

7



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

GEOLOGIA Y ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD EN  
TALUDES DE LA NUEVA CARRETERA PACHUCA-REAL  
DEL MONTE, HIDALGO, MEXICO.

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
INGENIERO GEOLOGO  
P R E S E N T A :  
EDGAR SAUL ESQUIVEL VICTORIA

292177

ASESOR: ING. SERGIO HERRERA CASTAÑEDA



MEXICO, D.F.

2001



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-I-1646

**SR. EDGAR SAUL ESQUIVEL VICTORIA**  
Presente

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Sergio Herrera Castañeda y que aprobó esta Dirección para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de Ingeniero Geólogo:

**GEOLOGIA Y ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD EN TALUDES DE LA NUEVA  
CARRETERA PACHUCA-REAL DEL MONTE, HIDALGO, MEXICO**

- I GENERALIDADES**
- II GEOGRAFIA**
- III GEOLOGIA GENERAL**
- IV GEOLOGIA DEL AREA**
- V ZONAS PROBLEMATICAS POR DESLIZAMIENTOS**
- VI CONCLUSIONES Y RECOMEDACIONES**
- BIBLIOGRAFIA**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo, le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que se deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar examen profesional.

Atentamente

**"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"**

Cd. Universitaria, D. F., a 28 de noviembre de 2000

EL DIRECTOR

**ING. GERARDO FERRANDO BRAVO**

GFB\*RLLR\*gtg

PP

A mi padre: *José Esquivel C.*

En quién siempre encontré un soporte, como un pequeño homenaje por todo lo que le debo en la vida, su esfuerzo y dedicación.

A mi madre: *J. Victoria S.*

Por su confianza y comprensión en todo momento y por los días felices que hemos pasado juntos.

A mis hermanos: *Sergio, Salvador y Gerardo*

Que siempre me alentaron para seguir adelante.

*Con todo mi cariño y agradecimiento*

*Edgar*

## Agradecimientos

Desco agradecer sinceramente al Ingeniero Sergio Herrera Castañeda, el apoyo y colaboración para el desarrollo de esta tesis, así como sus atinados comentarios y sugerencias, que sin duda serán de gran utilidad en mi desempeño profesional.

De manera muy especial deseo agradecer a Nelly Valencia G. su apoyo moral y su valiosa ayuda durante todos estos años.

También deseo agradecer a los Ingenieros José A. Bahena, Valentín Castellanos y Brígido Vásquez, y en general al personal que labora en el Laboratorio de Mecánica de Rocas de la CFE, por su amable colaboración.

Así mismo, al personal de la Gerencia de Aguas Subterráneas de la CNA, por su valiosa cooperación durante el desarrollo de este trabajo.

## INDICE

Resumen	
I. Generalidades	
I.1 Introducción .....	4
I.2 Objetivos del estudio.....	5
I.3 Método de trabajo.....	5
II. Geografía	
II.1 Localización.....	6
II.2 Vías de comunicación.....	6
II.3 Clima .....	6
II.4 Fisiografía.....	9
II.5 Hidrografía .....	9
III. Geología general	
III.1 Estratigrafía .....	10
III.1.1 Rocas Cretácicas .....	10
III.1.2 Grupo El Morro .....	10
III.1.3 Grupo Pachuca y formaciones posteriores.....	11
III.1.4 Rocas intrusivas terciarias.....	12
III.2 Geología estructural .....	14
IV. Geología del área	
IV.1 Litología .....	16
IV.2 Estructura.....	20
IV.3 Condiciones del agua subterránea .....	23
V. Zonas problemáticas por deslizamientos	
V.1 Mecanismos de falla .....	26
V.2 Propiedades del terreno .....	43
V.3 Caracterización geotécnica.....	55
V.4 Análisis .....	65
V.5 Tratamientos .....	73
VI. Conclusiones y recomendaciones	
Apéndices	
Bibliografía	

## Resumen

El gobierno del Estado de Hidalgo comienza en el año de 1997, la construcción de una vía alterna a la carretera Federal # 105, la cual comunica a las ciudades de Pachuca y Real del Monte, con el fin de dar alivio a los problemas de tránsito vehicular en este tramo carretero.

El propósito del estudio fue evaluar los problemas de inestabilidad de los taludes a lo largo del tramo mencionado. Para tal efecto, se realizó el levantamiento geológico del área, así como la recopilación de diversos datos sobre propiedades (índice y mecánicas) de las rocas presentes en la región, la clasificación de macizos rocosos, el cálculo del factor de seguridad de diversos bloques, y además se propuso un programa de vigilancia mediante instrumentación, para la verificación de la efectividad de los tratamientos y de la estabilidad de los taludes.

De esta manera, se determinó que los tipos de roca dominantes en la región consisten en derrames de lava de composición dacítica y andesítica, además de un cuerpo intrusivo clasificado como pórfido cuarcífero, junto con un pequeño afloramiento de tobas líticas de composición dacítica.

Apoyándose en la información de datos estructurales, se definió la presencia de un sistema mayor de fallamiento que afecta el área con una orientación de NW66°SE con echados tanto al NE como al SW, y dos sistemas de fracturamiento, en donde, el sistema mayor de fracturamiento muestra una orientación de NW55°SE, mientras que el sistema principal menor muestra una orientación de NE25°SW. Ambos sistemas presentan echados variables tanto en dirección noreste-suroeste como en dirección NW-SE respectivamente.

Por otra parte, basándose en esta misma información estructural, se estableció que el principal modo de falla en taludes es de tipo cuña y que, en la mayoría de los casos, tienen salida hacia la carretera, además de presentar condiciones para que ocurra deslizamiento.

En lo que respecta a las rocas, se identificaron sus propiedades índice: porosidad, peso específico, absorción; y algunas de sus propiedades mecánicas como resistencia a compresión simple, resistencia a tensión indirecta, resistencia al esfuerzo cortante, esta última se determinó haciendo uso del esclerómetro Schmidt y la relación empírica para el esfuerzo cortante en discontinuidades sin relleno, que involucra parámetros tales como el coeficiente de rugosidad (JRC) y el esfuerzo a compresión uniaxial en las paredes de las discontinuidades (JCS).

Con base en lo anterior, se obtuvo que las rocas presentan una resistencia a la compresión uniaxial baja y módulos relativos altos, y a partir de esto, las rocas se clasificaron desde el punto de vista geotécnico. En tanto que los valores de resistencia a tensión obtenidos resultaron variables, al igual que los valores de resistencia al corte; mientras que los valores para el ángulo de fricción oscilaron desde muy bajos, 7 a 14° para discontinuidades con relleno arcilloso, y mayores de 45° para las que presentan contacto roca - roca.

En lo que respecta a las muestras del relleno en fallas, estas mostraron que el principal tipo de arcilla presente es montmorillonita, junto con feldespatos, clorita, caolinita, calcita y cuarzo.

Con datos sobre continuidad, separación, tipo de relleno, y rugosidad de las discontinuidades, además de valores de RQD y resistencia a compresión simple se realizó la clasificación de los macizos rocosos, empleando el sistema RMR o Clasificación Geomecánica y el Índice de calidad  $Q$ , obteniéndose que los macizos rocosos son de calidad: muy pobre en el RMR y pobre en el sistema  $Q$ .

Se calcularon además los factores de seguridad para cada uno de los taludes observados en el tramo carretero, tomando en cuenta el tratamiento que recibieron, y encontrándose resultados variables, tanto valores inferiores a la unidad, hasta de 1.8 en otros, lo que indica condiciones de inestabilidad para algunos de estos taludes en la zona.

Durante las visitas al sitio, los tratamientos observados para estabilizar los taludes, consistieron de anclaje con inyección de mortero, malla reforzada, concreto lanzado, drenaje superficial, muros tipo gavión, y el uso de bermas, estas últimas, para detener pequeños desprendimientos de roca del talud.

Finalmente se sugirió un programa de vigilancia para los taludes utilizando instrumentos tales como inclinómetros, extensómetros, piezómetros, medidores de presión en anclas (celdas), etc.



## I. Generalidades

### I.1 Introducción

Muy conocido es el importante papel que en el crecimiento económico de un país tiene el desarrollo de las comunicaciones y transportes.

En nuestro país, los medios de transporte han contribuido a mejorar la distribución y comunicación de la población, y han hecho posible el desarrollo económico de zonas que anteriormente se consideraban como improductivas.

Esta influencia se aprecia no solo en el aspecto económico, sino social ya que favorece el acercamiento de habitantes de todas las regiones, reduciendo así el aislamiento de diversos núcleos de población.

Atendiendo a esto, en el año de 1997 el gobierno del Estado de Hidalgo, a través de la Secretaría de Obras Públicas, da inicio a los trabajos de construcción de una carretera alterna a la Carretera Federal # 105, la cual comunica a las ciudades de Pachuca y Real del Monte, con el propósito de solucionar los problemas de tránsito vehicular generados en este tramo carretero.

Esta vía alterna une en su parte sur al tramo carretero que corre de la ciudad de Pachuca al poblado de Mineral de la Reforma, hasta intersectar la carretera federal antes mencionada, en la desviación hacia el pueblo de Real del Monte en dicho estado.

Durante la construcción de esta obra se han presentado diversos problemas de deslizamientos, los cuales han dificultado el avance y conclusión de la misma, así como una gran pérdida de tiempo y un incremento en el presupuesto, como consecuencia de las reparaciones que se han tenido que efectuar para resolver estos problemas, debido en gran parte a la falta de información antes y durante la construcción, de un levantamiento geológico acorde a las necesidades.

La utilización de la mayor cantidad de información posible (geológica, geotécnica, etc.), antes y durante la construcción de una obra civil conlleva a diversos resultados, de entre los cuales podemos destacar uno muy importante que es la seguridad.

## 1.2 Objetivo del trabajo

Entender y analizar haciendo uso de diferentes herramientas y métodos de trabajo (levantamiento geológico, datos de pruebas de laboratorio, información geohidrológica, etc.); además de las características mecánicas de las rocas, las causas que dan origen a los problemas de inestabilidad en taludes en el nuevo tramo carretero comprendido entre las poblaciones de Pachuca y Real del Monte, en las etapas finales y posteriores a la construcción de esta obra.

Con base en lo anterior revisar las condiciones de estabilidad de los taludes una vez que han recibido el tratamiento de soporte, y establecer si, satisfacen las condiciones de seguridad mínima necesaria para la mejor funcionalidad de esta vía de comunicación.

## 1.3 Método de trabajo

Se realizaron diferentes recorridos al área de estudio, durante los cuales se describieron diferentes afloramientos, se registraron en libreta de campo y ubicaron en un plano base. Se colectaron muestras de roca para análisis petrográfico, y muestras de material de relleno en fallas para análisis químicos y de plasticidad; además de hacer uso de un altímetro para definir la elevación de los taludes a lo largo del tramo carretero en estudio.

En campo, se hizo la toma de datos estructurales y se realizaron mediciones de espaciamiento apertura y continuidad; además de registrar la rugosidad y tipo de relleno para cada una de las discontinuidades encontradas. También se efectuaron mediciones del gasto en algunos puntos a lo largo de la carretera, utilizando para ello, los tubos que sirven como drenes del agua infiltrada.

Así mismo, se efectuaron diferentes pruebas para determinar la dureza Schmidt en discontinuidades, con la ayuda de un esclerómetro, y con los datos obtenidos de estas pruebas, se determinaron los valores de esfuerzo a compresión uniaxial en las paredes de las discontinuidades. Se contabilizaron también, el número de anclas por talud y se realizaron mediciones de las dimensiones de las cunetas y contracunetas.

En laboratorio se prepararon y analizaron especímenes de roca para realizar pruebas de resistencia a la tensión indirecta y de resistencia a compresión simple. El trabajo finalizó con el análisis de la información obtenida en campo y de las pruebas realizadas en laboratorio, junto con la elaboración de planos y del trabajo escrito.

## II. Geografía

### II.1 Localización

El área de estudio se localiza a 90 km aproximadamente en línea recta, al noreste de la Ciudad de México, entre la ciudad de Pachuca y el poblado de Real del Monte, tiene una extensión de 4 km<sup>2</sup>, cuyas coordenadas geográficas son 98°41' 06" a 98° 42' 12.85" de longitud oeste y 20° 07' 18.64" a 20° 08' 23.51" de latitud norte (Figura 1).

Se encuentra situada en la parte sur de la Sierra de Pachuca que bordea la parte norte-noreste de la cuenca de México.

La región se ubica en la parte meridional del Estado de Hidalgo; los municipios colindantes son: Mineral del Monte, Mineral del Chico, La Reforma, San Miguel Cerezo y Azoyatla.

### II.2 Vías de comunicación

El acceso al área de estudio se realiza por la Carretera Federal # 85 México-Pachuca, continuando posteriormente por la Carretera Federal # 105 Pachuca-Tampico y tomando la desviación, de la nueva carretera, situada a 1.3 km en línea recta del poblado de Real del Monte.

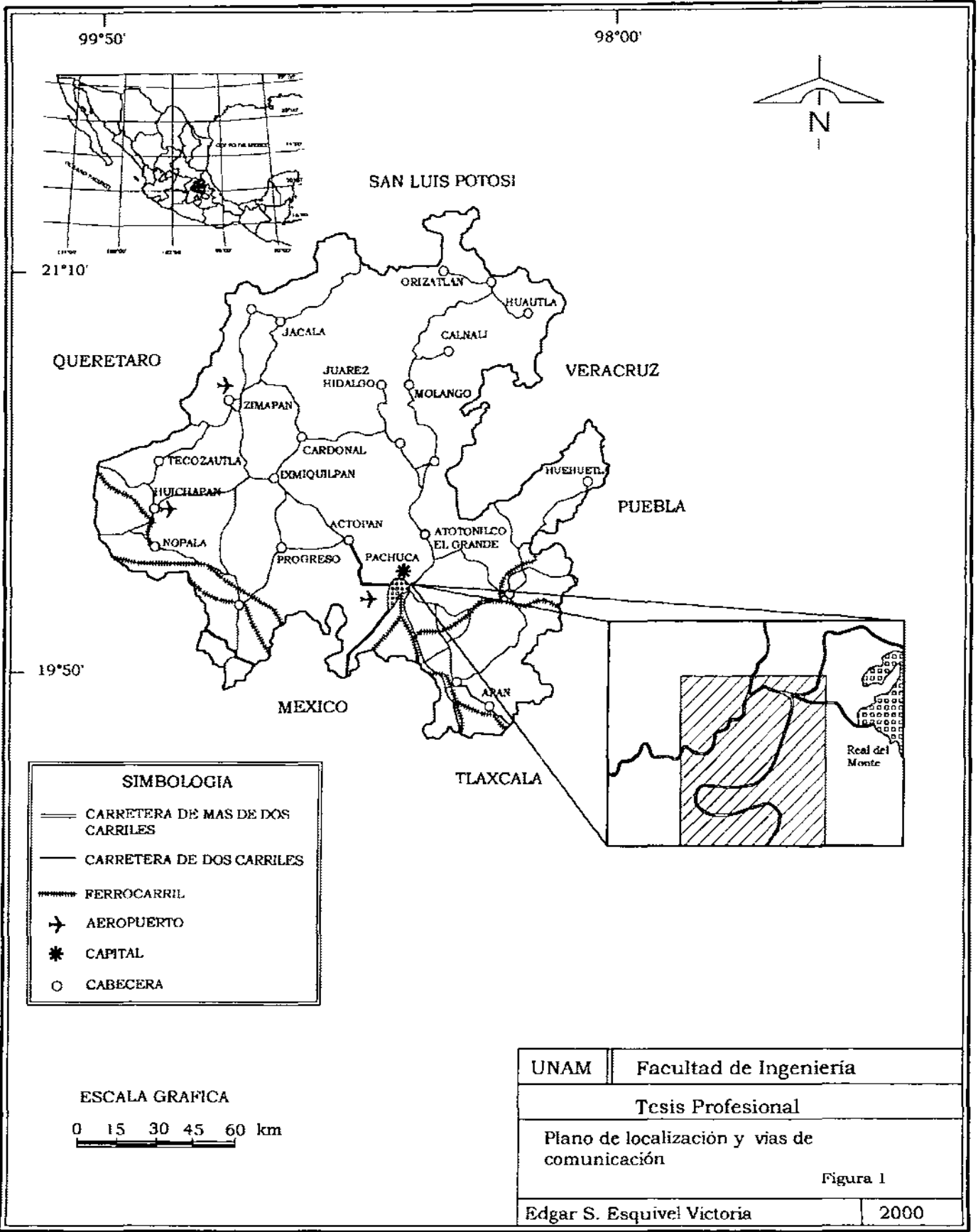
Otra ruta de acceso es la carretera que va de Pachuca hacia el pueblo de Mineral de la Reforma, la cual se une con la nueva vía de comunicación aproximadamente a 900 metros en línea recta después de la bifurcación de la nueva vía.

La Ciudad de Pachuca cuenta también con el servicio de los Ferrocarriles Nacionales de México.

Cuenta además con un pequeño aeropuerto para avionetas, situado a 5 km al sur de la ciudad, además de los servicios de energía eléctrica, telégrafo y teléfono.

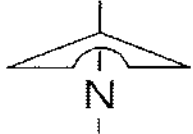
### II.3 Clima

El clima en el área de estudio de acuerdo con la clasificación de Köppen y modificado por García (1981), pertenece al tipo BS, K'W"ig, es decir, se tiene un clima templado con lluvias en verano, donde i significa isotermal, con una oscilación de temperatura < 5°C y, g, que el mes más caliente se presenta antes de junio. La información sobre precipitación se muestra en las tablas 2.3.1 y 2.3.2 así como en las Figuras 2 y 3.



99°50'

98°00'



SAN LUIS POTOSÍ

21°10'

QUERETARO

VERACRUZ

PUEBLA

19°50'

MEXICO

TLAXCALA

Real del Monte

**SIMBOLOGIA**

- CARRETERA DE MAS DE DOS CARRILES
- CARRETERA DE DOS CARRILES
- ▬ FERROCARRIL
- ✈ AEROPUERTO
- \* CAPITAL
- CABECERA

**ESCALA GRAFICA**

0 15 30 45 60 km

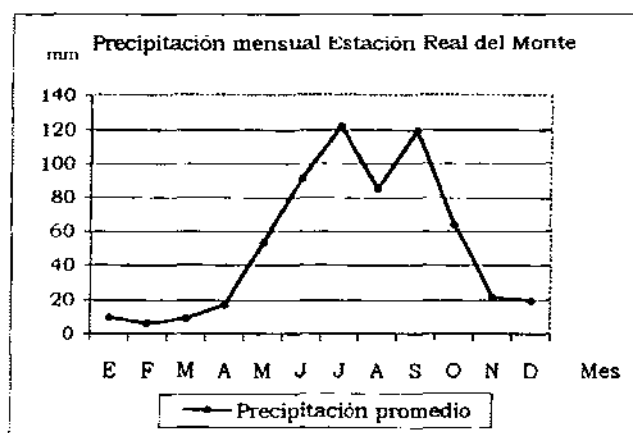
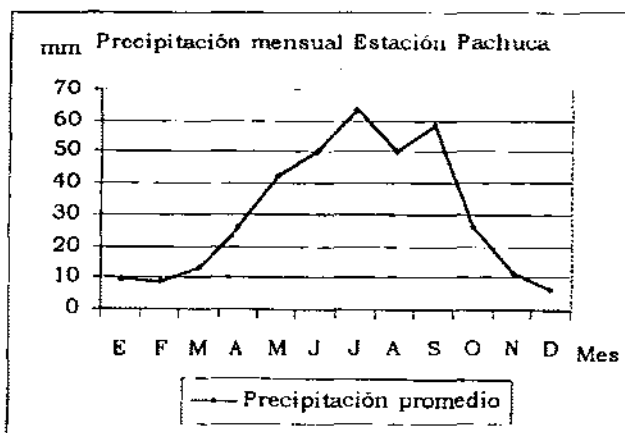
UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Plano de localización y vías de comunicación	
Figura 1	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000

**Tabla 2.3.1** Precipitación total anual (mm).

Estación	Periodo	Precipitación promedio	Precipitación del año más seco	Precipitación del año más lluvioso
Pachuca	1972-1998	378.8	181.1	498.4
Real del Monte	1980-1998	620.9	156.1	928.9

**Tabla 2.3.2** Precipitación total mensual (mm).

Estación y concepto	Periodo	Mes											
		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Pachuca	1998	15.3	2.2	0.0	0.0	0.0	58.4	61.1	54.4	221.2	63.1	0.4	0.0
Promedio	1972 - 1998	9.6	9.1	13.6	25.8	42.8	50.3	63.4	50.3	58.8	26.3	11.7	6.6
Año más seco	1982	0.0	8.6	13.8	10.6	53.0	4.6	21.6	29.7	12.6	18.2	1.0	3.9
Año más lluvioso	1974	2.0	1.1	29.1	43.7	27.6	34.5	153.1	27.0	170.3	6.1	1.1	2.8
Real del Monte	1998	19.0	0.0	0.0	0.0	0.0	50.0	131.0	97.0	233.0	208.0	0.0	0.0
Promedio	1980 - 1998	9.9	6.3	9.1	17.3	53.9	91.2	122.3	85.2	119.4	64.0	21.9	19.5
Año más seco	1982	0.0	10.5	1.0	2.5	65.3	7.9	6.0	46.0	2.1	10.6	0.0	4.2
Año más lluvioso	1984	26.5	34.8	21.0	4.3	104.2	131.9	184.7	158.9	213.4	0.0	26.5	22.7



**Figuras 2 y 3** Gráficas de precipitación

Un rasgo característico en la región es el viento fuerte del noreste que desciende del flanco de la sierra y acosa a la ciudad por las tardes. Esto se debe al calentamiento del aire en el extremo septentrional de la Cuenca de México, en donde el aire asciende y es reemplazado paulatinamente por el aire frío de la Sierra de Pachuca.

## II.4 Fisiografía

El área de estudio se encuentra situada dentro de la Sierra de Pachuca, la cual tiene una orientación oeste-noroeste, y esta a su vez se encuentra comprendida en el borde septentrional de la provincia geológica denominada Faja Volcánica Transmexicana de edad Cenozoica, de origen volcánico y ambiente geotectónico de arco continental (Ortega-Gutierrez *et al.*, 1992).

La sierra alcanza altitudes de poco más de 3000 m sobre el nivel del mar tanto al noroeste como al sureste de Real del Monte. Las cumbres principales son: Peña del Zumate con 3049 m.s.n.m. y la Peña del Aguila con 3042 m.s.n.m.

Dentro del ciclo geomorfológico el área de estudio se encuentra en una etapa de madurez, caracterizada por un drenaje bien definido con cauces en forma de "U".

## II.5 Hidrografía

El límite noreste de la cuenca del "Valle de México", lo forma la Sierra de Pachuca, un área de piso alto y con desagüe de régimen endorréico, que se extiende al sur alrededor de 100 km hasta la orilla sur de la Ciudad de México.

El escurrimiento superficial de los flancos suroccidentales de la Sierra de Pachuca corre 55 kilómetros hacia el suroeste de Zumpango, que es una de las varias áreas bajas de la Cuenca de México.

El escurrimiento superficial en el flanco de la sierra del lado de Real del Monte se dirige al noroeste para formar el Río Amajac, un afluente principal del Río Moctezuma, que a su vez se une con el Río Pánuco cerca de Tampico.

Dentro de la zona de estudio se distinguen dos corrientes intermitentes, es decir, se presentan solo en época de lluvias, las cuales se conocen como Sosa y San Pablo.

### III. Geología general

#### III.1 Estratigrafía

##### III.1.1 Rocas Cretácicas

Las rocas cretácicas no afloran dentro del área de estudio. Los afloramientos más cercanos están situados aproximadamente a 12 km al noreste del área de trabajo, y están constituidos por rocas sedimentarias.

Las rocas más antiguas que afloran cerca del área de estudio pertenecen a la Formación El Doctor del Albiano Medio-Cenomaniano Temprano. Está compuesta por capas de caliza gruesas con algo de dolomita intercalada. Esta formación tiene un espesor de 1000 m en el área ubicada al norte de Pachuca, pero es menos gruesa hacia el suroeste. Un espesor considerable de la formación debe hallarse a profundidad debajo de la sucesión terciaria en la región Pachuca-Real del Monte (Geyne *et al.*, 1963).

La Formación El Doctor se encuentra cubierta discordantemente por una caliza de capas gruesas conocida como Formación Cuautla del Turoniano. Hacia el noroeste esta caliza es de estratificación delgada y se conoce como Formación Soyatal, es decir, una facies diferente. En una distancia no determinada hacia el norte y noreste de la región, ambas formaciones se adelgazan a un grado tal que desaparecen, pudiendo no estar debajo del área de estudio.

Descansando concordantemente sobre la Formación Cuautla y Soyatal se encuentran las Formaciones Mexcala y Méndez, constituidas de lutitas y areniscas interestratificadas. La primera es aparentemente concordante con la Formación Cuautla o Soyatal pero en los lugares donde no existe es discordante con la Formación el Doctor.

La Formación Méndez constituida de lutitas y areniscas parece ser concordante con la Formación Soyatal, a la cual sobreyace, a excepción de aquellos lugares donde no existe la Formación Soyatal, es discordante con la Formación El Doctor. Las Formaciones Mexcala y Méndez son en gran parte equivalentes entre sí en facies y en edad, aunque la primera contiene una mayor proporción de capas clásticas de grano más grueso que la segunda. Varían en edad desde el Coniciano Temprano (comienzos del Cretácico Superior) hasta el Campaniano y posiblemente hasta el Maastrichtiano (Revilla, 1981).

##### III.1.2 Grupo El Morro

Descansando sobre las rocas cretácicas, con discordancia angular y erosional muy marcada, se presenta una sucesión gruesa de rocas continentales terciarias. Estas rocas no afloran en el área de estudio, aunque aparecen afloramientos en la barranca del Río Amajac a unos cuantos kilómetros al norte de esta área.

Estas rocas consisten de un conglomerado calcáreo rojizo, bien consolidado, continental y dispuesto en capas variables de gruesas a masivas, contienen mezclado material tobáceo y derrames de lava contemporáneos, principalmente de composición variable de basáltica a andesítica, depositadas durante el Eoceno tardío y el Oligoceno temprano (Segerstrom, 1956, *in* Geyne, *op. cit.*, p. 23).

### III.1.3 Grupo Pachuca y formaciones posteriores

Las rocas volcánicas y sedimentarias interestratificadas de edad terciaria, posteriores al Grupo El Morro y que se conocen en la región de Pachuca-Real del Monte, se han dividido en 10 formaciones con nombres propios, las ocho inferiores, constituyen el Grupo Pachuca (Geyne, *op. cit.*, p. 29).

La formación volcánica terciaria más antigua que se conoce del Grupo Pachuca, se denomina Formación Santiago. Está constituida principalmente por toba, brecha y derrames de lava de composición variable de riolítica a dacítica. Su mayor espesor medido es de 480 m, pero en vista de que su base no está expuesta en ningún sitio, la formación puede tener un espesor considerablemente mayor. La Formación Santiago está cubierta, con discordancia erosional, por la Formación Corteza, que está compuesta por derrames basálticos y andesíticos con menor cantidad de brecha y toba. Esta es una de las formaciones volcánicas más distintivas del distrito, debido a su color oscuro y su naturaleza no porfídica. El espesor máximo de la Formación Corteza es de unos 300 m. La próxima unidad sobreyacente conocida con el nombre de Formación Pachuca, está separada de la Formación Corteza por una discordancia erosional. Su espesor máximo es de unos 620 m. Consiste en derrames de lava, brecha y toba de composición dacítica y andesítica. Encima de esta unidad sin discordancia aparente, se halla la Formación Real del Monte, que se caracteriza por una predominancia de brecha de derrame. Roca de derrame y toba intercalada se presentan solamente en cantidades menores. La composición de esta unidad es también andesítica y dacítica y su espesor máximo aproximado es de 350 m. La Formación Santa Gertrudis descansa aparentemente sin discordancia erosional, encima de la Formación Real del Monte. Está compuesta principalmente de rocas andesíticas, pero contiene algo de dacita; los derrames de lava predominan sobre los estratos de brecha y toba. Esta unidad tiene un espesor máximo aproximado de 320 m y se acuña en la parte suroccidental de la región.

