazamientos después de la rotura inicial y registrando para cada muestra la resistencia al corte residual, se pudo dibujar la curva de resistencia residual, línea OC, correspondiente a estos resultados.

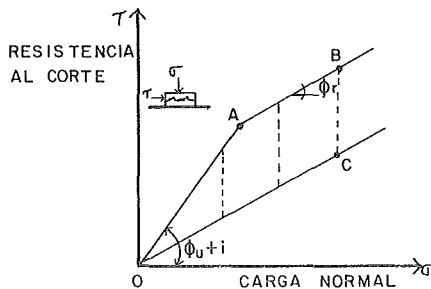


Figura III.4

La línea OA se obtuvo para cargas normales bajas y se puede expresar por:

$$\tau = \sigma \tan (\phi_u + i) \quad \text{III.2}$$

donde i es el ángulo que forman los dientes con la superficie de deslizamiento y ϕ_u es el ángulo de fricción de una superficie plana sin pulir de yeso intacto. A efectos prácticos, ϕ_u es aproximadamente igual a ϕ_r . Las roturas por corte, correspondientes a la línea OA, venían acompañadas por desplazamientos normales a la dirección de la fuerza tangencial. La línea AB, se obtuvo con cargas normales mayores a las del caso en que la rotura se produjo por la base de los dientes, sin movimientos verticales de dilatación.

La distancia vertical entre las líneas OAB y OC, indica la pérdida de resistencia al corte por desplazamiento. Puede verse que, aunque no haya cohesión, existe una contribución de la resistencia de los dientes para cualquier carga normal distinta a cero. Esta contribución, alcanza un valor máximo cuando los dientes se rompen y se mantiene constante para cargas normales elevadas.

Aunque la ecuación

$$\tau = \sigma \tan (\phi_u + i) \quad \text{III.2}$$

sirve de base para interpretar los resultados de los ensayos de laboratorio o de campo, la aplicación práctica de este concepto, se apoya en la estimación in situ de i . La figura III.5, muestra una superficie con valores de i de 14 a 46°. Puede advertirse, que las irregularidades con mayores valores de i , son las más fácilmente degollables por tener menor base. Por tanto, estas irregularidades son las más solicitadas bajo pequeños deslizamientos y, en cuanto algunas se rompen, la carga se transmite a las irregularidades más anchas y menos protuberantes. Por tanto, puede producirse en los taludes rocosos, un mecanismo de rotura progresiva. Las medidas in situ, realizadas por Patton indicaron que un valor de i de 10-15° fué razonable para representar la componente de resistencia debida a las irregularidades de las discontinuidades in situ en la roca que ensayó. Para cada caso particular, el ángulo i que corresponde a las irregularidades de algunos centímetros (figura III.5-a) debe ser obtenido de las pruebas de campo y sólo se tendrá en cuenta en el análisis los valores de i que corresponden a configuraciones de algunos metros, (figura III.5-b).

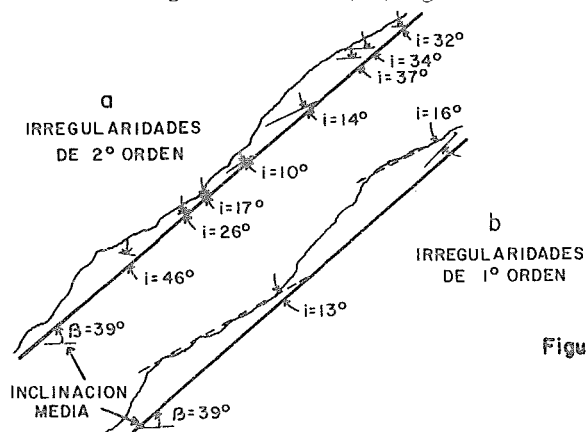


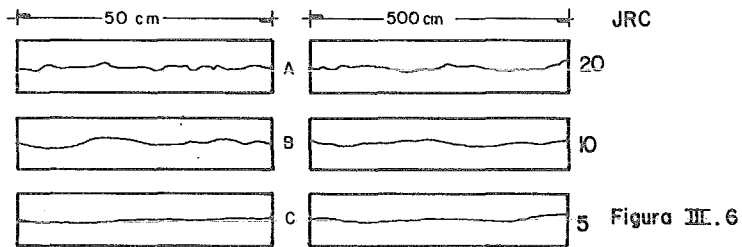
Figura III. 5

Una alternativa para determinar la resistencia al corte de superficies rugosas, fué propuesta por Barton. En base a pruebas y observaciones realizadas en superficies rugosas artificiales, Barton derivó la siguiente ecuación empírica:

$$\tau = \sigma \tan \left(\phi + JRC \log_{10} \frac{\sigma_j}{\sigma} \right) \quad \text{III.3}$$

donde JRC es un coeficiente de rugosidad, que se define a partir de la figura III.6.

σ_j es la resistencia a la compresión simple de la roca adyacente a la discontinuidad.



III.2.4 RESISTENCIA AL CORTE DE DISCONTINUIDADES CON RELLENO

Un problema común que se presenta en el diseño de un talud, es una discontinuidad que se encuentra rellena con algún material blando. Este relleno, puede ser consecuencia de movimientos o bien material que ha sido depositado en juntas abiertas debido al flujo de agua a través del macizo rocoso. En ambos casos, la presencia de un material de relleno blando y débil, con un espesor considerable, tiene gran influencia en la estabilidad del macizo rocoso.

La figura III.7, ilustra el decremento en la resistencia al corte cuando el espesor del relleno aumenta, así como también, que una vez que el espesor del relleno excede la amplitud de la proyección de la superficie, la resistencia en la junta es controlada por la del material de relleno.

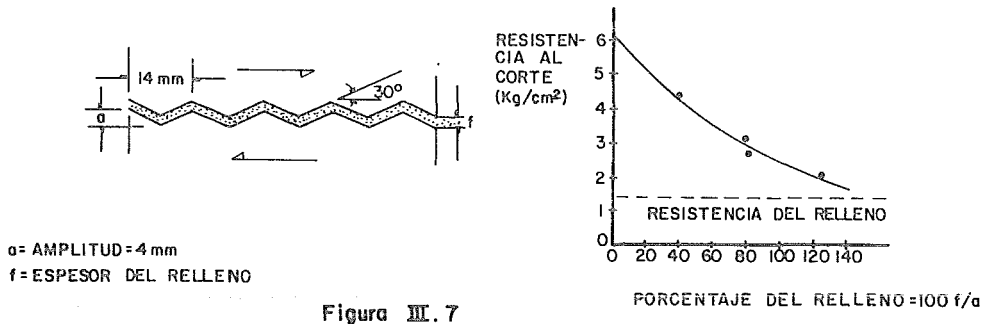


Figura III.7

Cuando la abertura de la junta es grande y el material de relleno no es sensible al efecto de escala, su resistencia al corte puede medirse en el laboratorio sobre muestras inalteradas o, en especímenes remoldeados con su contenido natural de agua.

III.3 PRUEBAS DE RESISTENCIA AL CORTE

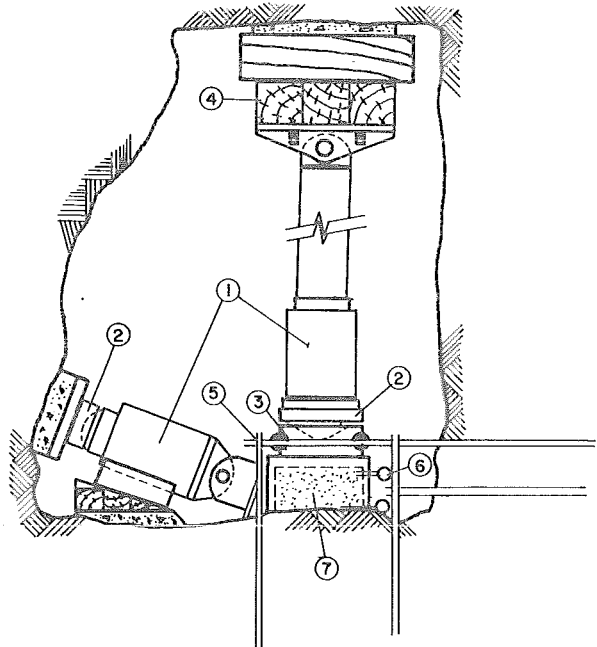
De lo expuesto en páginas anteriores, es evidente que, para obtener valores de la resistencia al corte, será necesario realizar algún tipo de prueba, con el objeto de usar los valores ob

en su concepto, presenta problemas en su realización: orientación de las fuerzas aplicadas, velocidad de carga, condiciones de saturación de la muestra, etc. El esquema de montaje, se muestra en la figura III.8, donde se observa que la aplicación de la fuerza lateral no es horizontal. Este dispositivo, elimina la formación de grietas de tensión en la cercanía de la zona de aplicación de la carga lateral. Al utilizar este dispositivo, es necesario corregir la magnitud de la carga normal, a fin de compensar el componente normal de la carga lateral variable.

La figura III.9, ilustra una máquina de corte portátil, para ensayar discontinuidades en campo en pequeñas muestras. Los pasos a seguir, cuando se prueba una muestra con este equipo son:

a. Una muestra que contenga la discontinuidad por ensayar, se corta a un tamaño adecuado para ser colocada en el molde. Las dos mitades se ligan con un alambre, para evitar movimientos a lo largo de la discontinuidad; la muestra se cuela en concreto o en cemento, cuidando que la posición de la discontinuidad coincida con el plano de corte de la máquina.

b. Una vez que el concreto o el cemento ha fraguado, se retira el molde y el espécimen se transporta a la máquina de corte.



- 1.- GATOS DE 100 TONELADAS.
- 2.- PLACAS DE ASIENTO.
- 3.- COLCHON METALICO.
- 4.- BLOQUE DE MADERA.
- 5.- MARCO DE CORTANTE.
- 6.- DEFORMOMETROS DE CARATULA.
- 7.- ESPECIMEN.

Figura III.8

La caja superior de corte, se coloca en su posición y se aplica una carga normal baja, para evitar cualquier movimiento del es pécimen. Los alambres de liga se cortan y el cable de carga cortante se coloca en su posición.

c. El espécimen está listo para la prueba y la carga normal se incrementa, hasta el valor seleccionado para la prueba, dicho valor se mantiene constante, mientras la carga cortante se incrementa. Durante la aplicación de la fuerza cortante, se mide el desplazamiento relativo de las dos mitades.

d. Una vez que el esfuerzo "pico" ha sido rebasado, usualmente el desplazamiento continúa y se observará que una carga cortante baja, es necesaria para mantener el movimiento.

e. Esta máquina está limitada para un desplazamiento de aproximadamente 2.5 cm.

f. Las cargas aplicadas al espécimen, deberán dividirse entre el área de la superficie de la discontinuidad, para obtener los esfuerzos normal y cortante.

El tamaño de la muestra, que puede colocarse en la máquina portátil, es de 4" x 4" (10 x 10 cm) lo que implica, que es muy difícil probar juntas con superficies discontinuas que representen

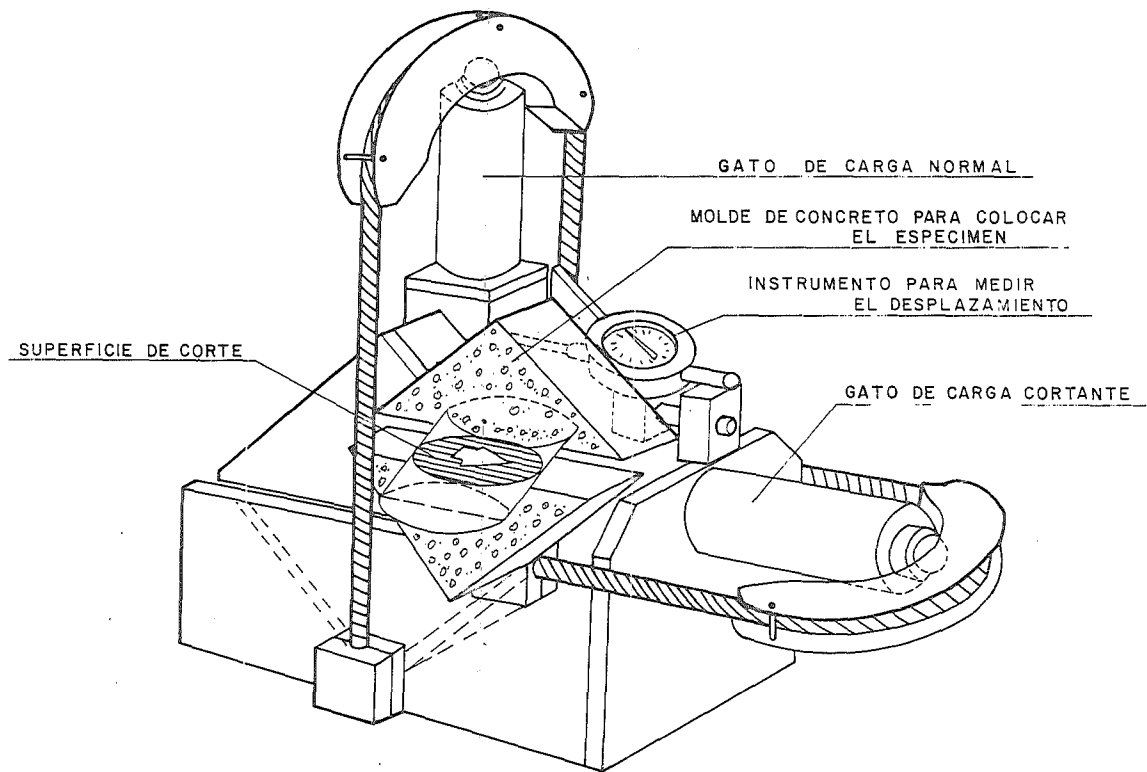


Figura III.9

ten las condiciones in situ, por lo que se recomienda, que el uso de esta máquina sea para la determinación del ángulo de fricción.

III.4 DETERMINACION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION

Cuando es imposible realizar una prueba de corte, las características de resistencia al corte de una superficie, pueden aproximarse con la ecuación de Barton. Para resolver esta ecuación, es necesario determinar el valor de la resistencia a la compresión del material en la junta, el ángulo de fricción o el ángulo de rugosidad promedio y el coeficiente de rugosidad en juntas de Barton JRC.

Una prueba que puede usarse en campo y en laboratorio, es el Point Load Index; la disposición de las cargas se ilustra en la figura III.10.

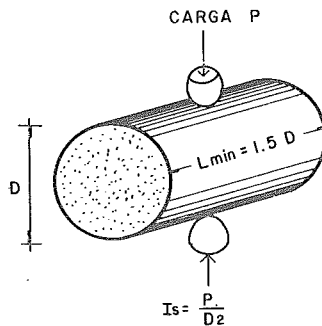


Figura III. 10

La correlación entre el Point Load Index y la resistencia a la compresión simple, está dada por la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = 24 I_s^* \quad \text{III.4}$$

donde σ_c es la resistencia a la compresión simple

I_s es el Point Load Index

*la constante de 24, es para una muestra de 54 mm.

La determinación del ángulo de fricción ϕ para aplicar la ecuación de Barton, idealmente debería determinarse mediante una prueba de corte. Así mismo, los valores del esfuerzo cortante residual, obtenidos en pruebas de corte, donde el espécimen ha estado sujeto a desplazamientos considerables, pueden usarse para obtener el ángulo de fricción. Estas pruebas, deben llevarse a cabo dentro de un rango de valores de esfuerzo normal para asegurar que se obtendrá una relación lineal, entre la fuerza cortante y el esfuerzo normal, donde la cohesión es igual a cero; esta precaución es necesaria, porque la fuerza cortante a bajos valores de esfuerzo normal, puede estar influenciada por pequeñísimas superficies rugosas en el espécimen.

Existen varias técnicas para medir las rugosidades, a continuación se presenta una de las más prácticas, propuesta por Fecker y Rangers, (ver figura III.11). Consiste en la medición de la

superficie rugosa mediante diferentes longitudes de base. La base de longitud corta, da valores altos del ángulo de rugosidad, mientras que, la base larga da ángulos pequeños.

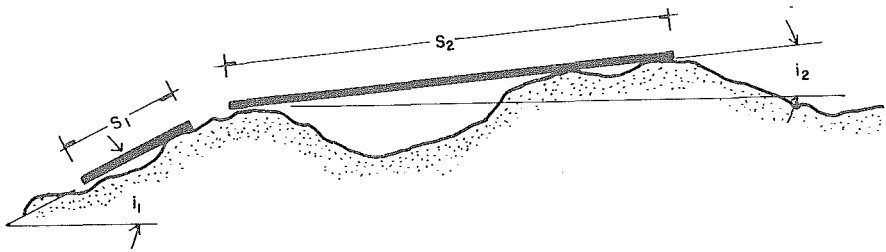


Figura III. 11

CAPITULO IV

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE CASOS SIMPLES CONCEPTUALES

IV.1 CONDICIONES GENERALES DE LA FALLA POR UN PLANO

IV.2 ESTUDIO ANALITICO DE ESTABILIDAD DE LA FALLA POR UN PLANO

IV.2.1 EJEMPLO DE APLICACION

IV.3 ANALISIS GRAFICO DE ESTABILIDAD DE LA FALLA EN UN PLANO

IV.4 INFLUENCIA DEL AGUA SUBTERRANEA EN LA ESTABILIDAD

IV.5 PROFUNDIDAD CRITICA DE LA GRIETA DE TENSION

IV.6 GRIETAS A TENSION COMO INDICADORES DE INESTABILIDAD

IV.7 INCLINACION CRITICA DEL PLANO DE FALLA

IV.8 INFLUENCIA DE LA SOCAVACION EN EL TALUD

IV.9 METODO PARA ESTABILIZAR UN TALUD

IV.10 ANALISIS DE FALLA EN UN PLANO DE SUPERFICIE RUGOSA

IV.11 METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

IV.1 CONDICIONES GENERALES DE LA FALLA POR UN PLANO.

Es raro que en un talud en roca se presente la falla por un sólo plano, debido a que es casi imposible que las condiciones geométricas necesarias, para producir este tipo de falla ocurran en un talud real. La falla de una cuña considerada en el siguiente capítulo, es un caso más común y muchos ingenieros consideran la falla por un plano, como un caso especial de la falla por una cuña.

Para que pueda ocurrir el deslizamiento por un plano, las siguientes condiciones geométricas deberán cumplirse:

- a. El rumbo del plano donde ocurrirá el deslizamiento, deberá ser paralelo a casi paralelo (con una aproximación de $\pm 20^\circ$) al de la cara del talud.
- b. El plano de falla deberá sobresalir en la cara del talud, lo que significa que el ángulo de inclinación del talud (ψ_f), deberá ser mayor que el de la discontinuidad (ψ_p), ver figura IV.1.

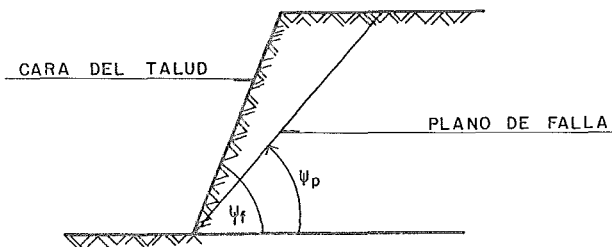


Figura IV.1

$$\psi_f > \psi_p$$

Cuando se analizan problemas bidimensionales de taludes, es común considerar en el análisis, una franja de longitud unitaria, (figura IV.2).

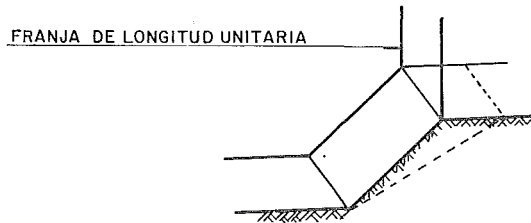


Figura IV.2

IV.2 ESTUDIO ANALITICO DE ESTABILIDAD DE LA FALLA POR UN PLANO

La geometría del talud considerada en este análisis, se ilustra en la figura IV.3, donde se presentan dos casos:

- a. Un talud con una grieta de tensión en su parte superior, y
- b. Un talud con una grieta de tensión en su cara.

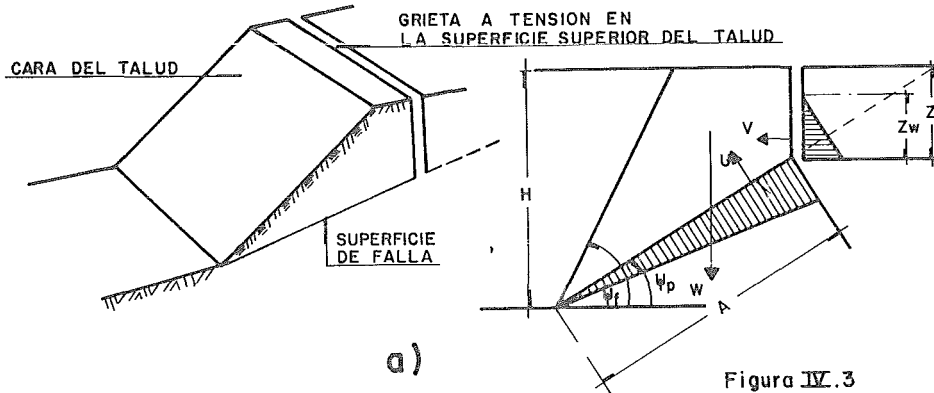
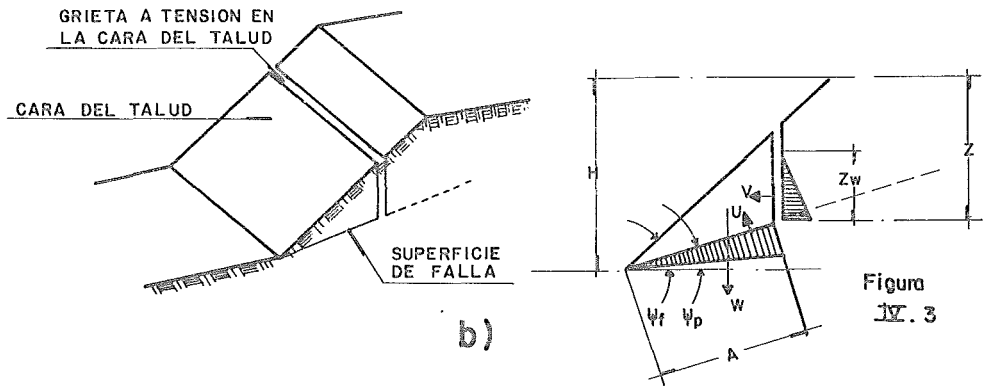


Figura IV.3



La transición de un caso al otro ocurre cuando la grieta de tensión coincide con la cresta del talud; en este caso su profundidad queda definida por:

$$z/H = (1 - \cot \psi_f \cdot \tan \psi_p) \quad \text{IV.1}$$

Para el análisis se hacen las siguientes consideraciones:

- a. La superficie de deslizamiento y la grieta de tensión tienen un rumbo paralelo o casi paralelo al de la superficie del talud.
- b. La grieta de tensión es vertical y está llena de agua hasta una altura z_w sobre la superficie de falla.
- c. El agua entra a la superficie de deslizamiento a lo largo de la base de la grieta de tensión, infiltrándose a lo largo de la superficie de deslizamiento y saliendo donde ésta intercepta la cara del talud, con una presión igual a la atmosférica.

ca. La distribución de presiones debida a la presencia del agua en la grieta y en la superficie de deslizamiento se ilustra en la figura IV.3.

d. Las fuerzas W (peso del bloque que desliza), U (fuerza debida a la presión del agua en la superficie de deslizamiento) y V (fuerza debida a la presión del agua en la grieta de tensión), actúan de modo que tienden a producir el deslizamiento del bloque.

e. La resistencia al esfuerzo cortante de la superficie de deslizamiento está definida por la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ , los cuales están relacionados por la ecuación:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi.$$

f. Se considera una franja de longitud unitaria.

El factor de seguridad está dado por la relación entre las fuerzas que resisten al deslizamiento y las que tratan de producirlo:

$$F = \frac{cA + (W \cos\psi_p - U - V \sin\psi_p) \tan \phi}{W \sin\psi_p + V \cos\psi_p} \quad \text{IV.2}$$

donde a partir de la figura IV.3

$$A = (H - z) \operatorname{cosec} \psi_p \quad \text{IV.3}$$

$$U = 1/2 \gamma_w \cdot z_w (H - z) \operatorname{cosec} \psi_p \quad \text{IV.4}$$

$$V = 1/2 \gamma_w \cdot z_w^2 \quad \text{IV.5}$$

para la grieta de tensión en la superficie superior del talud:

$$W = 1/2 \gamma H^2 \{ (1 - (z/H)^2) \cot \psi_p - \cot \psi_f \} \quad \text{IV.6}$$

para la grieta de tensión en la cara del talud:

$$W = 1/2 \gamma H^2 \{ (1 - z/H)^2 \cot \psi_p (\cot \psi_p \cdot \tan \psi_f - 1) \} \quad \text{IV.7}$$

Cuando la geometría del talud y la profundidad del agua en la grieta de tensión son conocidas, el cálculo del factor de seguridad es un caso simple. Sin embargo, a veces es necesario comparar diferentes geometrías de un talud, profundidades del agua y la influencia de diferentes resistencias al corte; en tales casos, la solución de las ecuaciones IV.2 a IV.7 puede resultar tedioso. Con el objeto de simplificar los cálculos, la ecuación IV.2 puede quedar en la siguiente forma:

$$F = \frac{(2c/\gamma H) P + \{ Q \cot \psi_p - R (P + S) \} \tan \phi}{Q + R \cdot S \cot \psi_p} \quad \text{IV.8}$$

$$\text{donde } P = (1 - z/H) \operatorname{cosec} \psi_p \quad \text{IV.9}$$

cuando la grieta de tensión está en la superficie superior del talud:

$$Q = \{(1 - (z/H)^2) \cot \psi_p - \cot \psi_f\} \operatorname{sen} \psi_p \quad \text{IV.10}$$

cuando la grieta de tensión está en la cara del talud:

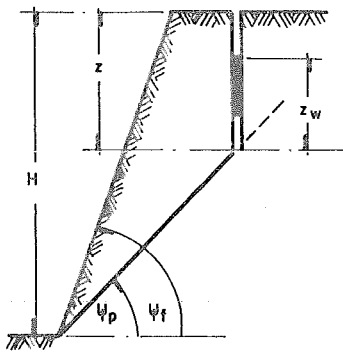
$$Q = \{(1 - z/H)^2 \cos \psi_p (\cot \psi_p \tan \psi_f - 1)\} \quad \text{IV.11}$$

$$R = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{z_w}{z} \cdot \frac{z}{H} \quad \text{IV.12}$$

$$S = \frac{z_w}{z} \cdot \frac{z}{H} \operatorname{sen} \psi_p \quad \text{IV.13}$$

Las relaciones P, Q, R y S son adimensionales, lo que significa que éstas dependen de la geometría del talud y no de sus dimensiones. Por lo tanto, en los casos en que la cohesión es igual a cero, el factor de seguridad es independiente del tamaño del talud.

Los valores de P, Q y S se presentan gráficamente en la figura IV.4, con el objeto de facilitar la aplicación de las ecuaciones anteriores a problemas prácticos. En el uso de estas gráficas, la profundidad de la grieta de tensión se mide a partir del punto más alto del talud, como se ilustra en la figura IV.3.



VALORES DE LA RELACION "s" PARA DIFERENTES GEOMETRIAS DEL TALUD

Figura IX. 4.b

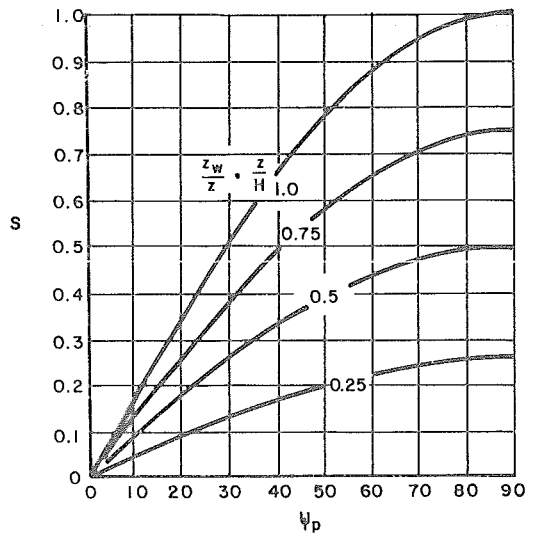
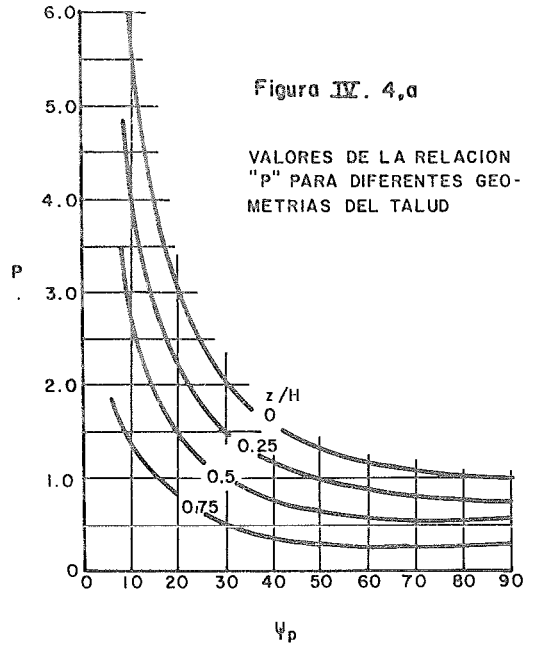
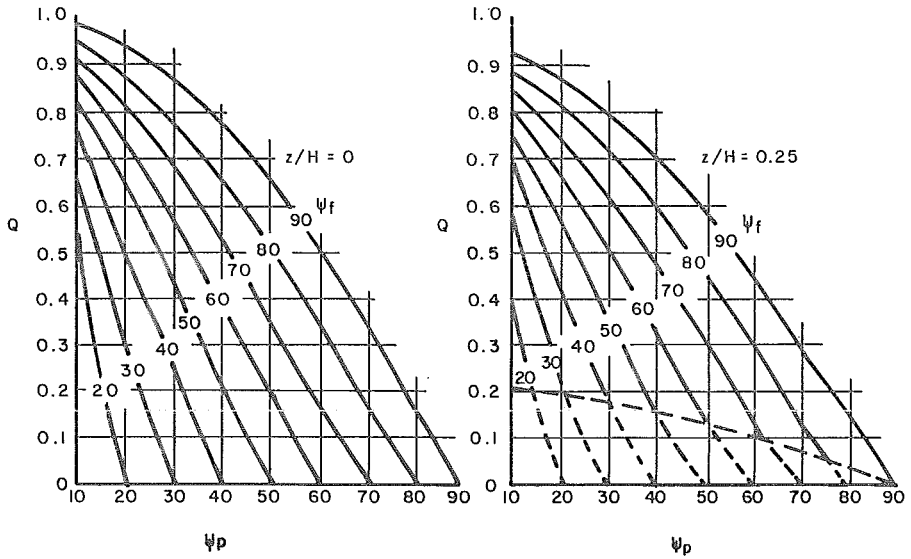
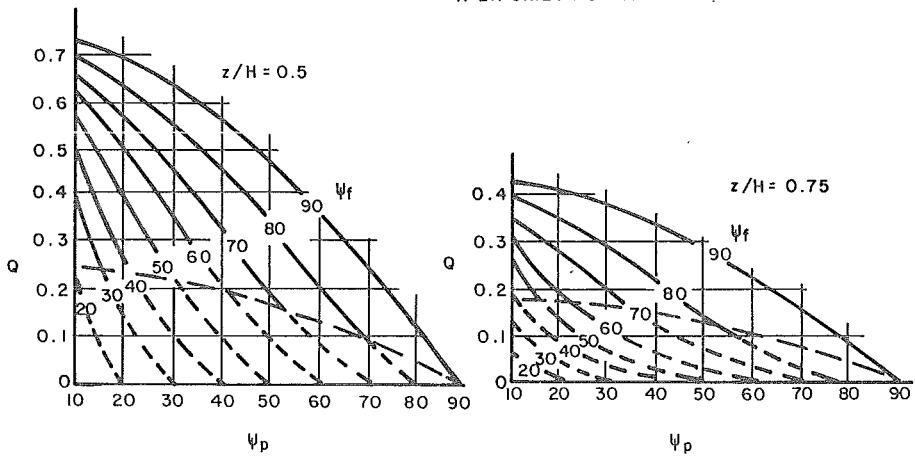


Figura IV. 4.c

VALORES DE LA RELACION "Q" PARA DIFERENTES GEOMETRIAS DEL TALUD



NOTA:
LAS LINEAS DISCONTINUAS SE REFIEREN
A LA GRIETA DE TENSION EN LA CARA DEL TALUD



IV.2.1 EJEMPLO DE APLICACION

Supóngase un talud con la siguiente geometría, (figura IV.5):

Altura $H = 100$ ft

Angulo de inclinación del talud $\psi_f = 60^\circ$.

Angulo de inclinación del plano de falla $\psi_p = 30^\circ$.

Grieta de tensión a una distancia de 29 ft hacia atrás de la cresta del talud, con una profundidad $z = 50$ ft.

Peso volumétrico de la roca $\gamma = 160$ lb/ft³

Peso volumétrico del agua $\gamma_w = 62.5$ lb/ft³

Cohesión del plano de falla $c = 1000$ lb/ft²

Angulo de fricción $\phi = 30^\circ$

Determinar la influencia de la profundidad del agua z_w sobre el factor de seguridad del talud.

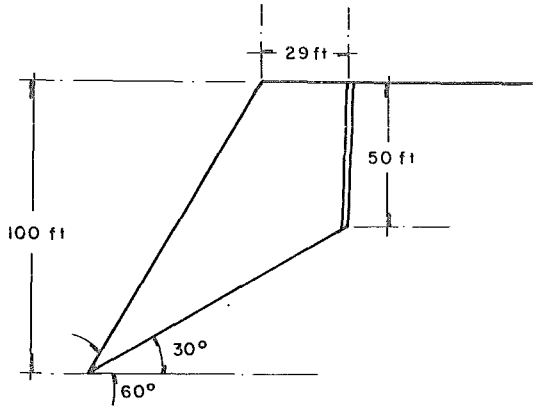


Figura IV.5

Solución, Los valores de P y Q, determinados a partir de la figura IV.4. a y c, para $z/H = 0.5$ son:

$$P = 1.0 \text{ y } Q = 0.36$$

Los valores de R (por medio de la ecuación IV.12) y de S (de la gráfica IV.4.b), para un rango de valores de z_w/z son:

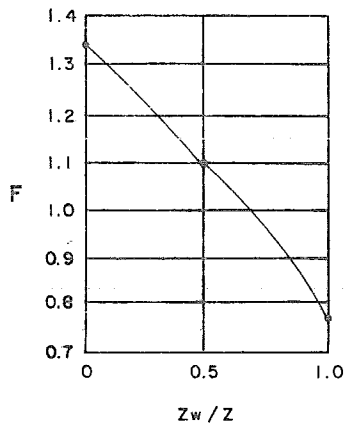
z_w/z	1.0	0.5	0
R	0.195	0.098	0
S	0.26	0.13	0

El valor de $2c/\gamma H$ es; $2 \times 1000 / 160 \times 100 = 0.125$

Por lo tanto el factor de seguridad para diferentes profundidades del agua en el grieta de tensión, varía en la siguiente forma:

z_w/z	1.0	0.5	0.0
F	0.77	1.10	1.34

Estos valores se encuentran representados en la siguiente gráfica, donde es obvia la sensibilidad del talud a la presencia de agua en la grieta de tensión.



En este caso, deberá prevenirse que el agua tenga una profundidad igual a la de la grieta; en otros casos, puede ser que la presencia del agua en la grieta, no tenga una influencia significativa en la estabilidad y que otros factores sean más importantes.

IV.3 ANALISIS GRAFICO DE ESTABILIDAD DE LA FALLA EN UN PLANO

Como una alternativa al método analítico expuesto anteriormente, a continuación se presenta un método gráfico para el análisis de estabilidad. Los pasos a seguir en este análisis son los siguientes:

- a. En la sección del talud se miden las longitudes H , X , D , A , z y z_w , mostradas en la figura IV.6.

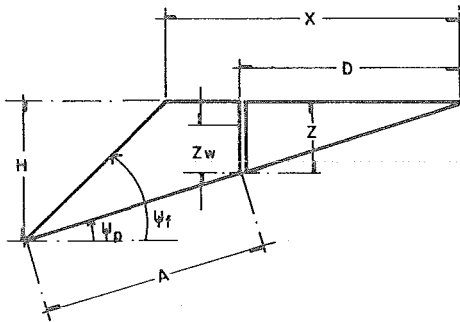
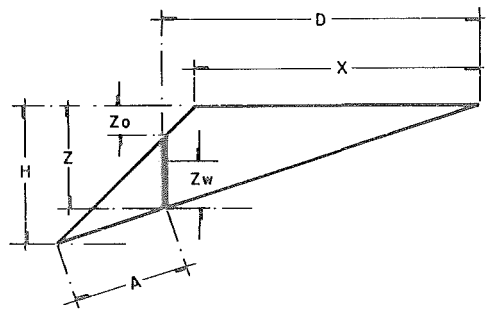


Figura IV. 6



b. Se calculan las fuerzas W, U y V, para estas dimensiones mediante las ecuaciones IV.14 a IV.17. Así mismo se calcula la magnitud de la fuerza de cohesión A_c .

Peso del volumen que desliza cuando la grieta se encuentra en la superficie del talud:

$$W = 1/2\gamma(HX - Dz) \quad \text{IV.14}$$

Peso del volumen que desliza cuando la grieta se encuentra en la cara del talud:

$$W = 1/2\gamma \{HX - Dz + z_o (D - X)\} \quad \text{IV.15}$$

Fuerza del agua en la grieta de tensión

$$V = 1/2 \gamma_w \cdot z_w^2 \quad \text{IV.16}$$

Fuerza del agua en el plano de deslizamiento

$$U = 1/2 \gamma_w \cdot z_w \cdot A \quad \text{IV.17}$$

c. Se construye el diagrama de fuerzas siguiendo los pasos que a continuación se exponen:

i. Trazar una línea vertical, que represente el peso W de la cuña de deslizamiento.

ii. Trazar una línea, que represente la fuerza V debida a la presión del agua en la grieta de tensión, formando un ángulo recto con la línea del peso W .

iii. Medir el ángulo ψ_p y trazar una línea que represente la fuerza U , debida a la presión del agua en la superficie de deslizamiento.

iv. Prolongar la línea que representa U . (figura IV.7, línea discontinua) y, a partir del extremo superior de la línea que representa el peso W , trazar una perpendicular a la proyección de la línea U .

v. A partir del extremo superior de la línea U , trazar una línea a un ángulo ϕ hasta intersectar la línea que va de W a la prolongación de U .

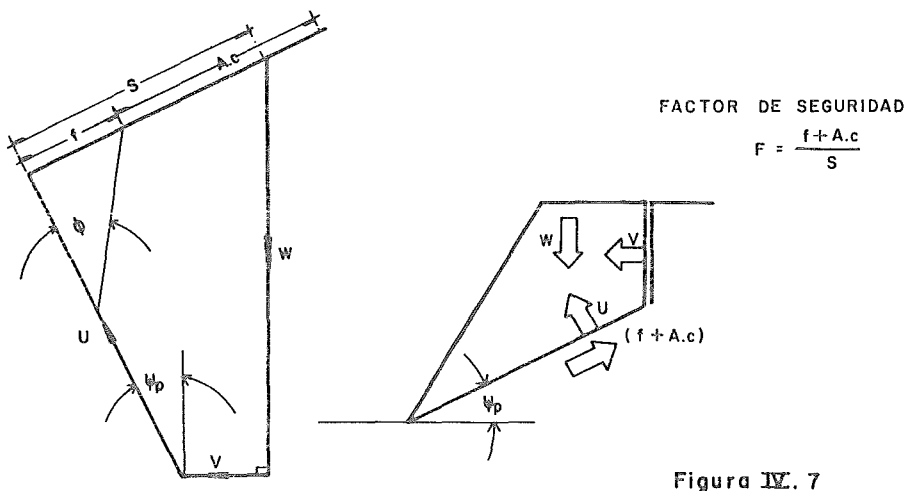
vi. La longitud f representa la fuerza de fricción que resiste al deslizamiento a lo largo del plano de falla.

vii. La fuerza de cohesión A_c puede dibujarse paralela a f . Aunque este paso no es esencial, el dibujar A_c en el diagrama de fuerzas, asegura que no hay error al convertir las diferentes escalas que deben usarse en el análisis, así como también proporciona una revisión visual de la magnitud A_c .

viii. La longitud de la línea S , señalada en el diagrama de fuerzas, representa la fuerza total que tiende a provocar el deslizamiento.

ix. El factor de seguridad del talud, está dado por la relación de las longitudes $(f + A_c)$ y S .

Lo expuesto anteriormente se presenta en la figura IV.7.



IV. 4 INFLUENCIA DEL AGUA SUBTERRANEA EN LA ESTABILIDAD.

En los análisis presentados anteriormente, se consideró que el agua que se encuentra sólo en la grieta de tensión y a lo largo de la superficie de deslizamiento, es la que influye en la estabilidad del talud.

Los conocimientos que se tienen de la mecánica de rocas, no permiten dar una descripción precisa, de los patrones de flujo del agua subterránea en un macizo rocoso. Consecuentemente, la única alternativa para el diseñador es considerar algunos extremos, en un intento de clasificar el rango de los posibles factores de seguridad y de valorar la sensibilidad del talud, a las variaciones de las condiciones del agua subterránea.

A continuación se presentan las correcciones que deberán hacerse a las ecuaciones IV.2 y IV.8, dependiendo de las condiciones del agua subterránea.

a. Taludes Secos.

El caso más simple, es aquel en el que el talud tiene un drenaje total. Prácticamente, esto significa que no hay presión de agua en la grieta de tensión y a lo largo de la superficie

de falla. En el talud habrá humedad, pero ya que no se genera presión, ésta no tendrá influencia en la estabilidad del talud. Bajo estas condiciones las fuerzas V y U son iguales a cero y el factor de seguridad será:

$$F = \frac{cA + \cot\psi_p \cdot \tan \phi}{W \operatorname{sen}\psi_p} \quad \text{IV.18}$$

o bien

$$F = \frac{2c}{\gamma H} \cdot \frac{P}{Q} + \cot\psi_p \cdot \tan \phi \quad \text{IV.19}$$

b. Agua sólo en la Grieta de Tensión

Una tormenta después de una larga sequía, puede provocar una rápida elevación de la presión del agua en la grieta de tensión, la cual ofrecerá poca resistencia al paso del flujo superficial de agua, a menos que se proporcione un drenaje efectivo en la superficie. Suponiendo que el resto del macizo rocoso es relativamente impermeable, la única presión de agua que se generará durante e inmediatamente después de la lluvia, será la debida al agua que se encuentre en la grieta de tensión, lo que significa que la fuerza $U = 0$; esta fuerza puede reducirse también a cero o casi a cero en el caso de que la superficie de falla sea impermeable, como un resultado de que el relleno sea de arcilla. En ambos casos el factor de seguridad está dado por:

$$F = \frac{cA + (W \cos\psi_p - V \sin\psi_p) \tan \phi}{W \sin\psi_p + V \cos\psi_p} \quad \text{IV.20}$$

o bien

$$F = \frac{(2c/\gamma H) P + (Q \cot\psi_p - RS) \tan \phi}{Q + RS \cot\psi_p} \quad \text{IV.21}$$

c. Agua en la Grieta de Tensión y en la Superficie de Deslizamiento.

Esta es la condición analizada en páginas anteriores, suponiendo que la distribución de presión en la superficie de deslizamiento, decrece linealmente a partir de la base de la grieta de tensión hasta la intersección entre la superficie de falla y la cara del talud. Esta distribución de presiones es mucho más simple que aquella que ocurre en realidad, pero ya que ésta se desconoce, la distribución considerada es tan razonable como cualquier otra.

d. Talud Saturado.

Si el macizo rocoso está muy fracturado, por lo que será relativamente permeable, se desarrollará un flujo de agua. Las condiciones más críticas que se presentarán en este caso, serán debidas a una tormenta prolongada. El factor de seguridad para un talud en estas condiciones, puede obtenerse con la ecuación IV.2 o con la ecuación IV.8, suponiendo que la grieta de tensión se encuentra llena de agua, esto es, $z = z_w$.

IV.5 PROFUNDIDAD CRITICA DE LA GRIETA DE TENSION

En el análisis presentado se supuso que se conocía la posición de la grieta de tensión, a partir de su trazo visible en la superficie superior del talud o en la cara del mismo y que su profundidad podía establecerse mediante el trazo gráfico de una sección del talud. Cuando se desconoce la posición de la grieta, por ejemplo debido a la presencia de un relleno, será necesario considerar la posición más probable de ésta. La profundidad crítica de la grieta de tensión para un talud seco puede obtenerse minimizando el lado derecho de la ecuación IV.18 con respecto a z/H , obteniendo la siguiente ecuación.

$$z_c / H = 1 - \sqrt{\cot\psi_f \cdot \tan\psi_p} \quad \text{IV.22}$$

Cuando la grieta se localiza atrás de la cresta del talud, la posición (b_c) de ésta es:

$$b_c / H = \sqrt{\cot\psi_f \cdot \cot\psi_p} - \cot\psi_f \quad \text{IV.23}$$

La influencia de la profundidad de la grieta y de la profundidad del agua en ella sobre un cierto talud, se ilustra en la

figura IV.8, donde la geometría del talud y las propiedades del material, corresponden a las del ejemplo de aplicación del inciso IV.2. En esta figura se observa que cuando el talud está seco o casi seco, el factor de seguridad alcanza un valor mínimo, que en el caso del ejemplo corresponde a una profundidad de la grieta de tensión de $0.42H$.

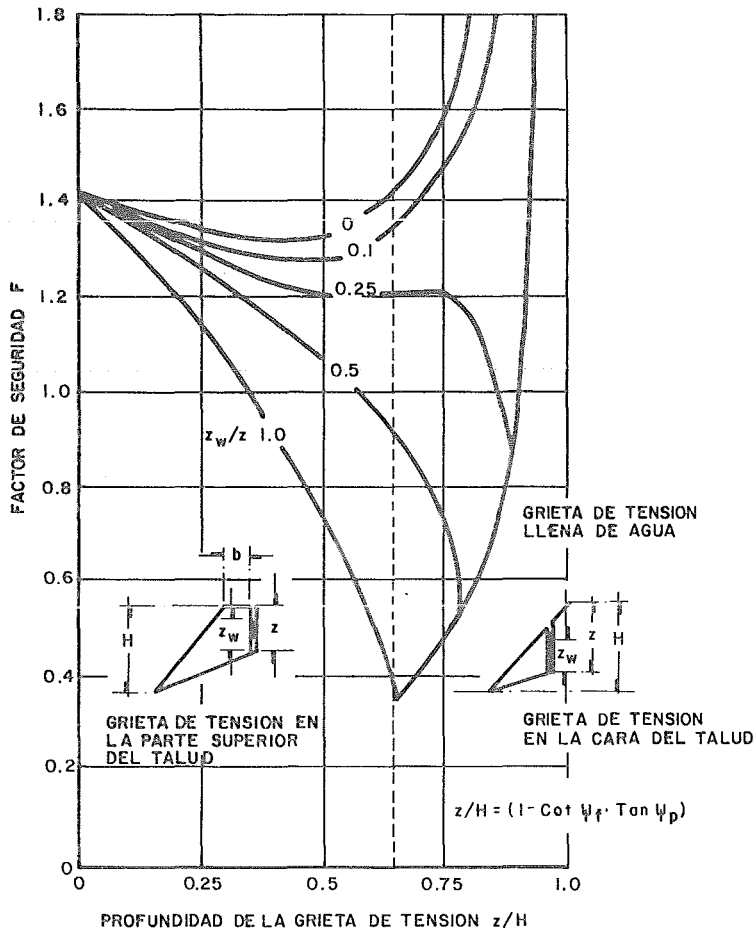


Figura IV. 8

La figura anterior ilustra, que una vez que el nivel del agua z_w , es mayor que un cuarto de la profundidad de la grieta de tensión, el factor de seguridad del talud no alcanza un mínimo, hasta que la grieta se encuentra llena de agua. En este caso, el factor de seguridad mínimo está dado por una grieta que se encuentra llena de agua y que se localiza en la cresta del talud ($b = 0$).

Cuando se analiza la influencia del agua que se encuentra en la grieta se debe considerar la secuencia de formación de ésta y la de llenado. Observaciones de campo, sugieren que las grietas se presentan usualmente atrás de la cresta del talud y que se deben generalmente a movimientos en taludes secos o casi secos. Si la grieta se encuentra llena de agua como un resultado de una tormenta, la influencia de la presión del agua estará en relación con las reglas expuestas en este capítulo; sin embargo la profundidad y localización de las grietas definidas por las ecuaciones IV.22 y IV.23, son independientes de las condiciones del agua subterránea.

Si las grietas se forman durante una tormenta o si están localizadas en una característica geológica pre-existente, las ecuaciones IV.22 y IV.23 no son aplicables. Bajo estas circunstancias, cuando se desconoce la posición y la profundidad de las grietas, la única alternativa es considerar que éstas coin

ciden con la cresta del talud y que se encuentran llenas de agua.

VI,6 GRIETAS A TENSION COMO INDICADORES DE INESTABILIDAD.

Cuando se examinan taludes excavados en roca, se nota la frecuencia con que ocurren las grietas de tensión, en las superficies superiores de éstos. Algunas de estas grietas han estado visibles por varios años y en muchos casos, no parecen tener alguna influencia negativa en la estabilidad del talud. Entonces, es interesante considerar como se formaron y si pueden proporcionar algún indicador de inestabilidad del talud.