Una marcada discordancia angular y erosional separa la Formación Santa Gertrudis de la sobreyacente Formación Vizcaína, que tiene el área de afloramiento más extensa de todas las rocas de la región, siendo esta, la que aflora en el área de estudio. Esta formación consiste en derrames de lava, brecha y toba de composición andesítica y dacítica. Su espesor máximo es de unos 600 m. La siguiente Formación Cerezo sobreyacente descansa con una discordancia angular aún más marcada, encima de las unidades más antiguas. Está constituida por derrames de lava, brecha y toba de composición variable de dacítica a riolítica y es una de las tres formaciones volcánicas terciarias que se identifican fácilmente en los afloramientos. Restos de erosión permanecen de esta formación solamente en lugares aislados y el espesor máximo de lo que queda de ellas parece ser de unos 220 m. La Formación Tezuantla sobreyacente está compuesta principalmente por derrames de lava de composición riolítica y tiene



unos 140 m de espesor. Descansa discordantemente sobre la Formación Cerezo y representa la parte superior del Grupo Pachuca.

La siguiente unidad más joven es la Formación Zumate, que descansa discordantemente sobre la Formación Cerezo; no se presenta en el área de afloramiento de la Formación Tezuantla. Consiste principalmente en brecha y derrames de lava de composición andesítica. Esta unidad no está cubierta por ninguna roca más joven en la región y su parte superior se ha removido por la erosión, aunque permanece todavía un espesor de unos 360 m. La formación volcánica terciaria más joven dentro de la región es la Formación San Cristóbal, que descansa con una discordancia erosional y angular sobre todas las unidades más antiguas. Se presenta únicamente en áreas aisladas y tiene un espesor máximo de 250 m. Esta formación tiene una composición principalmente andesítica con variaciones desde andesita de olivino a basalto.

Una unidad volcánica de edad aproximadamente equivalente a la Formación San Cristóbal y que aflora a unos cuantos kilómetros al oriente de la región, es la Riolita Navajas, que consiste en brecha y toba y derrames piroclásticos y lávicos de composición riolítica. Descansa discordantemente sobre todas las formaciones más antiguas que la Formación Zumate, hasta alcanzar la Formación Mexcala-Méndez. Su parte superior se ha erosionado, pero lo que permanece debe exceder de 500 m de espesor.

Otra unidad terciaria que yace un poco fuera del distrito minero es la Formación Atotonilco El Grande, compuesta por material clástico erosionado de las rocas volcánicas terciarias e interestratificada tanto con la Formación San Cristóbal como con la Riolita Navajas. Se presenta en el valle del Río Metztlán unos cuantos kilómetros al noreste de la región. Una unidad equivalente, tanto estratigráficamente como en su naturaleza litológica media, y que yace en la cuenca de desagüe del Río Tula, más al poniente y al suroeste de la región, es la Formación Tarango. Esta y la Formación Atotonilco El Grande, junto con la Riolita Navajas y algunos derrames basálticos que pertenecen a la Formación San Cristóbal, son las rocas terciarias más jóvenes que son posteriores al Grupo El Morro en la región (Figura 4).

#### III.1.4 Rocas intrusivas terciarias

De acuerdo con Geyne (*op. cit.*, p. 61), las rocas intrusivas de la región Pachuca- Real del Monte se han dividido en seis grupos, conforme a sus edades relativas y por conveniencia para su descripción.



Su enumeración empezando por la más antigua es la siguiente:

Pórfido de Dacita Hornbléndica. Comprende rocas de composición dacítica y andesítica. Los diques de este grupo siguen en abundancia a los de pórfido cuarcífero de grano fino, contándose más de 50 entre diques y cuerpos intrusivos irregulares los que afloran en la superficie. El grupo abarca en edad desde finales del Mioceno (Messiniano) hasta comienzos del Plioceno (Zancleaniano).

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	PISO	Ma	1		
CENOZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENO			Aluvión Toba Cubitos Depósitos de talud, derrames, brechas y cenizas de basalto		
		PLEISTOCENO		1.75	Traquita Guajolote		
	NEOGENO	PLIOCENO	GELASIANO			Fm Tarango Fm Atotonilco El Grande	
			PIACENZIANO			Fm San Cristóbal Riolita Navajas	
			ZANCLEANIANO		5.3	Toba Don Quixote Fm Zamate Fm Tezcuictepec Fm Tezcuictepec	
		MIOCENO	MESSINIANO			Fm Cerezo	
			TORTONIANO			Fm Vizcaya	
			SERRAVALLIANO			Fm Santa Gertrudis	
			LANGHIANO			Fm Real del Monte	
		PALEOGENO	BURDIGALIANO			Fm Pachuca	
			AQUITANIANO		23.5	Fm Cortez	
			CHATTIANO			Fm Santiago	
	PALEOGENO	OLIGOCENO	RUPELIANO		33.7	?	
			PRIABONIANO			Grupo El Morro	
		EOCENO	BARTONIANO			?	
			LUTETIANO			?	
			YPRESIANO		53	?	
		PALEOCENO	THANETTIANO			?	
			SELANDIANO			?	
			DANIANO		65	?	
	MESOZOICO	CRETACICO	SUPERIOR	MAASTRICHTIANO			?
				CAMPANIANO			Fm Mexcala-Méndez
				SANTONIANO			Fm Soyatal - Cuautla
				CONIACIANO			?
				TURONIANO			?
				CENOMANIANO		96	Fm El Doctor
			INFERIOR	ALBIANO			?
				APTIANO			
BARREMIANO							
HAUTERIVIANO							
VALANGINIANO							
BERRIASIANO					135		

Grupo Pachuca

1 Columna estratigráfica Región Pachuca-Real del Monte (Geyne, 1963)

-  Ausente por erosión
-  No Aflora

UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Columna Estratigráfica	
Figura 4	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000

Pórfido Cuarzífero de Grano Fino. Es el tipo principal de roca intrusiva en la región, contándose más de 90 diques y cuerpos intrusivos irregulares en la superficie uno de los cuales, aflora en el área de estudio. En varios lugares atraviesa a los diques de pórfido de dacita hornbléndica y por lo tanto es el más joven de los dos cuerpos, su edad corresponde al Zancleaniano.

Pórfido Cuarzífero de Grano Grueso. Es un tipo de roca intrusiva relativamente poco común en la región. Atraviesa al pórfido cuarzífero de grano fino y así es de edad algo más joven que éste (Zancleaniano).

Pórfido de Dacita Biotítica. Es también un tipo de roca poco común en la región asignándosele una edad relativa más joven que la del pórfido cuarzífero de grano grueso, debido a que atraviesa a la Formación Tezuantla.

Felsita. Estos diques atraviesan a la Formación Zumate en el área entre la región Pachuca-Real del Monte y El Chico, más al norte, de edad Piacenziano.

Pórfido de Andesita de Olivino. Estos cuerpos parecen estar relacionados con los derrames de andesita de olivino de la Formación San Cristóbal, y parecen tener la misma edad, del Gelasiano.

### III.2 Geología estructural

Conforme a Geyne (*op. cit.*, p. 78) y Revilla (*op. cit.*, p. 52), entre el Cretácico Superior y el Eoceno tardío, en lo que se conoce como Revolución Laramide, las rocas marinas cretácicas de la región fueron plegadas con una orientación general nor-noroeste, aunque con variaciones locales pequeñas. Los pliegues compuestos más grandes pueden describirse como anticlinorios y sinclinorios formados por grupos de pliegues más pequeños (Wilson *et al.*, 1955, p. 3-4; Segerstrom, 1961, *in* Geyne, *op. cit.*, p. 78), este arreglo refleja un sistema regional de esfuerzos en una dirección W-E u suroeste-noreste.

El eje de uno de estos anticlinorios, El Anticlinorio de Cerro Blanco, al parecer se ubica por debajo de la región Pachuca-Real del Monte, aunque a gran profundidad.

La región paso de una fase de plegamiento hasta una de fallamiento normal, el cual, alcanzó un estado muy activo, dando lugar a la acumulación de depósitos clásticos conocido como Grupo El Morro en las fosas (grábenes) (Edwards, 1955, p. 157-172; Simons y Mapes, 1956, p. 13-16; Fries, 1960, p. 96-97, 162, *in* Geyne, *op. cit.*, p. 78).

Al parecer el fallamiento había cesado casi por completo hacia principios del Oligoceno, tiempo en que el vulcanismo llegó a extenderse ampliamente en la región de Pachuca.

La región se encuentra en una estructura volcánica de hundimiento, en donde se produjeron fallas normales semianulares con un rumbo general E-W aproximadamente. El hundimiento fue ocasionado por un reajuste que compensó las grandes emisiones de material volcánico y la contracción por cristalización a profundidad, manifestándose tres etapas principales en la evolución de la estructura (Revilla, *op. cit.*, p. 52):

- a) A finales del Mioceno (Messiniano), emplazamiento de los diques de dacita de hornblenda.
- b) A principios del Plioceno (Zancleaniano), emplazamiento de los diques de pórfido cuarífero de grano fino.
- c) A finales del Plioceno (Gelasiano), relleno del fracturamiento.

Los elementos tectónicos mayores de acuerdo con Geyne (*op. cit.*, p. 86), y cuyos nombres aparecen por primera vez, consisten en la Falla Vizcaína-Rosario Viejo, que atraviesa la región en una dirección general oeste-noroeste y muere en ambos extremos al dividirse en ramales divergentes. Esta es una falla de tijera, con el pivote localizado en las coordenadas 2227700 N y 531000 E.

Al oriente de dicho pivote se ha hundido el lado sur de la falla y al poniente de ella se ha hundido el lado norte. Paralela y al lado sur de la falla se encuentra la Depresión Central, cuya parte más honda está cerca del centro de la región y se designa con el nombre de Fondo. La Depresión Central contiene numerosas fallas, entre las cuales la Santa Gertrudis-Pinta-Regla es de especial importancia. Paralelo a la Depresión Central y hacia el suroeste, se presenta el Arco Cubitos, elemento tectónico más elevado de la región. El Arco Cubitos tiene un Flanco Suroccidental. Al norte de la Falla Vizcaína la Plataforma Real del Monte ocupa una gran área cerca de la parte centro-occidental de la región. Esta plataforma tiene un Flanco Nororiental. Al poniente de la plataforma se halla la Cuenca Cerezo-Zumate, un área hundida cubierta por las Formaciones Cerezo y Zumate y que se extiende hacia el norte. La Plataforma Real del Monte y la Cuenca Cerezo-Zumate están separadas por un ligero arqueamiento.

El orden del desarrollo de estos elementos tectónicos se piensa que fue aproximadamente como sigue: La parte de la Sierra de Pachuca en que se encuentra la región comenzó a hundirse, dejando los Flancos originales Suroccidental y Nororiental. En este período inicial comenzaron a formarse las Fallas Vizcaína-Rosario Viejo y Santa Gertrudis-Pinta-Regla, acompañadas por la iniciación de la Depresión Central, que dejó el Arco Cubitos entre la Depresión Central y el Flanco Suroccidental. El lado norte de la falla Vizcaína llegó a ser una plataforma deprimida y casi horizontal, situada entre la Falla Vizcaína y la línea de bisagra con el Flanco Nororiental. Esto fue seguido por el hundimiento inicial de la Cuenca Cerezo-Zumate, dejando la Plataforma Real del Monte. Los otros elementos tectónicos ya mencionados continuaron desarrollándose, acompañados por el fallamiento normal extenso. Posteriormente siguió hundiéndose la Cuenca Cerezo-Zumate en donde hubo fallamiento normal adicional, en grado menor, seguido por fallamiento lateral.

## IV. Geología del área

### IV.1 Litología

La región en estudio, se encuentra caracterizada por ciertos tipos esenciales de roca, las cuales están presentes en forma de derrames de lava y cuerpos intrusivos. A continuación se describen sus características macro y microscópicas, así como sus relaciones texturales de acuerdo con el orden de abundancia en el área de trabajo, de cada una de ellas.

La roca más abundante en el área, se presenta en general en forma de derrames de lava de forma masiva, aunque localmente muestra una estructura fluidal planar, esto último debido a la alternancia de bandas oscuras y claras, por las diferentes proporciones de feldespatos sobre minerales máficos, sobre todo en afloramientos hacia el norte y el sur del área de estudio.

Macroscópicamente esta roca muestra un color pardo amarillento al intemperismo y un color gris verdoso con tonos púrpuras al fresco, su textura es porfídica con fenocristales de plagioclasa de hasta 4mm de longitud, así como cristales de color oscuro cuyo tamaño es variable llegando a medir hasta 2.5mm de longitud, algunos de los fenocristales de plagioclasas se encuentran alterando a arcillas y sericita. En algunas partes se aprecia un alto contenido de piritita en la roca, además de observarse localmente xenolitos, de forma elipsoidal de 3.9cm de largo x 1.3cm de ancho en promedio, de color gris púrpura, también con fenocristales de plagioclasa, los cuales son de composición andesítica.

Aunque la roca es cristalina, la intensa alteración que manifiesta localmente, la hace sumamente deleznable.

Microscópicamente la roca presenta una textura holocristalina, inequigranular porfídica con matriz microlítica, cuyos minerales esenciales son las plagioclasas del tipo oligoclasa-andesina en una proporción volumétrica del 60%, estas se presentan como fenocristales subedrales zoneados y como parte constituyente de la matriz, muestra además fenocristales de cuarzo redondeado, junto con cuarzo criptocristalino dentro de la matriz en una proporción del 35%; como mineral accesorio hornblenda. Su mineralogía secundaria consta de sericita, calcita y hematita.

Los fenocristales de plagioclasa y hornblenda que varían de subedrales a euedrales se encuentran contenidos en una matriz microlítica de plagioclasas y cuarzo. Las plagioclasas en muchos casos se encuentran alterando a arcillas y sericita especialmente en la matriz, coexistiendo con calcita, la cual se presenta rellenando fracturas y reemplazando plagioclasas, mientras que los fenocristales de plagioclasa hacia los bordes se encuentran sericitizados.

Los cristales de hornblenda aún conservan su traza aunque hacia los bordes se encuentra reemplazamiento por hematita, mientras que algunos otros están

siendo reemplazados por cuarzo. Los fenocristales de cuarzo se encuentran bien redondeados limpios y con inclusiones de rutilo.

De acuerdo con las características mencionadas anteriormente la roca se clasificó como dacita porfídica.

La roca que sigue en abundancia a la anterior se encuentra presente también, en forma de derrames de lava y se caracteriza por un color negro verdoso, con tonos ocres producto de oxidación. La textura es porfídica con fenocristales de color blanco de hasta 8mm algunos alterados a arcillas, así como también fenocristales de color verde oscuro de hasta 3mm de largo, localmente muestra alteración de color rojo amarillento, lo que hace muy friable a esta roca.

La roca muestra microscópicamente una textura holocristalina inequigranular porfídica con una matriz microlítica. Su mineralogía esencial consta de plagioclasas del tipo oligoclasa-andesina en una proporción volumétrica del 88% y una proporción no mayor del 5% de cuarzo; los minerales accesorios presentes son hornblenda y augita, mientras que como minerales secundarios se encuentran calcita, sericita, arcillas, hematita y clorita.

Los fenocristales de plagioclasas se observan de subedrales a euedrales, presentando alteración a arcillas, y aunque muestran zoneamiento este no es muy marcado, mientras que hacia sus bordes podemos encontrar sericita en algunos de ellos. Si bien existen fenocristales de hornblenda y augita, la mayor parte de estos últimos se encuentran en diminutos cristales formando parte de la matriz, mientras que en los fenocristales de hornblenda encontramos clorita como producto de alteración y en los bordes reemplazamiento de hornblenda por hematita con traza pseudocúbica.

La calcita se encuentra generalmente rellenando fracturas o como vetillas dentro de los cristales de plagioclasa o reemplazando a estas. Gran parte de la matriz microlítica presenta una simple asociación de minerales opacos, la mayor parte de las veces como producto de alteración del anfíbol.

Con base en las características anteriores esta roca fue clasificada como una andesita porfídica.

Este tipo de rocas son producto de una emisión volcánica que dio lugar a derrames de lava, las cuales por su carácter porfídico indican dos periodos de cristalización, uno de enfriamiento lento que tomó lugar bajo tierra y durante el cual los fenocristales crecieron, seguidos por un periodo de enfriamiento rápido (llamado estado de apagado), coincidente con la erupción de la lava a la superficie y, en el cual cristalizó la matriz microlítica.

Un cuerpo intrusivo con un espesor promedio de 10.50 metros aflora al suroeste del cerro Las Quebrachas e intrusión a las rocas mencionadas anteriormente en el punto con coordenadas 2225950N y 531400E.

Este cuerpo intrusivo muestra un color blanco amarillento al intemperismo y blanco en fractura, con textura porfídica, los fenocristales de cuarzo redondeado de 3 mm de diámetro en promedio aunque algunos exhiben hábito prismático, la matriz es de color blanco aunque en partes se observa amarillenta, es posible encontrar la presencia de dendritas de manganeso de color negro superficialmente.

En lámina delgada la roca muestra una textura holocristalina inequigranular porfídica, que como minerales esenciales se encuentran presentes fenocristales de cuarzo subedrales, lo mismo que los cristales que forman la matriz microlítica que en conjunto forman el 85% en proporción volumétrica, se observan también fenocristales de hasta 2mm de largo en promedio de plagioclasa del tipo oligoclasa cuya proporción volumétrica es del 5%, el mineral accesorio presente en la roca es hornblenda, mientras que como minerales secundarios encontramos sericita, óxidos y arcillas.

La gran mayoría de los cristales de cuarzo se observan muy redondeados, limpios y con inclusiones de rutilo. Por su parte los cristales de plagioclasa se aprecian subedrales y con poca alteración en sus bordes por sericita.

Existen pocos fenocristales de hornblenda ya que muchos fueron pseudomorfizados por hematita y la mayoría de estos óxidos se encuentran diseminados en la matriz.

Con base en lo anterior la roca se clasificó como un pórfido cuarcífero (Figura 5).

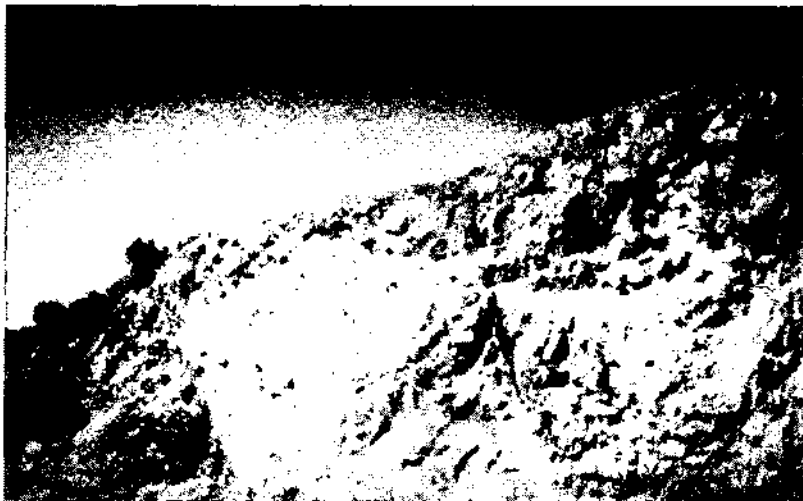


Figura 5 Vista del pórfido cuarcífero

Cercano al contacto con el intrusivo cuarcífero y ubicado discordantemente entre dos derrames de composición dacítica, encontramos un afloramiento en donde se observa pseudoestratificación, este se encuentra constituido por capas con espesores de 46 a 60cm hacia la base, mientras que hacia la cima oscilan de 4 a 17cm.

La roca presenta un color ocre con tonos verdes y rosas, tanto al intemperismo como en fractura. En ella, se observa fragmentos líticos angulosos de 3cm en promedio. De igual forma se encuentran contenidos cristales de cuarzo y plagioclasa de 2 y 4mm respectivamente, así como cristales de color verde oscuro de 3mm de longitud promedio. De manera dispersa encontramos vetillas de cuarzo y pirita con espesores de 5mm en promedio.

En sección delgada la roca muestra una textura piroclástica, cuyos minerales esenciales son cuarzo y plagioclasas que se encuentran como constituyentes esenciales de la matriz. Los cristales de cuarzo se observan de formas angulosas con tamaños de 0.5mm en promedio en general limpio y en una proporción de 16%, mientras que las plagioclasas del tipo oligoclasa-andesina aunque angulosas muestran tamaños hasta de 1.5mm observándose además un aspecto terroso debido a la alteración a arcillas, estas se encuentran en una proporción volumétrica del 26%.

Angulosos y con tamaños de hasta 2mm, se presentan fragmentos líticos de composición dacítica ocupando una proporción volumétrica de 55%, no observándose además contacto entre ellos. Los minerales accesorios presentes son hornblenda y diópsida, la primera mostrando reemplazamiento por hematita, la segunda observándose con hábito prismático y sin alteración. Como minerales secundarios encontramos hematita, pirita y arcillas.

Con base en lo anterior la roca se clasificó como una toba lítica dacítica.

Conforme a lo anterior se piensa que esta roca, es el resultado de diferentes explosiones volcánicas que de acuerdo a los espesores que se observan, fueron disminuyendo en cantidad de material expulsado, depositando el material piroclástico por acción de la gravedad, con cierta selección de los materiales, la cual dio origen a la pseudoestratificación presente.

Finalmente los diferentes tipos de rocas que se encuentran en la región, dan lugar a pensar que son el resultado de una diferenciación magmática extrema a partir de un mismo magma original.



## IV.2.- Estructura

Las estructuras dominantes en el área se encuentran representadas por fallas, fracturas y diques. La expresión superficial de la mayoría de estas estructuras está oculta debido a la vegetación y la cubierta de suelo, lo cual dificulta su ubicación y seguimiento.

Por otra parte a lo largo de los cortes carreteros, una gran cantidad de estas estructuras se pueden localizar, aunque cabe resaltar que en muchos de estos cortes no es posible esto, ya que debido al tratamiento que han recibido se ha ocultado totalmente su posición.

El área se encuentra afectada por un sistema mayor de fallamiento normal, el cual muestra una orientación de  $NW66^{\circ}SE$ , con echados tanto al NE como al SW (Figura 6), que suponemos se encuentra asociado con la Falla Regional Vizcaíno-RosarioViejo, la cual afecta el área de Pachuca-Real del Monte.

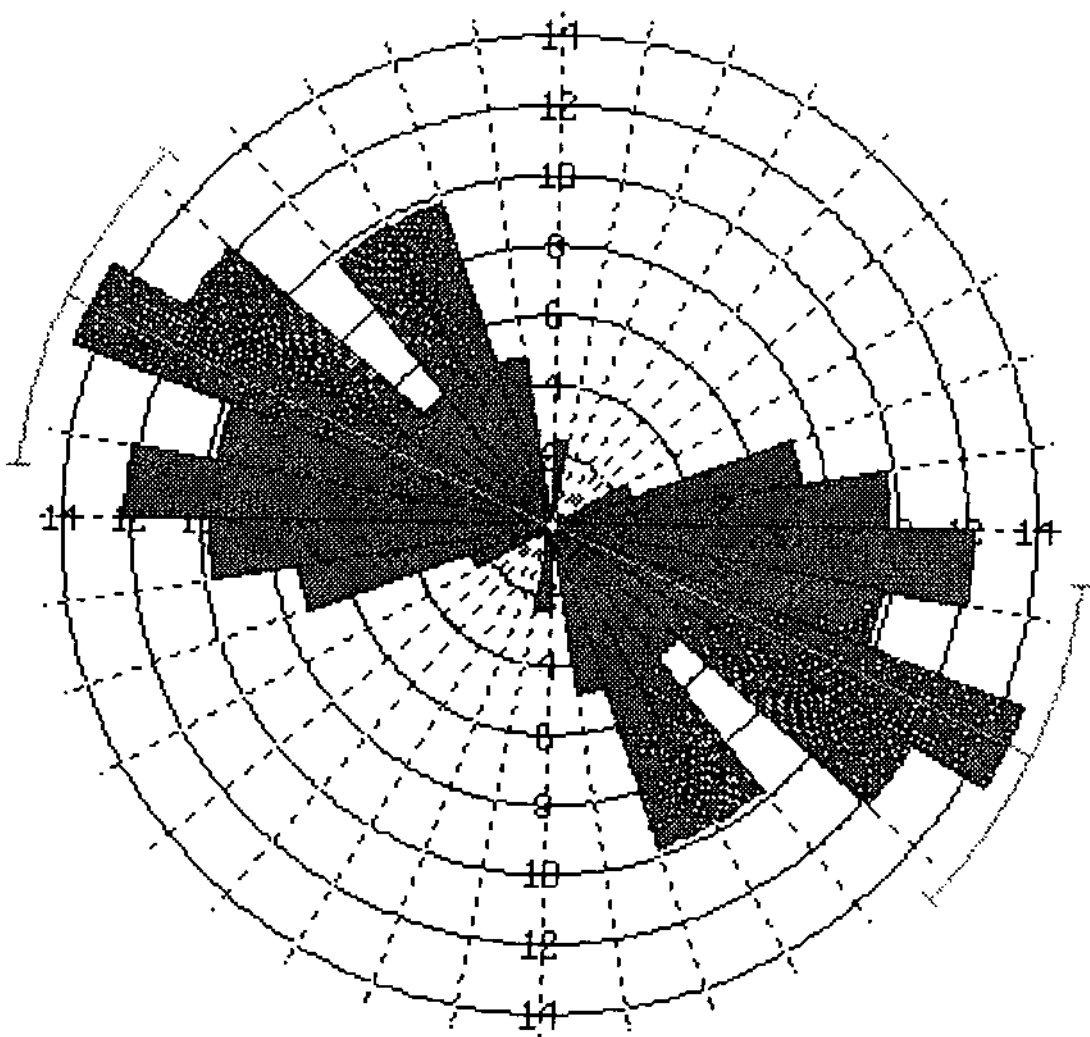
Se identificaron además dos sistemas principales de fracturamiento (Figura 7). El sistema mayor presenta una orientación de  $NW55^{\circ}SE$ , es decir, casi paralelo al sistema mayor de fallamiento por lo que se piensa, se encuentra asociado en su origen al sistema de fallamiento.

El segundo sistema de fracturamiento encontrado tiene presenta una orientación preferencial de  $NE25^{\circ}SW$ , el cual es casi perpendicular en orientación tanto al sistema principal de fallamiento como al de fracturamiento.