En una serie de modelos, Barton realizó estudios de la falla de taludes en rocas que contenían juntas, encontrando que las grietas de tensión fueron generadas como un resultado de pequeños movimientos cortantes en el macizo rocoso. Aunque estos movimientos individuales fueron muy pequeños, su efecto acumulado fué un desplazamiento significativo de las superficies del talud, suficiente para causar la separación de juntas verticales atrás de la cresta del talud, formando así "grietas de tensión". El hecho de que la grieta de tensión, sea causada por movimientos cortantes en el talud es importante porque sugiere que, cuando una grieta se vuelve visible en la superficie de un talud, debe considerarse que la falla por cortante se

ha iniciado en el macizo rocoso.

Es imposible cuantificar la importancia de esta falla, ya que puede ser sólo el comienzo de un proceso complejo de falla progresiva, del que se conoce muy poco. Es probable que en algunos casos, el mejoramiento de un drenaje resultante de la apertura de la estructura rocosa y el entrelace de bloques individuales del macizo rocoso, pueden dar lugar a un incremento de la estabilidad. En otros casos, la iniciación de la falla puede estar acompañada por un rápido decremento de la estabilidad, con la consecuente falla del talud.

En resumen, es recomendable que la presencia de una grieta se tome como un indicador potencial de inestabilidad y que, en el caso de un talud importante, puede señalar la necesidad de una investigación detallada, de la estabilidad de ese talud en particular.

IV.7 INCLINACION CRITICA DEL PLANO DE FALLA

Cuando un talud tiene una discontinuidad, cuya geometría es tal que satisface las condiciones de un plano de falla, definidas al principio de este capítulo, la falla de este talud estará controlada por esta característica.

La primera consideración que debe tomarse en cuenta, es la configuración de la superficie de falla. En taludes, cuyo ángulo de inclinación sea muy grande la inclinación más desfavorable o crítica de dicho plano, puede hallarse mediante la derivación parcial de la ecuación IV.2, con respecto a ψ_p e igualando el resultado a cero. Para taludes secos la inclinación crítica del plano de falla es:

$$\psi_{pc} = 1/2 (\psi_f + \phi) \quad \text{IV.24}$$

IV.8 INFLUENCIA DE LA SOCAVACION EN EL TALUD.

Es común que el pie de un talud sea cortado por razones de minería o bien por agentes naturales, tales como intemperización de los estratos inferiores o en el caso de arrecifes, por la acción del oleaje. Con el objeto de proporcionar una solución general, para analizar la estabilidad de taludes bajo estas condiciones, se considera que la geometría del talud es la mostrada en la figura IV.9. Se supone que una falla ocurrió previamente, dejando una cara inclinada a un ángulo ψ_f y una grieta de tensión con una profundidad z_1 . Como un resultado de un corte (ΔM), con un ángulo de inclinación ψ_o , ocurre una nueva falla en un plano con una inclinación ψ_p , involucrando la formación de una nueva grieta con una profundidad z_2 . El factor

de seguridad para este talud está dado por la ecuación IV.2, donde:

$$W = 1/2 \gamma \{ (H_2^2 - z_2^2) \cot \psi_p - (H_1^2 - z_1^2) \cot \psi_f + (H_1 + H_2) \Delta M \} \quad \text{IV.25}$$

para $\psi_0 > 0$ $\Delta M = (H_2 - H_1) \cot \psi_0$

La profundidad crítica de una grieta de tensión para un talud seco socavado, está dada por:

$$z = \frac{c \cdot \cos \phi}{\gamma \cos \psi_p \cdot \text{sen} (\psi_p - \phi)} \quad \text{IV.26}$$

La inclinación crítica del plano de falla es:

$$\psi_p = 1/2 \left\{ \phi + \text{arc tan} \frac{H_2^2 - z_2^2}{(H_1^2 - z_1^2) \cot \psi_f - (H_1 + H_2) \Delta M} \right\} \quad \text{IV.27}$$

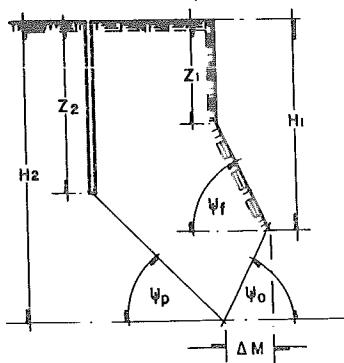


Figura IV.9

IV.9 METODO PARA ESTABILIZAR UN TALUD

Cuando se detecta que un talud por cortarse resultará inestable, será necesario considerar si es posible estabilizarlo mediante un drenaje o mediante la aplicación de fuerzas externas, dichas fuerzas se aplican instalando anclas en el macizo rocoso.

El factor de seguridad de un talud, con una fuerza externa de magnitud T , inclinada a un ángulo θ , como se ilustra en la figura IV.10, está dado por la siguiente ecuación:

$$F = \frac{cA + (W \cos\psi_p - U - V \operatorname{sen}\psi_p + T \cos\theta) \tan\phi}{W \operatorname{sen}\psi_p + V \cos\psi_p - T \operatorname{sen}\theta} \quad \text{IV.28}$$

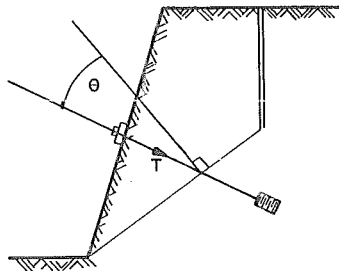


Figura IV.10

Este problema se discutirá con mayor amplitud en el inciso IV.11.

IV.10 ANALISIS DE FALLA EN UN PLANO DE SUPERFICIE RUGOSA

Como se expuso en el capítulo III, muchas superficies rocosas presentan una relación no lineal, entre la resistencia al corte y el esfuerzo normal efectivo. Esta relación, puede definirse mediante la ecuación de Barton. Para la aplicación de esta ecuación, será necesario conocer el esfuerzo normal efectivo σ , que actúa en el plano de falla.

Considerando la geometría del talud ilustrado en la figura IV.3, el esfuerzo normal efectivo que actúa en la superficie de falla, está dado por:

$$\sigma = \frac{W \cos \psi_p - U - V \operatorname{sen} \psi_p}{A} \quad \text{IV.29}$$

o alternativamente:

$$\sigma = \frac{\gamma H}{2P} \{ Q \cot \psi_p - R (P + S) \} \quad \text{IV.30}$$

Una vez determinado el valor de σ , la resistencia al corte τ de la superficie de falla, se calcula con la ecuación III.3.

El factor de seguridad del talud, se obtiene modificando las ecuaciones IV.2 y IV.8 como sigue:

$$F = \frac{\tau A}{W \operatorname{sen} \psi_p + V \operatorname{cos} \psi_p} \quad \text{IV.31}$$

o bien:

$$F = \frac{2P\tau}{\gamma H (Q + RS \cot \psi_p)} \quad \text{IV.32}$$

IV.11 METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

Cuando se detecta que un talud localizado sobre una carretera importante, sobre un camino de una mina o sobre una estructura de ingeniería civil, es potencialmente inestable, se deberá tomar una decisión sobre la, o las medidas correctivas efectivas y económicas que pueden emplearse. El siguiente ejemplo, ilustra uno de los métodos que pueden adoptarse, para llegar a una selección de este tipo. Aunque este ejemplo es hipotético, está basado en problemas reales.

El primer paso en el análisis, consiste en checar si el talud es inestable y si es necesario aplicar alguna medida correctiva. Algunas veces, es obvio que existe algún problema potencial de falla, porque ya se han presentado fallas de extensión limitada en parte del talud; en otros casos, una sospecha puede surgir, por fallas de taludes adyacentes. Cualquiera que sea la causa, una vez que se haya sospechado sobre la estabilidad de un talud importante, es esencial realizar un análisis de ésta y que se implementen las medidas correctivas si se decide que es necesario.

EJEMPLO:

Un talud con una altura de 60m, está constituido por tres cortes de 20.0m, cada uno con una inclinación de 70° ; el ángulo general del talud es de 50° ; como se ilustra en la figura IV.11. El talud está excavado en un granito, que contiene varios juegos de juntas visibles con un echado muy pronunciado y una superficie de falla.

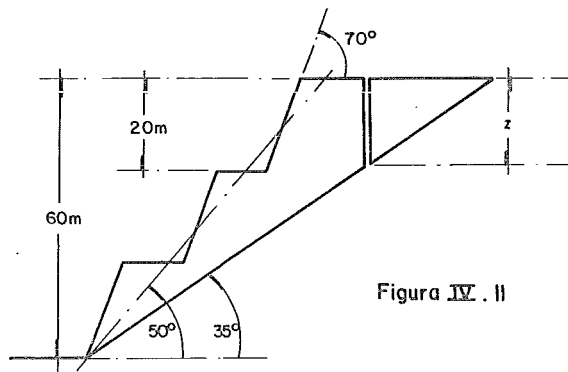


Figura IV. 11

El talud se localiza en un área de alta intensidad de lluvia y de baja sismicidad; se supuso una aceleración de 0.08 g, como la máxima a la cual el talud es probable que esté sometido. Un pequeño deslizamiento en un talud cercano, causó que la atención se centrara en este talud en particular, debido a que en el caso de que ocurriera un deslizamiento mayor, podría provocar daños serios a una estructura de ingeniería civil situada en el pie del talud.

En el talud no se llevaron a cabo estudios geológicos o de ingeniería y no se conoce de la existencia de sondeos en el área. Debido a la falta de información, el primer paso consiste en obtener datos de la estructura geológica, con el objeto de establecer el tipo de falla más probable a ocurrir. El tiempo disponible no permite realizar un programa de exploración; excepto si el equipo y los operadores requeridos estuvieran disponibles en el área. Consecuentemente, la colección de datos se basa en el mapeo superficial.

Se supone que se llevó a cabo un mapeo estructural y que las siguientes características geométricas fueron identificadas:

CARACTERISTICA	ECHADO°	AZIMUT°
Cara del talud en conjunto	50	200
Cortes individuales	70	200
Superficie de falla	35	190
Juego de juntas J ₁	80	233
Juego de juntas J ₂	80	040
Juego de juntas J ₃	70	425

El estereograma de estos datos se presenta en la figura IV.12, donde se incluye el círculo de fricción de 30°. En el estereograma se observa que los tres juegos de juntas, proporcionan superficies muy empinadas que podrían permitir que bloques se separaran del macizo rocoso, sin embargo, esto no ocurrirá debido a que sus líneas de intersección, no caen dentro de la zona designada como potencialmente inestable. Por otro lado, el círculo mayor de la superficie de falla pasa a través de la zona inestable y debido a que su azimut es igual al de la cara del talud, se puede establecer que el tipo más probable de falla, es aquel que involucre un deslizamiento sobre la superficie de falla y en la dirección indicada en la figura IV.12.

A partir de una revisión de la estabilidad, llevada a cabo en el estereograma, se observa que el talud general y los cortes individuales son potencialmente inestables y por lo tanto es

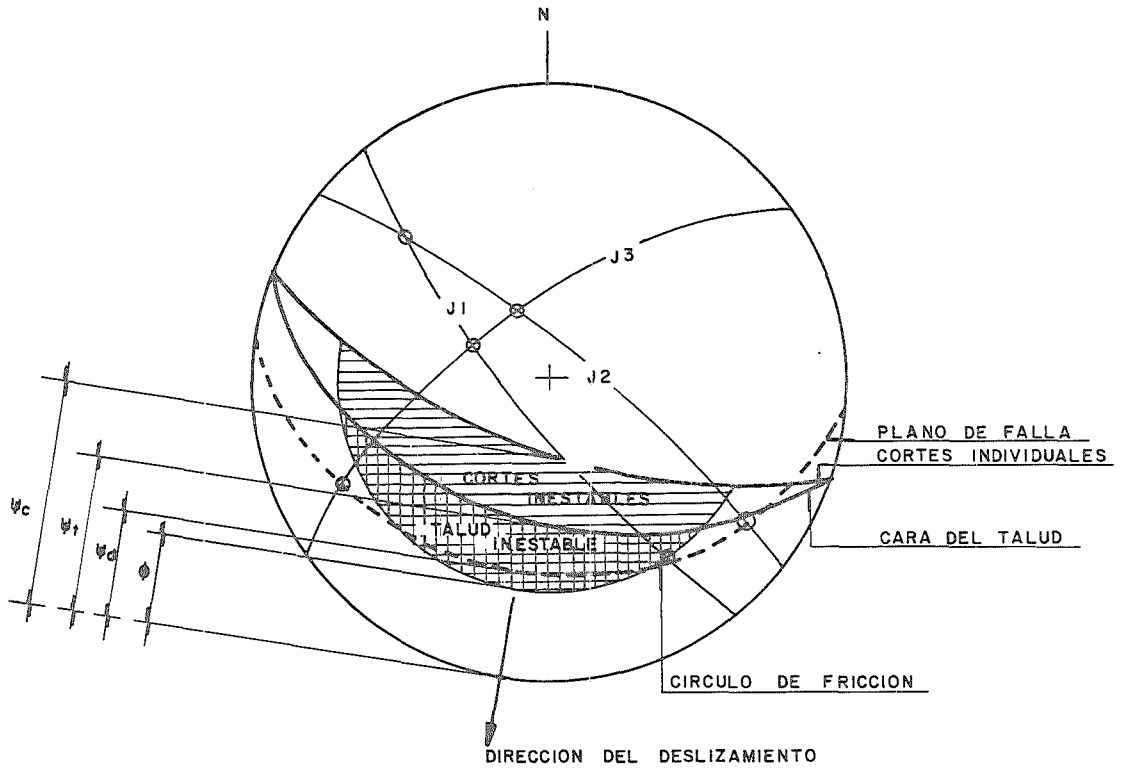


Figura IV.12

necesario realizar análisis de estabilidad en ambos.

Debido a la presencia de los tres juegos de juntas con un echado muy empinado, debe considerarse la posibilidad de la formación de una grieta de tensión en la parte superior del talud. Un tipo de falla posible, es el que se ilustra en la figura IV.13; este modelo teórico (I) supone que una grieta de tensión ocurre en el estado seco, en la posición más crítica y que se encuentra llena de agua a una altura z_w durante un período de alta intensidad de lluvia. Un sismo simultáneo, somete al talud a una aceleración de 0.08g. El factor de seguridad de este talud, está dado por la ecuación IV.33, basada en la ecuación IV.2, considerando la carga por sismo.

$$F = \frac{cA + \{W (\cos\psi_p - \alpha \text{sen}\psi_p) - U - V \text{sen}\psi_p\} \tan \phi}{W (\text{sen}\psi_p + \alpha \text{cos}\psi_p) + V \text{cos}\psi_p} \quad \text{IV.33}$$

De la ecuación anterior, se considera que la aceleración inducida por el sismo, puede reemplazarse por una fuerza αW equivalente. Es una simplificación de la carga real a la cual el talud estaría sujeto durante un sismo, pero es probable que tienda a sobreestimarse la carga y por lo tanto errar en el lado de la seguridad. En vista de la calidad de los otros datos

involucrados en este problema, no hay justificación para tratar de llevar a cabo un análisis más detallado de la carga sísmica.

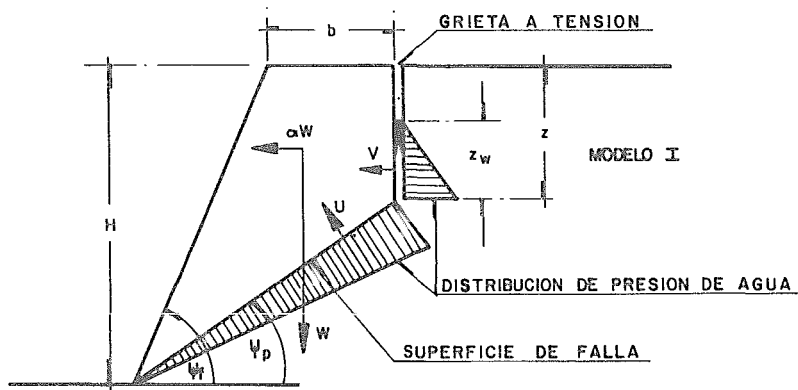


Figura IV.13

Ya que no existen sondeos en el sitio, las condiciones del agua subterránea son totalmente desconocidas; para considerar la posibilidad de que una red de agua subterránea pueda presentarse, se propuso un modelo teórico (II), el cual se presenta en la figura IV.14, donde también se incluye el efecto del sismo. El factor de seguridad para este modelo, obtenido a partir de la ecuación IV.2, está dado por la siguiente ecuación:

$$F = \frac{cA + \{W (\cos\psi_p - \alpha \text{sen}\psi_p) - U\} \tan \phi}{W (\text{sen}\psi_p + \alpha \text{cos}\psi_p)} \quad \text{IV.34}$$

donde:

$$U = 1/4 \gamma_w H_w^2 \text{cosec}\psi_p \quad \text{IV.35}$$

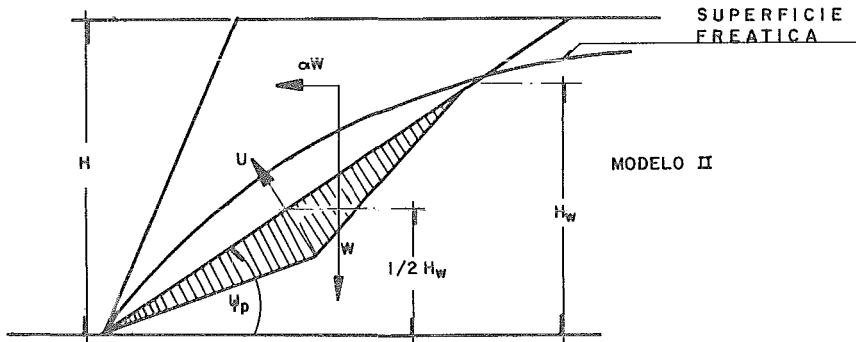


Figura IV.14

Una vez que se han definido los tipos de fallas probables de ocurrir, se procederá a substituir un rango de posibles valores en las ecuaciones IV.33, IV.34 y IV.35, con el objeto de

determinar la sensibilidad del talud, a diferentes condiciones a las cuales es probable que esté sujeto.

Resumiendo los datos disponibles:

TABLA 1

Altura del talud (en conjunto)	$H = 60\text{m}$
Angulo del talud (en conjunto)	$\psi_f = 50^\circ$
Altura de los cortes	$H = 20\text{m}$
Angulo de los cortes	$\psi_f = 70^\circ$
Angulo del plano de falla	$\psi_p = 35^\circ$
Peso volumétrico de la roca	$\gamma = 2.6\text{ton}/\text{m}^3$
Peso volumétrico del agua	$\gamma_w = 1.0\text{ton}/\text{m}^3$
Aceleración del sismo	$\alpha = 0.08\text{g}$

Aplicando las ecuaciones correspondientes con el objeto de determinar z , W , U y V para el modelo I (figura IV.13) y W y U para el modelo II (figura IV.14), se obtienen los datos presentados en el tabla 2.

TABLA 2

MODELO I

Ecuación	Conjunto de Taludes	Cortes Individuales
IV.22	$z = 14.0\text{m}$	$z = 9.9\text{m}$
IV.6	$W = 2392.39\text{ton/m}$	$W = 371.41\text{ton/m}$
IV.16	$V = 1/2 z_w^2 \text{ ton/m}$	$V = 1/2 z_w^2 \text{ ton/m}$
IV.17	$U = 40.093z_w \text{ ton/m}$	$U = 8.8z_w \text{ ton/m}$

MODELO II

Ecuación	Conjunto de Taludes	Cortes Individuales
IV.6	$W = 2756.75 \text{ ton/m}$	$W = 553.37 \text{ ton/m}$
IV.35	$U = 0.436 H_w^2 \text{ ton/m}$	$U = 0.436 H_w^2 \text{ ton/m}$

Substituyendo los valores anteriores en las ecuaciones IV.33 y IV.34:

CONJUNTO DE TALUDES, MODELO I

$$F = \frac{80.2c + (1850 - 40.1 z_w - 0.287 z_w^2) \tan \phi}{1529 + 0.41 z_w^2} \quad \text{IV.36}$$

CORTES INDIVIDUALES, MODELO I

$$F = \frac{17.60c + (287.1 - 8.8 z_w - 0.287 z_w^2) \tan \phi}{237.30 + 0.41 z_w^2} \quad \text{IV.37}$$

CONJUNTO DE TALUDES, MODELO II

$$F = \frac{104.6c + (2132 - 0.436 H_w^2) \tan \phi}{1762} \quad \text{IV.38}$$

CORTES INDIVIDUALES, MODELO II

$$F = \frac{34.9c + (428 - 0.436 H_w^2) \tan \phi}{353.70} \quad \text{IV.39}$$

Uno de los estudios más útiles que pueden llevarse a cabo con la ayuda de las ecuaciones IV.36, IV.37, IV.38 y IV.39 es encontrar la resistencia al corte, que tiene que actuar para que ocurra la falla del conjunto de taludes o de los cortes individuales. La figura IV.15, ilustra los resultados de este estudio y las líneas numeradas en esta gráfica, representan las siguientes condiciones:

- 1 Conjunto de taludes, Modelo I seco $z_w = 0$
- 2 Conjunto de taludes, Modelo I saturado $z_w = z = 14\text{m}$
- 3 Conjunto de taludes, Modelo II seco $H_w = 0$
- 4 Conjunto de taludes, Modelo II saturado $H_w = H = 60\text{m}$
- 5 Cortes individuales, Modelo I seco $z_w = 0$
- 6 Cortes individuales, Modelo I saturado $z_w = z = 9.9\text{m}$
- 7 Cortes individuales, Modelo II seco $H_w = 0$
- 8 Cortes individuales, Modelo II saturado $H_w = H = 20\text{m}$

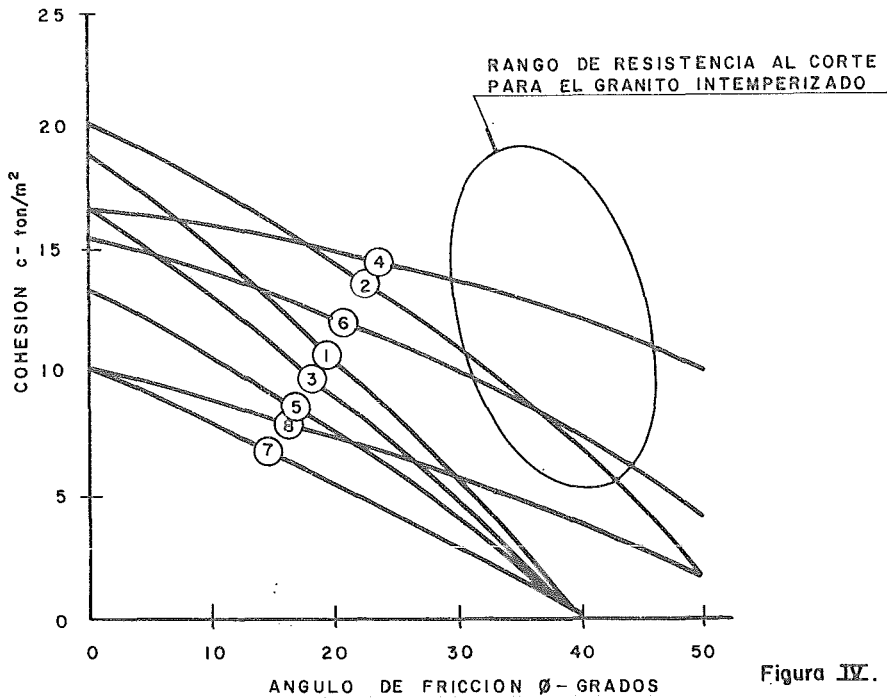


Figura IV. 15

La elipse de la figura IV.15, encierra el rango de resistencia al corte que se considera razonable para el granito intemperizado. Estos valores se basan en experiencias de trabajos realizados en este tipo de material. En esta figura se observa, que valores altos del ángulo de fricción han sido seleccionados, porque la experiencia sugiere que este material presenta ángulos de fricción altos, debido a la naturaleza angular de los granos minerales.

En la figura IV.15, se observa que la lluvia de gran intensidad y el sismo simultáneos, pueden causar que la resistencia

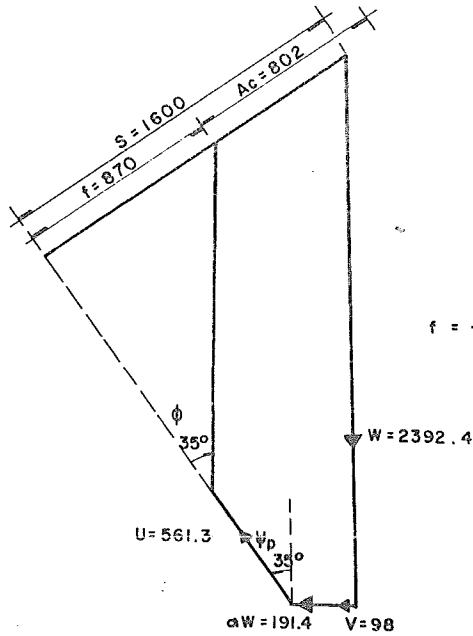
al corte requerida para mantener la estabilidad, alcance un ni vel peligroso. Considerando la rapidez con que el granito se intemperiza, particularmente en climas tropicales, con una con secuente reducción del valor de la cohesión, estos resultados sugieren que el talud no es seguro y que deberá tomarse alguna o algunas medidas para incrementar su estabilidad.

El análisis gráfico de estabilidad de los taludes (modelo I y modelo II), antes de aplicar algún método para estabilizarlos se presenta en las figuras IV.16 y IV.17.

Pueden considerarse cuatro métodos básicos para dar estabilidad al talud:

- a. Reducción de la altura del talud.
- b. Reducción del ángulo de inclinación de la cara del talud.
- c. Drenaje del talud.
- d. Reforzamiento del talud con anclas.

Con el objeto de comparar la efectividad de estos métodos, se supone que la superficie de falla tiene una cohesión $c=10\text{ton/m}^2$ y un ángulo de fricción $\phi = 35^\circ$. El incremento del factor de seguridad por reducción de la altura del talud, del ángulo de inclinación del talud y del nivel de agua, puede encontrarse alterando una de estas variables en las ecuaciones IV.33 y



MODELO I

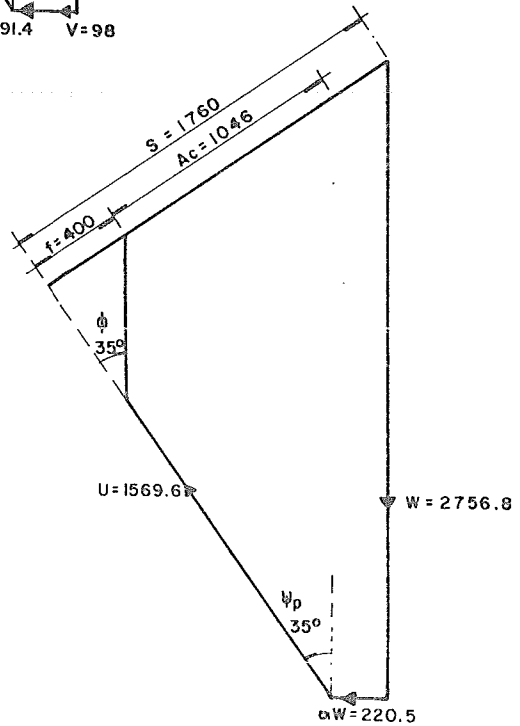
$$f = \frac{870 + 802}{1600} = 1.04$$

Figura IV. 16

MODELO II

$$f = \frac{400 + 1046}{1760} = 0.82$$

Figura IV. 17



IV.34. La influencia del refuerzo del talud, se obtiene modificando estas ecuaciones en las IV.40 y IV.41 respectivamente.

$$F = \frac{cA + \{W (\cos\psi_p - \alpha \text{sen}\psi_p) - U - V \text{sen}\psi_p + T \cos\theta\} \tan\phi}{W (\text{sen}\psi_p + \alpha \cos\psi_p) + V \cos\psi_p - T \text{sen}\theta} \quad \text{IV.40}$$

$$F = \frac{cA + \{W (\cos\psi_p - \alpha \text{sen}\psi_p) - U + T \cos\theta\} \tan\phi}{W (\text{sen}\psi_p + \alpha \cos\psi_p) - T \text{sen}\theta} \quad \text{IV.41}$$

Donde T es la fuerza total del refuerzo aplicado mediante anclas y θ es la inclinación de esta fuerza con respecto a la normal de la superficie de falla, como se muestra en la figura IV.18.

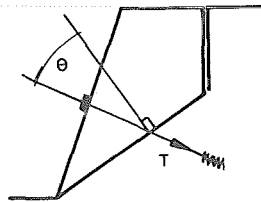


Figura IV. 18

La figura IV.19, da los resultados de la comparación entre los diferentes métodos que se consideraron para incrementar la estabilidad de los taludes. En cada caso, el cambio se expresa como un porcentaje del rango total de la variable ($H = 60\text{m}$, ψ_f

= 50°; $z_w/z = 1$, $H_w = 60m$), excepto para la carga de refuerzo, la que se expresa como un porcentaje del peso de la cuña de roca que soporta.

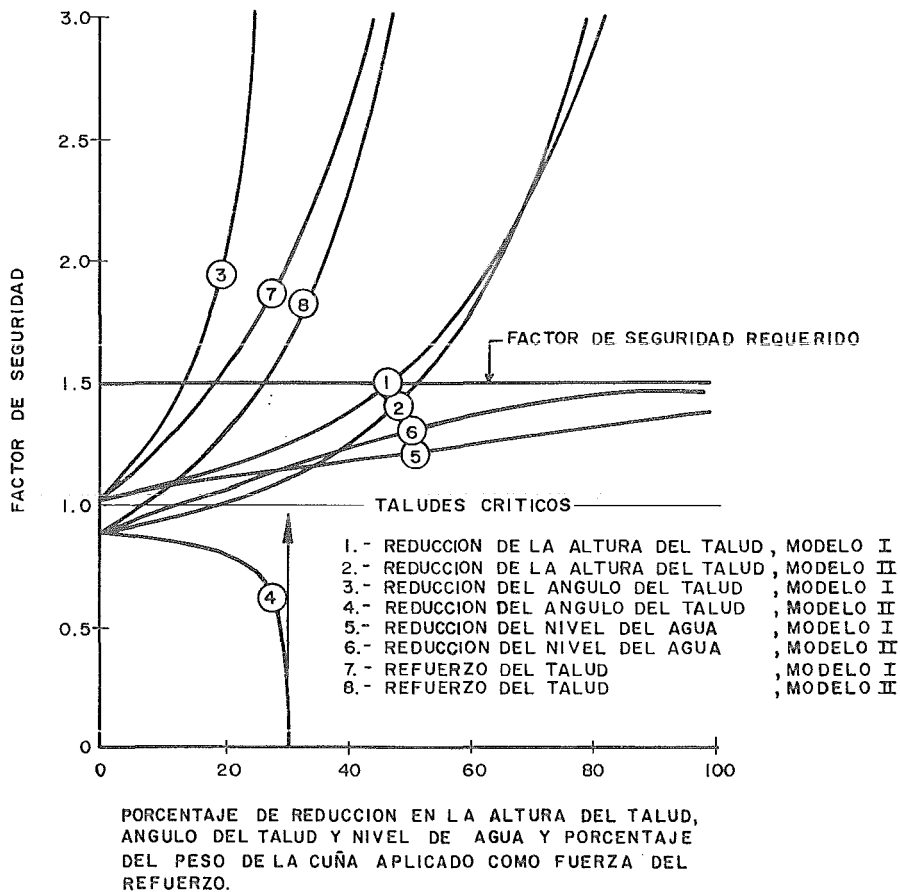


Figura IV.19

Calculando el efecto del refuerzo, se supone que éste es instalado horizontalmente ($\theta = 55^\circ$). La influencia de la inclina-

11-0 028626

ción de θ sobre la carga de refuerzo requerida para alcanzar un factor de seguridad de 1.5 se muestra en la gráfica de la figura IV.20.

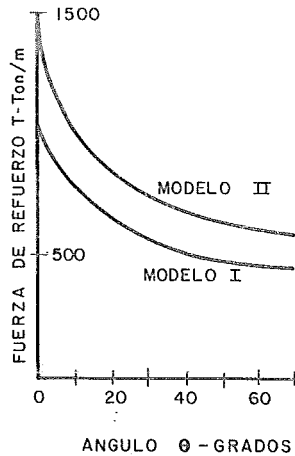


Figura IV. 20

Los métodos de estabilización ilustrados en la figura IV.19 son los siguientes:

a. Reducción de la altura del talud.

En las curvas 1 y 2 de la figura IV.19, se observa que para alcanzar un factor de seguridad de 1.5, sería necesario reducir la altura del talud en un 48.3% para el modelo I y en un 53.5% para el modelo II. Como se ilustra en las figuras IV.21 y IV.22, una reducción de la altura del talud en esa magnitud, requeriría de la excavación de 6747 m³ y de 8310 m³ para los

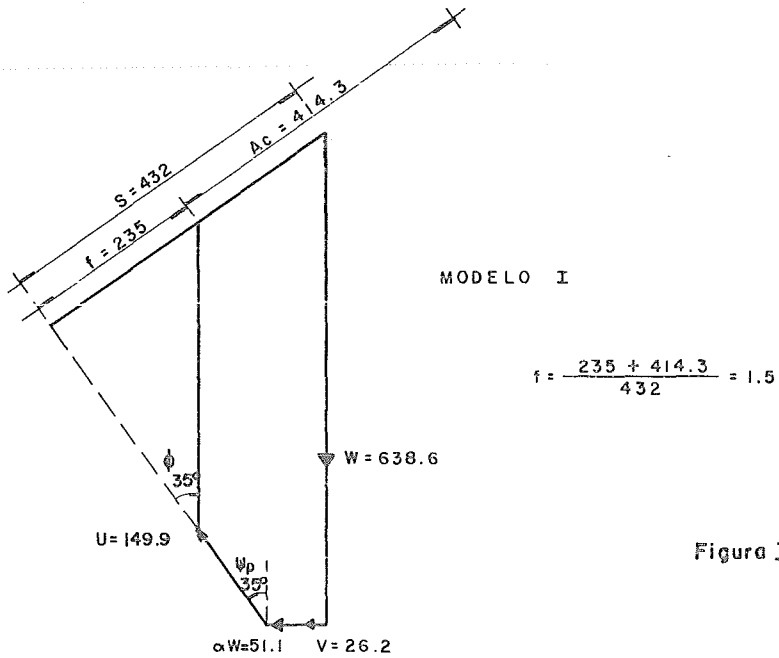
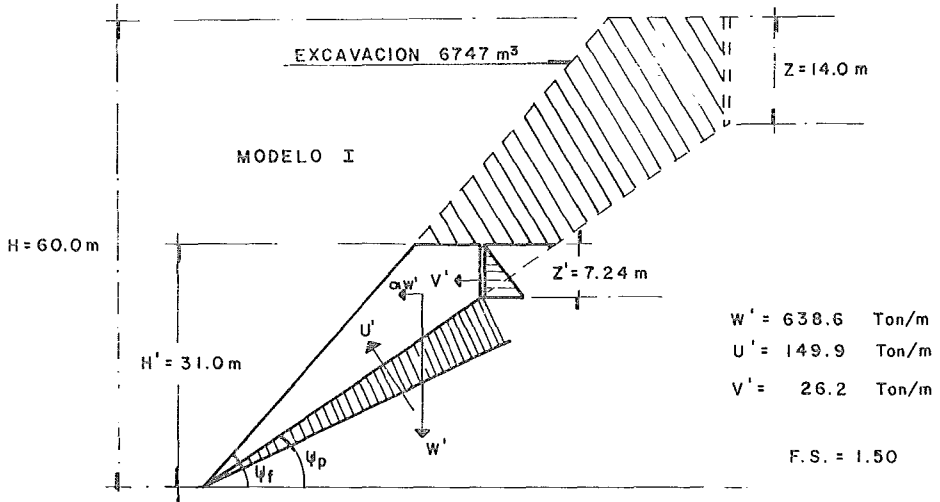


Figura IV.21

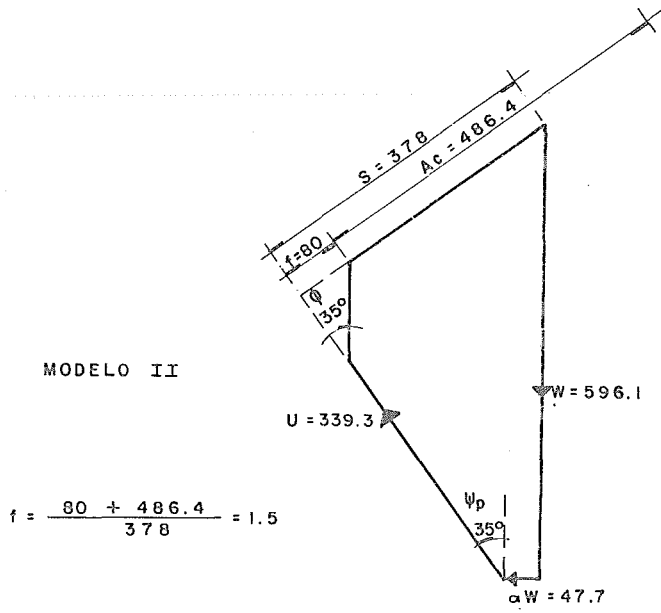
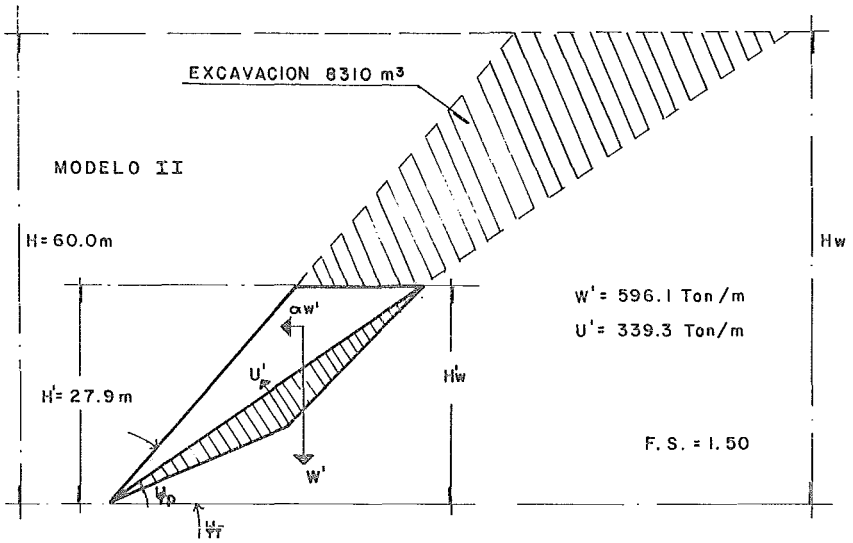


Figura IV.22

modelos I y II respectivamente, suponiendo que la cara del talud, tiene una longitud de 10.0m; esta medida sería muy cara, pero puede dar una solución permanente al problema. Así mismo, en estas figuras se ilustra la obtención del factor de seguridad, mediante el método gráfico.

b. Reducción del ángulo de inclinación del talud.

Como se muestra con línea 3 (figura IV.19), reducir el ángulo de la cara del talud puede ser muy efectivo, pero también muy peligroso, como ilustra la línea 4. Las ecuaciones IV.6 y IV.22, contienen el término $\cot \psi_f$, por lo tanto z y W disminuyen a medida que el ángulo de la cara del talud se reduce. Una reducción en la profundidad de la grieta de tensión, reduce las fuerzas U y V y el resultado final es un incremento del factor de seguridad, por un decremento en la inclinación de la cara del talud. Nótese que, si la grieta de tensión ocurre antes de que se reduzca el ángulo del talud, ésta quedará inalterada a 14.0m (ver tabla 2 y figura IV.23) y las fuerzas U y V quedarán con sus máximos valores; bajo estas condiciones, el factor de seguridad estará incrementado por una reducción del ángulo de inclinación del talud, pero no en la misma magnitud como la que se muestra por la línea 3.

La figura IV.23 ilustra para el caso del modelo I, que el voluo

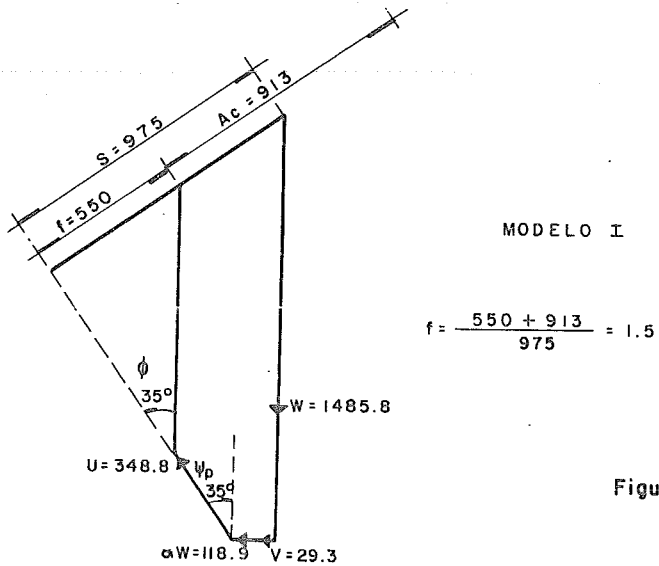
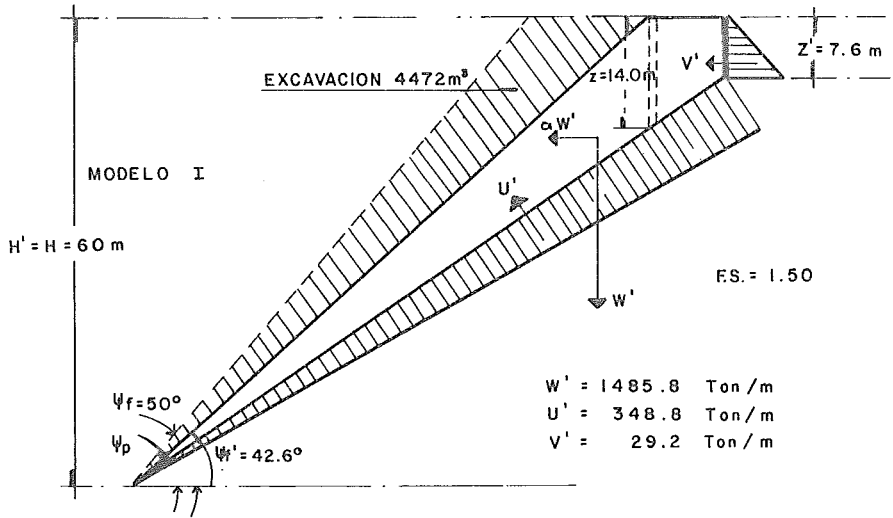


Figura IV.23

men de roca que tendría que excavarse con el objeto de alcanzar un factor de seguridad de 1.5, sería de 4472 m^3 para un talud de 10.0m de longitud. En la figura IV.19, se observa que el ángulo del talud tendría que reducirse de 50° a 42.6° , para alcanzar el factor de seguridad requerido (1.5). En la figura IV.23 también se ilustra el análisis gráfico para la determinación del factor de seguridad.

En el caso del modelo II (figura IV.14), sólo es el término del peso el que se altera por la reducción en el ángulo del talud y debido a que el término $U \tan \phi$ es mayor que la fuerza cA , el factor de seguridad (ecuación IV.34), disminuye a medida que la inclinación del talud se reduce. Cuando el ángulo de la cara del talud, se aproxima al valor del ángulo del plano de falla, la pequeña franja de material localizada sobre el plano de falla, será lanzada por la fuerza del agua en exceso U . Aunque muchos argumentos prácticos, pueden demostrar que este comportamiento extremo podría ser muy improbable, el ejemplo ilustra el peligro de realizar alteraciones de la geometría del talud, sin considerar primero las posibles consecuencias. La conclusión práctica de esta discusión es que, si el modelo II, es representativo de las condiciones que existen en un talud real, una disminución del ángulo del talud, posiblemente no incrementaría la estabilidad. Si se decide que reducir el ángulo del talud, es el único medio para incrementar la estabilidad, la

cuña de roca que se localiza sobre el plano de falla, tendría que ser removida completamente.

c. Drenaje del talud.

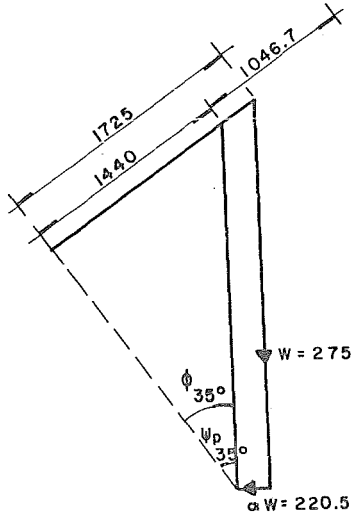
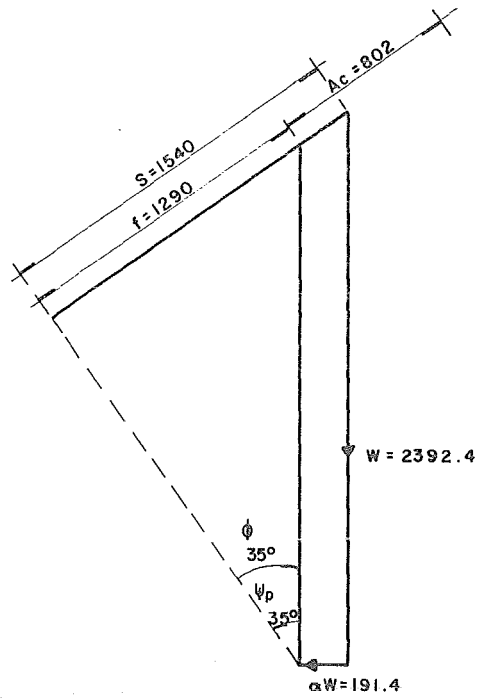
Esta solución es probablemente el remedio más económico que puede emplearse y, como se muestra en las figuras IV.19 y IV.24, si puede lograrse un drenaje total, el factor de seguridad se incrementaría a un valor muy cercano al requerido. Desafortunadamente esto casi nunca puede lograrse y por lo tanto en este talud en particular, el drenaje tendría que sustituirse o complementarse con otra medida. De cualquier modo, las figuras IV.25 y IV.26 ilustran el método de drenaje para los dos modelos.

La función de los métodos ilustrados en las figuras anteriores se expone a continuación.

- Drenes Superficiales

Estos se instalarán con el objeto de coleccionar el agua antes de que alcance el área localizada detrás de la cresta del talud y por lo tanto evitar que ésta penetre en la grieta de tensión. Dichos drenes, pueden tener una pendiente con el objeto de permitir que el agua se mueva rápidamente y para minimizar la formación de charcos.

MODELO I

$$f = \frac{1290 + 802}{1540} = 1.36$$


MODELO II

$$f = \frac{1440 + 1046.7}{1725} = 1.44$$

Figura IV. 24

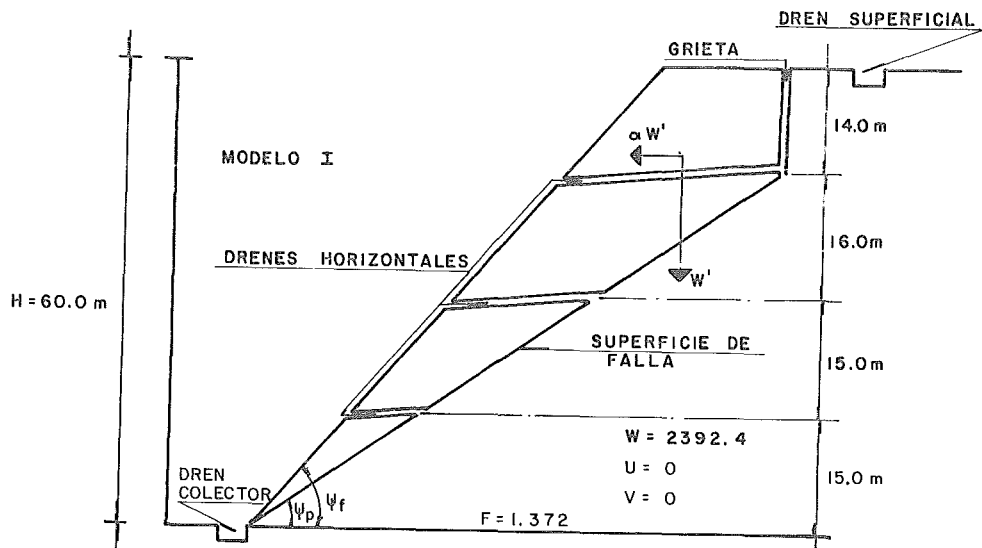


Figura IV. 25

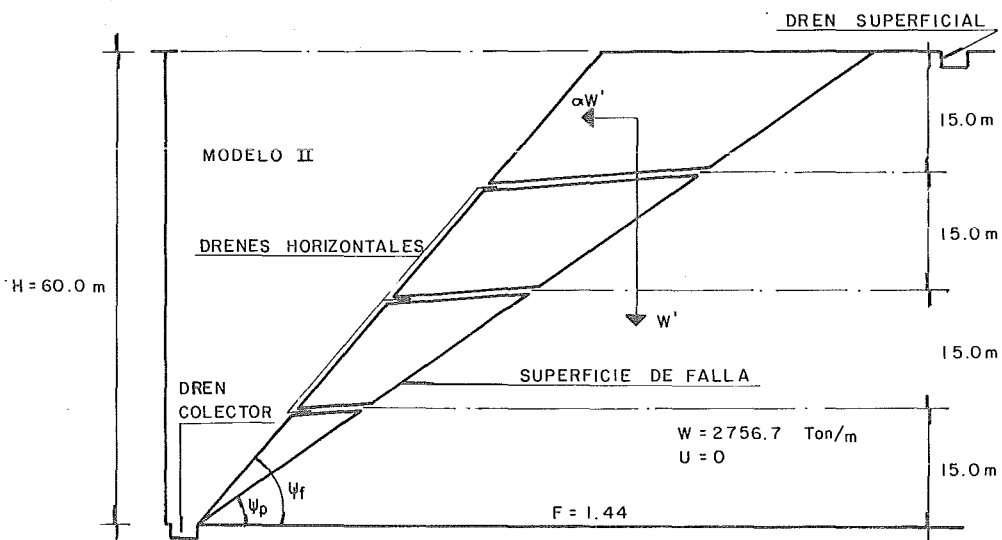


Figura IV. 26

- Grieta de Tensión

Deberá sellarse la grieta, con un material impermeable flexible como arcilla, con el objeto de prevenir que el agua entre en ella. Si la grieta tiene una separación de algunos centímetros, ésta deberá llenarse con grava antes de colocar el material de sello; el propósito de este relleno, es permitir que el agua que penetre en la grieta, fluya hacia afuera tan rápido como sea posible.