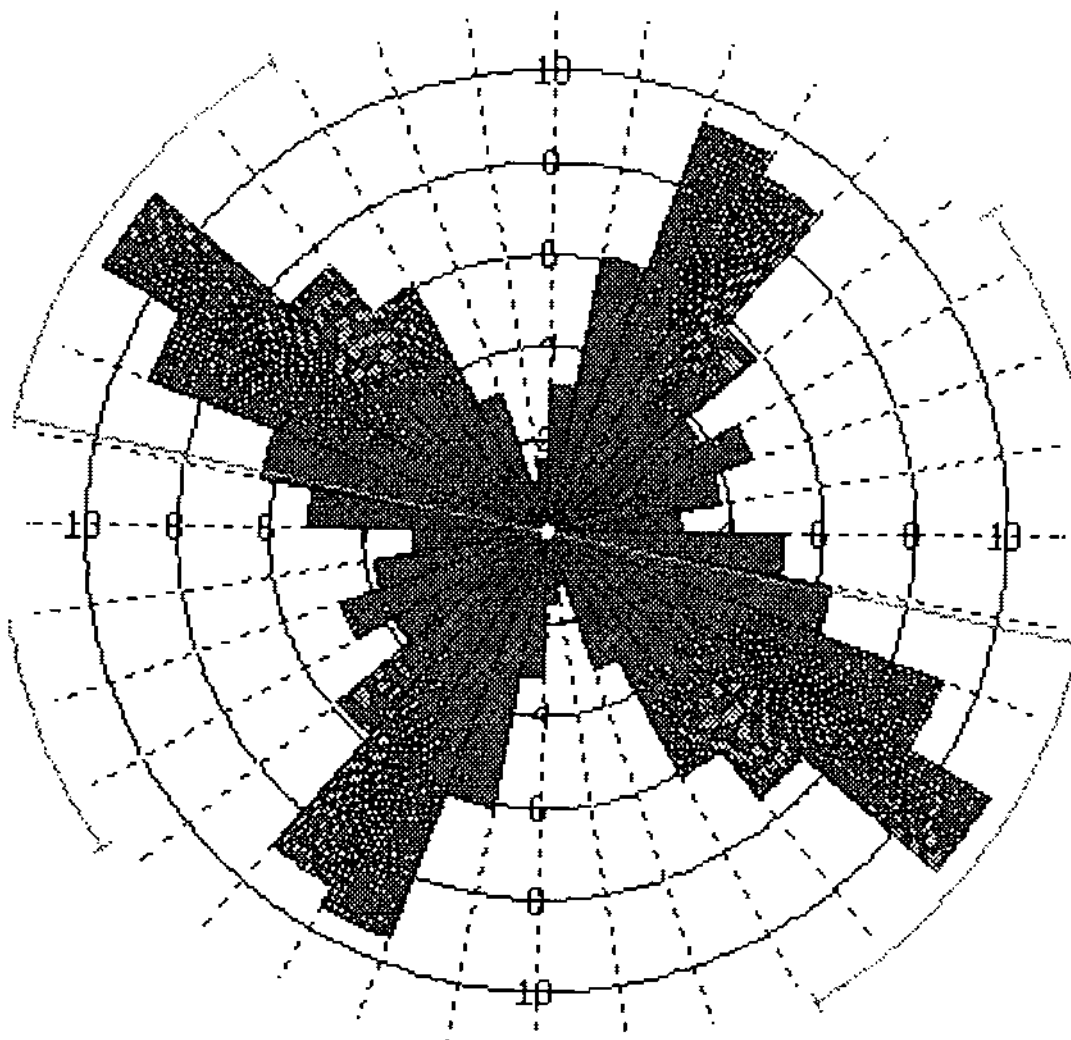
Ambos sistemas presentan echados variables tanto en dirección noreste-suroeste como en dirección NW-SE, tanto para el sistema principal mayor como el principal menor.

En la zona se tiene la presencia de un cuerpo intrusivo, el cual presenta un rumbo general de  $N42^{\circ}W$  con echado de  $73^{\circ}$  al NE, en tanto que exhibe un fracturamiento dominante en dirección NE, es decir, casi perpendicular a la dirección de rumbo.

De acuerdo con lo observado se deduce que el emplazamiento del cuerpo intrusivo se produjo a través de los planos de fallamiento, dado el aproximado paralelismo en su dirección de rumbo, por lo que se piensa que la región estuvo sometida a un estado de esfuerzos que produjo el fallamiento y fracturamiento para la posterior intrusión de este cuerpo.



UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Roseta de fallas	
Datos: 41	Figura 6
Edgar S. Esquivel Victoria	2000



UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Roseta de fracturas	
Datos: 519	Figura 7
Edgar S. Esquivel Victoria	2000

### IV.3.- Condiciones del agua subterránea

Casi en su totalidad, el agua subterránea tiene su origen en la precipitación y en los escurrimientos superficiales. En forma natural, el agua se recarga como resultado de la precipitación sobre suelos y rocas permeables y por infiltración en cauces naturales y en los vasos de lagos y presas.

Por medio poroso se entiende un cuerpo sólido que en su interior contiene una gran cantidad de poros, pasajes y fisuras que se encuentran interconectados entre sí, creando espacios vacíos que forman una red de conductos a través de los cuales puede desplazarse un fluido.

La porosidad de una roca o suelo, es la propiedad que le confiere la presencia de poros, fisuras, intersticios, etc.

La porosidad se define como:

$$n = V_p / V ; \quad 0 \leq n \leq 1 \quad (4.3.1)$$

donde  $V_p$  es el volumen de poros, y  $V$  es el volumen total del medio poroso (Davis, 1966).

La porosidad de un medio depende de varios factores. Para medios no consolidados son factores de importancia el acomodamiento de los granos, su forma, graduación y tamaño.

Para medios consolidados, la porosidad depende principalmente del grado de cementación y el estado de disolución y fracturamiento de la roca.

Es importante también el conocimiento del origen de la porosidad de un medio. Por su origen la porosidad se clasifica en primaria y secundaria.

La porosidad primaria es aquella que ha sido creada por los procesos geológicos que originaron la formación. En las rocas sedimentarias y en los suelos, los poros primarios son los espacios entre fragmentos y granos. En las rocas ígneas intrusivas los poros primarios son el resultado del enfriamiento y cristalización. En las rocas ígneas extrusivas, como resultado del gas ocluido, pueden producirse grandes huecos, aún cuando los poros pueden no estar conectados entre sí.

Los poros o intersticios secundarios son aquellos que se producen posteriormente a la formación de la roca. Dentro de estas se pueden considerar las fracturas, fallas, conductos de disolución y conductos y grietas formados por plantas y animales.

El movimiento del agua subterránea está gobernado por principios hidráulicos establecidos. El flujo a través de medios porosos naturales, puede expresarse por la Ley de Darcy.

Esta ley expresa que la velocidad de flujo a través de un medio poroso es proporcional a la pérdida de carga e inversamente proporcional a la longitud de recorrido del flujo. Está se expresa como:

$$V = kdh / dl \quad (4.3.2)$$

donde:

- V= velocidad de flujo
- k= constante de proporcionalidad
- dh / dl = gradiente hidráulico

A la constante de proporcionalidad *k* se le conoce como coeficiente de permeabilidad.

Por otra parte, la zona de estudio como se mencionó anteriormente, se aloja dentro de la denominada Sierra de Pachuca, que en esta parte cuenta con un drenaje de régimen endorréico que se extiende al sur alrededor de 100 km.

Esta área se encuentra caracterizada por rocas volcánicas que se encuentran muy fracturadas, es decir, el agua que se infiltra a causa de la precipitación, la cual ocurre principalmente de mayo a octubre, utiliza principalmente el fracturamiento o porosidad secundaria en este caso para llevar a cabo dicho proceso.

Si el macizo rocoso es discontinuo como resultado del fracturamiento u otras discontinuidades, la permeabilidad puede ser considerablemente alta porque estas discontinuidades actúan como canales para el flujo de agua.

De acuerdo con Serafim, J. L. (*in* Stagg *et al.*, 1974), la permeabilidad (*k*) de un arreglo paralelo de fracturas tersas está dada por:

$$k = e^3 \gamma_w / 12d\mu \quad (4.3.3)$$

donde:

- e = apertura de las fracturas
- $\gamma_w$  = Peso específico del agua
- $\mu$  = viscosidad del agua
- d = espaciamiento entre fracturas

y la circulación (*v*) a través de una diaclasa de espesor constante *e* viene expresada por:

$$v = e^2 \gamma_w / 12\mu \quad (4.3.4)$$

Con el fin de conocer de forma *aproximada* el valor del coeficiente de permeabilidad, se calculó el valor de *k* utilizando 4.3.3, junto con los valores de apertura y distancia entre fracturas que serán comentados en el capítulo V, obteniendo lo siguiente:

Con  $e = 0.46$  cm,  $d = 3.04$  cm,  $\gamma_w = 1.000 \text{ gr/cm}^3$ , y  $\mu = 1.830 \text{ gr s/cm}^2$  para agua a  $20^\circ\text{C}$ .

$$k = 1.458 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$$

valor que al compararlo con la tabla 4.3.1 nos indica que para el área se tiene una roca fracturada con un drenaje pobre y una descarga baja.

**Tabla 4.3.1** Coeficiente de permeabilidad.

$k$ (cm/s)											
$10^2$	$10^1$	1.0	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$
Alta descarga Buen drenaje					Baja descarga Drenaje pobre			Prácticamente impermeable			
Roca altamente fracturada		Roca de fracturas abiertas		Roca fracturada			Fracturas rellenas de arcilla				

Tomada de Hoek (1981) y Juárez B. (1989)

El resultado anterior nos da idea sobre las características de permeabilidad que podemos esperar en la región.

Si bien, la gran mayoría de los cortes no muestran evidencia de flujo de agua, en el kilómetro 3+210 se obtuvieron mediciones de gasto para tres puntos diferentes utilizando para ello drenes con 4.5cm de diámetro, los cuales presentaban una orientación general de  $N20^\circ E$ , los gastos obtenidos en dichos puntos se muestran en la tabla 4.3.2.

**Tabla 4.3.2** Valores de gasto para agua subterránea en el área.

Gasto
$Q_1 = 4.219 \times 10^{-3} \text{ l/s}$
$Q_2 = 1.219 \times 10^{-2} \text{ l/s}$
$Q_3 = 8.928 \times 10^{-3} \text{ l/s}$

Con base en lo anterior se infiere que el nivel freático en la zona de estudio debe encontrarse más profundo, ya que solamente en estos puntos es en donde existe flujo de agua.

Se piensa además, aunque no presenta expresión superficial, que en esta parte existe una falla que se encuentra conectada en algún punto al norte del área con otros sistemas de fallamiento, a través de los cuales existe flujo subterráneo de agua, de tal forma que el agua circula por medio de esta falla, la cual debe tener una orientación similar a la de los drenes, hasta tener salida en el punto mencionado.

Finalmente, podemos suponer que si el agua infiltrada no cuenta con salida, es decir, con un drenaje adecuado, en un futuro inmediato puede ocasionar problemas de inestabilidad.

## V. Zonas potenciales de Falla

### V.1 Mecanismos de Falla

El entendimiento de la geometría y los mecanismos de movimiento de un talud o zonas potenciales de falla es esencial para mantener la estabilidad por medios artificiales. Esto se debe a que diferentes mecanismos de falla requieren diferentes métodos de estabilización. Los mecanismos de falla están influenciados por diversos parámetros como por ejemplo: Modo de falla, influencia del agua subterránea, efectos sísmicos, ángulo de fricción, etc., solo por mencionar algunos.

Sin duda uno de los más importantes mecanismos, es el modo de falla o geometría del talud. La roca usualmente es tan fuerte que la falla por gravedad solo es posible si las discontinuidades permiten el movimiento relativamente fácil de diversos bloques. En rocas muy fracturadas, con dos o más sistemas de fracturamiento (como en las rocas ígneas extrusivas), existen diversas posibilidades para el movimiento de bloques a lo largo de planos de debilidad.

Con una apreciación del modo de falla, es posible evaluar la probabilidad de falla o el factor de seguridad. Cuando existen múltiples grupos de discontinuidades intersectándose en ángulos oblicuos, los modelos cinemáticos ayudan a predecir el modo de falla (Goodman, 1989).

Los modelos cinemáticos que involucran movimiento de bloques de roca sobre discontinuidades, combinan uno o más de los tres modos básicos: Falla Plana, Falla en cuña y Falla por volteo.

Una *Falla plana* se forma bajo gravedad, solo cuando un bloque de roca descansa sobre un plano de debilidad inclinado que tiene salida hacia la cara del talud. La inclinación del plano de deslizamiento debe ser más grande que el ángulo de fricción del plano. Las condiciones para falla se mantienen latentes en el talud hasta el momento de la excavación o movimiento de la roca.

*Falla en cuña.* Esta puede ocurrir cuando dos planos de debilidad se intersectan para definir un bloque en forma de tetraedro. El deslizamiento ocurre si la línea de intersección de las dos discontinuidades tiene salida topográfica y, si la inclinación de esta línea es significativamente más grande que el ángulo de fricción.

*Falla por volteo.* Este tipo de falla involucra la volcadura de capas de roca como por ejemplo una serie de estratos salientes de pizarras, esquistos o capas delgadas de rocas sedimentarias empinadas por un lado o al frente del talud. Cada capa tiende a doblarse talud abajo o hacia la base bajo su propio peso, el cual le transfiere una fuerza en dirección de la base. Si la base del talud permite volcar o deslizar a las capas, se forman grietas de flexión en la parte superior, liberando una gran cantidad de masa rocosa. Si además se encuentran cortadas por fracturas, las capas pueden volcarse como columnas rígidas antes de que

tiendan a flexionarse. Generalmente el movimiento destructivo, es antecedido de un corrimiento intercapas, mediante un tipo de falla normal.

Con base en lo anterior en el área de trabajo se realizó la toma de datos estructurales de fallas, fracturas, así como del plano general de talud, con el propósito de conocer el modo potencial de falla dominante en los taludes a lo largo de la carretera. Los datos estructurales fueron representados haciendo uso de una malla estereográfica de igual área, con el fin de obtener sus respectivas concentraciones de polos y, con la ayuda de una red estereográfica de Wulff, se localizó la traza ciclográfica correspondiente a cada concentración de polos para cada uno de los taludes de un total de doce analizados en el tramo carretero (Figuras 8 a 15).

La tabla 5.1.1 muestra la localización de cada uno de los taludes considerados en el área de estudio y su ubicación se muestra en la Figura 16.

**Tabla 5.1.1** Localización de taludes.

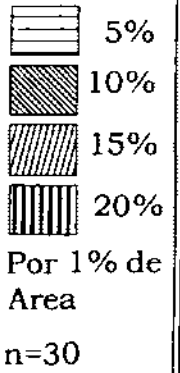
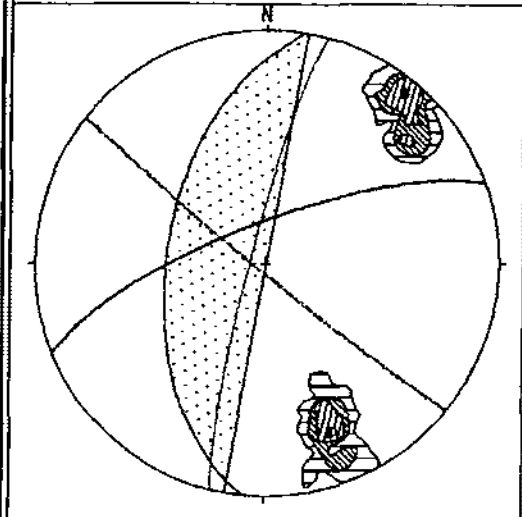
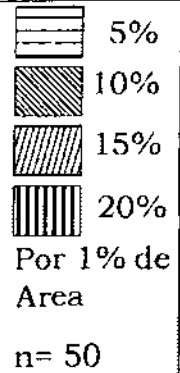
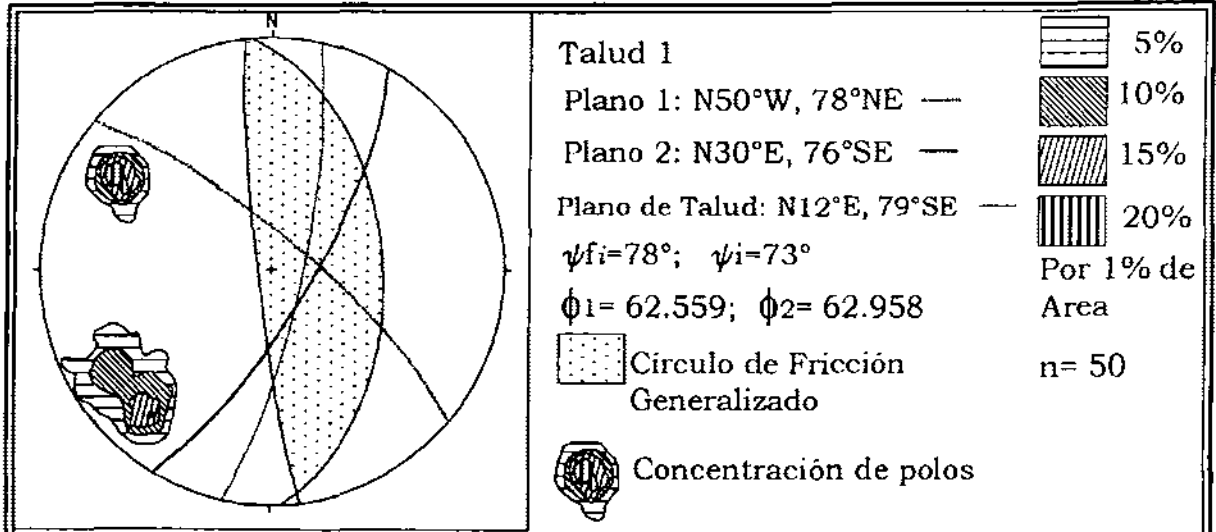
Talud	Kilómetro	Ubicación	Talud	Kilómetro	Ubicación
1	5+800	Izquierda	8b	4+100	Derecha
2	5+800	Derecha	8c	3+320	Derecha
3	5+690	Derecha	8d	2+970	Derecha
4	5+690	Izquierda	9	4+220	Izquierda
5	5+420	Derecha	10	3+580	Izquierda
6	5+420	Izquierda	11	3+300	Izquierda
7	4+940	Izquierda	12	2+970	Izquierda
8a	4+640	Derecha			

Como puede verse en las Figuras 8 a la 15, el tipo principal de modo de falla encontrado es el de Falla en cuña, es decir, el caso en que dos planos con ángulos oblicuos de inclinación se intersectan y forman un bloque en forma de tetraedro con una línea de intersección que tiene salida topográfica, que en los casos de estudio es hacia la carretera, cabe mencionar, que el denominado "Talud 8" fue dividido en cuatro partes debido a su extensión y para facilitar su análisis.

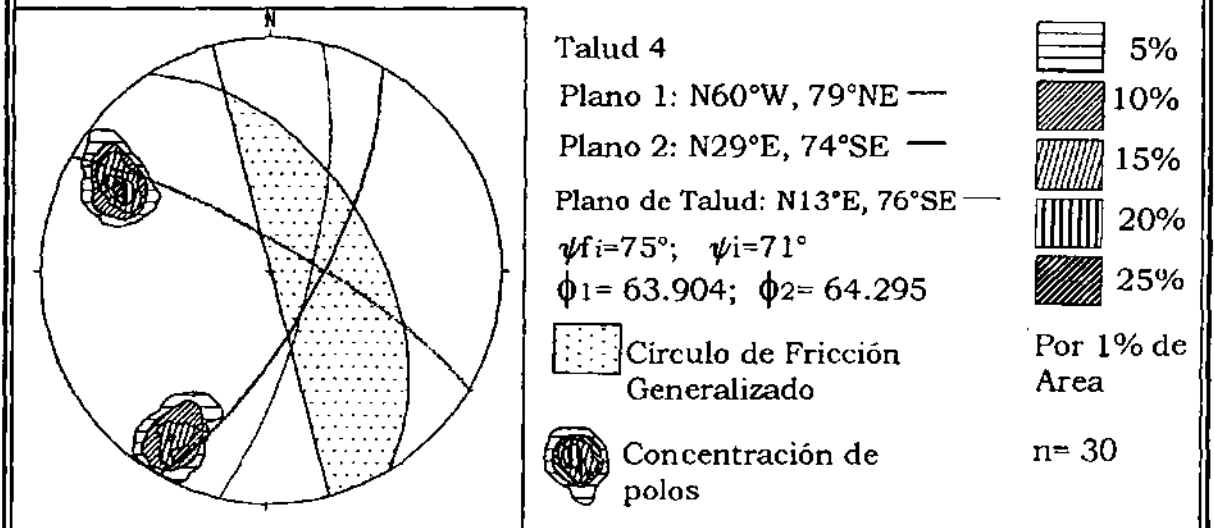
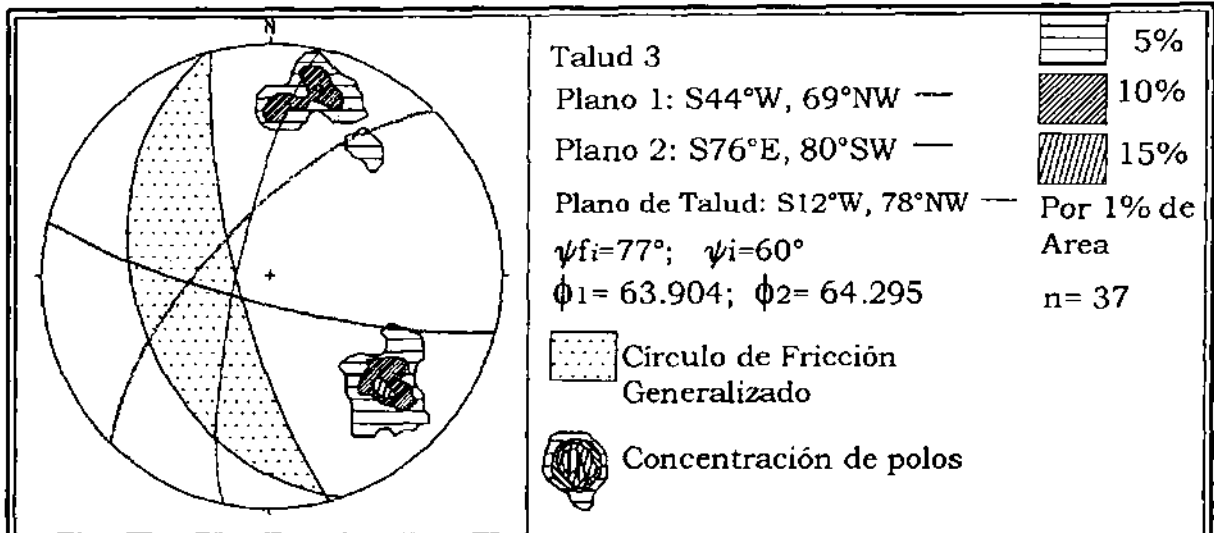
En las figuras 8 a la 15, se muestran tanto las concentraciones máximas de polos definidas, así como el rumbo y echado de los planos asociados a cada una de ellas, correspondientes a las discontinuidades encontradas, el rumbo y echado del plano general del talud, inclinación de la línea de intersección, el valor del ángulo de fricción, así como la representación del círculo de fricción generalizado.

La condición de deslizamiento para la Falla en cuña está definida por  $\psi_f > \psi_i > \phi$ , donde  $\psi_f$  es la inclinación del plano general del talud en la dirección de la línea de intersección,  $\psi_i$  es la inclinación de la línea de intersección y  $\phi$  es el valor del ángulo de fricción. Para el caso de Falla en cuña, el valor del ángulo de fricción en general no es único, sino que para cada plano que forma la cuña se tiene un valor diferente (Hoek, *op. cit.*, p. 202). En las figuras 8 a la 15, se muestra que la condición de deslizamiento se cumple para los casos 1, 2, 3 (parcialmente), 4, 5 (parcialmente), 6, 8a, 8b, 8d y 10, de los 15 casos

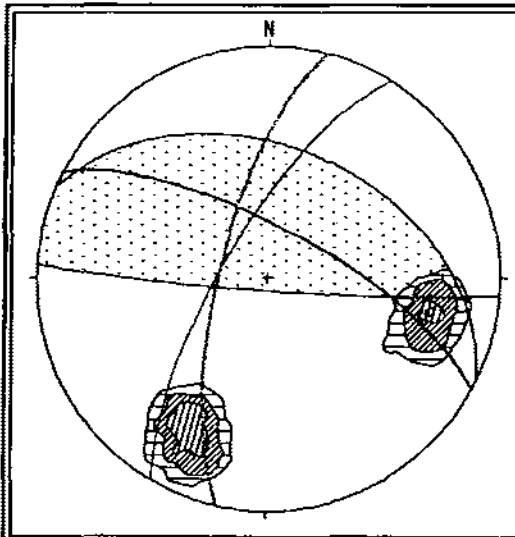




UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Representación estereográfica de discontinuidades y planos principales en taludes	
Figura 8	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000



UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Representación estereográfica de discontinuidades y planos principales en taludes	
Figura 9	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000



Talud 5


Plano 1: S13°W, 72°NW —


Plano 2: N62°W, 72°NE —


Plano de Talud: S30°W, 73°NW —

$\psi_i=70^\circ$ ;  $\psi_i=62^\circ$


$\phi_1= 14$ ;  $\phi_2= 62.648$


 Círculo de Fricción Generalizado

 Concentración de polos

 5%

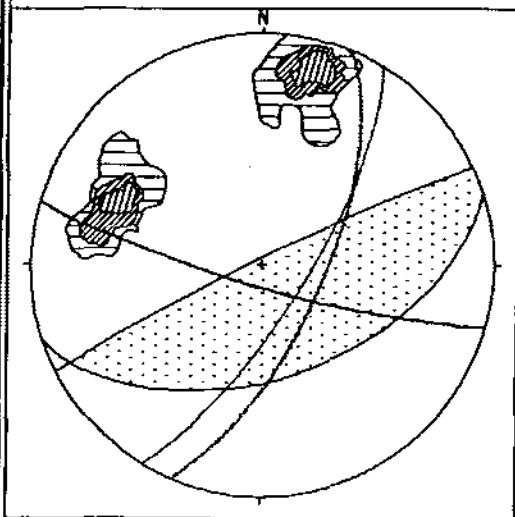
 10%

 15%

 20%

Por 1% de Area

$n= 77$



Talud 6


Plano 1: N23°E, 69°SE —


Plano 2: S74°E, 82°SW —


Plano de Talud: N31°E, 75°SE —

$\psi_i=75^\circ$ ;  $\psi_i=69^\circ$


$\phi_1= 59.964$ ;  $\phi_2= 61.535$

 Círculo de Fricción Generalizado

 Concentración de polos

 5%

 10%

 15%

Por 1% de Area

$n= 32$

UNAM

Facultad de Ingeniería

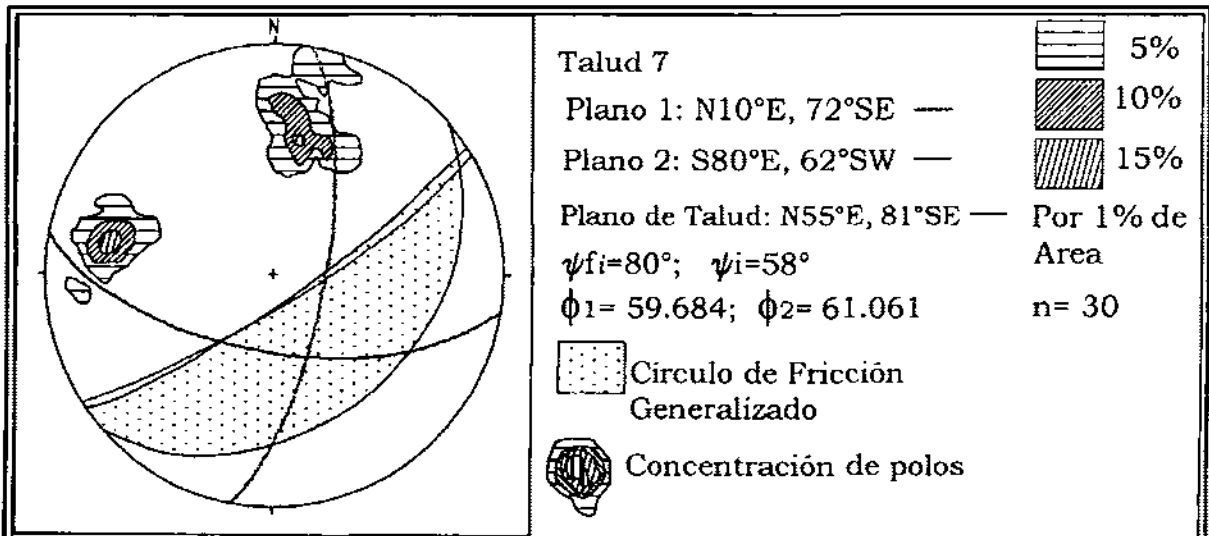
Tesis Profesional

Representación estereográfica de discontinuidades y planos principales en taludes