- Drenes Horizontales

La perforación de drenes horizontales en la cara del talud, puede ser muy efectivo para reducir la presión del agua en la base de la grieta de tensión y a lo largo de la superficie de falla. El espaciamiento y la posición de éstos, depende de la geometría del talud y de las discontinuidades del macizo rocoso. Dichos drenes deberán interceptar la grieta de tensión y la superficie de falla.

- Drenes Colectores

El agua drenada hacia la parte exterior del talud, deberá conducirse a una zona fuera del talud mediante drenes colectores.

d. Reforzamiento del talud mediante anclas

El reforzamiento de un talud mediante anclas puede crear una ilusión de seguridad, pero a menos que la instalación sea co-

rrecta, puede dar buen resultado. Con el objeto de alcanzar un factor de seguridad de 1.5, suponiendo la instalación de anclas en un plano horizontal, la fuerza total requerida es de 459.4 ton/m y de 738.8 ton/m para el modelo I y II respectivamente, como se ilustra en los análisis gráficos de estabilidad de la figura IV.27. En otras palabras, el refuerzo total de una cara de 10.0m, requeriría de la instalación de 115 anclas con una capacidad de 40 ton cada una, para el caso del modelo I y de 185 anclas de la misma capacidad, para el modelo II. Un drenaje simultáneo, podría reducir este número a aproximadamente la mitad, pero aún así reforzar un talud de este tamaño obviamente sería un proceso costoso.

Recomendaciones

a. Instalación de piezómetros en perforaciones verticales a partir de la superficie superior del talud o de uno de los cortes. La importancia del agua subterránea, ha sido claramente demostrada en los cálculos presentados y es esencial que información futura sobre los posibles patrones de agua subterránea se obtengan.

b. Si está disponible un equipo de perforación con diamante de calidad razonable, las perforaciones verticales para los piezómetros deberán muestrearse. Un geólogo debe estar presente durante el programa de perforación, registrando la muestra sobre

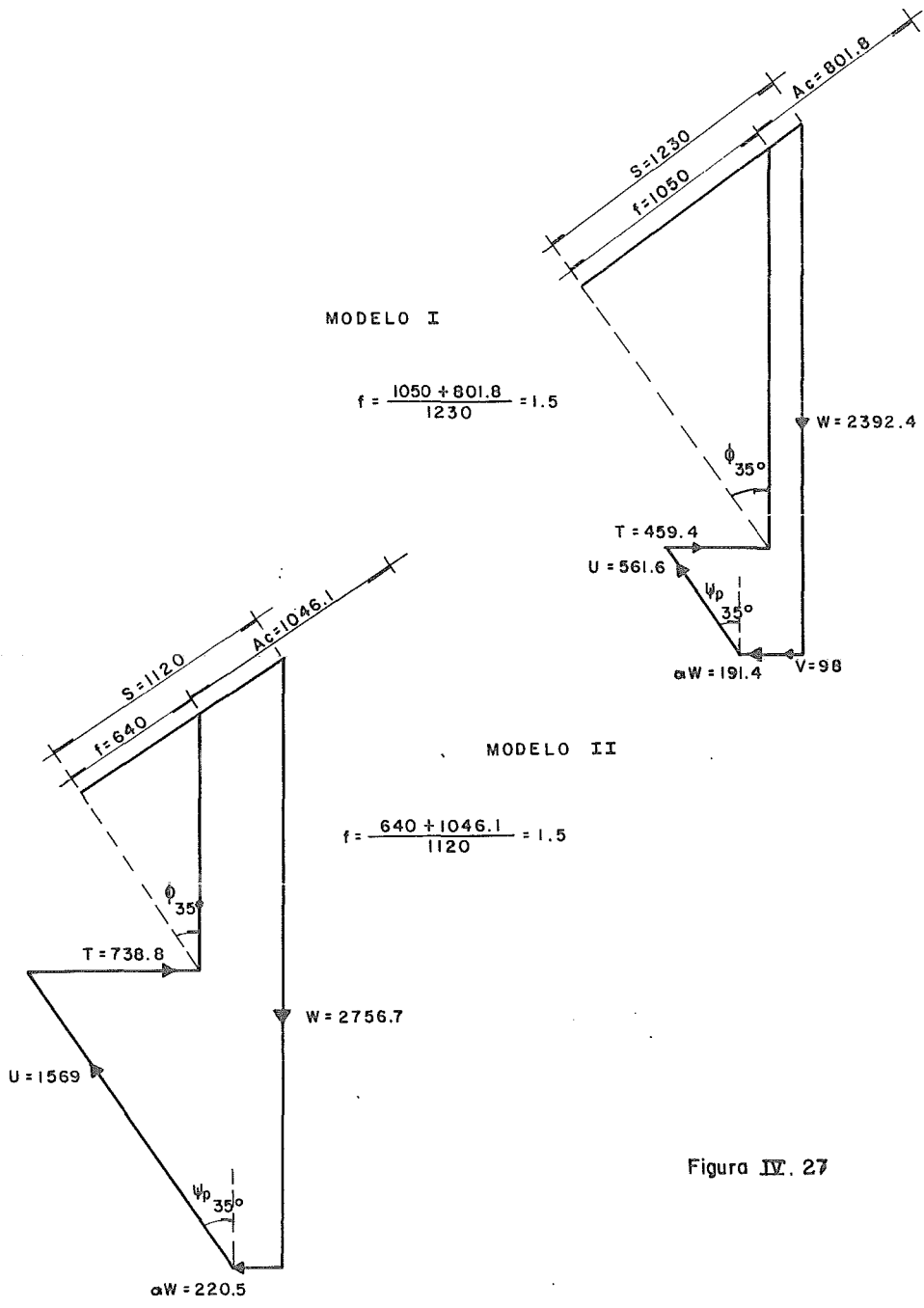


Figura IV. 27

el barril muestreador y estableciendo la posición exacta del plano o de los plano de falla, para poder construir una sección del talud.

c. Tan pronto como los piezómetros estén instalados y una vez que se haya detectado la presencia del agua subterránea en el talud, deberán perforarse drenes horizontales en las caras de los cortes, intersectando la superficie de falla. Estos pueden ser perforados a un espaciamiento inicial de 10.0m aproximadamente y checar su efectividad mediante los piezómetros. El espaciamiento entre las perforaciones, puede disminuirse o incrementarse de acuerdo a los cambios del nivel del agua, observados en los piezómetros.

d. Durante el programa de control del agua subterránea, debe llevarse a cabo un cuidadoso exámen de la superficie superior del talud, para determinar si se presentan grietas de tensión y si cualquier movimiento reciente ha tenido lugar en el talud. Tales movimientos pueden detectarse por grietas en concreto o en yeso o por desplazamientos de marcas verticales. Si la superficie superior del talud está cubierta con algún relleno, puede ser difícil detectar la presencia de grietas y será necesario basarse en la información de personas residentes cerca de la cima del talud.

e. Dependiendo de las detecciones de este exámen en la superfi
cie del talud, una desición podrá hacerse sobre las medidas de
drenaje superficial que deberán tomarse. Si se encuentran grie
tas de tensión superficiales, éstas deberán rellenarse con gra
va y cubrirlas con un material impermeable como arcilla. La
existencia de tales grietas, debe tomarse como una evidencia
de peligro y deberá darse importancia a las medidas correcti-
vas además del drenaje.

f. Mapeos geológicos que confirmen la estructura geológica del
talud, junto con la evidencia de la existencia de agua subte-
rránea y de grietas de tensión, proporcionarán información pa-
ra una revisión de la situación, para decidir sobre las medi-
das más adecuadas para estabilizar permanentemente el talud.

CAPITULO V

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE CUÑAS

- V.1 ANALISIS DE FALLA DE UNA CUÑA
- V.2 ANALISIS DE FALLA DE UNA CUÑA INCLUYENDO COHESION Y
PRESION DEL AGUA
- V.3 GRAFICAS PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE CUÑAS "SOLO
PARA FRICCION"
- V.4 EJEMPLO PRACTICO DEL ANALISIS DE UNA CUÑA

V.1 ANALISIS DE FALLA DE UNA CUÑA

En el capítulo anterior se analizó la falla de taludes causada por el deslizamiento de un bloque sobre un plano; en este capítulo, se presenta el mecanismo básico de falla que involucra el deslizamiento de una cuña, a lo largo de la línea de intersección de dos discontinuidades.

La geometría de la cuña para el análisis, se define en la figura V.1 donde el plano menos inclinado es el A y el más empinado el B. La condición para que se presente el deslizamiento es que el ángulo de inclinación del talud (ψ_{fi}), sea mayor que el echado de la línea de intersección (ψ_1).

El factor de seguridad de la cuña definida en la figura V.1, suponiendo que la fuerza que se opone el deslizamiento es debida sólo a la fricción, que el ángulo de fricción ϕ es igual en ambos planos y que las discontinuidades en que ocurre la falla están formadas en la roca sana, sin aberturas ni rellenos, está dado por:

$$F = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{W \sin \psi_1} \quad V.1$$

donde R_A y R_B son las reacciones normales en los planos A y B, como se ilustra en figura V.2.

Con el objeto de determinar R_A y R_B , éstas se proyectan horizontal y verticalmente en el corte a lo largo de la línea de intersección (figura V.2):

$$\Sigma FH = 0$$

$$R_A \operatorname{sen} (\beta - 1/2\xi) = R_B \operatorname{sen} (\beta + 1/2\xi) \quad V.2$$

$$\Sigma FV = 0$$

$$R_A \cos (\beta - 1/2\xi) - R_B \cos (\beta + 1/2\xi) = W \cos \psi_i \quad V.3$$

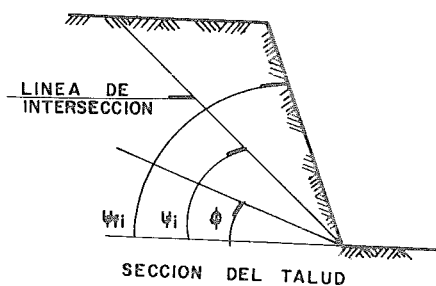
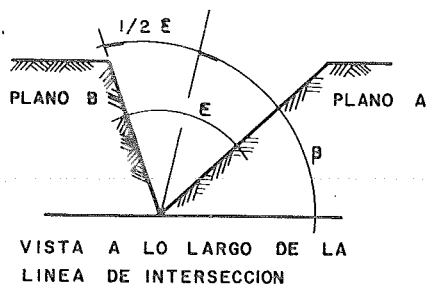
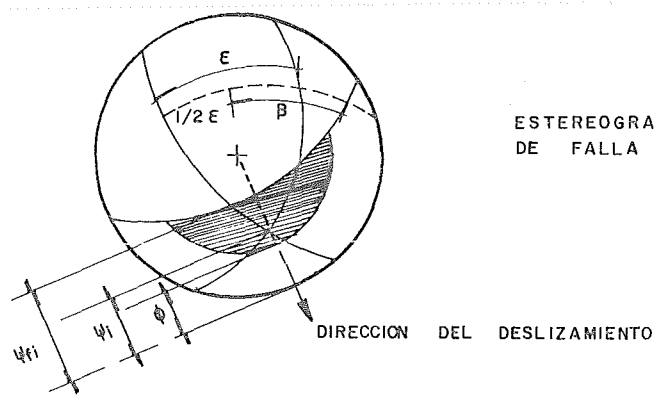
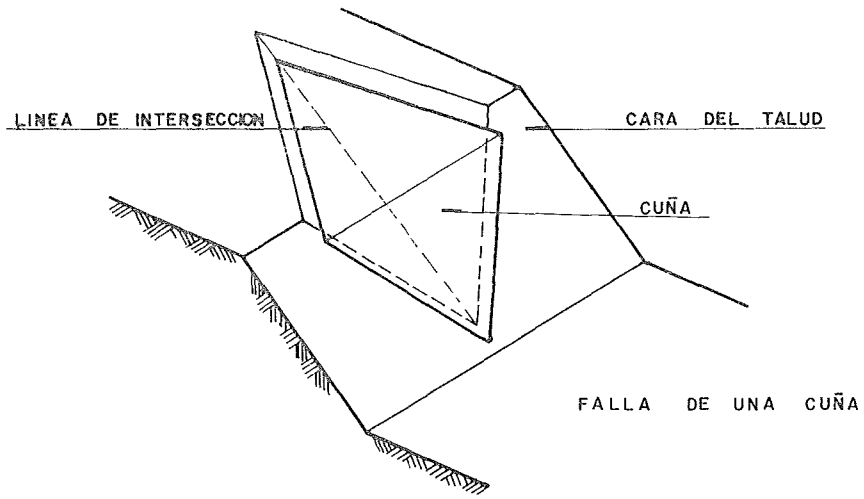


Figura V. 1



ESTEREOGRAMA DE LA GEOMETRIA DE FALLA DE UNA CUÑA

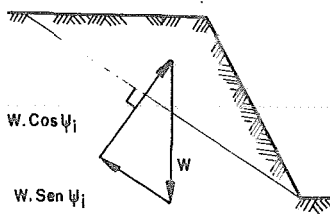
Figura V. 1

Resolviendo las ecuaciones anteriores para R_A y R_B y sumándolas:

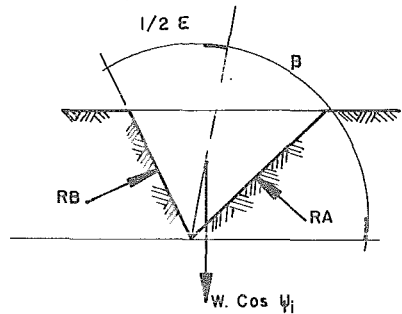
$$R_A + R_B = \frac{W \cos \psi_i \operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} 1/2 \xi} \quad \text{V.4}$$

Sustituyendo en la ecuación V.1:

$$F = \frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} 1/2 \xi} \frac{\tan \phi}{\tan \psi_i} \quad \text{V.5}$$



SECCION DEL TALUD



VISTA A LO LARGO DE LA LINEA DE INTERSECCION

Figura V. 2

Como se muestra en el estereograma de la figura V.1, los ángulos β y ξ pueden medirse directamente en la esfera; un estereograma de las características que definen el talud y la geometría de la cuña puede proporcionar toda la información requerida para la determinación del factor de seguridad. Sin embargo, el caso analizado es muy simple y cuando se involucren diferentes ángulos de fricción y la influencia de la cohesión y la presión del agua, las ecuaciones serán más complicadas, debido a esto a continuación se presenta un análisis en términos de echado y azimut, los que a diferencia de β y ξ pueden medirse directamente en el campo.

V.2 ANALISIS DE FALLA DE UNA CUÑA INCLUYENDO COHESION Y PRESION DEL AGUA.

La figura V.3 ilustra la geometría de la cuña considerada para el siguiente análisis, donde se observa que la parte superior del talud, tiene una inclinación oblicua con respecto a la cara del talud. La altura total de talud, definida en la figura V.3 es igual a la diferencia vertical entre los extremos superior e inferior de la línea de intersección, sobre la que se supone que ocurrirá el deslizamiento.

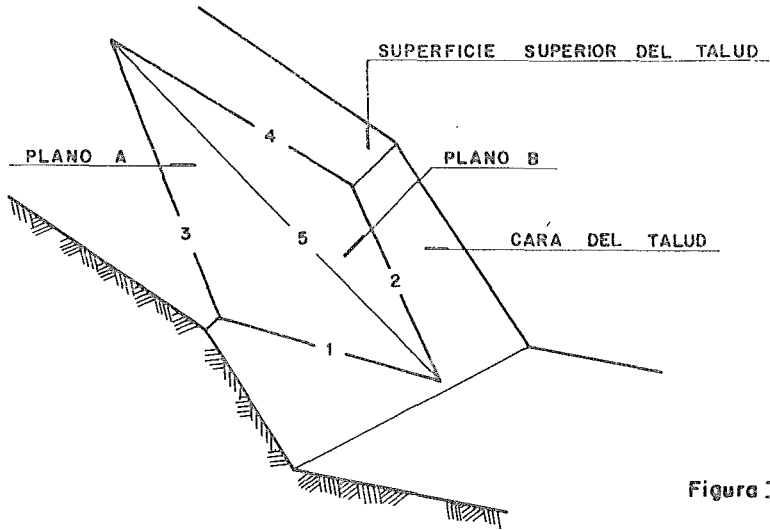


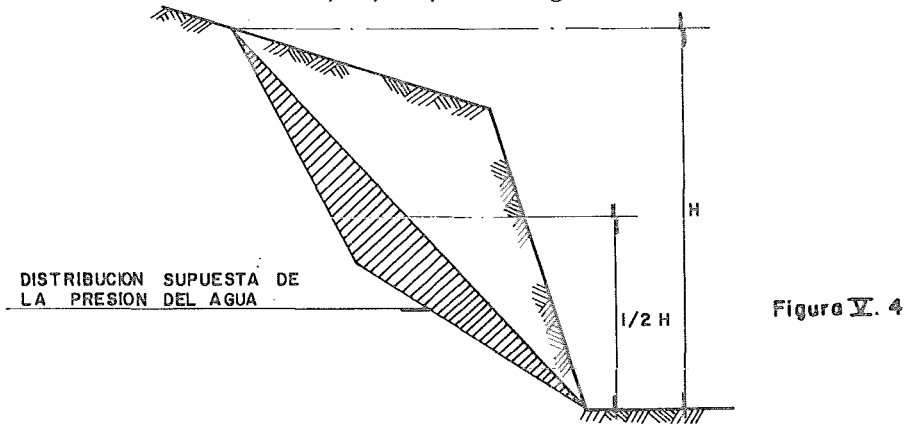
Figura V. 3

La numeración de las líneas de intersección, de los diferentes planos involucrados en este problema es la siguiente:

- 1 Intersección del plano A con la cara del talud.
- 2 Intersección del plano B con la cara del talud.
- 3 Intersección del plano A con la superficie superior del talud.
- 4 Intersección del plano B con la superficie superior del talud.
- 5 Intersección de los planos A y B.

El deslizamiento de la cuña, se supone que siempre tiene lugar a lo largo de la línea de intersección número 5.

La distribución de presión del agua supuesta para este análisis, se basa en que el agua penetra en el talud, a lo largo de las líneas de intersección 3 y 4 y sobresale en la cara del talud, a través de las líneas de intersección 1 y 2. La distribución de presiones se muestra en la figura V.4, donde la máxima presión, ocurre a lo largo de la línea de intersección 5 y la presión en las líneas 1, 2, 3 y 4 es igual a cero.



El factor de seguridad para un talud bajo estas condiciones está dado por:

$$F = \frac{3}{\gamma H} (c_A X + c_B Y) + (A - \gamma_w / 2\gamma \cdot X) \tan \phi_A + (B - \gamma_w / 2\gamma \cdot Y) \tan \phi_B \quad \text{V.6}$$

donde: c_A y c_B son las cohesiones de los planos A y B.

ϕ_A y ϕ_B son los ángulos de fricción de los planos A y B.

γ es el peso volumétrico de la roca

γ_w es el peso volumétrico del agua

H es la altura total de la cuña (ver figura V.4)

X, Y, A y B son factores adimensionales que dependen de la geometría de la cuña:

$$X = \frac{\text{sen } \theta_{24}}{\text{sen } \theta_{45} \text{ cos } \theta_{2na}} \quad \text{V.7}$$

$$Y = \frac{\text{sen } \theta_{13}}{\text{sen } \theta_{35} \text{ cos } \theta_{1nb}} \quad \text{V.8}$$

$$A = \frac{\text{cos } \psi_a - \text{cos } \psi_b \text{ cos } \theta_{na.nb}}{\text{sen } \psi_5 \text{ sen}^2 \theta_{na.nb}} \quad \text{V.9}$$

$$B = \frac{\text{cos } \psi_b - \text{cos } \psi_a \text{ cos } \theta_{na.nb}}{\text{sen } \psi_5 \text{ sen}^2 \theta_{na.nb}} \quad \text{V.10}$$

donde ψ_a y ψ_b son los echados de los planos A y B respectivamente y ψ_5 es el echado de la línea de intersección 5.

Los otros ángulos involucrados en estas ecuaciones, pueden verse en el estereograma, que se trace con los datos que definen

la geometría de la cuña y del talud, figura V.5.

Considerando el siguiente ejemplo:

PLANO	ECHADO°	AZIMUT°	PROPIEDADES
A	45	105	$\phi_A = 30^\circ$, $c_A = 5001b/ft^2$
B	70	235	$\phi_B = 20^\circ$, $c_B = 10001b/ft^2$
CARA DEL TALUD	65	185	$\gamma = 1601b/ft^3$
SUPERFICIE SUPERIOR	12	195	$\gamma_w = 62.51b/ft^3$

ALTURA TOTAL DE LA CUÑA $H = 130ft$.

El estereograma de los círculos mayores que representan los cuatro planos involucrados, se presentan en la figura V.5, donde todos los ángulos necesarios, para resolver las ecuaciones de la V.7 a la V.10, se encuentran señalados en esta figura.

Para llevar a cabo la determinación del factor de seguridad, se recomienda realizarlo en la forma indicada en la tabla de la figura V.6. Realizando los cálculos en esta forma no sólo facilita checar los datos, sino también muestra la contribución de cada variable sobre el factor de seguridad. Por ejemplo, si se requiere checar la influencia cuando la cohesión es igual a cero en ambos planos, se sustituye 0.0 en los dos grupos que contienen los términos c_A y c_B , con lo que se obtiene

un factor de seguridad de 0.62; alternatively el efecto del drenaje puede chequearse igualando los dos términos que contienen la presión del agua a cero, de donde se obtiene $F = 1.98$.

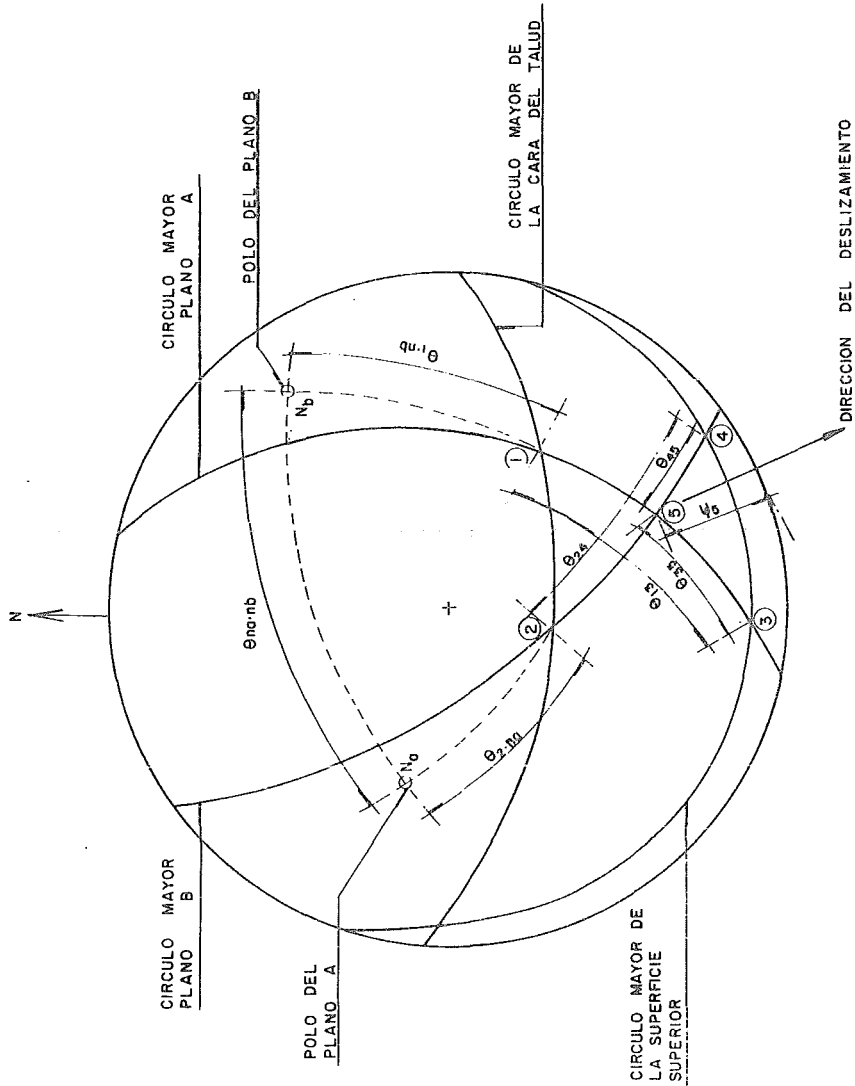


Figura V. 5

D A T O S	VALOR DE LA FUNCION	C A L C U L O S
$\psi_a = 45^\circ$ $\psi_b = 70^\circ$ $\psi_5 = 31.2^\circ$ $\theta_{na.nb} = 101^\circ$	$\text{Cos } \psi_a = 0.7071$ $\text{Cos } \psi_b = 0.3420$ $\text{Sen } \psi_5 = 0.5180$ $\text{Cos } \theta_{na.nb} = -0.191$ $\text{Sen } \theta_{na.nb} = 0.982$	$A = \frac{\text{Cos}\psi_a - \text{Cos}\psi_b \cdot \text{Cos}\theta_{na.nb}}{\text{Sen}\psi_5 \cdot \text{Sen}^2\theta_{na.nb}} = \frac{0.7071 + 0.342 \times 0.191}{0.5180 \times 0.9636} = 1.5475$ $B = \frac{\text{Cos}\psi_b - \text{Cos}\psi_a \cdot \text{Cos}\theta_{na.nb}}{\text{Sen}\psi_5 \cdot \text{Sen}^2\theta_{na.nb}} = \frac{0.3420 + 0.7071 \times 0.191}{0.5180 \times 0.9636} = 0.9552$
$\theta_{24} = 65^\circ$ $\theta_{45} = 25^\circ$ $\theta_{2.na} = 50^\circ$	$\text{Sen } \theta_{24} = 0.9063$ $\text{Sen } \theta_{45} = 0.4226$ $\text{Cos } \theta_{2.na} = 0.6428$	$X = \frac{\text{Sen}\theta_{24}}{\text{Sen}\theta_{45} \cdot \text{Cos}\theta_{2.na}} = \frac{0.9063}{0.4226 \times 0.6428} = 3.3363$
$\theta_{13} = 62^\circ$ $\theta_{35} = 31^\circ$ $\theta_{1.nb} = 60^\circ$	$\text{Sen } \theta_{13} = 0.8829$ $\text{Sen } \theta_{35} = 0.5150$ $\text{Cos } \theta_{1.nb} = 0.5000$	$Y = \frac{\text{Sen}\theta_{13}}{\text{Sen}\theta_{35} \cdot \text{Cos}\theta_{1.nb}} = \frac{0.8829}{0.5150 \times 0.5000} = 3.4287$
$\phi_A = 30^\circ$ $\phi_B = 20^\circ$ $\gamma = 160 \text{ lb/ft}^3$ $\gamma_w = 62.5 \text{ lb/ft}^3$ $c_A = 500 \text{ lb/ft}^2$ $c_B = 1000 \text{ lb/ft}^2$ $H = 130 \text{ ft}$	$\text{Tan}\phi_A = 0.5773$ $\text{Tan}\phi_B = 0.3640$ $\gamma_w/2\gamma = 0.1953$ $3c_A/\gamma H = 0.0721$ $3c_B/\gamma H = 0.1442$	$F = \frac{3c_A}{\gamma H} \cdot X + \frac{3c_B}{\gamma H} \cdot Y + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma} \cdot X \right) \text{Tan}\phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma} \cdot Y \right) \text{Tan}\phi_B$ $F = 0.2405 + 0.4944 + 0.8934 - 0.3762 + 0.3478 - 0.2437 = 1.3562$

FIGURA V.6

V.3 GRAFICAS PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE CUÑAS "SOLO PA
RA FRICCIÓN".

Si la cohesión de los planos A y B, es igual a cero y si el ta
lud se encuentra completamente drenado, el factor de seguridad
está dado por la siguiente expresión:

$$F = A \tan \phi_A + B \tan \phi_B \quad V.11$$

Los factores adimensionales A y B, dependen del echado y del
azimut de los dos planos; los valores de estos factores, han
sido computados para un rango de geometrías de cuña y los resul
tados, se presentan en una serie de gráficas (figuras V.7 a
V.14).

Con el objeto de ilustrar el uso de estas gráficas, a continua
ción se presenta un ejemplo:

	Echado°	Azimut°	Angulo de Fricción°
Plano A	40	165	35
Plano B	<u>70</u>	<u>185</u>	20
Diferencias	30	120	

En la gráfica de la figura V.10 correspondiente a "diferencia
de echado 30°" se lee el valor de los factores A y B para una
diferencia de azimut de 120°:

$$A = 1.5 \quad \text{y} \quad B = 0.7$$

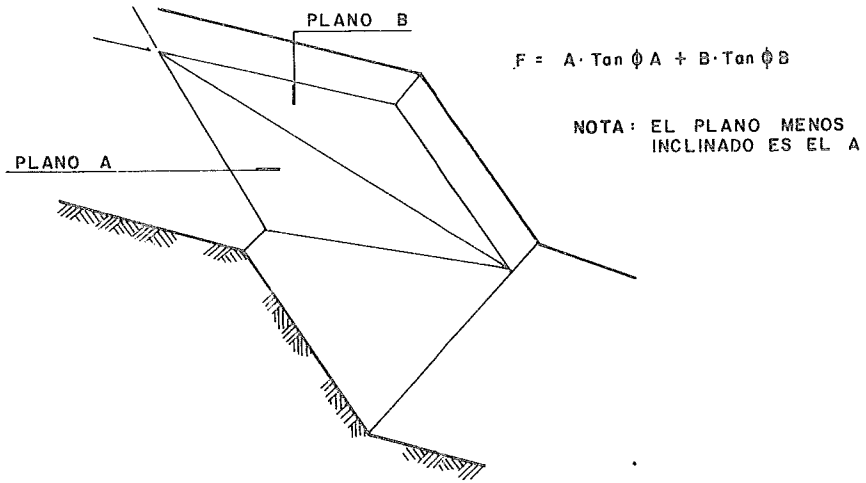
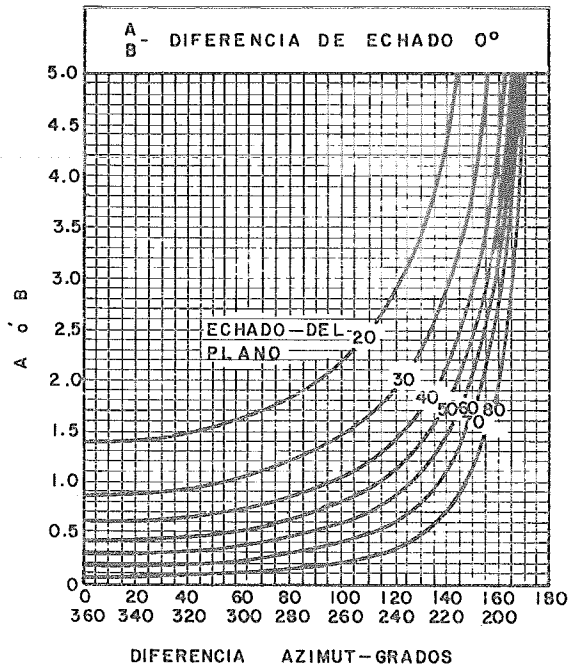


Figura V. 7



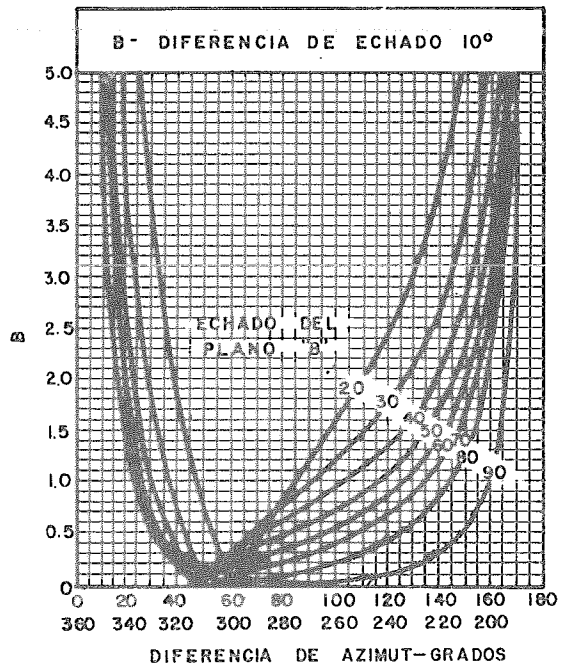
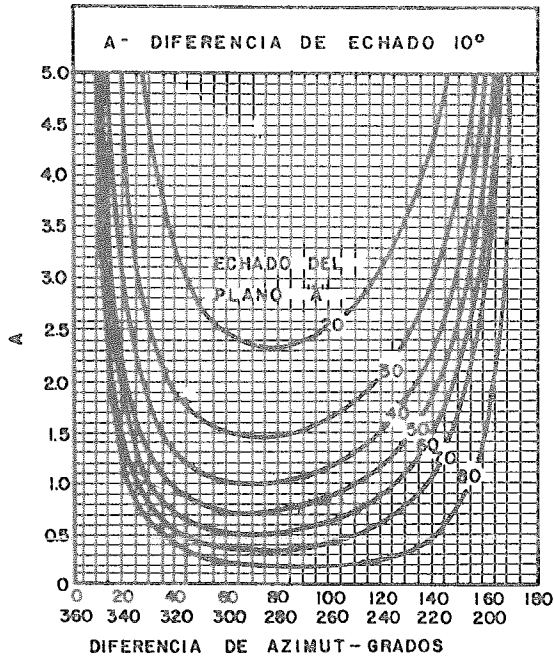


Figura Y. 8

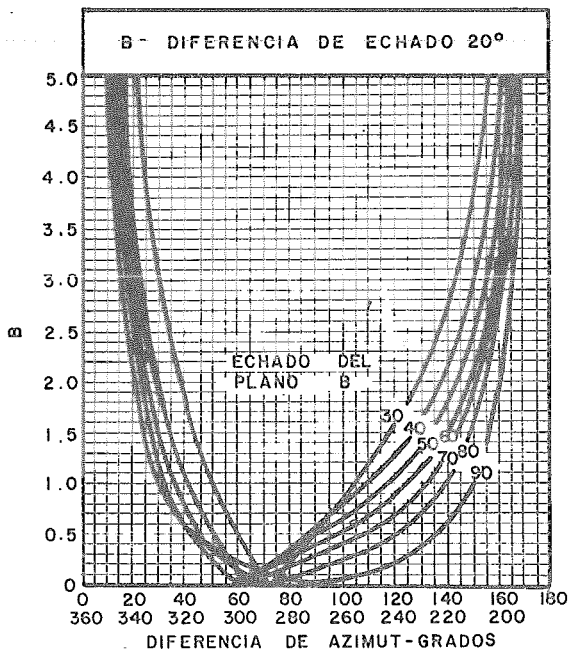
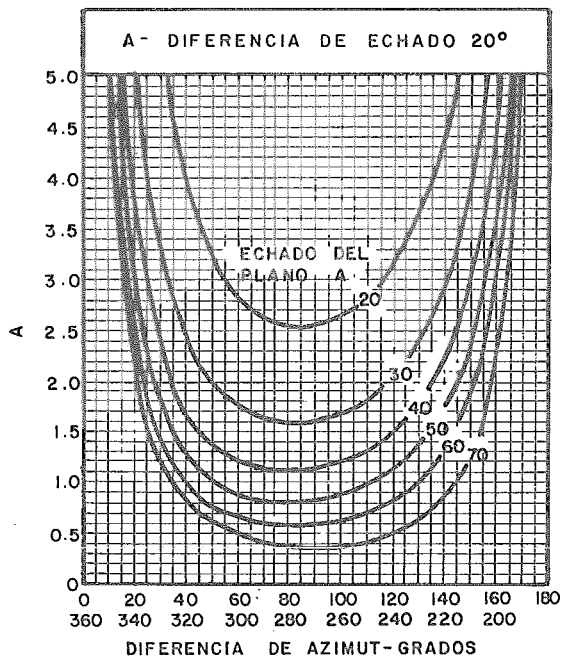


Figura V. 9

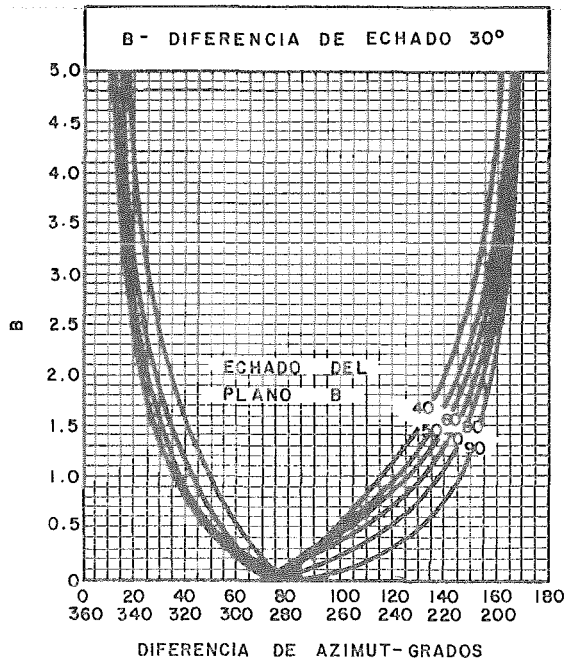
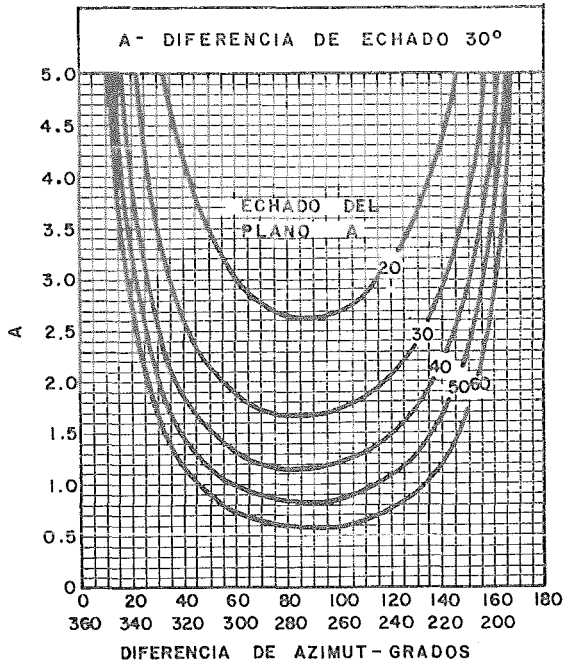


Figura V. 10

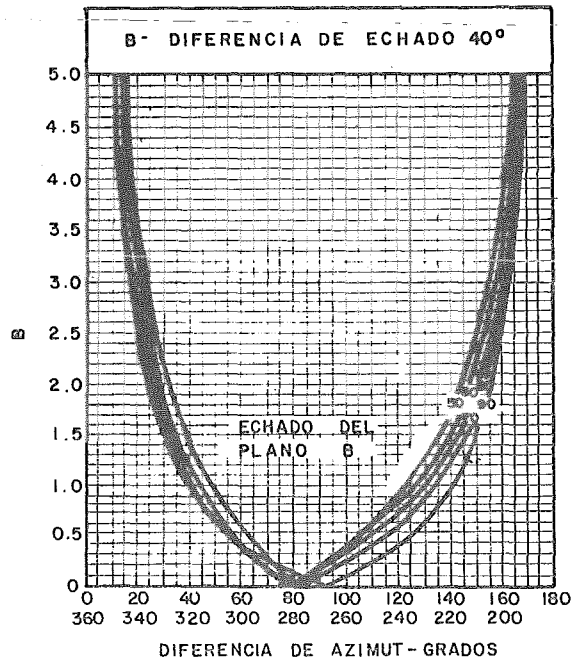
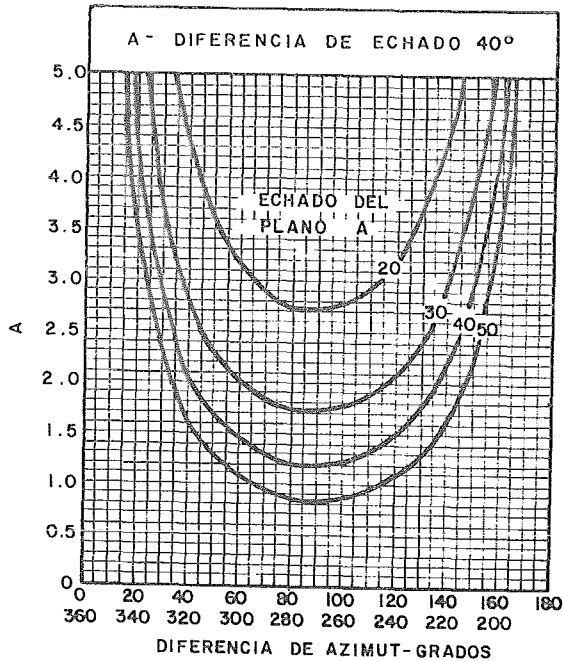


Figura V. II

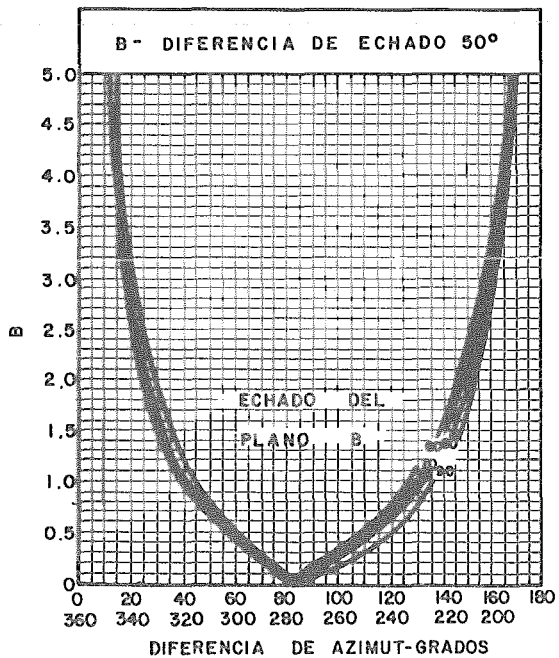
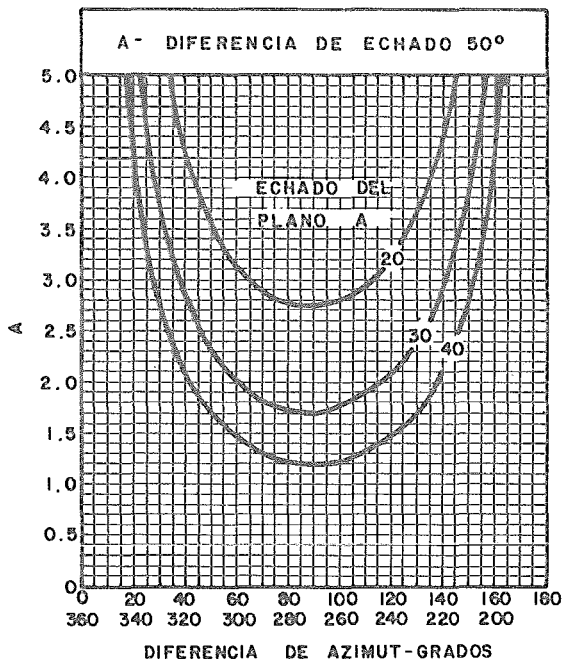


Figura Y. 12

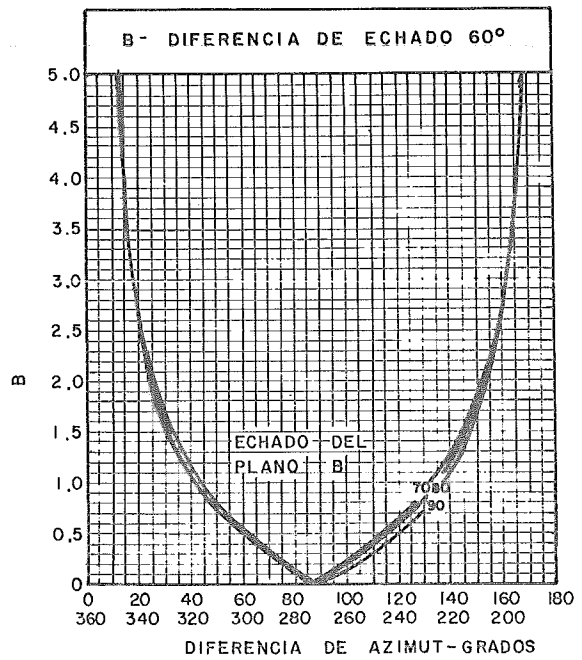
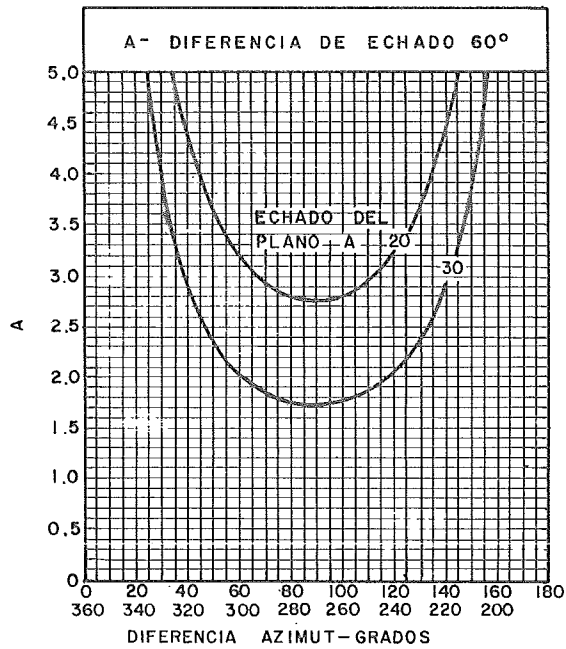
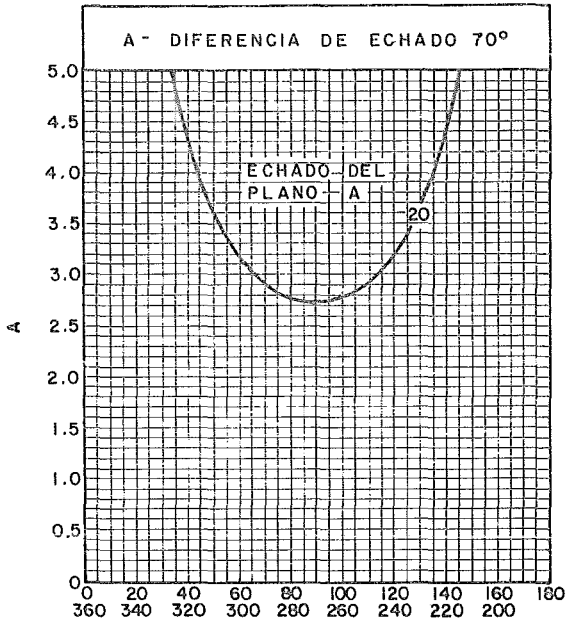


Figura V. 13



DIFERENCIA DE AZIMUT-GRADOS

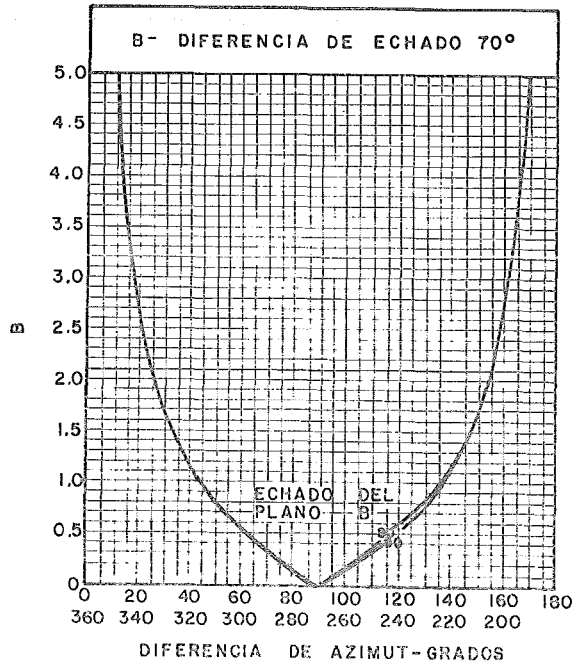


Figura V. 14

Sustituyendo estos valores en la ecuación V.11, se obtiene un factor de seguridad de 1.3; en esta ecuación, se observa que los valores de A y B, dan una indicación directa de la contribución de cada uno de los planos, sobre el factor de seguridad.