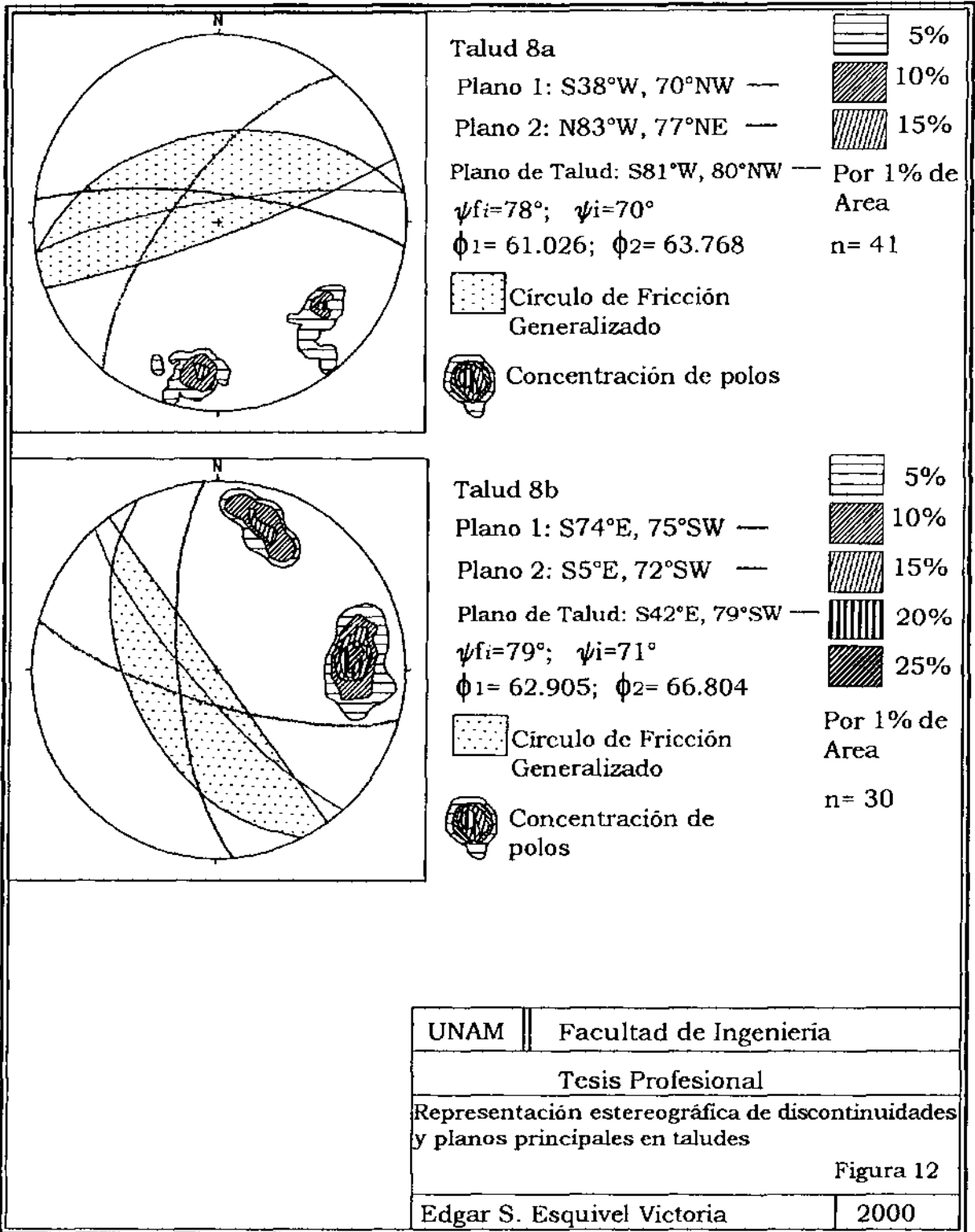
Figura 10

Edgar S. Esquivel Victoria

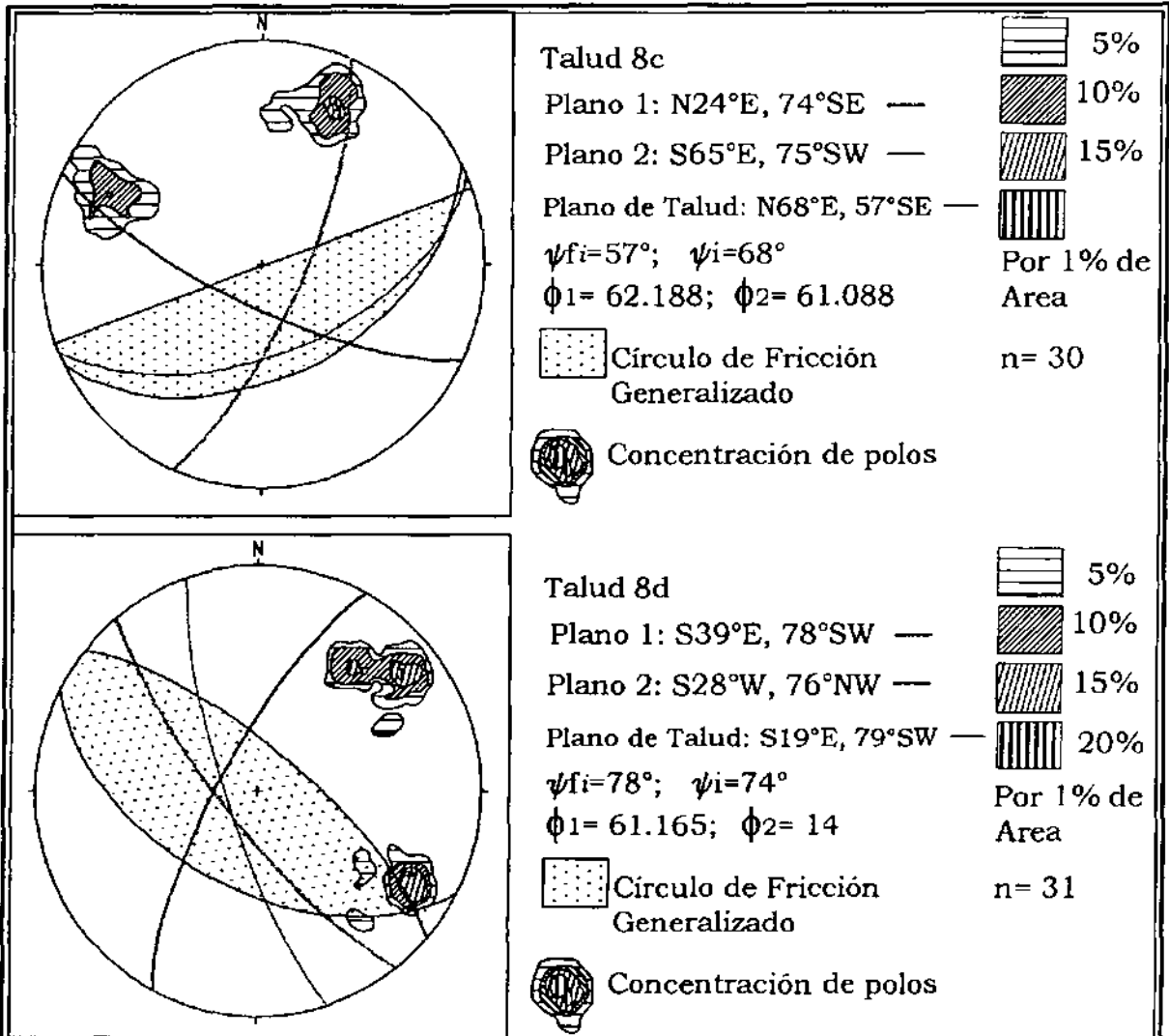
2000



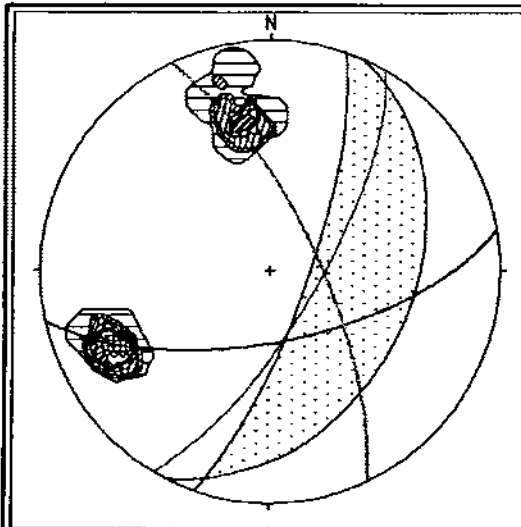
UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Representación estereográfica de discontinuidades y planos principales en taludes	
Figura 11	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000



UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Representación estereográfica de discontinuidades y planos principales en taludes	
Figura 12	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000



UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Representación estereográfica de discontinuidades y planos principales en taludes	
Figura 13	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000



Talud 9

Plano 1: N25°W, 73°NE —

Plano 2: N79°E, 66°SE —

Plano de Talud: N30°E, 73°SE —

$\psi_{fi}=73^\circ$ ;  $\psi_i=58^\circ$

$\phi_1=60.645$ ;  $\phi_2=62.036$

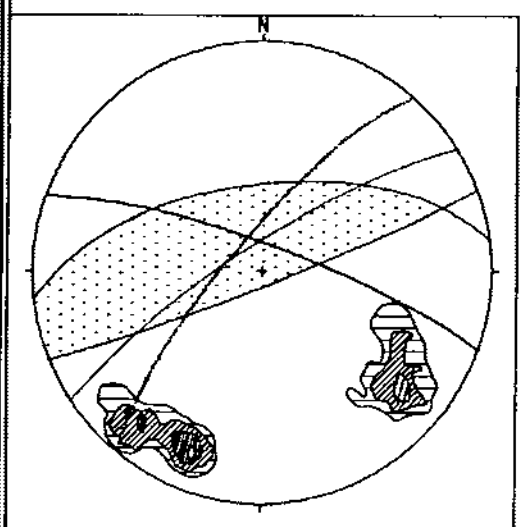
Círculo de Fricción Generalizado

Concentración de polos

5%  
 10%  
 15%  
 20%  
 25%  
 30%  
 35%

Por 1% de Area

n= 38



Talud 10

Plano 1: S39°W, 77°NW —

Plano 2: N70°W, 80°NE —

Plano de Talud: S56°W, 79°NW —

$\psi_{fi}=79^\circ$ ;  $\psi_i=76^\circ$

$\phi_1=68.707$ ;  $\phi_2=67.553$

Círculo de Fricción Generalizado

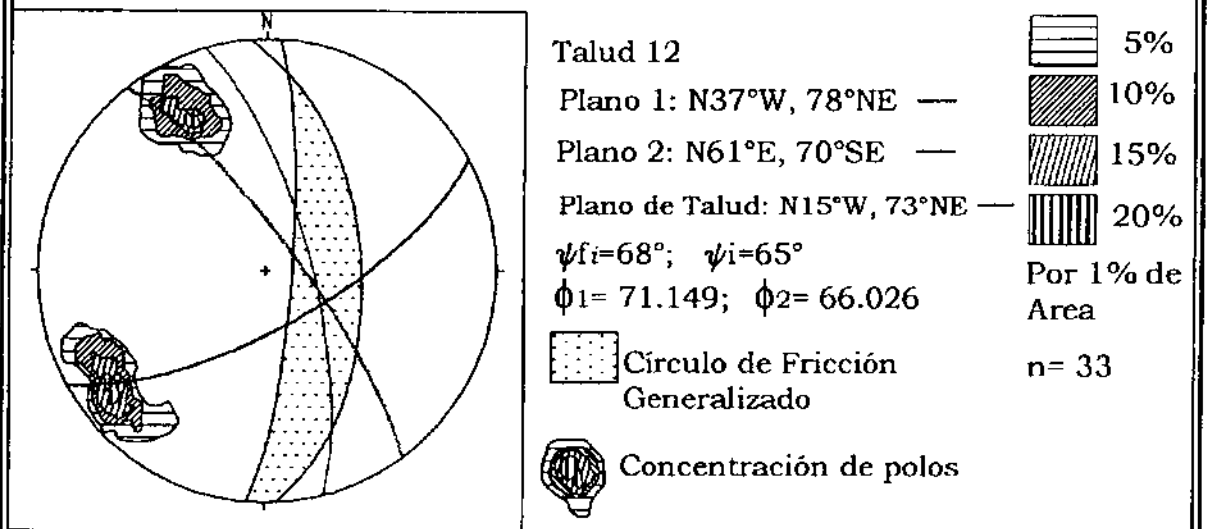
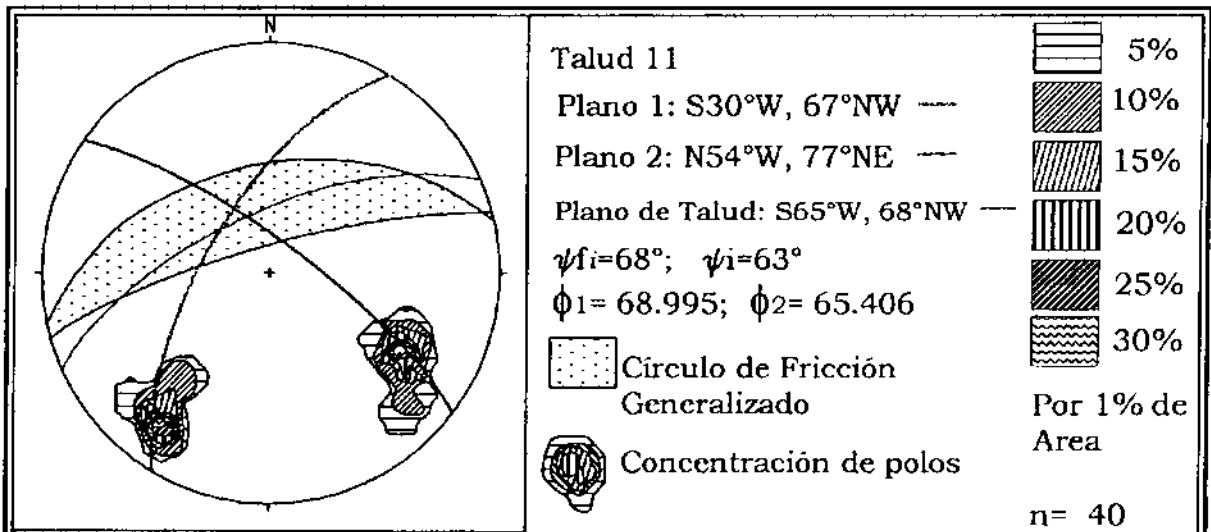
Concentración de polos

5%  
 10%  
 15%  
 20%

Por 1% de Arca

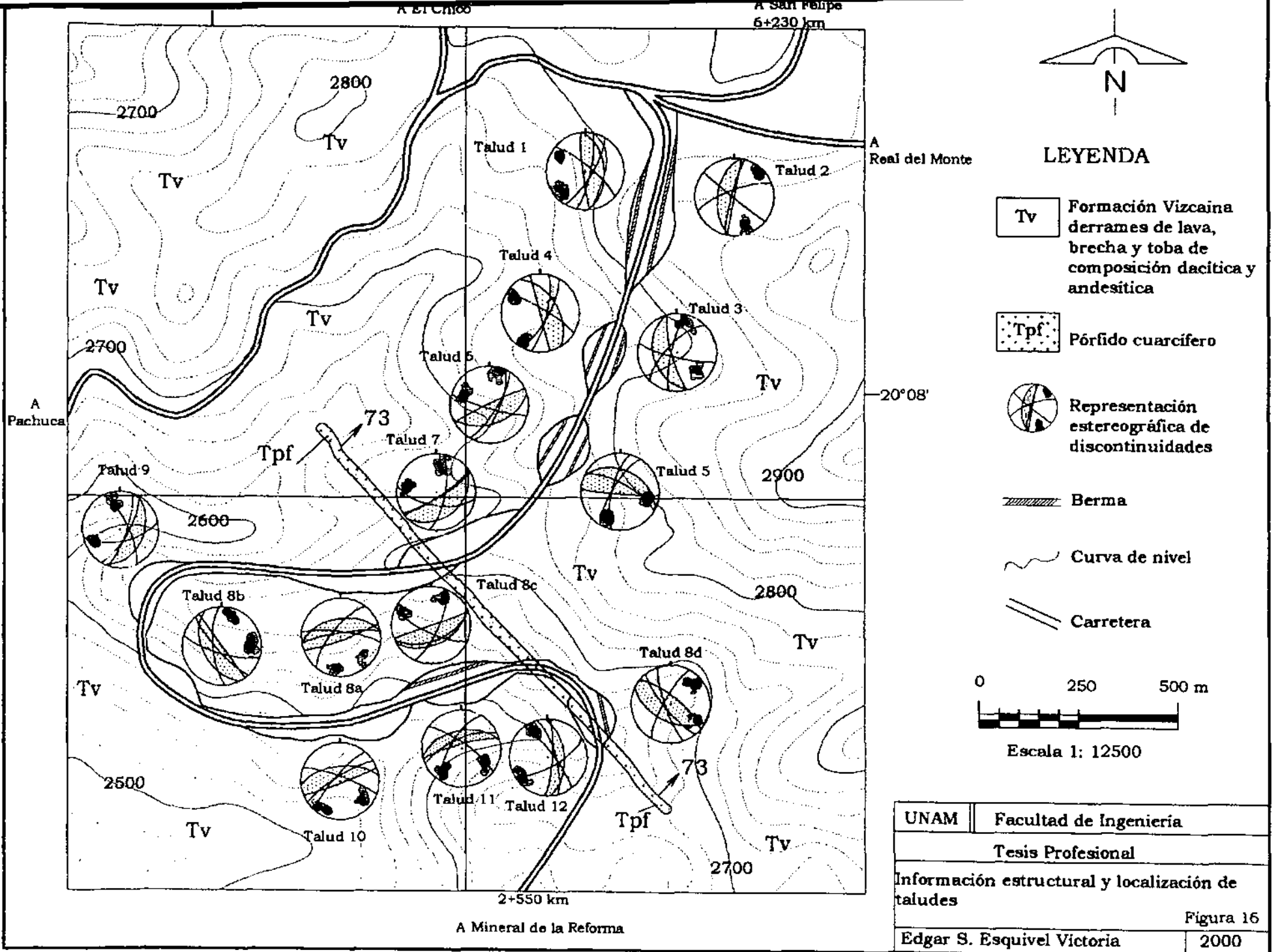
n= 31

UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Representación estereográfica de discontinuidades y planos principales en taludes	
Figura 14	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000



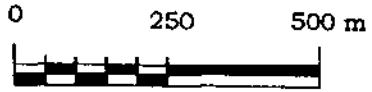
UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Representación estereográfica de discontinuidades y planos principales en taludes	
Figura 15	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000





**LEYENDA**

- Tv Formación Vizcaina derrames de lava, brecha y toba de composición dacítica y andesítica
- Tpf Pórfido cuarcífero
- Representación estereográfica de discontinuidades
- Berma
- Curva de nivel
- Carretera



Escala 1: 12500

UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Información estructural y localización de taludes	
Figura 16	
Edgar S. Esquivel Victoria	
2000	

presentados, de lo cual se desprende que la mayoría de los taludes en el tramo carretero se encuentran inestables y es necesario algún tipo de tratamiento. La Figura 17 muestra un deslizamiento en cuña ocurrido en la carretera y ubicado en el denominado "Talud 1". Las secciones correspondientes a los taludes de mayor elevación se muestran en las Figuras 18 a la 21.



Figura 17 Vista de un deslizamiento en cuña a lo largo de la carretera.

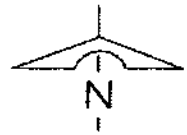
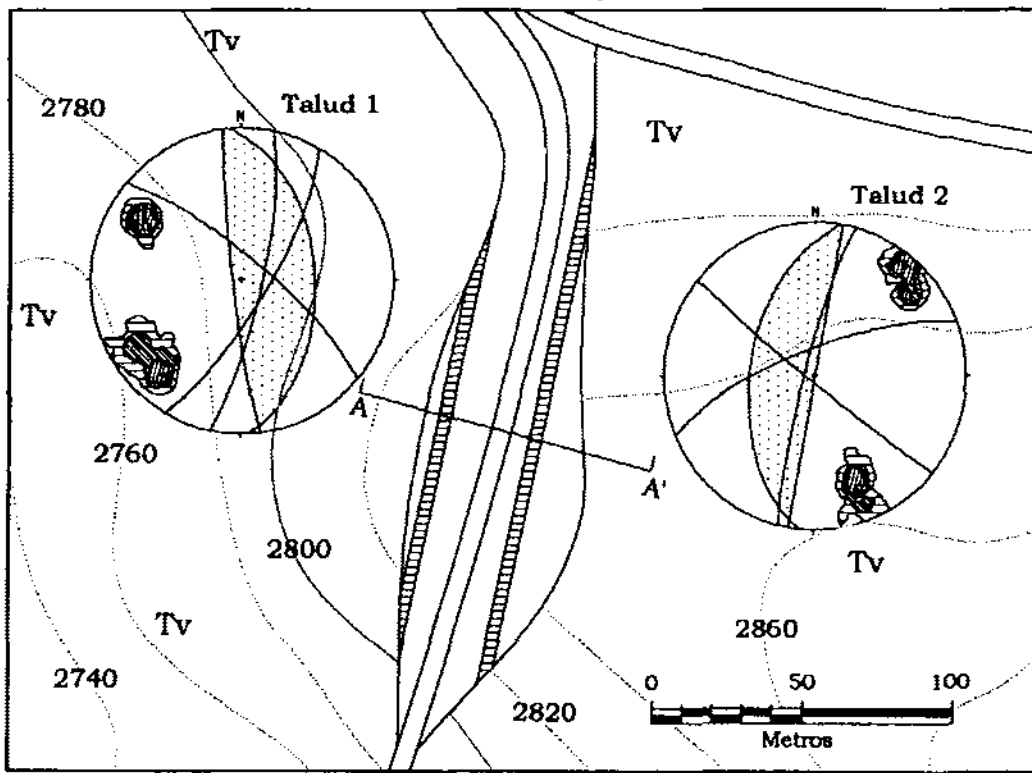
Aún si la estabilidad de una masa rocosa está determinada por las discontinuidades geológicas, hay situaciones donde la orientación e inclinación de estas discontinuidades es tal que el deslizamiento de bloques o cuñas no es posible. La falla en estos taludes involucra una combinación de movimientos en discontinuidades y puede anticiparse que en tales casos se pueden excavar taludes altos y muy inclinados.

Kley y Luton y Ross-Brown (*in Hoek, op. cit., p. 22*), compilaron información referente a taludes en minas a cielo abierto y en carreteras. Estos autores analizaron una serie de datos sobre la altura de taludes en materiales clasificados como roca dura así como su ángulo de inclinación, e incluyeron en una gráfica tanto a taludes estables como inestables. Esta gráfica muestra que muchos taludes son estables en alturas de varios cientos de metros y con ángulos de inclinación muy elevados, y que otros fallan en alturas de decenas de metros o aún menores.

Esta diferencia es debida al hecho de que la estabilidad de taludes en roca varía con la inclinación de las superficies de discontinuidad, tales como fallas y fracturas dentro de la masa rocosa. Cuando estas discontinuidades son verticales u horizontales no existe deslizamiento y la falla se produce por movimientos a lo largo de estas discontinuidades. Cuando la masa contiene discontinuidades entre  $30^\circ$  y  $70^\circ$  hacia la cara del talud pueden ocurrir deslizamientos y la estabilidad de estos taludes es menor que aquellos en los cuales hay discontinuidades verticales u horizontales.

En la tabla 5.1.2 se muestra la relación de altura e inclinación para los taludes analizados a lo largo del tramo carretero.

A San Felipe

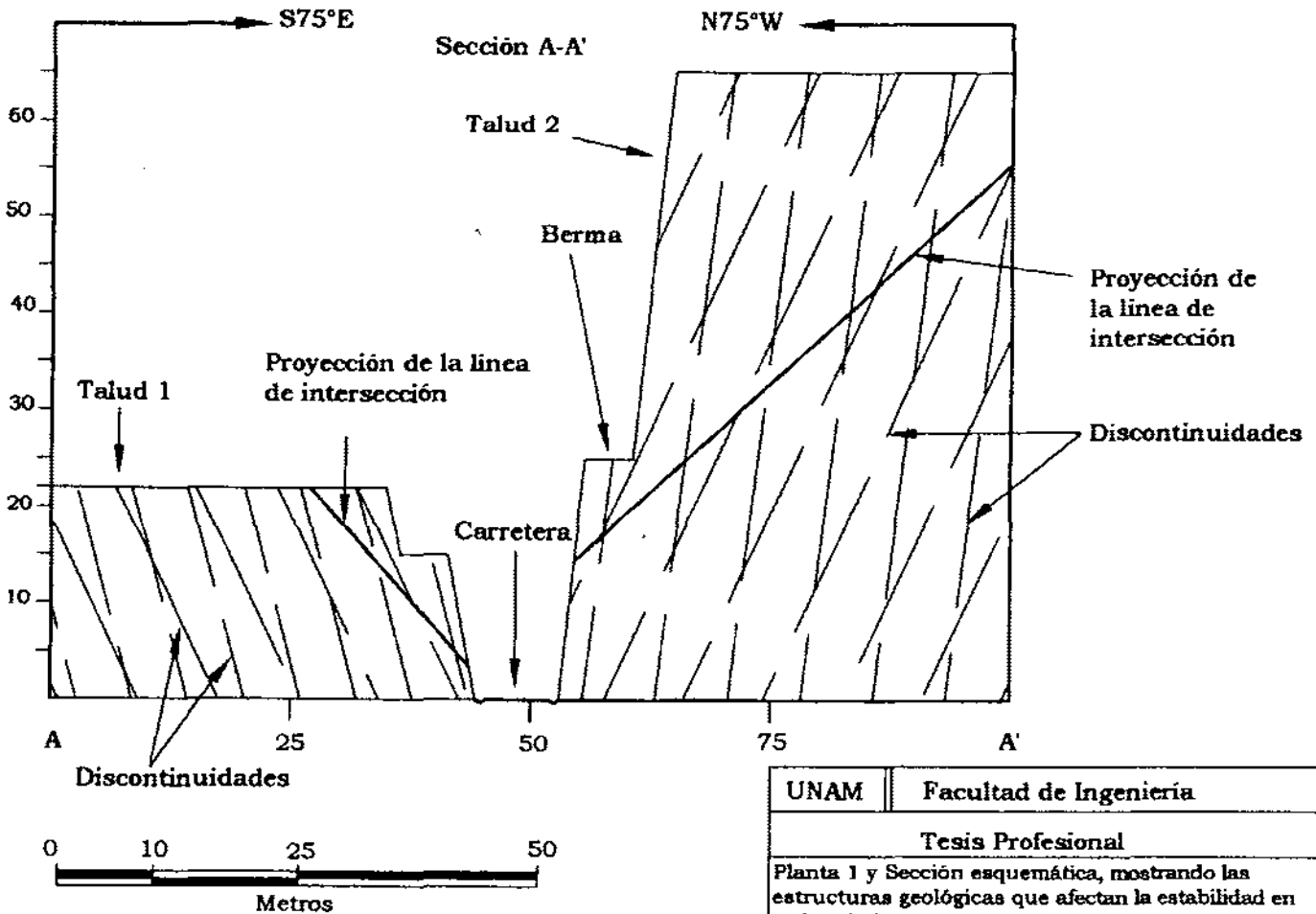


LEYENDA

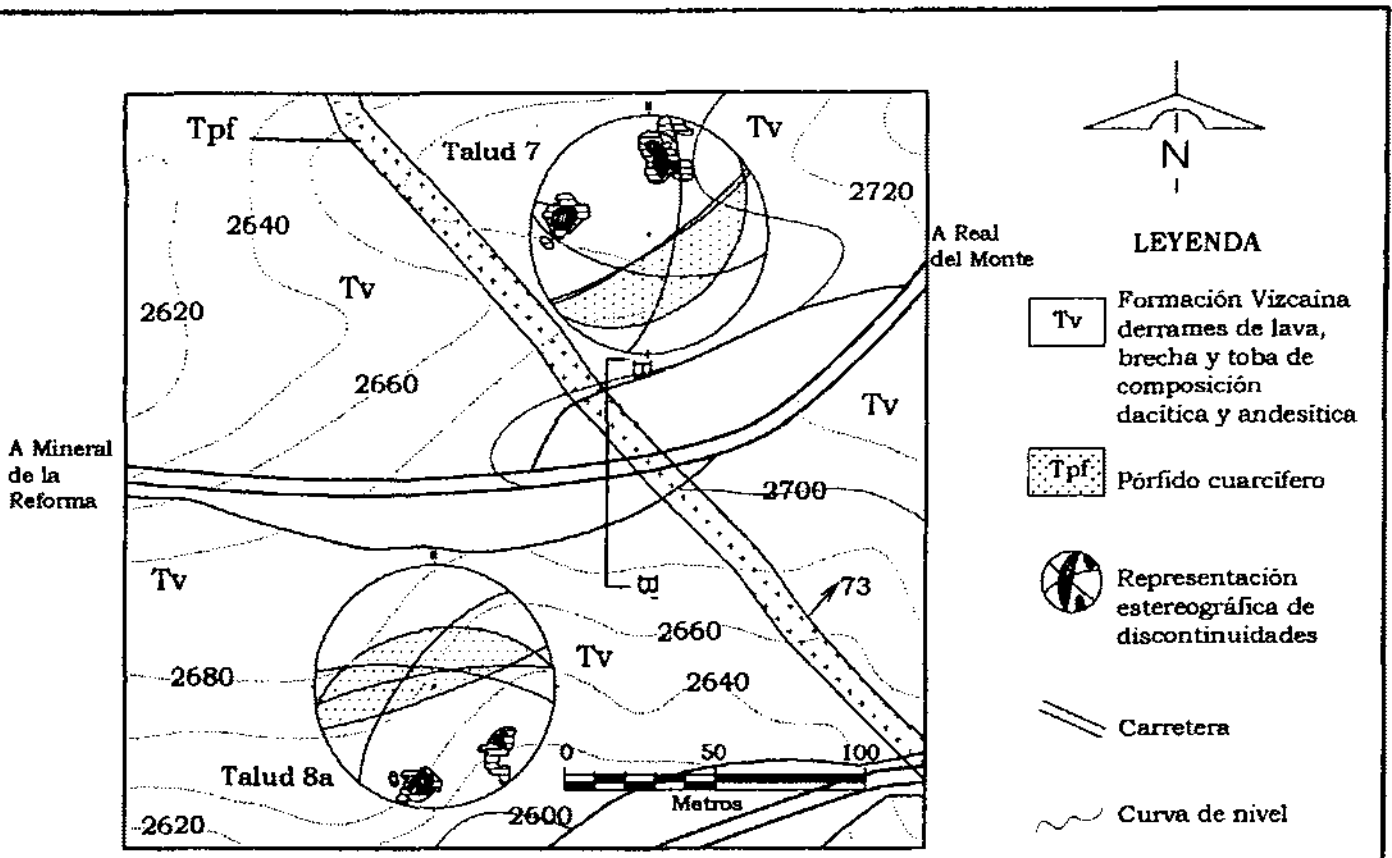
- Tv Formación Vizcaína derrames de lava, brecha y toba de composición dacítica y andesítica
- Representación estereográfica de discontinuidades
- Berma
- Curva de nivel
- Carretera

A Mineral de la Reforma

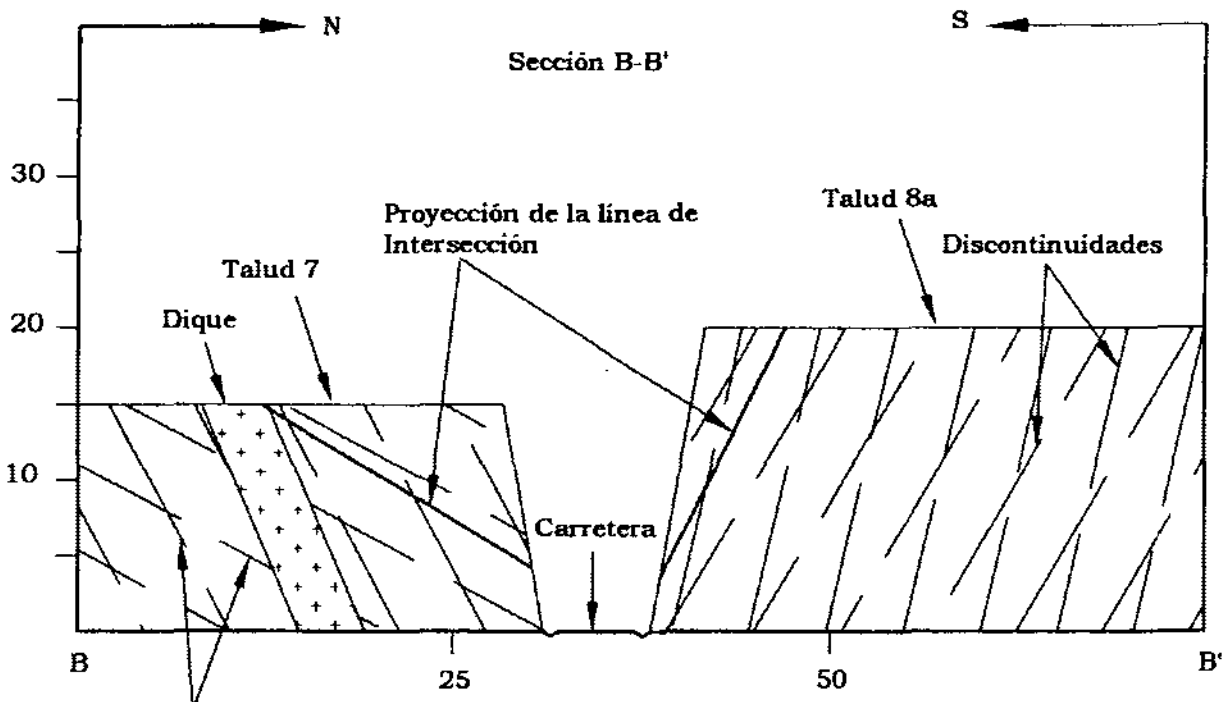
Elevación en m



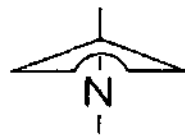
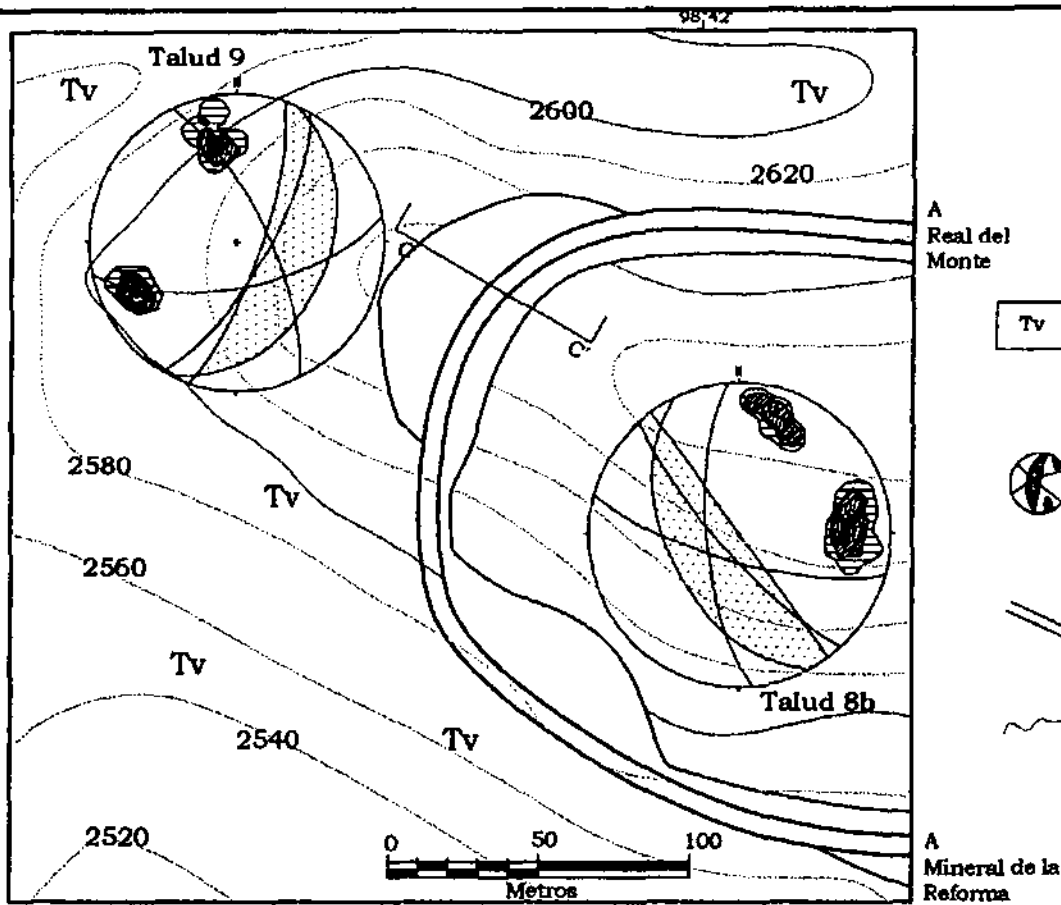
UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Planta 1 y Sección esquemática, mostrando las estructuras geológicas que afectan la estabilidad en cada talud	
Figura 18 Km 5+800	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000



Elevación en m



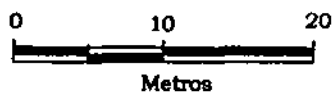
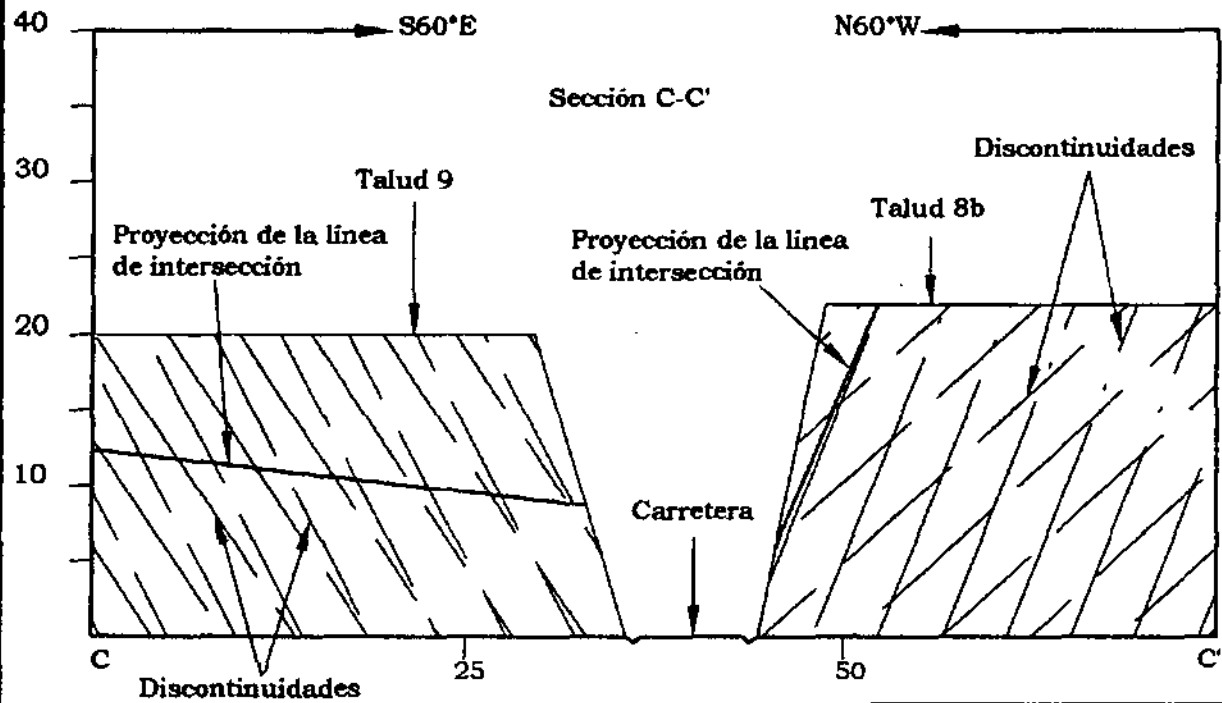
UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Planta 2 y Sección esquemática, mostrando las estructuras geológicas que afectan la estabilidad en cada talud	
Figura 19 Km 4+640	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000



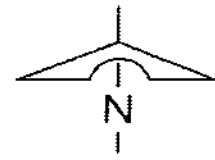
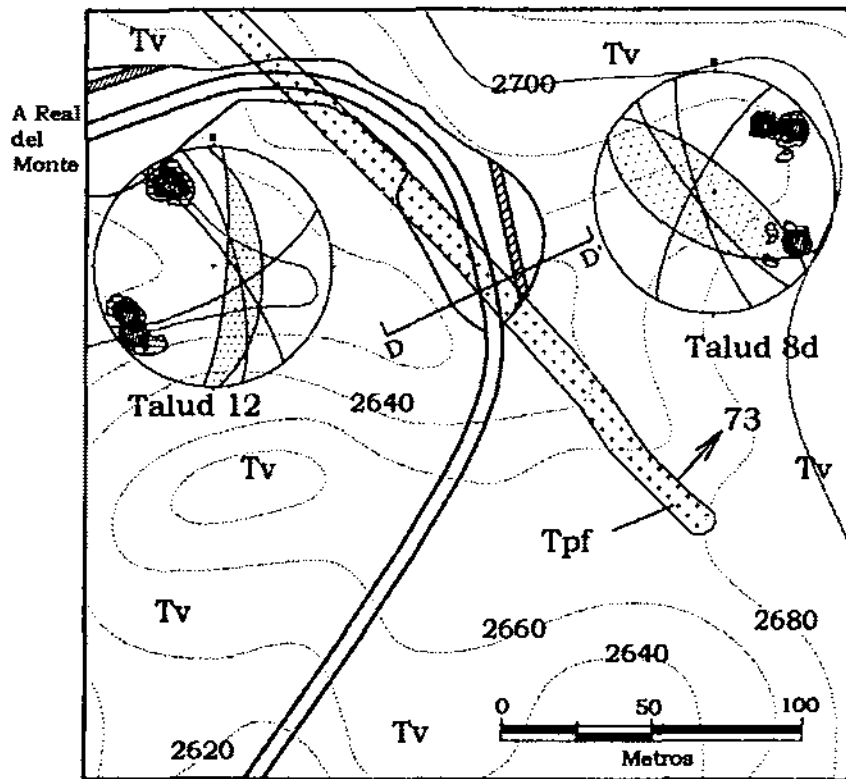
**LEYENDA**

- Tv Formación Vizcaína derrames de lava, brecha y toba de composición dacítica y andesítica
- Representación estereográfica de discontinuidades
- Carretera
- Curva de nivel

Elevación en m



UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Planta 3 y Sección esquemática, mostrando las estructuras geológicas que afectan la estabilidad en cada talud	
Figura 20 Km 4+100	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000

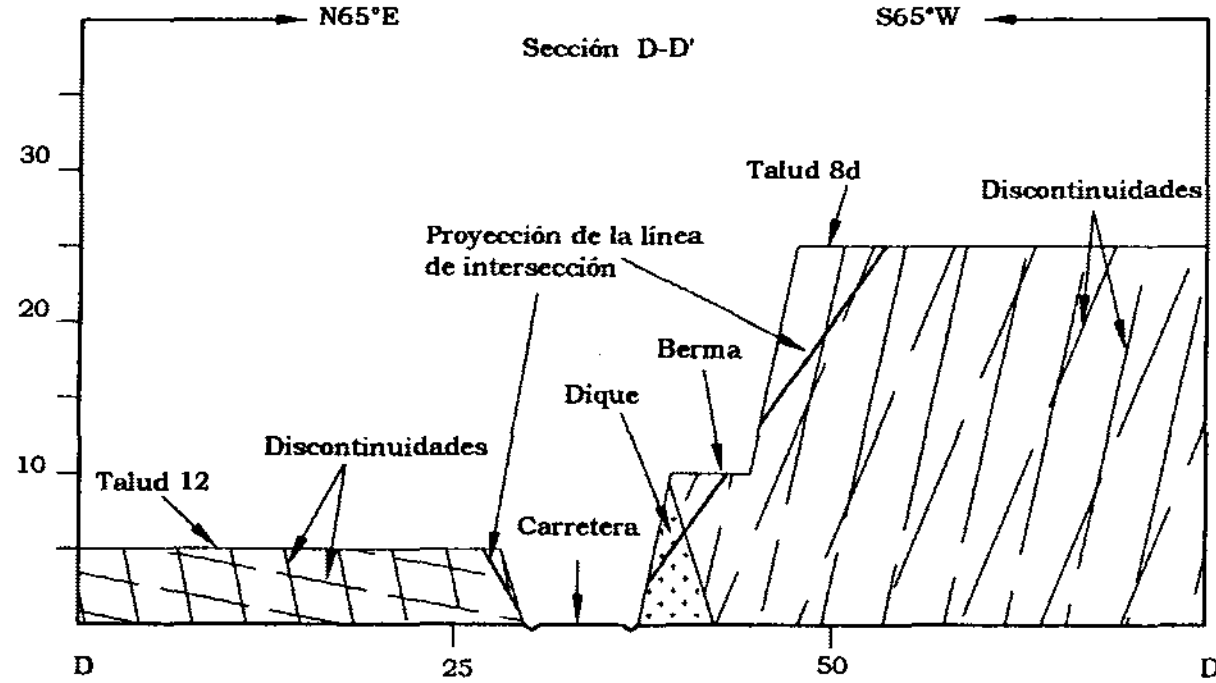


**LEYENDA**

- Tv Formación Vizcaina derrames de lava, brecha y toba de composición dacítica y andesítica
- Tpf Pórfido cuarcífero
- Representación estereográfica de discontinuidades
- Berma
- Curva de nivel
- Carretera

A Mineral de la Reforma

Elevación en m



UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Planta 4 y Sección esquemática, mostrando las estructuras geológicas que afectan la estabilidad en cada talud	
Figura 21 Km 2+970	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000

**Tabla 5.1.2** Relación de altura e inclinación para los taludes estudiados.

Talud	Altura (m)	Inclinación ( $\psi$ °)	Talud	Altura (m)	Inclinación ( $\psi$ °)
1	22	79	8b	22	79
2	65	84	8c	22	57
3	22	78	8d	25	79
4	22	76	9	20	73
5	19	73	10	11	79
6	19	75	11	10	68
7	15	81	12	5	73
8a	20	80			

Espinosa (1979), comenta que para taludes en andesita fracturada y alterada se recomienda un talud con una relación de corte de  $\frac{1}{2}:1$ , en donde se pueda construir una berma de 4 m (para los taludes analizados las bermas son de 5 m), sí en la parte inferior del corte las fracturas están cerradas y no contienen arcilla.

Modelos de estudio sobre fallas de taludes en rocas fracturadas sugieren que las grietas de tensión se generan como resultado de pequeños movimientos de cizalla dentro de la masa rocosa. Estas generalmente aparecen en la parte superior del talud con profundidad y espesores variables.

La ubicación de las grietas de tensión en campo, resultó difícil debido al tratamiento que recibieron los taludes en el momento en que se visitó el lugar y, solo fue posible localizar algunas de ellas, en los denominados "Talud 7" y "Talud 1" con anchos que oscilan entre 3 y 5 cm, y con longitudes de 5 y 1.6 metros, alejadas 2.8 y 4 metros respectivamente del plano general de talud, presentando rumbos paralelos a este último. No fue posible establecer la profundidad de las grietas ya que se encuentran rellenas por material de remoción producto del tratamiento.

Por otra parte, aunque la mayoría de los taludes no muestran evidencia de flujo de agua, en el kilómetro 3+210, se obtuvieron diferentes valores de gasto en puntos separados de 10 a 15 metros, utilizando para ello los drenes instalados en esta parte, como se mencionó en el capítulo anterior.

La distribución de la presión de agua para una Falla en cuña está basada en la hipótesis de que la cuña en sí misma es impermeable y que el agua entra por la cima de la cuña a lo largo de las líneas de intersección 3 y 4 y tiene salida en la base de la cuña a través de las líneas 1 y 2 (Hoek, *op. cit.*, p. 206), como se muestra en las Figuras 22 y 23.

En los esquemas se observa que la presión máxima ocurre a lo largo de la línea de intersección y la presión es cero a lo largo de las líneas 1, 2, 3, y 4. Esta distribución de la presión se piensa es consecuencia de condiciones extremas, las cuales ocurren durante un torrente.

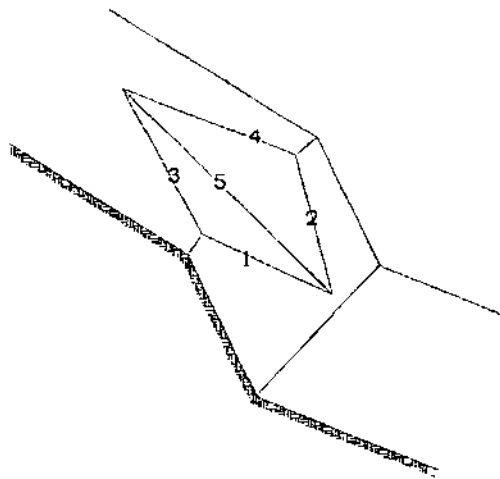


Figura 22

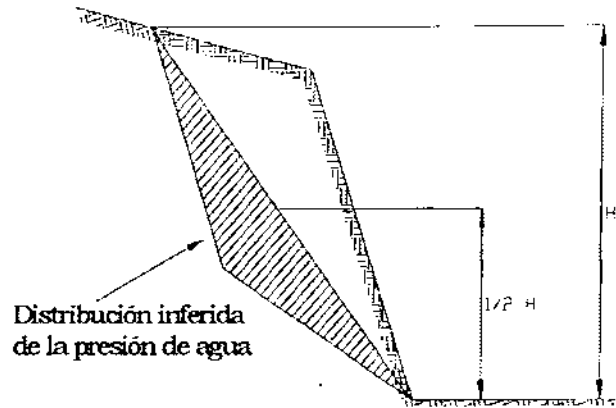


Figura 23

Hasta aquí se han comentado los principales mecanismos de falla, cada uno de ellos con un peso diferente en la estabilidad de un talud, sin duda el mejor entendimiento de cada uno de ellos y de todos en conjunto contribuye a definir las mejores condiciones de estabilidad y seguridad necesarias para la obra.

## V.2 Propiedades del Terreno

Existe un amplio rango de propiedades de las rocas que reflejan una variedad de estructuras y componentes. Estas propiedades están basadas en un número de mediciones fundamentales para describir las rocas cuantitativamente. De acuerdo con Goodman (*op. cit.*, p. 27), existen ciertas propiedades que se miden fácilmente y pueden denominarse como propiedades índice. Sin embargo, el comportamiento de especímenes de roca bajo esfuerzos cambiantes, temperatura, presión de fluidos y tiempo incluyen otras facetas que no se representan por las propiedades índice, y son descritas bajo lo que se conoce como propiedades mecánicas. Ambos tipos de propiedades se deben caracterizar en roca intacta, entendiéndose como roca intacta una muestra de roca que se puede extraer del subsuelo para pruebas y que además no posee todos los defectos estructurales del macizo rocoso.

### Propiedades Índice

Algunas de las propiedades índice son: Peso específico ( $\gamma$ ), Porosidad ( $n$ ), Absorción ( $w\%$ ), Velocidad sónica.

**Peso específico.** El peso específico ( $\gamma$ ), se define como el cociente entre su peso y la unidad de volumen, este representa la fuerza que ejerce la aceleración de la gravedad sobre la masa por unidad de volumen (Streeter, 1988).

$$\gamma = W/V \quad [F^1 L^{-3}] \quad (5.2.1)$$



**Porosidad.** Como se definió en IV.3, la porosidad de una roca es la relación existente entre el volumen de huecos (poros) y el volumen total de la muestra.

$$n\% = V_v / V \times 100$$

**Absorción (w%).** El agua que llena los poros de una muestra de roca sumergida, puede quedar atraída por la roca o bien quedar libre, es decir, no sujeta a atracción (Krynine, 1975).

Cuando se sumerge en agua una muestra de roca no absorbe tanta cantidad como lo permite su capacidad teórica, ya que durante la inmersión una parte del aire existente en la muestra es "aprisionado" por el agua y no puede encontrar salida; así es que el agua se ve imposibilitada para llenar determinado porcentaje de los poros. Numéricamente se expresa como:

$$w\% = W_w - W_0 / W_0 \times 100 \quad (5.2.2)$$

Como parte de los análisis efectuados a núcleos de dacita, estos se sumergieron en agua durante un cierto tiempo obteniéndose lo siguiente (tabla 5.2.1):

**Tabla 5.2.1** Contenido de agua en núcleos de roca ensayados.

Muestra	Diámetro (cm)	Longitud (cm)	w%
M3	4.75	12.05	0.37
M4	4.75	12.50	0.36
M7	4.75	12.47	0.27
M9	4.75	12.39	0.27
M10	4.75	12.22	0.18

En la tabla 5.2.2 se muestran algunas de las propiedades índice de las rocas con mayor distribución en el área de trabajo.

**Tabla 5.2.2** Propiedades índice de las principales rocas presentes en el área.

Roca	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	n%	w%
Dacita	24.51 - 26.96	0.5 - 5	1.44
Andesita	22.55 - 26.96	0.2 - 8	0.05-4.86

Tomada de Krynine (op. cit., p. 71) y Afrouz (1992)

### Propiedades Mecánicas

En muchos problemas de obras civiles son de importancia fundamental las propiedades de las rocas. Entre otras debe considerarse el comportamiento de la roca en el sitio con las discontinuidades geológicas inherentes. De entre las propiedades mecánicas de las rocas podemos mencionar algunas de las más importantes: resistencia a la tensión ( $\sigma_t$ ), resistencia a la compresión ( $\sigma_c$ ), módulo de deformación al 50% ( $E_{50}$ ), resistencia al corte ( $\tau$ ) e índice de carga puntual.

### Tensión indirecta.

Resulta difícil la determinación de la resistencia a la tensión mediante el ensayo directo de una probeta cilíndrica, ya que aún no se ha conseguido un método satisfactorio para sujetar la probeta sin introducir tensiones de flexión. La resistencia a la tensión se suele medir generalmente por métodos indirectos rápidos. El "ensayo brasileño" es un método indirecto muy usado para determinar la resistencia a la tensión de la roca. En este ensayo, una probeta cilíndrica de longitud  $L$  y diámetro  $D$  se carga diametralmente con una carga  $F$ . La muestra se suele romper separándose en dos mitades según el eje de carga diametral. Se calcula entonces la resistencia a tensión ( $\sigma_t$ ) en rotura mediante la ecuación:

$$\sigma_t = 2F / \pi DL \quad (5.2.3)$$

que da la tensión uniforme que actúa sobre la mayor parte del diámetro, normalmente a la línea que une los puntos de carga de acuerdo con la teoría elástica (Hendron, A. J., *in* Stagg, *op. cit.*, p. 34).