El factor de seguridad, calculado a partir de la ecuación V.11, es independiente de la altura del talud, del ángulo de inclinación de la cara del talud y de la inclinación del techo del mismo, esto se debe a que el peso de la cuña, se presenta en el numerador y en el denominador, de la ecuación del factor de seguridad y para el caso de "sólo fricción" este término se cancela, dejando una ecuación adimensional, que define el factor de seguridad, (ver ecuación V.5). Esta simplificación es muy útil ya que permite, mediante el uso de las gráficas, llevar a cabo un chequeo muy rápido de la estabilidad de un talud, en base al echado y azimut de las discontinuidades del macizo rocoso.

Se sugiere que el uso de las gráficas para "sólo fricción", sea para definir aquellos taludes que son estables y los cuales pueden ignorarse en análisis subsecuentes; los taludes que tienen un factor de seguridad mayor que 2.0, se clasifican como taludes en los cuales no existen discontinuidades desfavorables y que no se requiere un análisis detallado de su estabilidad; en dichos taludes los ángulos de corte, se determinan a

partir de las condiciones de operación. Los taludes con un factor de seguridad menor que 2.0 (debido "sólo a la fricción"), deben tratarse como potencialmente inestables, en los cuales se presentan discontinuidades desfavorables, por lo que éstos requerirán de un análisis detallado.

En muchos problemas prácticos que involucran el diseño de taludes, las gráficas proporcionan la información requerida; frecuentemente es posible que una vez que se ha identificado un talud potencialmente peligroso, eliminar el problema modificando los cortes, esta solución es posible si el peligro se detecta antes de excavar el talud y si el uso adecuado de las cartas se realiza durante la etapa de investigación preliminar del proyecto del talud. Una vez que el talud ha sido excavado, el uso de las gráficas estará limitado, ya que será obvio si el talud es inestable. Bajo estas condiciones, se requerirá un estudio más detallado del talud y se tendrá que hacer uso del método descrito en el inciso V.2. Relativamente pocos taludes requieren de este tipo de análisis detallados y puede ser una pérdida de tiempo el realizarlos, cuando métodos simples presentados en este capítulo son adecuados; un análisis detallado de estabilidad puede impresionar en un reporte, pero a menos que permita al diseñador de taludes tomar medidas correctivas positivas, éste no tendrá ningún propósito útil.

V.4 EJEMPLO PRACTICO DEL ANALISIS DE UNA CUÑA

Durante los estudios de factibilidad de una mina, el ingeniero responsable de la planeación de ésta, requirió de un asesoramiento sobre los máximos ángulos que podían usarse para el diseño de los taludes de conjunto de la mina.

A partir del mapeo geológico de afloramientos en el sitio y de la realización de sondeos, se estableció que existen 5 juegos de discontinuidades en el macizo rocoso, que rodea el cuerpo del mineral. El echado y azimut de estas discontinuidades son las siguientes:

Juego de discontinuidad	Echado ^o	Azimut ^o
1	66 ± 2	298 ± 2
2	68 ± 6	320 ± 15
3	60 ± 16	360 ± 10
4	58 ± 6	76 ± 6
5	54 ± 4	118 ± 2

Debido a que el mapeo cubre totalmente el sitio de la mina, el cual tiene una extensión de varios acres, la variación de las mediciones de echado y azimut es considerable y deberá incluirse en el análisis. Esta variación, puede reducirse mediante la realización de un mapeo más detallado en sitios específicos.

La figura V.15 muestra la localización de los polos para los 5 juegos de discontinuidades, la extensión de la variación en las mediciones del polo y los círculos mayores corresponden a la posición de las 5 discontinuidades; la línea discontinua, alrededor de las intersecciones de los círculos mayores, se obtiene girando el estereograma, para determinar la extensión a la cual el punto de intersección, está influenciado por la variación alrededor de los puntos de los polos.

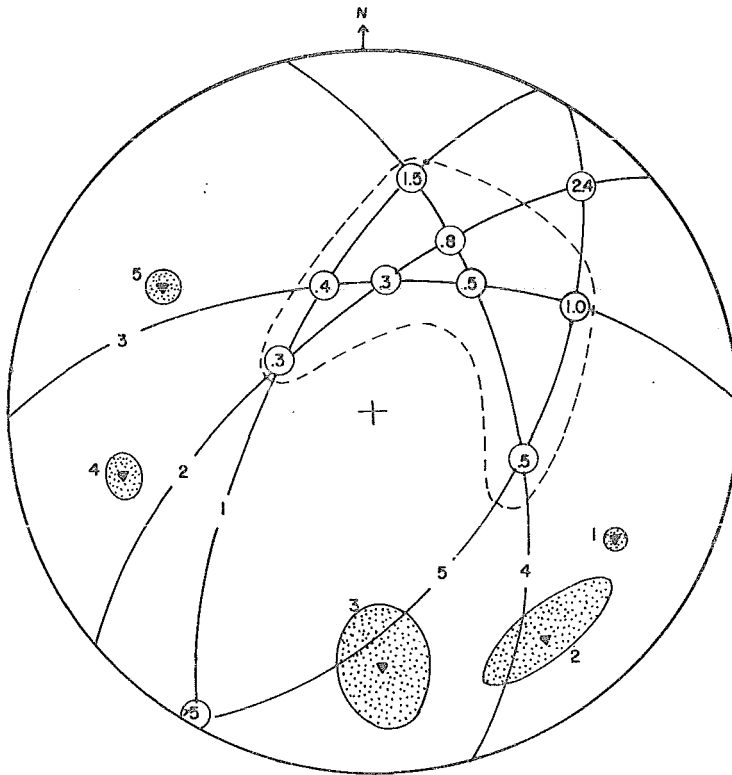


Figura V. 15

Notas, figura V.15 :

- a. Los triángulos señalan la posición más probable de los polos de los cinco juegos de discontinuidades.
- b. El área sombreada que rodea a la posición de los polos define la extensión de la variación en las mediciones.
- c. Los factores de seguridad son los números encerrados en círculos sobre la intersección correspondiente.
- d. La línea discontinua rodea el área potencialmente inestable.

Los factores de seguridad de cada una de las intersecciones de las discontinuidades, se determinaron mediante el método presentado en el inciso V.3 y los valores obtenidos, se presentan sobre los puntos de intersección y encerrados en un círculo en la figura V.15. Debido a que todos los planos se encuentran relativamente inclinados, algunos de los factores de seguridad obtenidos tienen un valor muy bajo, (suponiendo un ángulo de fricción de 30°). Debido a que desde el punto de vista económico, taludes cuyo factor de seguridad sea menor de 0.5 puedan estabilizarse, la única solución práctica consiste en cortar los taludes de estas regiones, para reducir el ángulo de inclinación del conjunto de taludes.

La construcción dada en la figura V.16, es el estereograma que determina el ángulo máximo del talud, para diferentes partes de

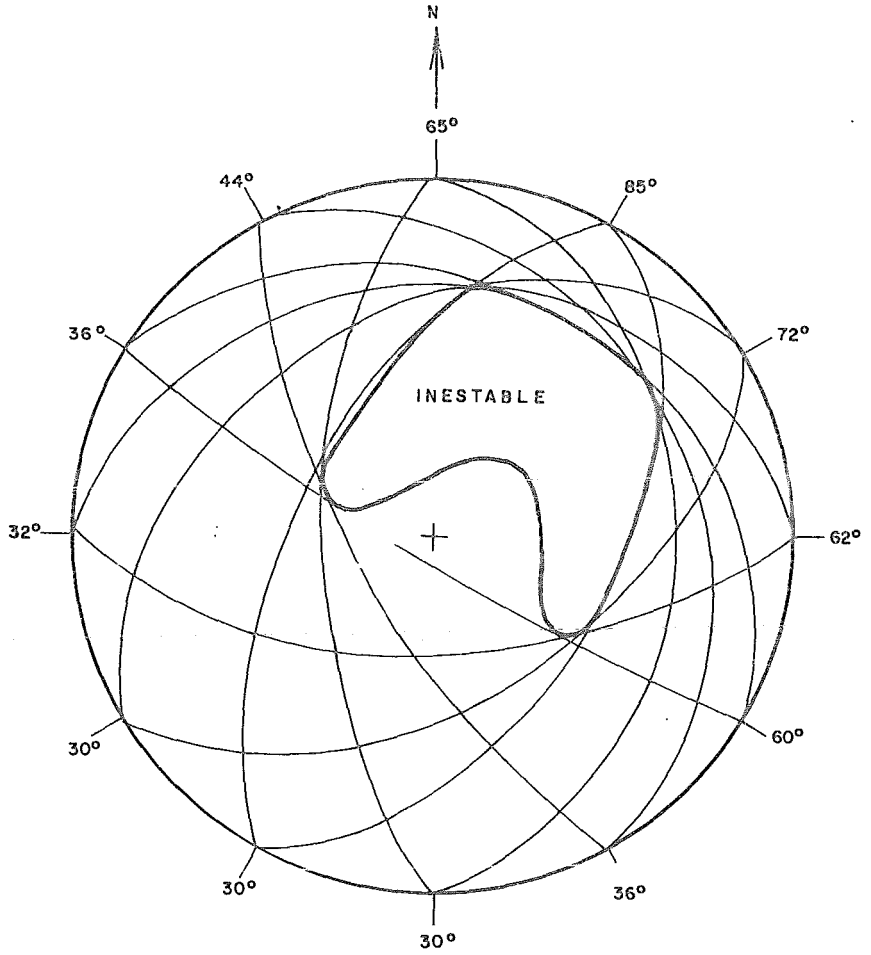


Figura V. 16

la mina. El trazo de esta figura, involucra la colocación de los círculos mayores que representan la cara del talud para un azimut en particular, de tal forma que se evite la región inestable. Los ángulos se encuentran señalados alrededor del perímetro de la figura y sus posiciones corresponden a la posición en el perímetro de la mina.

La figura V.17, muestra la configuración propuesta para la mina; la forma del piso de ésta y su elevación son las especificadas por el ingeniero de minas, en base a la configuración del cuerpo del mineral.

La próxima etapa en el estudio de factibilidad consistirá obviamente en considerar las implicaciones de la configuración propuesta para la mina, sobre los aspectos económicos de operación, esto puede dar lugar a una redefinición de la configuración económica del cuerpo del mineral.

Una vez que se ha decidido sobre la configuración general de la mina, el siguiente paso, es considerar, la planeación de cortes finales y de los caminos.

Fallas de las cuñas en los cortes que forman el lado Suroeste de la mina pueden ser inevitables, debido a que cualquier cara cortada a un ángulo mayor de 30° puede dar lugar a que las

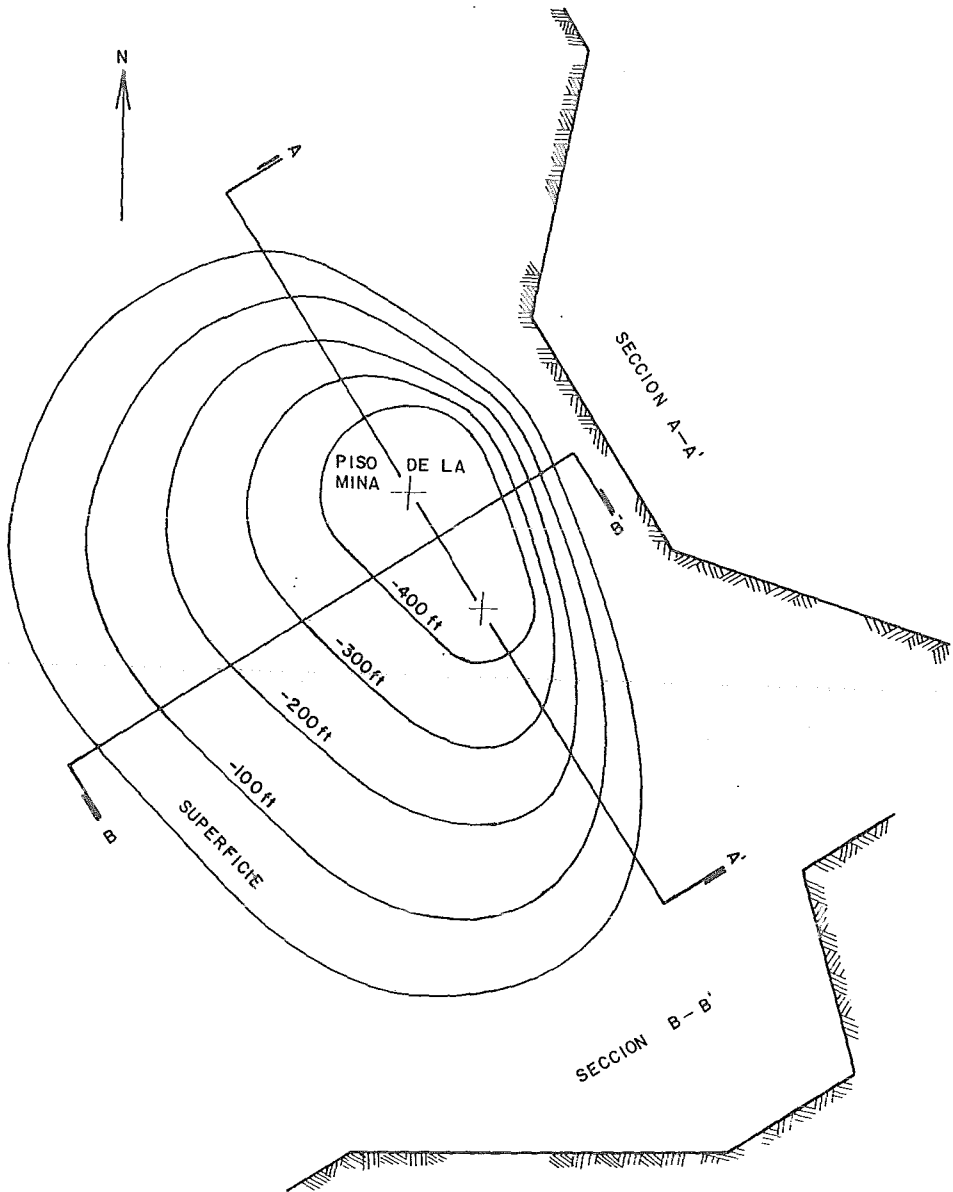


Figura V. 17

intersecciones de las cuñas, sobresalgan en la cara del talud y considerando los factores de seguridad señalados en la figura V.15, la estabilización de estos cortes no es factible, desde el punto de vista económico. Sin embargo puede suceder, que la consideración de "sólo fricción", para el análisis de estos taludes resulte muy conservadora, por lo que los factores de seguridad obtenidos presentan valores más bajos; por lo tanto pueden llevarse a cabo, estudios posteriores en el lado Suroeste de la mina, para determinar si cualquier fuerza cohesiva está actuando. Análisis anteriores de taludes cerca del sitio y cortados en materiales similares, pueden proporcionar datos sobre la cohesión; alternativamente, pruebas de corte pueden llevarse a cabo.

Si estudios posteriores, muestran que los cortes de la parte Suroeste de la mina son estables, este lado de la mina podría dar un buen camino de transporte, ya que permitiría que la eficiencia de extracción, se mantuviera en un máximo, conservando la inclinación de los taludes en el lado Noroeste de la mina.

Por otro lado a muchos operadores de minas no les gustan los taludes empinados y debe decidirse, sin análisis de estabilidad posteriores, si se sacrifica la eficiencia de extracción y colocar el camino de transporte en el lado Noreste de la mina.

Mientras que esto podría dar lugar, a una considerable reducción de la inclinación de este lado de la mina, aseguraría unos cortes libres de disturbios, debido a que con una reducción en la altura de los cortes, puede tolerarse un ángulo de inclinación de 80° de éstos y de acuerdo con la figura V.16 dichos cortes podrían salvarse; esta solución probablemente puede ser la más satisfactoria desde el punto de vista operacional.

CAPITULO VI

INSTRUMENTACION DE TALUDES

VI.1 GENERALIDADES

VI.2 SISTEMAS DE INSTRUMENTACION USADOS EN TALUDES EN ROCA

VI.2.1 MEDICION DE DESPLAZAMIENTOS

VI.2.2 MEDICION DE PRESIONES HIDRAULICAS

VI.2.3 MEDICION DE FUERZAS ACTUANDO EN ANCLAS

VI.3 INVESTIGACIONES SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS DEL DESLIZAMIENTO DE TALUDES EN ROCA

VI.3.1 MOVIMIENTO DE UN TALUD LOCALIZADO SOBRE UNA CANTERA EN LAS MONTAÑAS

VI.3.2 MOVIMIENTO DE UN TALUD LOCALIZADO EN LA COSTA

VI.1 GENERALIDADES

Como toda obra, los taludes cortados en roca, deben observarse periódicamente para conocer su comportamiento, verificar las hipótesis de diseño y mejorar los métodos de análisis de estabilidad; los taludes naturales, deberán observarse con el objeto de detectar oportunamente, posibles fallas que ameriten medidas correctivas. Lo anterior se realiza mediante la instalación de un sistema de instrumentación de control y medición.

Una vez definida la geometría del talud y realizado el análisis de estabilidad del mismo, se procederá a decidir si es necesaria la instalación de un sistema de instrumentación; en caso de que la respuesta sea afirmativa se deberá definir que tipo de instrumentos son necesarios y donde deben colocarse. Este estudio implica seleccionar los dispositivos más adecuados en cada caso, desde los puntos de vista de confiabilidad, economía, sencillez, facilidad de colocación, precisión, durabilidad, etc.

Dentro del proyecto de instrumentación se distinguen las siguientes actividades:

- Diseño de la instrumentación
- Adquisición y calibración de los instrumentos

- Instalación
- Toma de lecturas periódicas
- Procesamiento de los datos
- Interpretación de resultados

La eficiencia del proyecto de instrumentación, depende fundamentalmente del personal que diseña e instala los instrumentos. La instalación y supervisión requiere de personal capacitado, para efectuar mediciones de calidad del comportamiento del talud.

VI.2 SISTEMAS DE INSTRUMENTACION USADOS EN TALUDES EN ROCA

La instrumentación de taludes dependerá del tipo de información deseada, pero en general se considera que los campos de medición, necesarios para evaluar el comportamiento de taludes, son los que se describen a continuación.

VI.2.1 MEDICION DE DESPLAZAMIENTOS

Con el objeto de determinar la forma de desplazamiento, la instalación de un sistema de instrumentación, puede proporcionar comportamientos locales y/o globales de desplazamiento, - dependiendo del objetivo, los datos que pueden obtenerse, son:

Magnitud,
 dirección,
 rango y cambios
 de magnitud y
 de rango

de desplazamientos en puntos de interés específico

A continuación se describen los sistemas más usados, para la determinación de desplazamientos.

a. Marcas topográficas de referencia.

Son testigos superficiales, que son observados por medio de sistemas topográficos. Estos testigos se utilizan para controlar asentamientos y desplazamientos del talud y son en su forma más sencilla, monumentos de concreto; (figura VI.1).

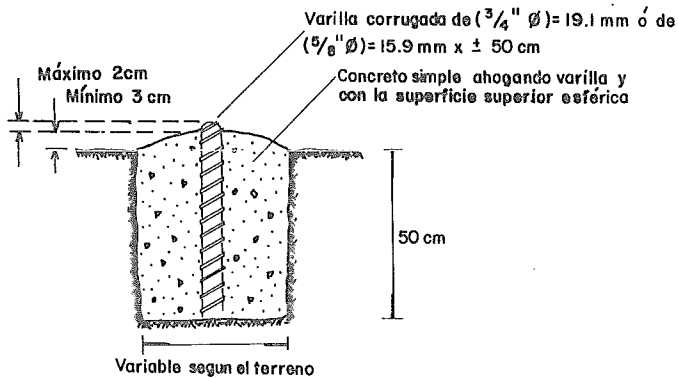


Figura VI.1

b. Inclínómetros

El inclinómetro es un instrumento eléctrico, diseñado para registrar inclinaciones con respecto a la vertical, que puede ser utilizado para determinar desplazamientos horizontales en taludes.

El instrumento propiamente dicho, llamado "torpedo", se introduce en una tubería de aluminio o de plástico con cuatro ranuras longitudinales y el dispositivo medidor define la inclinación, con respecto a la vertical de ella. Las ranuras forman planos perpendiculares entre sí, en las que normalmente se miden los cambios de inclinación en varios puntos a lo largo de este tubo. Dichos cambios de inclinación, permiten calcular los desplazamientos perpendiculares al tubo de deslizamiento del instrumento. En la figura VI.2, se presenta esquemáticamente el instrumento de medición.

Dentro del torpedo, se encuentra un dispositivo o transductor para determinar las deformaciones; éstas se determinan de diferentes maneras, dependiendo del tipo de transductor que se utilice. Los transductores más usados son: el potenciómetro, el strain-gage, el transformador diferencial variable de respuesta lineal, etc.

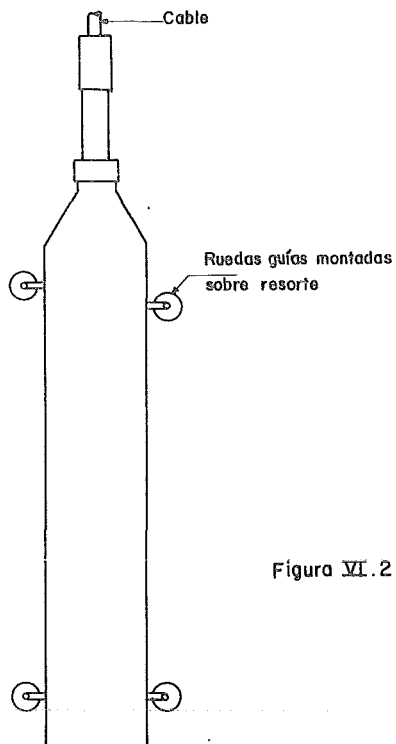
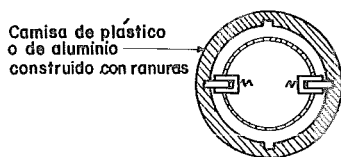


Figura VI.2



SECCION TRANSVERSAL

El cálculo de los desplazamientos laterales, se realiza con la siguiente expresión:

$$\Delta\delta = \text{sen } i \times L_i$$

Donde

$\Delta\delta$ = incremento de desplazamiento lateral entre dos lecturas, en un mismo punto a diferentes tiempos.

i = variación del ángulo de inclinación, medido con el inclinómetro

L_i = separación entre puntos de medición

Se recomienda realizar una gráfica de los desplazamientos registrados, en un sistema de ejes coordenados, donde las abscisas son los desplazamientos y las ordenadas son profundidades. La diferencia entre los desplazamientos obtenidos en las lecturas posteriores a la inicial, determinan el sentido del movimiento de la tubería.

c. Extensómetros

Los extensómetros se usan para la determinación de desplazamientos entre diferentes puntos, a lo largo de una perforación.

El instrumento consiste de puntos de referencia, formados con piezas metálicas que se anclan en el interior de la masa rocosa, de manera que puedan seguir los movimientos de ésta; en taldes en roca, también pueden usarse para la localización de superficies de falla. El movimiento de cada punto de referencia, se transmite hasta la caja de medición mediante alambres o barras, según el tipo de extensómetro que se utilice.

El dispositivo más sencillo, está compuesto de un solo punto de anclaje, situado en el fondo de la perforación. Las lecturas del desplazamiento pueden realizarse mediante un micrómetro o mediante piezas metálicas a las que se unen los alambres o las barras, que se anclan en el terreno y que transmiten los desplazamientos a un transductor eléctrico que puede ser, un potenciómetro, un strain - gage, una cuerda vibrante, etc.; la figura VI.3, ilustra un extensómetro de barra, con un solo punto de medición.

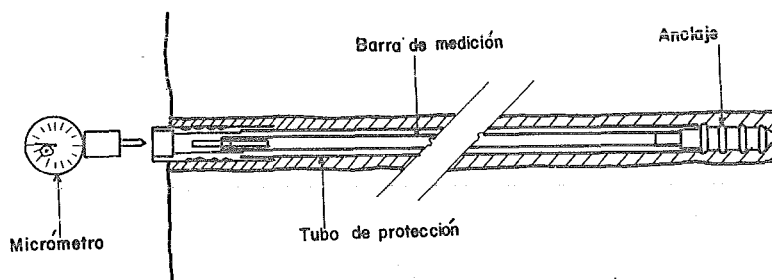


Figura VI.3

Los extensómetros con varios puntos de medición, requieren de una instalación más delicada; éstos permiten realizar mediciones a diferentes profundidades, en una sola perforación. Las lecturas de los movimientos se realizan en la forma indicada

para los extensómetros de un solo punto de medición. Las figuras VI.4 y VI.5 ilustran diferentes tipos de extensómetros.