En el laboratorio se ensayaron un total de 11 núcleos de roca correspondiente a dacita y toba dacítica con una relación de esbeltez de 1 a 1.5, obteniéndose los siguientes valores (tabla 5.2.3):

**Tabla 5.2.3** Valores de resistencia a la tensión indirecta en núcleos ensayados.

Muestra	Roca	Diámetro (cm)	Longitud (cm)	F (kg)	$\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )
M11	Toba dacítica	4.76	7.10	4187	78.87
M12	Dacita	4.75	7.17	2054	38.39
M13	Dacita	4.75	7.15	6083	114.02
M14	Toba dacítica	4.74	5.65	869	20.65
M15	Toba dacítica	4.74	7.14	2054	38.63
M16	Dacita	4.73	5.27	1580	40.35
M17	Dacita	4.75	5.00	3713	99.52
M18	Toba dacítica	4.74	7.09	3318	62.85
M19	Dacita	4.72	5.39	1738	43.49
M20	Dacita	4.75	5.59	4819	116.02
M21	Dacita	4.74	5.20	2054	53.05

Como vemos los valores de resistencia a la tensión para ambos tipos de roca varían considerablemente. Hendron (*in* Stagg, *op. cit.*, p. 35), comenta que para fines prácticos es suficientemente exacto en la mayoría de los casos el suponer una resistencia a la tensión del 5 al 10% de la resistencia a compresión simple. Una determinación más exacta puede no estar justificada debido a la amplia variación de resistencias a tracción observadas en cualquier serie de muestras de roca.

### Compresión simple y Módulo de deformación.

Goodman (*op. cit.*, p. 60), menciona que la prueba de compresión simple es una de las pruebas de esfuerzo más frecuentemente usadas, aunque no sea fácil de realizar, dado que los resultados pueden variar por uno o varios factores debido a

que dos procedimientos del mismo tipo de ensayo siempre son diferentes. El espécimen de prueba es un cilindro de roca con relación de esbeltez (Longitud/Diámetro) de 2.5 a 3 con bordes paralelos, tersos y planos cortados perpendicularmente al eje del cilindro. El procedimiento es recomendado en ASTM (American Society for Testing and Materials) designación D2938-71a y por Bieniawski y Bernede (1979). Los especímenes en laboratorio se preparan y comprimen entre las platinas de la prensa hidráulica. El esfuerzo a compresión es expresado como la relación de carga máxima respecto al área del espécimen.

$$\sigma_c = F/A \quad (5.2.4)$$

En el laboratorio se ensayaron un total de diez muestras de roca mediante la prueba a compresión simple, registrándose la carga máxima y las lecturas de micrómetros. Del total de muestras, cinco de ellas fueron inmersas en agua y cinco se ensayaron en seco, con el fin de determinar la variación de la resistencia a compresión simple entre muestras secas y húmedas (ver tabla 5.2.6).

En las figuras 24 y 25 se muestran las gráficas para cada una de las muestras estudiadas.

Deere (*in Stagg, op. cit.*, p. 18), menciona que la clasificación de las rocas a partir de las propiedades mecánicas se basa en dos propiedades importantes de la roca: la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad. El módulo empleado es el módulo tangente correspondiente a un nivel tensional igual a la mitad de la resistencia de la roca. La resistencia a compresión simple se determina con muestras de relación longitud/diámetro igual o superior a 2. La roca se clasifica en una de las cinco categorías de resistencia indicadas en la tabla 5.2.4.

**Tabla 5.2.4** Basada en la resistencia ( $\sigma_c$ ).

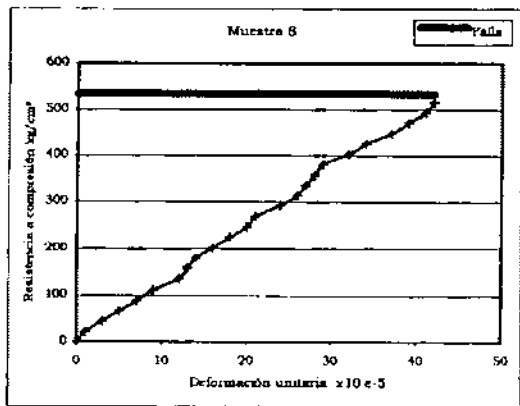
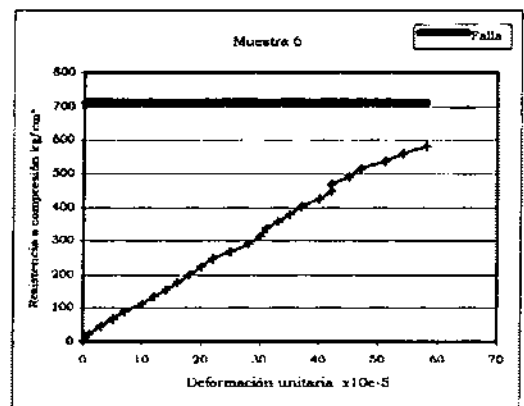
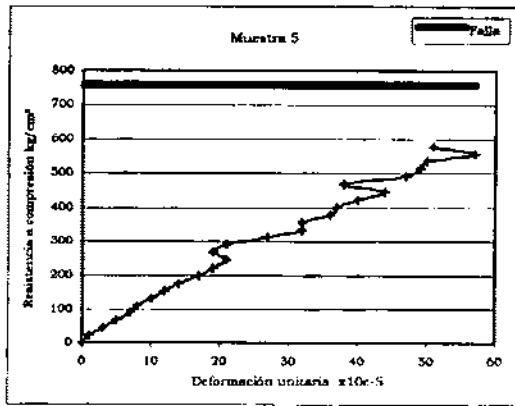
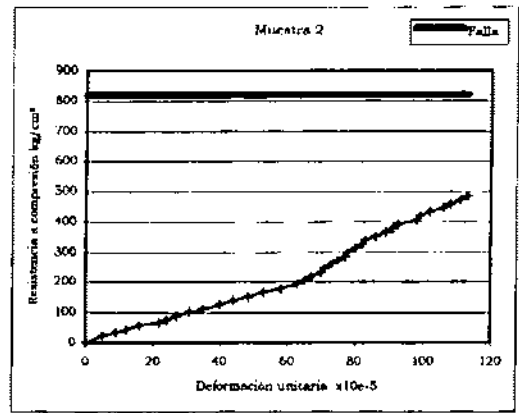
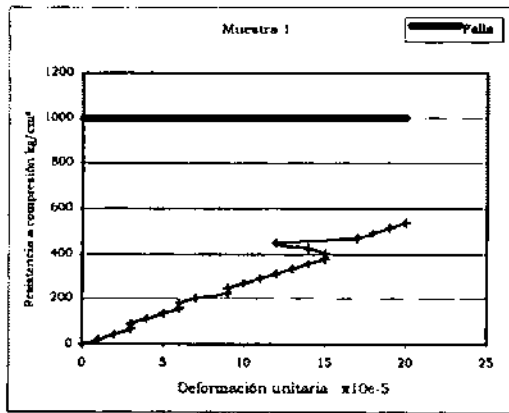
Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )
A	Resistencia muy alta	>2250
B	Resistencia alta	1120 - 2250
C	Resistencia media	560 - 1120
D	Resistencia baja	280 - 560
E	Resistencia muy baja	<280

El segundo elemento del sistema de clasificación es el módulo de elasticidad ( $E_t$ ). Sin embargo, en lugar de emplear el módulo propiamente dicho se utiliza la relación entre este módulo y la resistencia a compresión simple, el módulo relativo, según se indica en la tabla 5.2.5:

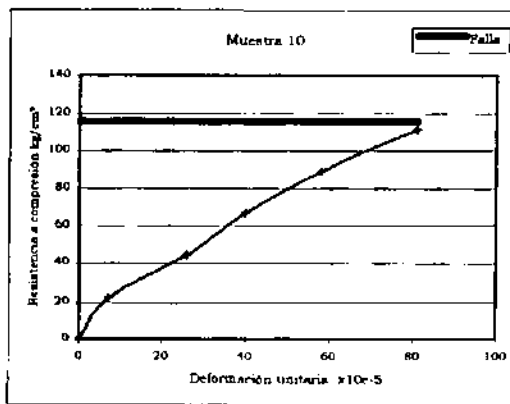
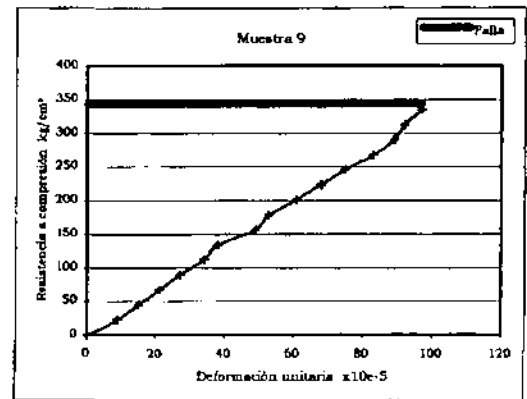
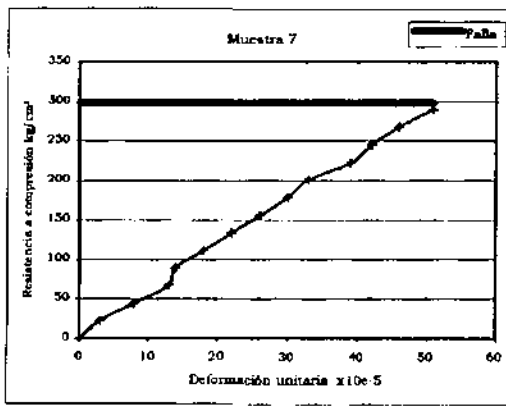
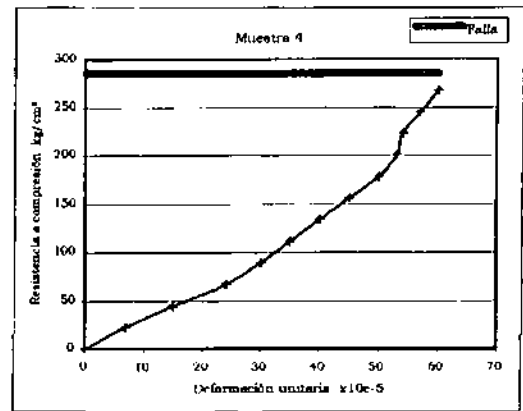
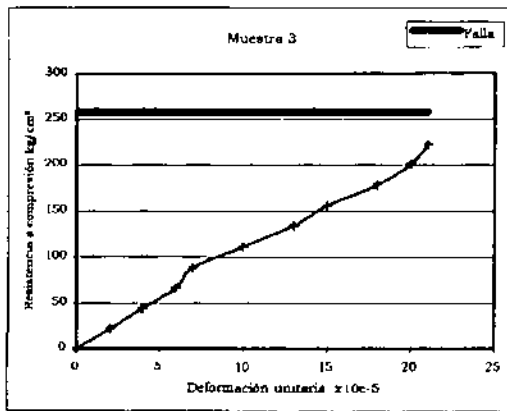
**Tabla 5.2.5** Basada en el módulo relativo ( $E_t/\sigma_c$ ).

Clase	Descripción	Módulo relativo
H	Elevado módulo relativo	>500
M	Módulo relativo medio	200 - 500
L	Módulo relativo bajo	<200

Tomada de Deere (*in Stagg, op. cit.*, p. 18)



UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Gráficas de resistencia a compresión	
Muestras en seco	
Edgar S. Esquivel Victoria	Figura 24
	2000



UNAM	Facultad de Ingeniería
Tesis Profesional	
Gráficas de resistencia a compresión Muestras sumergidas en agua	
Figura 25	
Edgar S. Esquivel Victoria	2000

De acuerdo con Coates (1973), el módulo es la relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria para cada material, cuando el incremento de la deformación unitaria es producido por el incremento de la tensión. La deformación unitaria es la deformación por unidad de longitud. En la tabla 5.2.6 se muestran los resultados obtenidos para las muestras ensayadas y su representación se indica en la Figura 26.

**Tabla 5.2.6** Valores de resistencia a compresión simple y módulo de deformación.

Muestra	Condición	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_{150}$	Clasificación
M1	Seca	998.64	2229000	CH
M2	Seca	820.31	1338000	CH
M3	Húmeda	258.57	743000	EH
M4	Húmeda	285.32	445800	EH
M5	Seca	757.90	891800	CH
M6	Seca	712.07	1119500	CH
M7	Húmeda	298.70	557250	EH
M8	Seca	532.93	2239000	DH
M9	Húmeda	343.28	557250	DH
M10	Húmeda	115.91	159214.28	EH

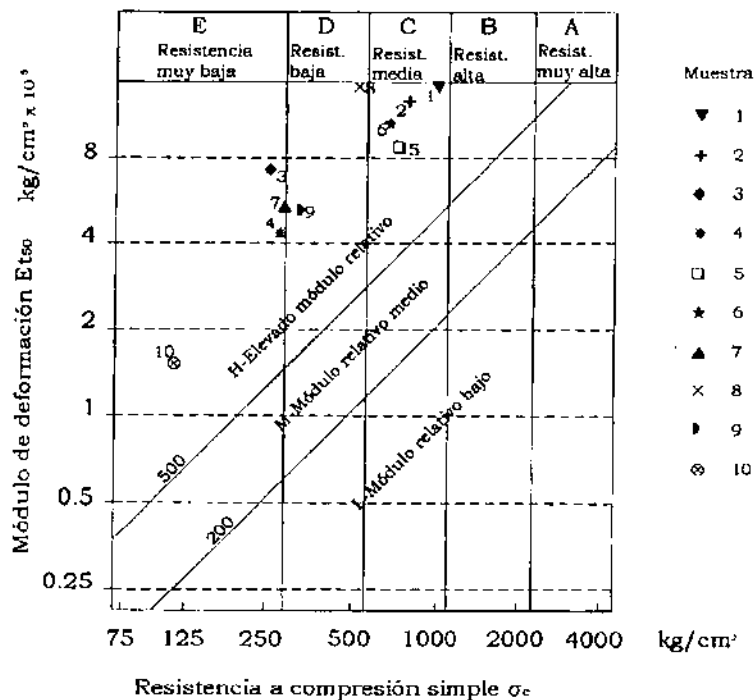


Figura 26

Como podemos observar, y de acuerdo con la clasificación de Deere y Miller (1966), las muestras en seco presentan una resistencia a compresión simple, de media a baja y módulo relativo alto, mientras que para las muestras húmedas al aumentar el contenido de agua su resistencia a compresión disminuye de baja a muy baja, aunque conservan un módulo relativo alto. En tanto, el porcentaje de variación entre los valores de resistencia a compresión simple va de 35.59 a 88.40%.

### Esfuerzo cortante.

Al analizar la estabilidad de un talud de roca, el factor más importante a considerar es la geometría del macizo rocoso detrás del plano de talud. El siguiente factor más importante es el esfuerzo cortante de las superficies de falla potenciales. La determinación de los valores de esfuerzo cortante es una parte crítica en el diseño de un talud, ya que cambios pequeños en el esfuerzo cortante resultan en cambios importantes en la altura y el ángulo del talud. La elección de los valores apropiados depende no solo de la disponibilidad de datos de pruebas sino también de la interpretación de estos datos a la luz del comportamiento de la masa rocosa, la cual se hace a toda la escala del talud.

En resumen, las diferencias en el esfuerzo cortante de superficies pueden deberse a la influencia de la alteración en estas superficies, la presencia de presión de agua subterránea y a la diferencia en escala entre la superficie probada y el talud.

En términos generales el esfuerzo cortante máximo ( $\tau$ ) está definido como:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi_p \quad (5.2.5)$$

donde:

$\sigma_n$  = esfuerzo normal

$\phi_p$  = ángulo de fricción (pico o máximo)

$c$  = cohesión del material

Debido a que no se contaba con los elementos necesarios para llevar a cabo el ensaye de corte, se utilizó una aproximación alternativa para obtener el esfuerzo cortante, propuesta por Barton (*in* Hoek, *op. cit.*, p. 89), basada en cuidadosas pruebas y observaciones hechas en "juntas" rugosas, producidas artificialmente en materiales usados para modelos de estudio de comportamiento de taludes; Barton obtuvo la siguiente ecuación empírica:

$$\tau = \sigma_n \tan (\phi_r + JRC \log_{10} (JCS / \sigma_n)) \quad (5.2.6)$$

donde:

JRC es el coeficiente de rugosidad en juntas (Joint Roughness Coefficient).

JCS es el esfuerzo de compresión uniaxial en las paredes de las juntas (Joint Wall Compression Strength).

$\phi_r$  es el ángulo de fricción residual.

Cabe hacer mención que la ecuación anterior se aplica solo para *discontinuidades sin relleno*, para discontinuidades con relleno se debe utilizar otros procedimientos.

El ángulo  $i$  de las irregularidades existentes en el plano potencial de falla, el cual se mide respecto a la superficie media de las discontinuidades, tiene influencia en la resistencia al corte. Para cargas normales bajas, la resistencia al esfuerzo cortante se expresa por:

$$\tau = \sigma \tan (\phi_r + i) \quad (5.2.7)$$

donde:  $\phi_r$  es el ángulo de fricción residual.

El ángulo  $i$  en la ecuación anterior fue reemplazado por el esfuerzo normal término dependiente que contiene el JRC, mientras que el valor de  $\phi_p$  queda determinado por:

$$\phi_p = JRC \log_{10} (JCS / \sigma_n) + \phi_r \quad (5.2.8)$$

La obtención del coeficiente de rugosidad ( $JRC$ ) de las discontinuidades, será descrita en la sección siguiente.

Para obtener un valor de JCS, las paredes de las discontinuidades se prueban por medio de un esclerómetro Schmidt.

En forma general el martillo Schmidt se aplica en dirección perpendicular a la pared de la discontinuidad de interés y la superficie debe estar libre de partículas, al menos bajo el lugar donde golpea el martillo.

Cada superficie de interés debe probarse un cierto número de veces para asegurar un grupo de resultados representativos. Se sugiere que las pruebas sean diseñadas en grupos de diez, aplicando el martillo en un nuevo lugar de la superficie antes de cada impacto. Las lecturas más bajas de cada grupo de diez son omitidas y se toma el valor medio de las cinco más altas (ISRM, 1981). El valor medio del rebote Schmidt ( $r$ ) y el peso específico ( $\gamma$ ) de la roca se utilizan para estimar el valor de JCS.

En la zona de trabajo y con la ayuda de un martillo Schmidt se probaron diferentes planos de fracturas en diferentes taludes, obteniéndose un total de dieciséis grupos de pruebas con un total de diez valores esclerométricos por cada prueba, tal como se muestra en la tabla 5.2.7:

**Tabla 5.2.7** Número de pruebas y lecturas esclerométricas.

Prueba	Lectura										Media
A	45	40	46	38	32	38	33	40	34	34	41
B	53	49	52	49	46	42	50	46	40	42	50
C	37	47	44	42	38	43	32	45	43	41	44
D	38	34	36	40	34	51	43	47	33	32	44
E	38	38	42	40	40	40	43	38	46	40	42
F	48	36	46	46	36	38	52	49	38	40	48
G	42	48	44	42	52	48	47	48	36	44	49
H	44	49	36	40	40	46	44	40	40	51	47
I	42	42	38	38	38	39	38	38	34	39	40
J	45	38	38	42	45	38	42	45	39	43	44
K	46	41	36	38	50	42	44	40	55	46	48
L	38	43	43	51	48	46	49	43	38	47	48
M	41	41	38	46	43	40	48	46	38	41	45
N	45	40	38	38	50	48	42	45	40	42	46
O	33	40	46	41	35	34	40	44	38	38	42
P	47	36	42	40	48	40	48	42	34	39	45
										Promedio	45



El valor medio del rebote igual a 45 se obtuvo del promedio de los valores medios correspondientes a cada prueba, de acuerdo con lo sugerido por la ISRM (*op. cit.*, p. 34).

Con este valor esclerométrico y con los valores de peso específico de las rocas dominantes en el área (ver tabla 5.2.2), se calcularon los valores para JCS utilizando la Figura 27, obteniendo lo siguiente:

Dacita 85.50 – 104.16 MPa  
Andesita 72.25 – 104.16 MPa

con una dispersión promedio de  $\pm 40$  MPa.

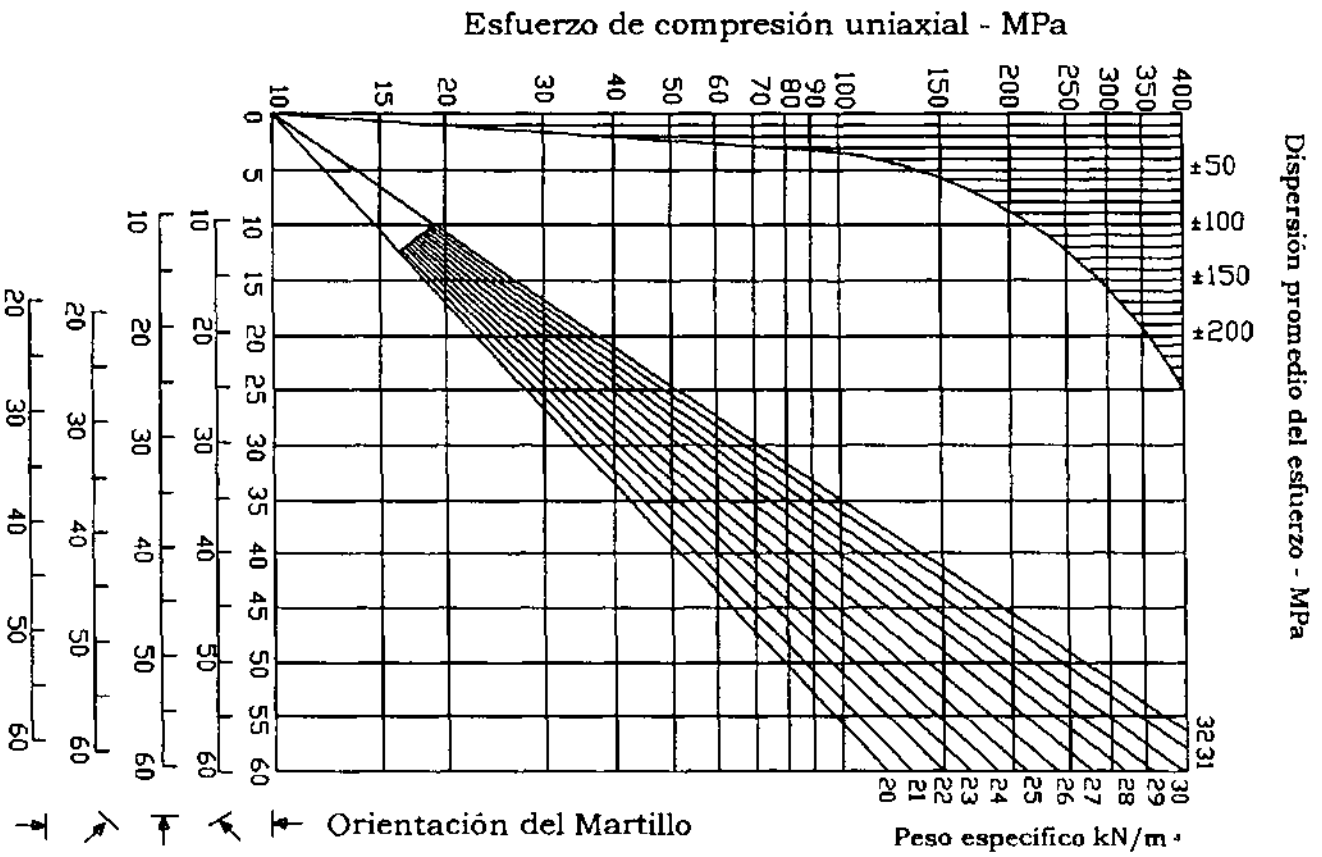
La tabla 5.2.8 muestra los valores del esfuerzo normal y, los valores para  $\phi$  máximo obtenidos a partir de la ecuación 5.2.8; el valor de  $\phi_r = 28^\circ$ , se tomó de la tabla proporcionada por Afrouz (*op. cit.*, p. 47).

**Tabla 5.2.8** Valores de esfuerzo normal en planos y ángulos de fricción.

Talud	Plano 1 $\sigma_n$ (kg/m <sup>2</sup> )	Plano 2 $\sigma_n$ (kg/m <sup>2</sup> )	$\phi_1$	$\phi_2$
1	417.4	372.2	62.6 a 72.1	62.9 a 72.6
2	1458.9	1845.0	58.2 a 66.6	57.4 a 65.6
3	927.2	513.0	59.2 a 68.6	61.3 a 71.2
4	239.5	214.0	63.9 a 74.5	64.3 a 74.9
5	359.8	343.8	14°	62.6 a 72.9
6	744.5	473.7	59.9 a 69.5	61.5 a 71.5
7	954.8	642.4	59.7 a 68.5	61.1 a 70.2
8a	533.5	242.3	61.7 a 70.9	64.4 a 74.4
8b	551.3	519.9	61.6 a 70.8	61.8 a 71.1
8c	416.8	546.1	62.6 a 70.1	61.6 a 70.9
8d	366.4	310.8	63.0 a 72.6	14°
9	724.2	485.2	60.6 a 69.7	62.0 a 71.4
10	71.1	99.2	68.7 a 79.7	67.6 a 78.3
11	65.5	184.0	68.9 a 80.1	65.4 a 75.6
12	16.1	70.2	73.9 a 86.2	68.8 a 79.8

Cabe hacer mención que de acuerdo con los valores presentados en la tabla anterior, para los taludes 5 y 8d planos 1 y 2 respectivamente, se consideró utilizar un valor de  $\phi = 14^\circ$  en el análisis de estos taludes, debido a que estos planos presentan un relleno arcilloso.

Un problema común en el diseño y estabilidad de un talud es una discontinuidad con alguna forma de material suave. Este relleno puede ser material detrítico producto de movimientos previos de cizalla típico en fallas o material depositado en fracturas abiertas como resultado del movimiento de fluidos a través de la masa rocosa. En cada caso, la presencia de un espesor considerable de material de relleno tiene una gran influencia en la estabilidad (Hoek, *op. cit.*, p. 101).



U.N.A.M. | Facultad de Ingeniería

Tesis Profesional

Relación entre dureza Schmidt y esfuerzo a compresión uniaxial

Figura 27 (tomada de Hoek, 1981)

Edgar S. Esquivel Victoria

2000

Cuando se encuentra un espesor considerable de material de relleno en una discontinuidad, se asume que el esfuerzo cortante ocurre a través de este material. Otro factor que debe considerarse es la influencia del material de relleno sobre la permeabilidad, ya que el tipo de relleno puede aumentar o disminuir la permeabilidad de tres a cuatro veces la de la roca circundante.

Generalmente cuando existe material de relleno, la influencia de la rugosidad se ignora y el esfuerzo cortante de la discontinuidad debe tomarse como el esfuerzo cortante del material de relleno. Cuando existe una discontinuidad con relleno de arcilla y con baja permeabilidad y si, detrás de esta existe además un flujo de agua, la presión que ejerce el agua puede afectar la estabilidad, considerando además que este material de relleno presenta un bajo esfuerzo cortante y la falla del talud puede iniciarse a través de esta discontinuidad (Hoek, *op. cit.*, p. 102).

En el área de trabajo se tomaron muestras, con el propósito de conocer las características de los materiales de relleno en fallas, entre estas el Límite líquido (Ll), Límite plástico (Lp) e Índice de plasticidad (Ip), y su clasificación de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), así como su composición mineralógica.

A los límites superior e inferior del rango de contenido de agua, para los cuales el material presenta comportamiento plástico, se les define como Límite líquido (Ll), y Límite plástico (Lp) respectivamente. El rango de contenido de agua en sí, es definido como Índice de plasticidad (Ip), es decir:

$$I_p = Ll - Lp \quad (5.2.9)$$

Los límites líquido y plástico, son determinados por medio de procedimientos de prueba arbitrarios, detallados totalmente en British Standard Institution (BS)1377(1967, *in* Craig, 1976). Los resultados obtenidos para las muestras fueron los siguientes (tabla 5.2.9):

**Tabla 5.2.9** Límites de plasticidad de materiales de relleno en fallas.

Muestra	Ll (%)	Lp (%)	Ip (%)	Clasificación
M4-F	48.90	22.17	26.73	CL
M18-F	66.00	22.32	43.68	CH

Los resultados del análisis por difracción de Rayos-X de las muestras se muestran en la tabla 5.2.10:

**Tabla 5.2.10** Composición de materiales de relleno en fallas.

Ubicación	Muestra	Composición
Talud 5	M4-F	Feldespatos, cuarzo $\alpha$ , montmorillonita sódica, montmorillonita cálcica y caolinita. Fases mayoritarias: Montmorillonita sódica, feldespatos y cuarzo $\alpha$ .
Talud 8d	M18-F	Calcita, clorita, cuarzo $\alpha$ , montmorillonita cálcica y caolinita. Fases mayoritarias: Montmorillonita cálcica, calcita y clorita.

La ISRM (*op. cit.*, p. 37), comenta que en casos donde se identifica o sospecha arcilla expansible tal como montmorillonita y, donde esta condición resulta crítica para la estabilidad, deben tomarse muestras para pruebas de expansión libre y presión de expansión.

Por último Hoek (*op. cit.*, p. 103) menciona que para rellenos de montmorillonita de 8 cm se tiene lo siguiente (tabla 5.2.11):

**Tabla 5.2.11 Resistencia al corte y ángulos de fricción para montmorillonita.**

$\tau$ máx. (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ máximo	$\tau$ res.	$\phi$ residual	Probada por
3.6	14	0.8	11	Eurenius
0.16 - 0.2	7.5 - 11.5			Underwood

### V.3 Caracterización geotécnica

La cuantificación y cualificación *in-situ*, son algunos de los aspectos más importantes de la caracterización de un macizo rocoso. Estas características indican el esfuerzo, deformabilidad y estabilidad de la masa rocosa. Resulta lógico pensar que no siempre la experiencia y buen juicio ayudan a establecer respuestas para tomar decisiones de diseño que involucran calidades de roca. Con base en esto, numerosos esquemas o clasificaciones se han desarrollado para tener un juicio razonado a través de procedimientos y descripciones estandarizadas.

Las clasificaciones nunca podrán sustituir las pruebas de campo *in-situ* ni los procedimientos de diseño más elaborados, sin embargo resultan de gran utilidad para la evaluación preliminar de un sitio, sobre todo durante las etapas iniciales del proyecto donde se cuenta con poca información de detalle.

En lo sucesivo y utilizando dos de las clasificaciones más empleadas (la Clasificación Geomecánica (RMR) y el Sistema (Q)), se hará una revisión de las características de los macizos rocosos presentes en el área, con el fin de establecer una clasificación para estos.

#### **Clasificación de Bieniawski (RMR)**

El sistema RMR (Rock Mass Rating), también llamado Clasificación Geomecánica fue desarrollado y propuesto por Bieniawski, Z.T. en 1976. Desde ese año ha sido continuamente modificado conforme nuevos casos se han analizado, cambiando los parámetros que emplea. Está basado en la suma algebraica de seis parámetros de la masa rocosa, que son:

1. Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.
2. Índice de calidad de la roca (RQD).
3. Espaciamiento de las discontinuidades.
4. Condiciones de las discontinuidades.
5. Condiciones de agua en el subsuelo.
6. Orientación de las discontinuidades.

La tabla A.1 en el apéndice 1 muestra las principales características del sistema RMR.

*Resistencia a la compresión uniaxial.* Conforme a lo señalado en V.2, se obtuvieron valores de resistencia a la compresión simple para muestras ensayadas en seco y muestras sumergidas en agua, observándose una variación importante en la resistencia a compresión para las muestras sumergidas en agua, por esta razón se decidió utilizar los valores de las muestras sumergidas en agua que reflejan los valores prudentes de compresión en las rocas estudiadas, estos valores fueron (tabla 5.3.1):

**Tabla 5.3.1** Valores de resistencia a la compresión para muestras saturadas.

Muestra	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
M3	258.57
M4	285.32
M7	298.70
M9	343.28
M10	115.91

y de acuerdo con los valores para compresión uniaxial proporcionados en la tabla A.1 en el apéndice 1, observamos que a este parámetro le corresponde un valor de 4.

*Índice de calidad de la roca (RQD).* El índice de calidad de la roca se basa en la recuperación modificada de testigo que a su vez depende indirectamente del número de fracturas y del grado de debilitamiento o alteración del macizo rocoso, según se puede observar por los testigos extraídos de un sondeo. En lugar de contar las fracturas, se obtiene una medida indirecta sumando la longitud total del testigo pero considerando únicamente aquellos trozos de testigo de longitud igual o superior a 10 cm, en estado sano y compacto (Deere, *in* Stagg, *op. cit.*, p. 28).

$$RQD = (\sum \text{Tramos} > 10\text{cm} / \text{Longitud total}) \times 100 \quad (5.3.1)$$

La ISRM (*op. cit.*, p. 46), menciona que el valor de RQD se puede estimar a partir de la relación:

$$RQD = 115 - 3.3J_v \text{ (aproximado)} \quad (5.3.2)$$

$$(RQD = 100 \text{ para } J_v < 4.5)$$

donde:  $J_v$  (Joint Volumetric Count), es la suma del número de fracturas por metro.

En campo se efectuaron mediciones del número de fracturas comprendidas en una longitud general de cinco metros. En la tabla 5.3.2 se muestran los diferentes valores de  $J_v$  para cada sistema de fracturamiento encontrado y su correspondiente valor de RQD.

**Tabla 5.3.2** Número de fracturas por metro para cada talud.

Talud	Sistema 1	Sistema 2	$J_v$	RQD %
1	39/5	63/5	20.4	47.68
2	44/5	64/5	21.6	43.72
3	58/5	47/5	21.0	45.70
4	56/5	58/5	22.8	39.76
5	51/5	54/5	21.0	45.70
6	62/5	57/5	23.8	36.46
7	52/5	52/5	20.8	46.36
8	58/5	59/5	23.4	37.78
9	43/5	57/5	20.0	49.00
10	45/5	59/5	20.8	46.36
11	47/5	39/5	17.2	58.24
12	55/5	44/5	19.8	49.66

Lo anterior muestra que el valor de RQD varía entre 36.46% y 58.24% con una media de 45.63%, y que al compararlo con los valores para el parámetro RQD de la tabla A.1 en el apéndice 1, obtenemos un valor de 8 para este parámetro.

Para propósitos geotécnicos, una discontinuidad puede definirse como un límite o rompimiento dentro de la masa rocosa o de suelo, la cual marca un cambio en las propiedades de la masa y de ese modo un cambio en las características ingenieriles (Afrouz, *op. cit.*, p. 3).

*Espaciamiento de las discontinuidades.* En lo que respecta al espaciamento de las discontinuidades y de acuerdo con la ISRM (*op. cit.*, p. 17), todas las distancias ( $d$ ) entre las discontinuidades adyacentes se miden y registran, en una longitud no menor de 3 metros, que para este caso se utilizó de 5 metros. Las distancias ( $d$ ) son medidas dentro del 5% de su valor absoluto; otro parámetro determinado es el ángulo ( $\alpha$ ) formado entre la cinta de medición y la discontinuidad.

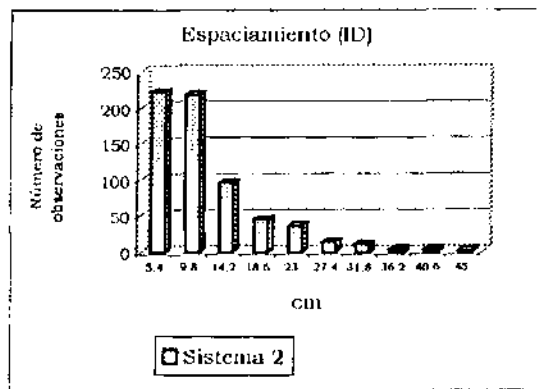
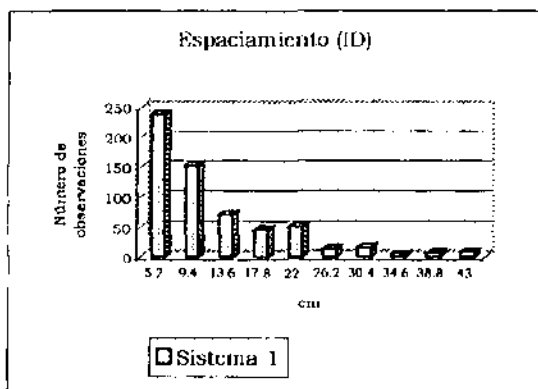
El espaciamento más común (modal) se calcula de la relación:

$$S = d_m \operatorname{sen} \alpha \quad (5.3.3)$$

donde:  $d_m$  es la distancia más común (modal).

En el área de trabajo se realizaron diversas mediciones de espaciamento, para cada uno de los cortes carreteros y sistemas de discontinuidades observados.

A continuación se muestran los histogramas correspondientes al espaciamiento de los principales sistemas de discontinuidades encontrados (Figuras 28 y 29):



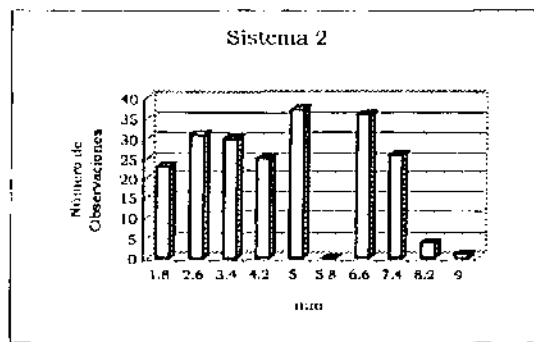
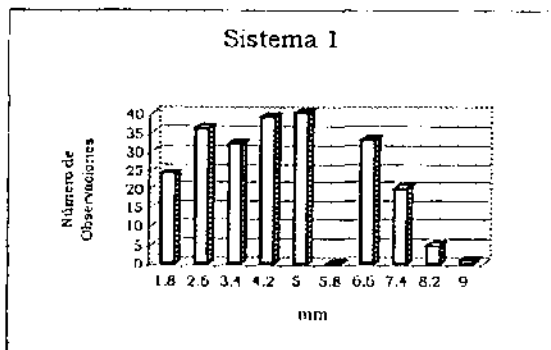
Figuras 28 y 29

Como se observa ambos sistemas presentan una distribución log-normal. Calculando el espaciamiento más común de la ecuación 5.3.3, para un ángulo ( $\alpha$ ) promedio de  $75^\circ$ , tenemos para el sistema  $S_1 = 2.99$  cm; mientras que para el segundo sistema  $S_2 = 3.09$  cm, y comparándolos con la tabla A.1 en el apéndice 1, obtenemos un valor de 5 para este parámetro.

*Condiciones de las discontinuidades.* Este parámetro incluye rugosidad de las discontinuidades, su separación (distancia entre las superficies), longitud o continuidad (persistencia), alteración de las superficies o de los planos de debilidad, y el material de relleno.

La *apertura* (separación), es la distancia perpendicular separando los muros adyacentes de roca de una discontinuidad abierta, en la cual el espacio está ocupado por aire, agua o algún tipo de relleno (ISRM, *op. cit.*, p. 35).

A continuación se muestran los histogramas correspondientes a las aperturas de los sistemas de discontinuidades registrados en campo (Figuras 30 y 31).



Figuras 30 y 31

Como se aprecia en los histogramas correspondientes a la apertura de los sistemas de fracturamiento, la apertura más común para ambos sistemas oscila en el intervalo de 5 mm, con un valor medio de 4.6 mm. El histograma correspondiente a la apertura en fallas se muestra a continuación (Figura 32):

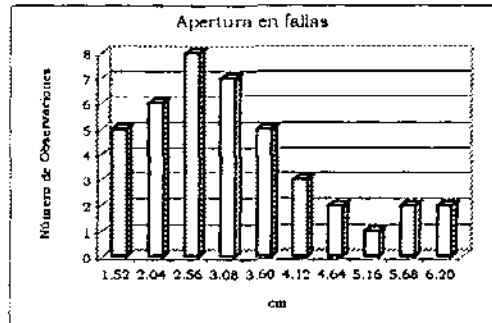
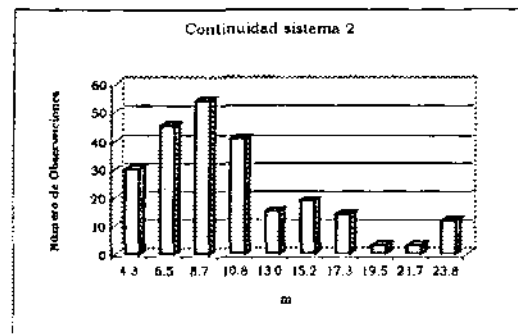
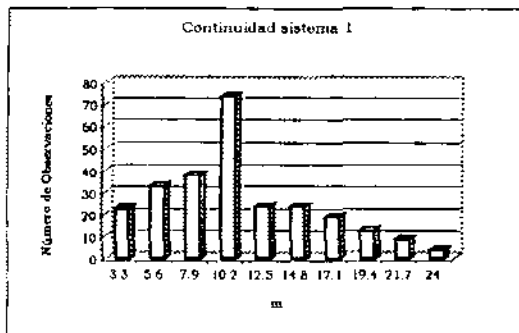


Figura 32

Se desprende del histograma anterior que la apertura más común se encuentra en el intervalo de 2.56 con un valor medio de 2.3 cm.

Otra característica importante en las discontinuidades es sin duda la *continuidad* (persistencia). La ISRM (*op. cit.*, p. 19), define la continuidad como la extensión areal o tamaño de una discontinuidad dentro de un plano. Frecuentemente los afloramientos son pequeños comparados con el área o longitud de las discontinuidades y, la persistencia real solamente puede inferirse. Sin embargo, pese a esto, en campo se determinaron las longitudes de las discontinuidades en el plano general de talud, que era donde mejor expuestas se encontraban. Los histogramas correspondientes a la continuidad para cada sistema encontrado son los siguientes ( Figuras 33 y 34):



Figuras 33 y 34

De lo anterior podemos decir que para el sistema 1, los valores de continuidad se encuentran en el intervalo de 7.9 a 10.2 m con un valor medio de 9.05 metros, mientras que para el segundo sistema el valor medio es de 7.5 metros, con la característica de que en ambos sistemas las discontinuidades no se observa en campo la terminación de ambos extremos uno y en ocasiones de uno de los



extremos. Mientras que el histograma para la continuidad en fallas muestra que se encuentra en el intervalo de 29.4 con un valor medio de 28.1 m (Figura 35).

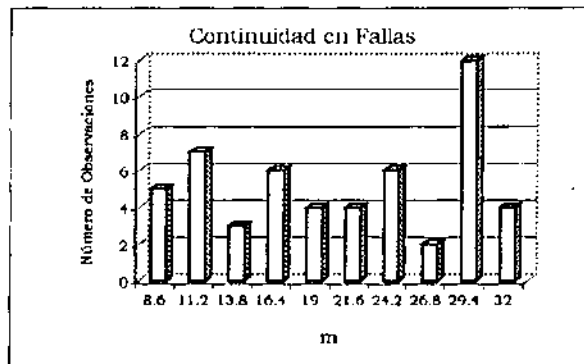


Figura 35

La *rugosidad* o naturaleza de la aspereza en las superficies de las discontinuidades, es un parámetro importante para caracterizar la condición de las discontinuidades. Con el fin de asegurar una descripción adecuada de la rugosidad en las discontinuidades, obtener un valor representativo para JRC, y además poder evaluar el esfuerzo cortante, se utilizó la tabla comparativa de perfiles de rugosidad y su correspondiente valor JRC, presentada por la ISRM (*op. cit.*, p. 29), para estimar la rugosidad de las discontinuidades encontradas en campo.

Para este propósito, y comparando con la tabla mencionada, se asignó un número a cada perfil encontrado en campo solo con fines estadísticos, para de esta forma, determinar un tipo de rugosidad representativo en las discontinuidades. La Figura 36 muestra los valores correspondientes a estos datos.

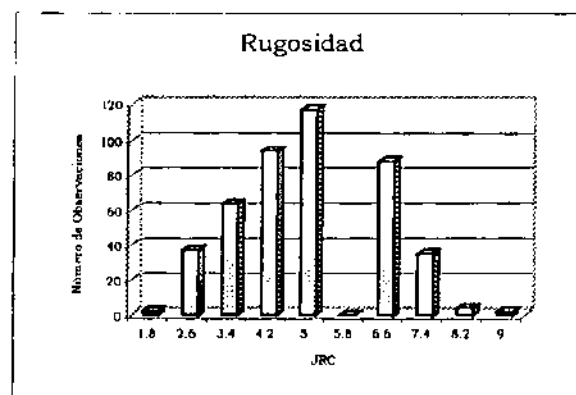


Figura 36

De lo anterior observamos que el valor más común es 5, que de acuerdo con la tabla de perfiles de rugosidad típicos le correspondería un valor (rango) para JRC de 10-12 (adimensional) lo que equivale aproximadamente a una superficie ondulada y tersa.

En lo que respecta al tipo de relleno, de un total de 519 fracturas analizadas se obtuvo lo siguiente: El 22.54% no tiene ningún tipo de relleno, un 33.71% contiene calcita con un espesor promedio de 2 mm, cabe resaltar que este espesor no es continuo sino que varía de 4 a 5mm y en ocasiones hasta su desaparición total a lo largo de una misma fractura y, finalmente un 43.54% de las fracturas presentaban óxido en sus paredes (ver Figura 37). Mientras que para las fallas el principal tipo de relleno es arcilla (montmorillonita), junto con calcita, cuarzo, feldespatos, clorita y caolín.

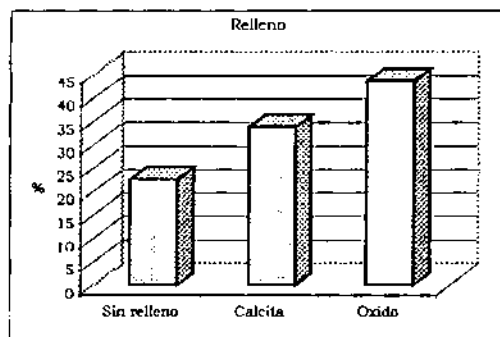


Figura 37

En resumen las principales características de las discontinuidades son (tabla 5.3.3):

**Tabla 5.3.3** Resumen de características de las discontinuidades.

<i>Parámetro</i>	<i>Fracturas</i>	<i>Fallas</i>
Apertura	4.6 mm	2.3 cm
Continuidad	7.5 – 9.05 m	28.1 m
Rugosidad	ondulada – tersa	
Relleno	óxido, calcita	arcilla

A partir de la información anterior y comparando con la tabla A.1 del apéndice 1, obtenemos un valor de 10 para este parámetro.

El agua subterránea puede influenciar fuertemente el comportamiento de la masa rocosa a tal grado que la Clasificación Geomecánica incluye un valor para esta característica. Si se dispone de medidas de flujo de agua y presión de agua en las discontinuidades, se deben usar para determinar el valor de este parámetro (Goodman, *op. cit.*, p. 30).

Conforme a lo expuesto en IV.3, existen ciertos flujos de agua en las fracturas y sus valores de gasto fueron proporcionados en el punto mencionado, y teniendo en cuenta de las observaciones en campo, que en general las discontinuidades se encontraban completamente secas, tomando en cuenta esto y basándose en la tabla A.1 en el apéndice 1, le corresponde un valor de 10 a este parámetro.

Puesto que la orientación de las discontinuidades en la excavación u obra tiene influencia en el comportamiento de la roca, cuando existen deslizamientos de bloques de roca se debe realizar un análisis de estabilidad. Bieniawski (*op. cit.*, p. 53), recomienda que después de que los valores de los primeros cinco parámetros se han establecido, estos se suman para obtener el RMR básico para la región estructural en consideración.

El siguiente paso es incluir el sexto parámetro, llamado la influencia del rumbo y echado de las discontinuidades para ajustar el RMR básico de acuerdo con la tabla A.1 sección B. Este paso se trata separadamente porque la influencia de la orientación de las discontinuidades depende de la aplicación ingenieril, tal como túneles, minas, carreteras, etc. Se debe notar que el "valor" no está dado en términos cuantitativos sino por términos cualitativos.

El término "orientación de las discontinuidades" refleja el significado de varios grupos de discontinuidades presentes en el macizo rocoso.

La suma de los valores de todos los parámetros de clasificación constituye el RMR total (Bieniawski, *op. cit.*, p. 53). De acuerdo con lo expuesto anteriormente, el RMR básico para la región estructural es la suma de los primeros cinco parámetros que es igual a 37 lo que resulta en una clasificación de roca pobre.

Por otra parte se sabe que en el área existen dos sistemas principales de discontinuidades con orientación noroeste-sureste y NE-SW con echados variables para cada sistema, los cuales dan origen a fallas en cuña de acuerdo con lo visto en V.1. Con base en esto, se consideró que la orientación general de las discontinuidades con respecto al rumbo de la carretera, es en términos generales regular, de lo que resulta un valor igual a -25 para taludes, de acuerdo con la sección B de la tabla A.1 en el apéndice 1.

Finalmente la suma de los valores de los resultados obtenidos anteriormente resulta de 12 y comparando con la tabla A.1 en el apéndice 1, nos dice que la clasificación final para los macizos rocosos es de muy pobre.

El módulo de deformación de un macizo rocoso es un parámetro muy importante que representa su grado de rigidez debido a los materiales y discontinuidades que lo constituyen.

Serafim y Pereira (1983, *in* Bieniawski, *op. cit.*, p. 64) propusieron la siguiente relación para el módulo de deformación en GPa con  $RMR < 50$ :

$$E_i = 10^{(RMR-10)/40}$$

sustituyendo el valor obtenido de RMR obtenemos  $E_i = 1.33 \text{ GPa}$  que resulta menor que los valores obtenidos, aunque se obtiene una buena aproximación.

Esta ecuación es particularmente útil durante los estudios previos de una obra, cuando existe una pequeña cantidad de datos disponibles.

### **Clasificación de Barton (Q)**

En 1974 Barton, Lien y Lunde del Instituto Geotécnico Noruego (NGI) publicaron el sistema de clasificación de macizos rocosos, denominado también Índice de calidad Q (Tunnelling Quality Index).

El valor numérico del índice Q varía en escala logarítmica desde 0.001 hasta un máximo de 1000. El valor de Q depende de los siguientes parámetros:

1. Índice de calidad de la roca RQD
2. Número de sistemas de Fracturamiento,  $J_n$
3. Rugosidad de las Fracturas,  $J_r$
4. Alteración de las Juntas  $J_a$
5. Condiciones del agua,  $J_w$
6. Estado de esfuerzos, SRF

El valor de Q se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF) \quad (5.3.4)$$

La primera relación, representa la estructura del macizo rocoso, y es una medida muy burda del tamaño de partícula o bloque del que está formado.

La segunda relación ( $J_r/J_a$ ), representa las características de rugosidad o fricción de las paredes de las fracturas o de los materiales de relleno. Las mejores condiciones del terreno se tienen cuando las paredes de las fracturas son rugosas y están en contacto directo, con poca o nada de alteración. Conforme estas condiciones cambian y las fracturas presentan separación, poca rugosidad, alteración y relleno, la resistencia del terreno disminuye y la deformabilidad aumenta.

La tercera relación ( $J_w/SRF$ ), es un factor empírico que describe los esfuerzos activos. Consiste en dos parámetros de esfuerzos:  $J_w$  es una medida de la presión del agua que tiene efecto adverso en la resistencia de las fracturas debido a la reducción del esfuerzo normal efectivo y SRF es una medida de los esfuerzos alrededor de una excavación subterránea considerando la competencia o incompetencia de la roca para soportarlos.

La tabla A.2 en el apéndice I da la clasificación de los parámetros individuales usados para obtener el valor del índice Q.

Como se vio anteriormente, se obtuvieron diferentes valores para RQD a partir de información sobre el espaciamiento entre discontinuidades presentados en la tabla 5.3.2, se determinó que el valor para  $J_n$  oscilaba entre 36.46 y 58.24% con valor medio de 45.33%.

Por otra parte se ha mencionado en diferentes ocasiones que existen dos sistemas principales de discontinuidades y según la tabla A.2 en el apéndice 1, el valor de  $J_n$  para dos sistemas es de 4.

Para obtener el valor del parámetro  $J_r$  respecto a la rugosidad anteriormente se comentó que la obtención de la rugosidad se obtuvo a partir de un análisis estadístico, con la finalidad de encontrar un valor modal de la rugosidad, de esta estadística se desprendió que la rugosidad obtenida correspondía con una rugosidad ondulada y tersa, según tablas comparativas proporcionadas por la ISRM (*op. cit.*, p. 29), utilizando este dato y comparando con la tabla A.2 en el apéndice 1 obtenemos un valor de 2 para el parámetro  $J_r$ .

Después del fracturamiento inicial muchas fallas y fracturas pueden estar total o parcialmente rellenas por una amplia gama de materiales debido a diversos procesos u ocurrencias.

Anteriormente se mencionó que un 22.54% del total de fracturas observadas no contenían ningún tipo de relleno, un 33.71% contenían calcita con espesor medio de 2 mm y que un 43.54% presentaban óxido en sus paredes. Por otra parte las fallas presentaban montmorillonita y otros materiales como relleno principal con espesores variables, atendiendo a esto y comparando con la tabla A.2 en el apéndice 1, para fracturas obtenemos un valor del parámetro  $J_a$  de 1, mientras que para el fallamiento le correspondería un valor de 8.

En párrafos anteriores, se comentó que se aforaron gastos de manera local proporcionándose además sus valores, mientras que de lo observado en campo, la mayor parte de las discontinuidades observadas se encontraban completamente secas, tomando en cuenta esto, y comparando con la tabla A.2 en el apéndice 1, se obtiene un valor de 1 para el parámetro  $J_w$ .

Debido a que el sistema Q fue diseñado principalmente para túneles y a causa de diversas limitantes para obtener una mayor cantidad de información de la zona de estudio, la estimación del SRF se basó solo en la información recabada sobre apertura, longitud, tipo de relleno, de las discontinuidades y considerando que estas se presentan como zonas individuales de debilidad, al compararla con la tabla A.2, se obtuvo un valor para este parámetro de 5.

En resumen los valores de los parámetros utilizados en el sistema Q son (tabla 5.3.4):

**Tabla 5.3.4** Resumen de los valores de los parámetros usados en el Sistema Q.

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
RQD	45.33%	$J_a$	1, 8
$J_n$	4	$J_w$	1
$J_r$	2	SRF	5

Calculando  $Q$  para  $J_a = 1$ ;  $Q = (45.33/4) \times (2/1) \times (1/5) = 4.53$  y comparando con la tabla A.2 tenemos una clasificación de regular.

Calculando  $Q$  para  $J_a = 8$ ;  $Q = (45.33/4) \times (2/8) \times (1/5) = 0.57$  y comparando con la tabla A.2 tenemos una clasificación de Muy Pobre.

La relación entre los valores de RMR y  $Q$  pueden modificarse en la siguiente forma general:

$$RMR = x^a \ln Q + y^b \quad (5.3.5)$$

donde:  $x$ ,  $y$ ,  $a$ ,  $b$ , son constantes que dependen del tipo de roca y el estado de fracturamiento, de tal forma que:

$$x^a = 5 \text{ a } 13.5$$

$$y^b = 26 \text{ a } 62$$

De acuerdo con Afrouz (*op. cit.*, p. 85) la expresión que relaciona al RMR con el sistema  $Q$  es:

$$RMR = 9 \ln Q + 26 \quad (5.3.6)$$

sustituyendo para  $Q=4.53$ ,  $RMR = 9 \ln(4.53) + 26 = 39.60$ ;

mientras que para  $Q= 0.57$ ,  $RMR = 9 \ln(0.57) + 26 = 20.88$ ;

valores que al compararlos con la tabla A.1 en el apéndice 1, nos da una clasificación para el primero, de roca pobre como la obtenida con el RMR básico y muy pobre para el segundo, como se obtuvo en la clasificación final al considerar el parámetro de orientación de las discontinuidades.