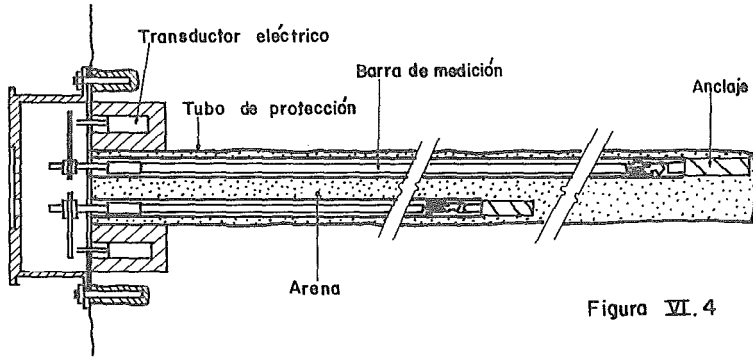


Figura VI.4

Extensómetro de barra, con diferentes puntos de medición

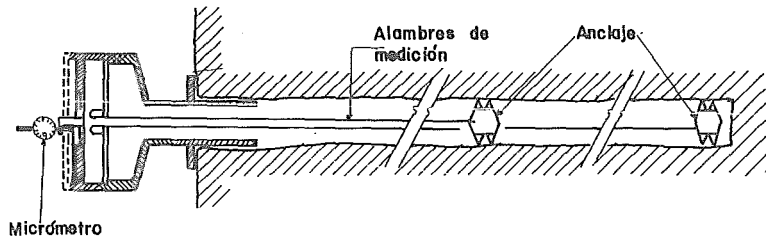


Figura VI.5

Extensómetro de alambres, con diferentes puntos de medición. (las mediciones pueden realizarse con transductor eléctrico).

VI.2.2. MEDICION DE PRESIONES HIDRAULICAS.

En capítulos anteriores, se expuso la importancia de la presión del agua en relación con la estabilidad de taludes. Si se requiere un análisis de estabilidad confiable o si la estabilidad de un talud se va a controlar mediante la instalación de un drenaje, es importante que se midan las presiones hidráulicas; dichas mediciones se llevan a cabo mediante el uso de piezómetros.

La información que se obtiene mediante un control sistemático de las condiciones del agua subterránea, es la siguiente:

Presencia	}	
niveles		del agua en la
flujo y		zona del talud
cambios		

En general los piezómetros trabajan con el principio de equilibrar con alguna clase de contrapresión, la presión que el agua subterránea ejerza al actuar sobre un elemento sensor, según sea la clase de contrapresión: columna de agua o presión exterior.

Dependiendo del tipo de elemento sensor que se utilice, se pueden clasificar en: piezómetros abiertos o Casagrande, piezomé-

tros neumáticos y piezómetros eléctricos.

- Piezómetro abierto o Casagrande

Este instrumento se usa en rocas en las que la permeabilidad es mayor de 10^{-4} cm./seg y está constituido de un elemento sensor instalado a la profundidad en la cual se desea medir la presión hidráulica. Este tipo de instrumento se presenta en la figura VI.6.

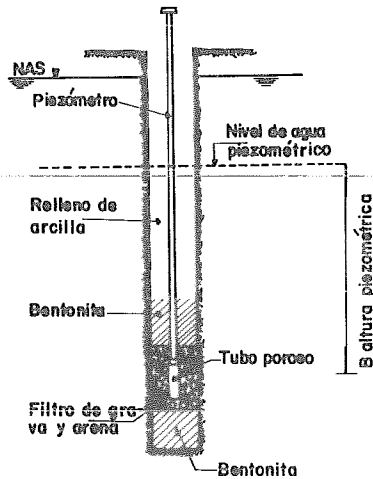


Figura VI. 6

- Piezómetro neumático

Este instrumento puede utilizarse en materiales poco permeables. El instrumento está constituido por un bulbo de plástico, a través del cual se transmite la presión del agua, atravesando también una piedra porosa instalada en la parte superior del bulbo sensor. La figura VI.7 ilustra este tipo de instrumento.

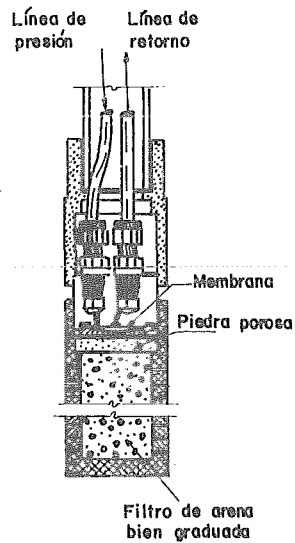


Figura VI.7

- Piezómetros eléctricos

A diferencia de los descritos anteriormente, éstos no se emplean comunmente, debido a que son altamente susceptibles a fallas eléctricas, por la humedad del macizo rocoso.

Un error frecuente cuando se examinan taludes en roca, es suponer que no hay agua subterránea, si no aparecen filtraciones en la cara del talud. En muchos casos, la velocidad de filtración puede ser menor que la de evaporación, por lo que la cara del talud se encuentra seca y haber presiones de agua significativas en el macizo rocoso. Es la presión del agua y no la velocidad del flujo, la responsable de la inestabilidad de taludes por lo que la medición de ésta debe formar parte del estudio de estabilidad. Así mismo, un buen diseño de sistemas de drenaje, sólo es posible si se conoce el patrón de flujo de agua en el macizo y es la medición de las presiones la que da la clave para su determinación.

VI.2.3 MEDICION DE FUERZAS ACTUANDO EN ANCLAS

Cuando se decide estabilizar un talud mediante la instalación de anclas, deberán colocarse anclas de prueba, para checar los cambios en la carga efectiva del ancla.

En el caso de anclas de fricción, las mediciones pueden realizarse mediante la instalación de strain-gages; para anclas de tensión, éstas se llevan a cabo mediante celdas de carga.

VI.3 INVESTIGACIONES SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS DEL DESLIZAMIENTO DE TALUDES EN ROCA.

VI.3.1 MOVIMIENTO DE UN TALUD LOCALIZADO SOBRE UNA CANTERA EN LAS MONTAÑAS.

En el talud en estudio, se observó un movimiento de cortante a lo largo de un estrato de milonita, lo que indicó que podía presentarse un deslizamiento de una parte del talud. Dadas las condiciones anteriores, se inició un programa de investigación para determinar la extensión y profundidad de la masa rocosa en movimiento; dicho programa consistió en:

- Realización de un mapeo geológico detallado.
- Instalación de tres marcas topográficas de referencia para medir los desplazamientos.
- Medición de la orientación de superficies discontinuas con compás, en afloramientos.
- Perforación de siete sondeos con recuperación de muestras.
- Instalación de tuberías especiales para medir desplazamientos horizontales, en cuatro de los sondeos.

En base a los primeros resultados de esta investigación, se decidió reducir el volumen supuesto de roca en movimiento, a la mitad, mediante numerosas excavaciones principalmente en la parte superior del talud. Debido a esta medida, la velocidad inicial de deslizamiento de 10 mm/día, disminuyó a menos de 0.5 mm/día; sin embargo como puede observarse, el deslizamiento no se detuvo completamente.

Aunque el primer programa de investigación, ayudó a determinar una medida, para reducir la velocidad del deslizamiento considerablemente, no fué todo un éxito: los puntos de referencia parecían no ser estables, las marcas tuvieron que moverse varias veces durante los trabajos de excavación y la dirección de los movimientos no pudo determinarse exactamente; tres de las perforaciones para los inclinómetros, fueron destruidas después de algún tiempo, por el movimiento subterráneo por lo que no proporcionaron suficiente información acerca de la profundidad real de la masa en movimiento; las muestras recuperadas de las perforaciones no dieron resultados claros, se encontraron muchas capas de milonita, pero ninguna de ellas pudo identificarse como la zona de localización de los movimientos. Después, cuando el sistema de medición empleado empezó a dar resultados reales de los desplazamientos, se encontró que la extensión de la masa en movimiento, era mucho mayor que la supuesta hasta entonces. Se detectaron indicaciones de movi-

mientos, especialmente grietas en el terreno a una altura de 500 m sobre el pie de deslizamiento; por lo que el número de marcas, tuvo que incrementarse considerablemente.

- Medición de desplazamientos horizontales en la cara del talud.

En este caso, se adquirió un Telurómetro, que hace posible la medición directa a distancia mediante ondas electromagnéticas. La distancia entre el instrumento y un reflector colocado en una marca, puede leerse en el momento de la medición. La compensación de temperatura y presión atmosférica a distancias mayores de 2 km., se obtiene con una aproximación de ± 2 mm.

Para determinar las componentes del desplazamiento horizontal de una marca, es necesario medir la distancia a ésta desde dos puntos de referencia. Cada medición proporciona sólo un valor reducido del desplazamiento real, esto es, su proyección a la respectiva línea de visión. Sin embargo, el vector total horizontal de desplazamiento, puede obtenerse mediante una construcción gráfica sencilla, suponiendo una elevación constante de la marca.

El mapa de la figura VI.8, muestra la disposición de las mediciones del telurómetro que se realizaron desde puntos de referencia, en las montañas que rodean al talud en movimiento.

El telurómetro es también usado como un medio de control de desplazamiento semanal, para mediciones de un punto de referencia a algunas marcas seleccionadas.

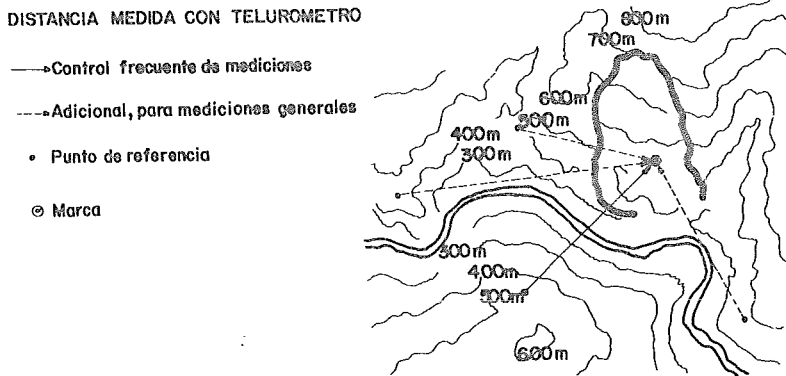


Figura VI.8

- Medición de desplazamientos verticales.

La medición de desplazamientos verticales se realizó mediante nivelación; aún no hay otro método de precisión comparable, para determinar el asentamiento de un gran número de marcas a diferentes elevaciones. La precisión de una medición mediante un teodolito, podría ser insuficiente debido a la gran distancia entre el posible lugar del instrumento y las marcas.

La nivelación se realiza a lo largo de varias líneas, cada una de las cuales forma un circuito entre los puntos de referencia localizados en terreno estable, fuera de la zona del talud en movimiento. La máxima distancia, entre un punto de referencia y la marca más lejana, es de aproximadamente 900 m.

Después de un período inicial con resultados ineficientes, el equipo encargado del levantamiento de planos, logró obtener una precisión de $\pm 1\text{mm.}$, sin embargo, a pesar de estos valores no fué posible una interpretación clara de los cambios mensuales, debido a que la componente vertical del desplazamiento es relativamente pequeña. Así que, en este caso, la nivelación tiene que tomarse principalmente, como una medida para determinar el vector de desplazamiento total, pero menos apropiada como un medio periódico de control.

Las mediciones descritas anteriormente, proporcionaron un panorama claro del movimiento del talud: la velocidad de desplazamiento disminuyó continuamente, siendo la mitad de la medida dos años antes. En este caso, el tipo de deslizamiento puede clasificarse, como un fenómeno de deslizamiento sin cortes en peligro de una falla repentina; sin embargo, las observaciones deben continuarse hasta que el mecanismo de los movimientos sea totalmente claro.

- Medición de los movimientos subterráneos.

Para definir la profundidad de la masa de deslizamiento y la posición de los planos discontinuos, se instalaron aparatos indicadores del plano de falla; en principio éstos consisten de varios alambres fijos a diferentes profundidades de una perforación, (figura VI.9).

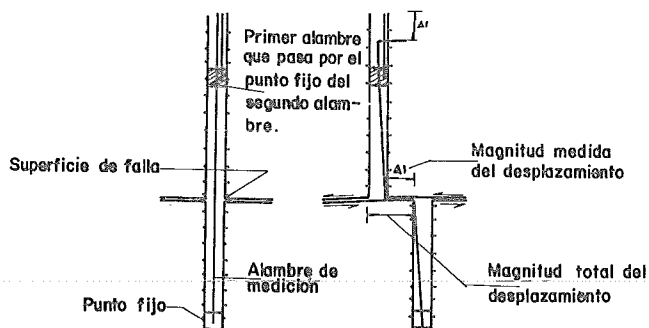


Figura VI.9

Una superficie de deslizamiento en actividad, causará una deflexión doble de todos los alambres abajo del plano, los de la parte superior a éste permanecerán inalterados. La deformación del alambre, da lugar a una disminución de la distancia entre sus extremos. Como la punta inferior está fija, la superior

será jalada dentro de la perforación, este desplazamiento puede medirse en la superficie del terreno e indica la existencia de una superficie de falla, localizada entre los extremos de los alambres.

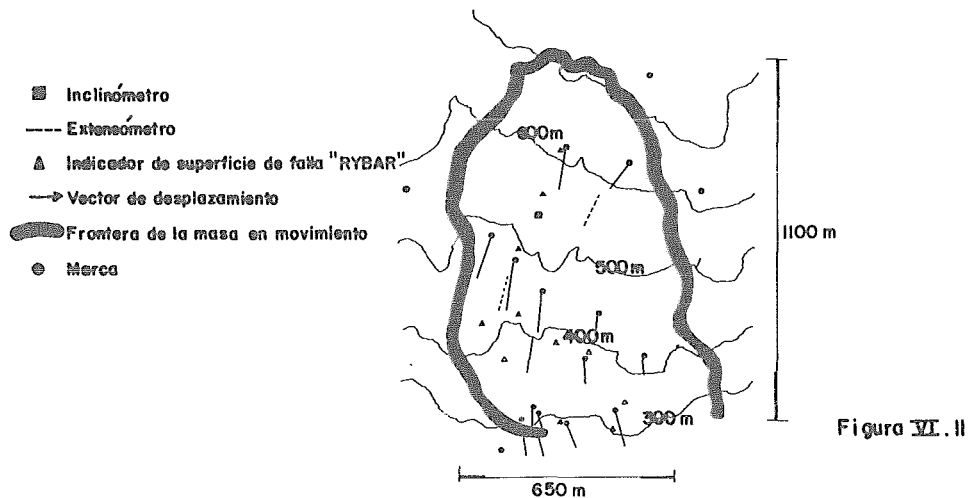
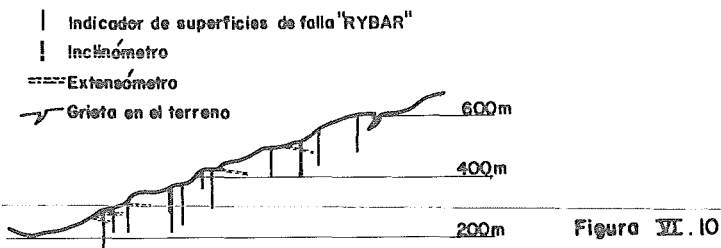
Después de un período inicial, cuando la perforación ha sido cortada y separada completamente, por el movimiento del plano discontinuo, los alambres indicarán aproximadamente la velocidad de corte. Un indicador de planos de corte, puede trabajar eficientemente sólo si existen planos de corte claramente definidos; pero, si el movimiento del talud consiste en una deformación uniforme y lenta de la masa, el uso de este dispositivo estará limitado. En este caso un inclinómetro será más útil; si no hay información acerca del tipo de movimiento, deben usarse simultáneamente los dos sistemas.

En el caso en estudio, los indicadores de plano de corte, instalados hasta 100 m. de profundidad y equipados con 10 alambres cada uno, empezaron a indicar movimientos más tarde de lo esperado, por lo que se realizó una perforación adicional para realizar mediciones con inclinómetro; los primeros resultados se obtuvieron tres meses después de la instalación.

La información acerca de la localización de planos de falla puede obtenerse también mediante extensómetros. Estos disposi

tivos de alta precisión hacen posible medir distancias entre puntos a lo largo de una perforación. Los instrumentos usados en el talud considerado tienen una longitud de 60 m. a 140 m. y consisten de 6 varillas cada uno. Aunque éstos se instalaron en lugares donde se podían esperar resultados claros, la mayoría de ellos indicó sólo un 10% de los movimientos medidos en la superficie.

La localización de todos los aparatos de medición instalados en el talud, se ilustra en las figuras VI.10 y VI.11.



VI.3.2 MOVIMIENTO DE UN TALUD LOCALIZADO EN LA COSTA

Este caso trata con un talud en movimiento, donde 300 casas aproximadamente construidas sobre el talud, están en peligro de destruirse. La zona en movimiento del talud, se extiende desde el nivel del mar hasta una elevación de 50 m., tiene una longitud de 200 m. y un ancho promedio de 150 m. Inmediatamente después de finalizar la construcción de las casas, aparecieron las primeras fisuras en las estructuras, que rápidamente se transformaron en grietas. El mayor daño, ocurrió en el límite superior del área en movimiento, donde las casas se volvieron inhabitables. Con el objeto de investigar la extensión de la masa en movimiento, se inició un programa de estudio superficial y de exploración subterránea.

- Medición de desplazamientos horizontales

Debido a que el área de deslizamiento está localizada en una colina en la costa, no es posible realizar mediciones desde puntos de referencia con respecto al talud; por lo que se decidió determinar sólo la componente rectangular de la línea entre una marca y un punto fijo de referencia. Esto puede realizarse mediante un teodolito fijo en un punto de referencia, fuera del talud en movimiento, midiendo el ángulo entre una línea de referencia y la dirección a la marca. Para checar los

desplazamientos, se instalaron tres puntos de referencia en terreno estable; la localización de éstos se ilustra en la figura VI.12.

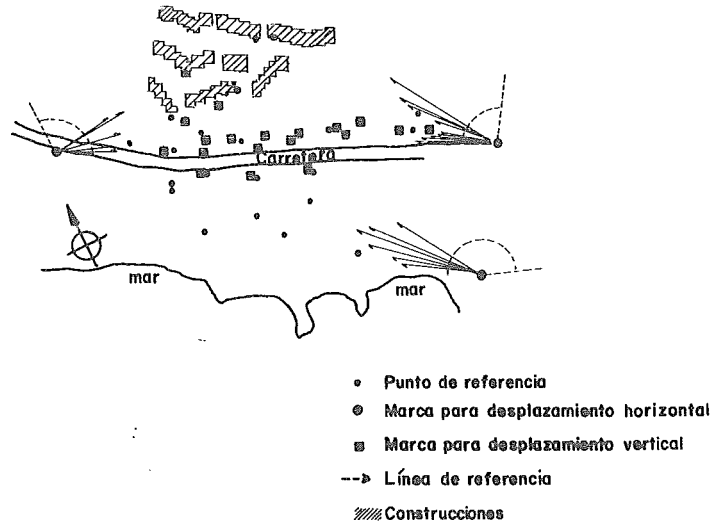


Figura VI.12

Así mismo, se instalaron más de 20 marcas, mediante varillas instaladas en los techos de las casas y en monumentos de concreto. Se detectó una velocidad de movimiento del talud, entre 3 y 12 cm. por año.

El límite superior entre la masa en movimiento y el terreno estable, está señalado por una gran grieta, a lo largo de los techos de las casas; por otro lado, no hay indicaciones de los límites laterales, ni de afloramientos de la superficie de deslizamiento en el pie del talud.

- Medición de desplazamientos verticales.

La información del movimiento del talud obtenida mediante el teodolito se completó y confirmó mediante nivelaciones. Desafortunadamente, el encargado no instaló puntos de nivel en todo el talud, por lo que importantes indicaciones para determinar el mecanismo de movimientos del talud no puedan detectarse.

Todas las observaciones y mediciones superficiales, sirvieron para concluir que el talud no está en peligro de deslizar rápidamente hacia el mar. Las mediciones de velocidad indican una tendencia a disminuir cada año; sin embargo, siguen apareciendo grietas en las casas.

- Exploraciones subterráneas.

En la primera etapa de investigación, se perforaron cinco sondeos con recuperación de muestras, con una profundidad compren

didada entre 20 y 25 m.; su localización se muestra en la figura VI.13.

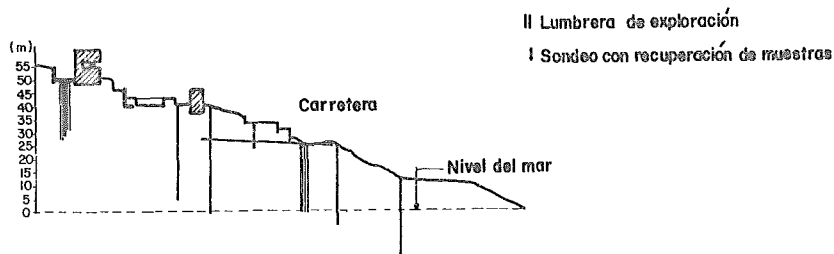


Figura VI.13

En las muestras se encontraron varios juegos de milonita plástica y también otras zonas donde podía suponerse la localización de planos de falla. Se esperaba información posterior de los resultados de mediciones periódicas de la inclinación de las perforaciones, pero desafortunadamente sólo se pudo realizar la lectura inicial, debido a que durante la primera repetición de mediciones el instrumento se atoró en la perforación y no pudo recuperarse; como no había la posibilidad de

conseguir otro instrumento, este tipo de medición tuvo que suspenderse.

Para detectar y observar planos de falla y estratos permeables en el talud, se recomendó perforar cinco lumbreras circulares de 1.5 m de diámetro. Estas se perforaron con martillo neumático y un geólogo realizó un mapeo de la roca expuesta durante la excavación. Cuatro de las lumbreras tienen 25 m. de profundidad, la otra tiene 10m.

Dos de las lumbreras se localizaron más arriba del área de deslizamiento, con el objeto de investigar las condiciones de la zona estable, para la posible instalación de un sistema de anclaje. Se trató de checar si la entrada de agua subterránea en el área en movimiento, puede prevenirse mediante una pantalla de inyección o un sistema de drenaje. El resultado fué contrario a lo observado en los sondeos: la lumbrera permaneció completamente seca. En contraste a esto, fueron encontradas grandes filtraciones de agua, en la lumbrera localizada en la parte más baja del talud.

En cada una de las lumbreras se pusieron franjas verticales de yeso a lo largo de las paredes con el objeto de detectar movimientos de corte. Dos meses después, en una de las lumbreras las franjas presentaron fisuras y proporcionaron la profundi-

dad de la superficie de falla. La localización de las fisuras, corresponde con la existencia de un estrato de arcilla.

Estos resultados, hicieron posible diseñar un sistema efectivo de estabilización; las medidas seleccionadas consistieron en - un sistema de drenaje con pozos en línea y en muros de retención anclados.

En la tabla I, se presenta un resumen de los métodos usados, para investigar movimientos en un talud.

T A B L A I

PROPOSITO	INSTRUMENTO	PRINCIPIO DE MEDICION	COMENTARIO
Desplazamiento Horizontal.	Telurómetro 2 puntos de referencia	Medición directa a distancia mediante ondas electromagnéticas	Método más apropiado para medir desplazamientos horizontales de muchas marcas. Instrumento muy caro.
	Telurómetro 1 punto de referencia	Medición directa a distancia mediante ondas electromagnéticas	Control efectivo y rápido de una de las dos componentes horizontales del desplazamiento. Instrumento muy caro.
	Teodolito	Medición del ángulo entre una línea de referencia y una marca	Control rápido de una de las dos componentes horizontales del desplazamiento. Para distancias menores de 250 m.
Desplazamiento Vertical	Nivel	Nivelación	Método para medir el desplazamiento vertical de varias marcas. Confiable sólo si se usa con cuidado.
Deformación del terreno	Inclinómetro	Orientación de un "torpedo" en una perforación	Respuesta rápida después de la instalación
Detección de planos de deslizamiento	RYBAR-Indicador de planos de deslizamiento	Los alambres son doblados en el plano de deslizamiento y jalados dentro de la perforación	Respuesta lenta después de la instalación; útil para observaciones permanentes.
	Extensómetro	Desplazamientos entre diferentes puntos a lo largo de una perforación	Respuesta rápida después de la instalación, pero el valor de la información puede ser bajo
	Pozo o lumbrera	Observación directa	Método más confiable para exploración subterránea, pero de profundidad limitada.

B I B L I O G R A F I A .

- Hoek, Evert y Bray, John; Rock Slope Engineering, Revised second edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London 1977.
- Stagg, K. G. y Zienkiewicz, O. C.; Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica, 1era. edición, Editorial Blume, Madrid 1970.
- XIII Symposium on Rock Mechanics; Stability of Rock Slopes, American Society of Civil Engineers, N. Y. 1972.
- Field Measurements in Rock Mechanics; Proceedings of the International Symposium, Vol. II, A. A. Balkema Rotterdam, Zurich 1977.
- Beristain, Héctor y Martínez, Francisco; Aplicación de la Instrumentación en Presas de Tierra y Enrocamiento, Tesis Profesional, UNAM, México 1978.
- Gamboa, Jorge; Estudio Geotécnico para Presas de Arco, Recursos Hidráulicos, México.