Como vemos los resultados de ambos sistemas de clasificación indican que se trata de una roca muy pobre, y la relación entre ambos sistemas la coloca en el límite entre una calidad pobre y muy pobre para RMR, sin embargo, desde el punto de vista geotécnico la roca es muy pobre.

#### V.4 Análisis

Todas las ecuaciones que definen la estabilidad de un bloque, establecen la condición de equilibrio límite, es decir, la condición en la cuál las fuerzas que tienden a inducir deslizamiento son exactamente balanceadas por aquellas que resisten el deslizamiento. Para comparar la estabilidad de taludes bajo condiciones de equilibrio límite, se requiere alguna forma de índice, y el índice más comúnmente usado es el factor de seguridad. Este puede definirse como la relación del total de fuerzas disponibles a resistir deslizamiento al total de fuerzas tendiendo a inducirlo.

Cuando el talud está en el punto de falla, existe una condición de equilibrio límite en la cual las fuerzas resistentes y actuantes son iguales y el factor de seguridad es igual a uno. Cuando el talud es estable, las fuerzas resistentes son más grandes que las fuerzas actuantes y el valor del factor de seguridad es mayor a la unidad. El valor del factor de seguridad puede incrementarse, al reducir la presión del agua en las discontinuidades mediante drenaje, y/o instalando anclas o cables tensados.

Hoek (*op. cit.*, p. 28), comenta que para taludes en minas a cielo abierto generalmente es adecuado un factor de seguridad de 1.0 a 1.3, mientras que para taludes adyacentes a carreteras o instalaciones importantes, se prefiere normalmente un factor de seguridad de 1.5.

A continuación se presenta la solución para la falla en cuña, que es el principal tipo de falla encontrado en el área de trabajo, de acuerdo con lo que se expuso en V.1, en donde además se analizó la condición para deslizamiento para cada talud.

La solución presentada es para el cálculo del factor de seguridad de una cuña tetraedral, formada en un talud por dos discontinuidades y el plano general de talud. La solución propuesta por Díaz (1987), utiliza el sistema de Wittke (1946), el cual describe las juntas en relación con el talud que se está analizando.

De acuerdo con este sistema, el eje X es paralelo al rumbo de la superficie del talud, el eje Z positivo hacia arriba y el Y positivo, está dirigido hacia adentro del talud (Figura 38).

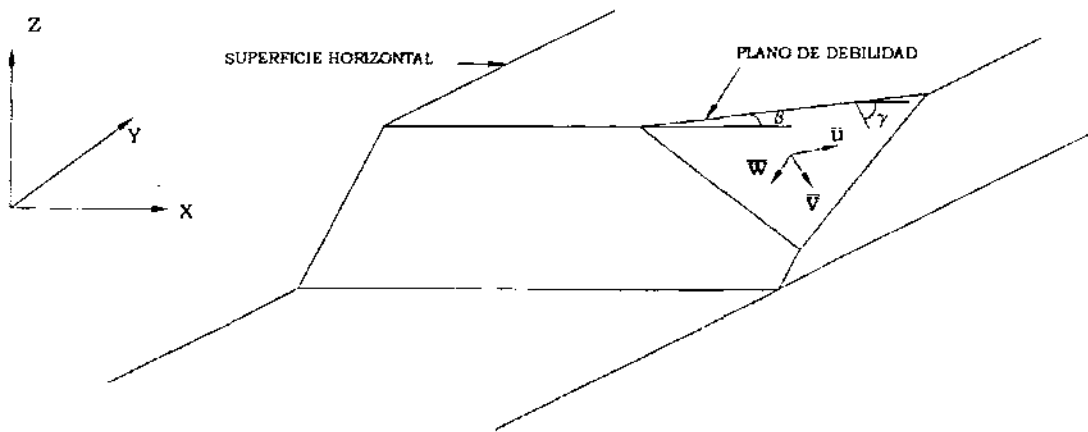


Figura 38

El rumbo de un plano de debilidad está dado por el ángulo  $\beta$ , medido sobre un plano horizontal en sentido contrario al giro de las manecillas del reloj a partir del eje X positivo.  $\beta$  puede tener valores entre 0° y 180°. El echado del plano (ángulo con respecto a la horizontal), está dado por el ángulo  $\gamma$  y se mide en dirección ortogonal (90°) con respecto al rumbo. El valor de  $\gamma$  puede valer entre 0° y 180° y se mide con respecto a la horizontal X hacia abajo en dirección  $\beta - 90^\circ$ .

Supongamos que un talud está cortado por dos sistemas de discontinuidades (planos de debilidad) como se muestra en la Figura 39. Llamemos a estos planos 1 y 2. Al plano general de talud lo llamaremos 3 y al de superficie 4. Sean  $\gamma_1$  y  $\gamma_2$ ;  $\beta_1$  y  $\beta_2$  los echados y los rumbos de los planos 1 y 2 respectivamente;  $\alpha$  y  $\delta$  la inclinación de los planos 3 y 4 con respecto a la horizontal.

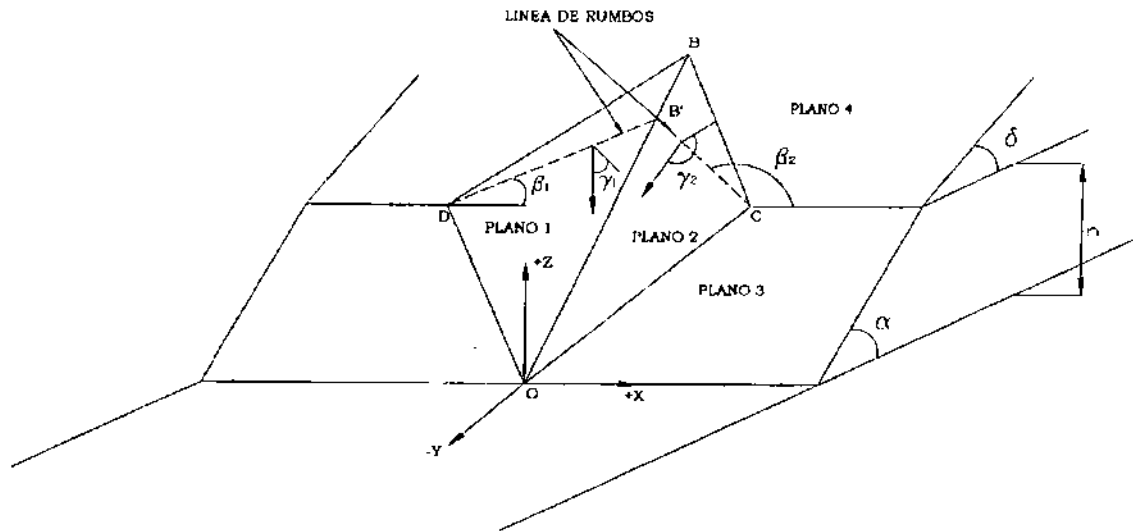


Figura 39

Los vectores unitarios en dirección de rumbo son:

$$\bar{u}_1 = (\cos \beta_1, \text{sen } \beta_1, 0) \quad (5.4.1)$$

$$\bar{u}_2 = (\cos \beta_2, \text{sen } \beta_2, 0) \quad (5.4.2)$$

y los vectores unitarios en dirección del echado son:

$$\bar{v}_1 = (\cos \gamma_1 \text{ sen } \beta_1, -\cos \gamma_1 \cos \beta_1, -\text{sen } \gamma_1) \quad (5.4.3)$$

$$\bar{v}_2 = (\cos \gamma_2 \text{ sen } \beta_2, -\cos \gamma_2 \cos \beta_2, -\text{sen } \gamma_2) \quad (5.4.4)$$

Los vectores normales a cada plano están dados por:

$$\bar{w}_1 = \bar{u}_1 \times \bar{v}_1 \quad (5.4.5)$$

$$\bar{w}_2 = \bar{u}_2 \times \bar{v}_2 \quad (5.4.6)$$

$\bar{w}_1$  está dirigido hacia abajo del plano 1 y  $\bar{w}_2$  hacia arriba del plano 2.

En lo siguiente se denominará plano 1 a aquel que tenga menor  $\beta$ , en caso de tener dos planos de igual  $\beta$ , el plano 1 será el de menor  $\gamma$ .



Las cargas que en general actúan sobre una cuña son:

- ✓ Peso propio de la masa deslizante  $\bar{W}$ .
- ✓ Cargas vivas  $\bar{Q}$  (anclaje), aplicadas en cualquier punto.
- ✓ Subpresión en los planos 1 y 2,  $\bar{U}_1$  y  $\bar{U}_2$ .
- ✓ Cargas dinámicas inducidas por sismo o detonaciones  $\bar{H}$ .

La resultante de las cargas  $\bar{R}$  es la suma de todas ellas (Figura 40).

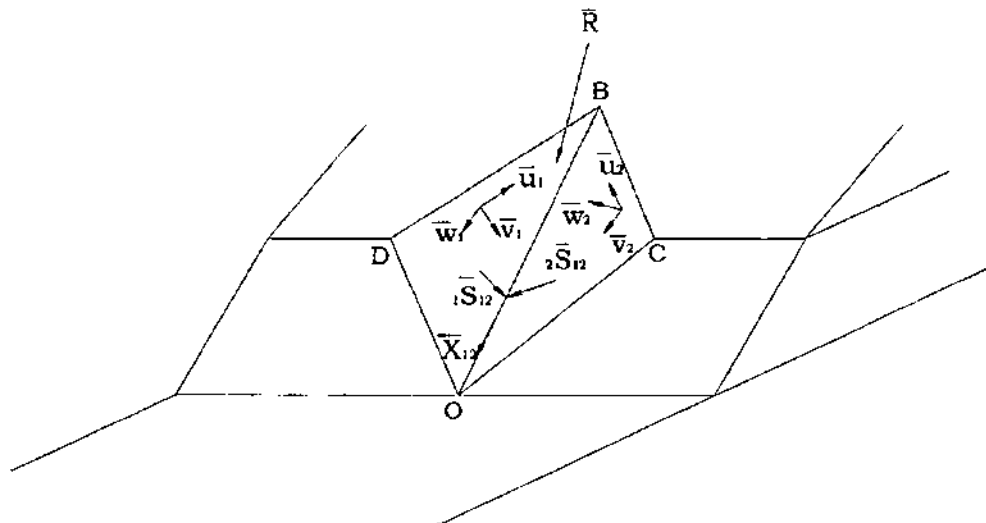


Figura 40

Para determinar el modo de falla (deslizamiento) se efectúa lo siguiente:

Si:

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_1 < 0 \quad \text{Cuando ambas discontinuidades se cumplen,} \quad (5.4.7)$$

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_2 > 0 \quad \text{no hay contacto con ninguno de los planos.} \quad (5.4.8)$$

Si:

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_1 > 0 \quad \text{Cuando ambas discontinuidades se cumplen,} \quad (5.4.9)$$

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_2 < 0 \quad \text{la cuña se mantiene en contacto con ambos planos.} \quad (5.4.10)$$

Para definir si la cuña desliza por uno u otro o por la intersección de ambos planos se definen los siguientes vectores:

$${}_1\bar{S}_{12} = \bar{X}_{12} \times \bar{w}_1 \quad (5.4.11)$$

$${}_2\bar{S}_{12} = \bar{X}_{12} \times \bar{w}_2 \quad (5.4.12)$$

donde  $\bar{X}_{12} = \bar{w}_2 \times \bar{w}_1$  (vector a lo largo de la línea de intersección, el sentido es hacia abajo por la línea de intersección).

${}_1\bar{S}_{12}$  es un vector en el plano 1 y perpendicular a la línea de intersección  $\bar{X}_{12}$  y  ${}_2\bar{S}_{12}$  es un vector en el plano 2 perpendicular a la línea de intersección  $\bar{X}_{12}$ .

El deslizamiento ocurre por la línea de intersección si:

$$\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0 \quad (5.4.13)$$

$$\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0 \quad (5.4.14)$$

y además  $\varepsilon_x < \alpha$  si  $0 < \alpha < \pi$

$$\text{donde: } \varepsilon_x = \tan^{-1} (X_{12x} / X_{12y}) \quad (5.4.15)$$

El deslizamiento ocurre por el plano 1 si:

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_1 > 0 \quad (\text{garantiza el contacto entre la cuña y el plano 1}) \quad (5.4.16)$$

$$\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} < 0 \quad (\text{no tiende a la intersección}) \quad (5.4.17)$$

Para que el deslizamiento ocurra sobre el plano 2 debe satisfacerse

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_2 < 0 \quad (\text{garantiza el contacto entre la cuña y el plano 2}) \quad (5.4.18)$$

$$\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} < 0 \quad (\text{no tiende a la intersección}). \quad (5.4.19)$$

Además se define la magnitud de la componente de  $\bar{R}$  normal al plano de deslizamiento como:

$$N = \bar{R} \cdot \bar{w} \quad \text{y} \quad \bar{N} = N \cdot \bar{w} \quad (5.4.20); \quad (5.4.21)$$

de igual forma, la componente tangencial es:

$$\bar{T} = \bar{R} - \bar{N} \quad \text{y su magnitud está dada por: } |\bar{T}| \quad (5.4.22); \quad (5.4.23)$$

Una vez determinado el modo de deslizamiento se procede a calcular el factor de seguridad.

Si el deslizamiento ocurre solo sobre el plano 1 o solo sobre el plano 2 el factor de seguridad, se calcula solo sobre un plano.

Para el plano 1

$$\text{F.S.} = N_1 \tan \phi_1 / T_1 = (\bar{R} \cdot \bar{w}_1) \tan \phi_1 / T_1 \quad (5.4.24)$$

$$\text{donde } \bar{T}_1 = \bar{R} - (\bar{R} \cdot \bar{w}_1) \bar{w}_1 = T_{1x} \bar{i} + T_{1y} \bar{j} + T_{1z} \bar{k} \quad (5.4.25)$$

$$\text{F.S.} = (\bar{R} \cdot \bar{w}_1) \tan \phi_1 / (T_{1x}^2 + T_{1y}^2 + T_{1z}^2)^{1/2} \quad (5.4.26)$$

que puede escribirse como:

$$F.S. = \tan \phi (R_x w_{1x} + R_y w_{1y} + R_z w_{1z}) / \{(R_y w_{1z} - R_z w_{1y})^2 + (R_z w_{1x} - R_x w_{1z})^2 + (R_x w_{1y} - R_y w_{1x})^2\}^{1/2} \quad (5.4.27)$$

Para el plano 2

$$F.S. = N_2 \tan \phi_2 / T_2 = -(\bar{R} \cdot \bar{w}_2) \tan \phi_2 / T_2 \quad (5.4.28)$$

El signo (-) se debe a la dirección del vector unitario normal,  $\bar{w}_2$ , que puede escribirse como:

$$F.S. = \tan \phi_2 (-R_x w_{2x} - R_y w_{2y} - R_z w_{2z}) / \{(R_y w_{2z} - R_z w_{2y})^2 + (R_z w_{2x} - R_x w_{2z})^2 + (R_x w_{2y} - R_y w_{2x})^2\}^{1/2} \quad (5.4.29)$$

Para la línea de intersección

Se calcula la magnitud de la fuerza que induce el deslizamiento (motora)  $T_{12}$  en dirección del deslizamiento.

$$T_{12} = \bar{R} \cdot \bar{X}_{12} / X_{12} \quad (5.4.30)$$

El vector  $\bar{T}_{12}$  en dirección de  $\bar{X}_{12}$  es:

$$\bar{T}_{12} = T_{12} \bar{X}_{12} / X_{12} \quad (5.4.31)$$

El vector  $\bar{N}_{12}$ , normal a la línea de intersección es:

$$\bar{N}_{12} = \bar{R} - \bar{T}_{12} \quad (5.4.32)$$

para evaluar la resistencia por fricción sobre los planos 1 y 2 es necesario determinar las componentes  $N_1$  y  $N_2$  de  $\bar{N}_{12}$ , actuantes sobre los planos 1 y 2 normalmente, así pues:

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12} \quad (5.4.33)$$

donde  $N_1$  y  $N_2$  representan las magnitudes de  $\bar{N}_1$  y  $\bar{N}_2$  respectivamente, de este modo:

$$\begin{aligned} N_1 w_{1x} - N_2 w_{2x} &= N_{12x} \\ N_1 w_{1y} - N_2 w_{2y} &= N_{12y} \\ N_1 w_{1z} - N_2 w_{2z} &= N_{12z} \end{aligned} \quad (5.4.34)$$

Para determinar  $N_1$  y  $N_2$  basta con resolver simultáneamente 2 de las 3 ecuaciones anteriores. La ecuación no utilizada puede servir para revisar la solución.

Una vez determinados  $N_1$  y  $N_2$ :

$$F.S. = N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2 / T_{12} \quad (5.4.35)$$

Ahora bien, el cálculo de  $W$  se puede efectuar de la manera siguiente:

El peso  $W$  actúa verticalmente hacia abajo pasando por el centro de gravedad  $S$  de la cuña  $OBCD$  tal como se muestra en la Figura 41. El vector  $\overline{OS}$  que se indica en la Figura 41, puede ser obtenido de consideraciones geométricas como:

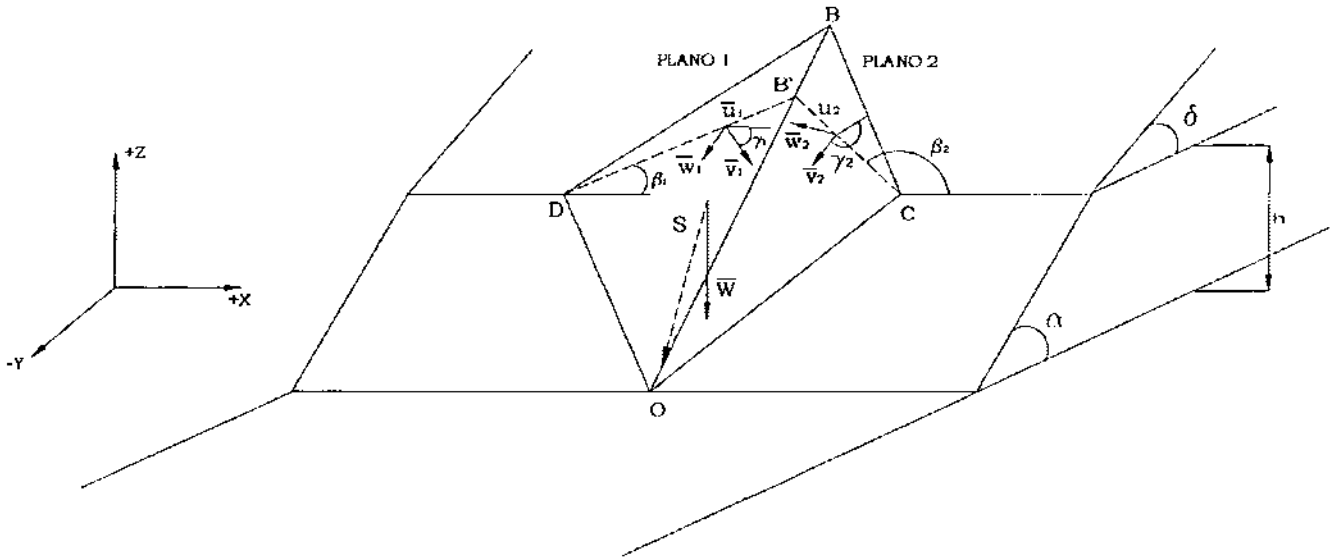


Figura 41

$$\overline{OS} = 1/4 (\overline{OD} + \overline{OC} + \overline{OB})$$

en donde los vectores  $\overline{OD}$ ,  $\overline{OC}$  y  $\overline{OB}$  están dados por las siguientes ecuaciones:

$$\overline{OD} = \{((h / \tan \alpha \tan \beta_1) - (h / \tan \gamma_1 \operatorname{sen} \beta_1)), (h / \tan \alpha), h\} \quad (5.4.36)$$

$$\overline{OC} = \{((h / \tan \alpha \tan \beta_2) - (h / \tan \gamma_2 \operatorname{sen} \beta_2)), (h / \tan \alpha), h\} \quad (5.4.37)$$

$$\overline{OB} = \{(\tan \alpha - \tan \epsilon_x / \tan \epsilon_x - \tan \delta), \tan \delta / \tan \alpha, h\} \quad (5.4.38)$$

donde:  $h$  = altura del talud.

$\delta$  = ángulo de la superficie superior del talud.

El peso de la cuña de roca se puede determinar a partir de su volumen  $V$ , el cual está dado por:

$$V = 1/6 \left| \overline{DB'} \times \overline{DC} \right| (h) \quad (5.4.39)$$

$$\text{donde: } \overline{DC} = \overline{OC} - \overline{OD} \quad (5.4.40)$$

$$\overline{DB'} = \overline{OB'} - \overline{OD} \quad (5.4.41)$$

$$\overline{OB'} = \overline{X}_{12} / X_{12z} \quad (5.4.42)$$

Por otra parte y de acuerdo con Cemal (1983) la capacidad de un ancla inyectada con mortero es:

$$R \text{ máx} = \sigma_o F = \tau U l; \text{ con } F = (\pi/4)d^2, U = \pi d \text{ y } \tau = 0.25 \sigma_o d/l. \quad (5.4.43)$$

donde: R máx = capacidad de carga de la varilla en kg.

$\sigma_o$  = esfuerzo producido por el cable de acero en kg/cm<sup>2</sup>.

F = área del cable en cm<sup>2</sup>.

d = diámetro del cable en cm.

$\tau$  = adherencia entre cemento o resina y el cable en kg/cm<sup>2</sup>.

U = circunferencia del cable en cm.

l = longitud del cable en cm.

Para varilla corrugada  $\sigma_o = 2800 \text{ kg/cm}^2$ , con d = 3.5cm y l = 300 cm

$$R \text{ máx} = 0.25(2800 \text{ kg/cm}^2 \times 3.5\text{cm}/300\text{cm})(\pi \times 3.5\text{cm})(300\text{cm}) = 26939.157 \text{ kg}$$

$$R \text{ máx} = 26.939 \text{ T.}$$

Con base en lo anterior, se calculó la carga por anclaje multiplicando la capacidad de carga por el número de anclas.

Hoek (*op. cit.*, p. 351), comenta que uno de los medios más efectivos de estabilizar bloques de roca, que tienden a deslizar a lo largo de discontinuidades es instalar anclas o cables tensados. Una regla práctica para conocer la mejor dirección en la cual instalar los cables o anclas par reforzar una cuña es: El cable debe ser alineado con la línea de intersección de los dos planos, visto de la base del talud, e inclinado con el ángulo de fricción promedio a la línea de intersección.

Resulta conveniente resaltar que para efectuar el análisis del factor de seguridad se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones: El peso propio de la cuña, la ausencia de presión de agua debida al drenaje, el anclaje colocado en el sitio, y los valores de  $\phi$  determinados mediante la expresión 5.2.8 y presentados en la tabla 5.2.8, excepto para el talud 5 plano 1 y el talud 8d plano 2 los cuales contienen arcilla y para estos, se consideró un valor de  $\phi = 14^\circ$ .

La solución para el cálculo del factor de seguridad de cada uno de los taludes considerados se presenta en el Apéndice 2.

La tabla 5.4.1 muestra el resumen de los factores de seguridad estimados.

**Tabla 5.4.1** Factores de seguridad estimados para cada talud.

<i>Talud</i>	<i>Factor de Seguridad</i>	<i>Talud</i>	<i>Factor de Seguridad</i>
1	1.391	8b	1.464
2	1.098	8c	1.637
3	1.792	8d	0.885
4	1.743	9	1.663
5	0.887	10	0.765
6	0.806	11	1.701
7	1.481	12	1.866
8a	0.738		

Como se ve la mayoría de los taludes se mantienen estables, pero los taludes denominados 5, 6, 8a, 8d y 10, se deduce que necesitan anclaje para mejorar su estabilidad, y aunque los casos 1, 2, 7 y 8b tienen un valor mayor a la unidad resultaría conveniente aumentar posiblemente arriba de 1.5 el valor del factor de seguridad y de todos en general instalando un mayor número de anclas, tomando en cuenta las condiciones en que se encuentra la roca.

### V.5 Tratamientos

Los taludes a lo largo de las carreteras deben diseñarse para ser siempre muy seguros, sobre todo por el alto costo de un accidente. En áreas urbanas y en carreteras, los taludes en su mayoría necesitan instalación de soportes permanentes. Cuando se corta roca en cualquier tipo de obra civil, el costo de una falla es más grande que el costo de la excavación en sí misma.

Los resultados presentados anteriormente indican que existen condiciones para posibles deslizamientos en los taludes y por lo tanto resulta necesario el empleo de diversos métodos o técnicas con el fin de mejorar y estabilizar estos taludes.

Ahora bien, durante las visitas a la zona de trabajo, se observó la utilización de varios métodos de estabilización como son: anclaje, el uso de malla reforzada, concreto lanzado, drenaje superficial (cunetas, contracunetas y drenes horizontales), muros de contención (gavión), eliminación de altura y volumen a los taludes (descapote) y la construcción de bermas.

El tipo de ancla utilizado para estabilizar fue del tipo de tensión con inyección de mortero, colocadas con un patrón conocido como "a tres bolillo" separadas horizontalmente 3m y 1.5m en forma vertical, con un diámetro de varilla de 3.5cm, 3 m de longitud y con placa de retén de 40 x 40cm.

Las contracunetas se encuentran colocadas aproximadamente entre 2 y 3m de la cara del talud sobre la superficie del mismo con un ancho promedio de 1m y 50cm de profundidad, con longitudes de entre 8 y 10 metros. Los drenes son de 4.5cm de diámetro, con longitudes expuestas de 50 a 60 cm con separaciones de 2 a 3 metros, en tanto que las cunetas presentan una profundidad de 33cm por 1m de ancho.

Los muros gavión se construyeron al pie de los taludes con una altura no mayor a 1.5m formados por canastas de alambre con dimensiones de  $1\text{m}^3$ , y rellenas con fragmentos de roca.

En cuanto a las bermas, estas presentan un ancho promedio de 5m, en tanto que la mayoría de los taludes se encuentran cubiertos por malla de alambre reforzado de 10cm de apertura y con alambres de 4mm de diámetro, mientras que el espesor del concreto lanzado en algunas partes no es mayor a 25mm, cubriendo casi en su totalidad la cara del talud.

Resulta claro, que el empleo de las técnicas mencionadas anteriormente ayudan a mantener estables los taludes, sin embargo, se considera necesario implementar un programa de vigilancia, haciendo uso de instrumentación, de acuerdo con los tratamientos y características de la roca.

Aunque en la actualidad existen diversos tipos y variantes para efectuar esta vigilancia, ciertos tipos de instrumentos son los más comúnmente empleados en taludes, con base en esto, a continuación se exponen brevemente las principales características de estos instrumentos.

Los grandes movimientos asociados con inestabilidad y falla generalmente son precedidos de pequeños movimientos que pueden detectarse por instrumentos sensitivos y su observación puede ayudar a impedir esta inestabilidad, además de ser uno de los procedimientos de vigilancia más empleados.

El intervalo entre la ocurrencia y detección del movimiento, y entre esta y el colapso depende de las características de la roca y la sensibilidad del instrumento (Franklin, 1987).

Las técnicas de observación como son: nivelación, colimación y triangulación, aunque convencionales proveen los medios más simples y confiables de medir los movimientos en taludes. Con estas se pueden cubrir grandes áreas rápidamente, aunque su precisión está limitada a uno o dos milímetros, debido a la temperatura atmosférica y variaciones de presión.

Los movimientos verticales pueden detectarse mediante nivelación y tomando las precauciones debidas, la desviación estándar en medidas de hasta 1 km en línea recta es de 1 mm. Las nivelaciones pueden hacerse con un nivel topográfico o con un nivel de agua. La precisión conseguida con dicho nivel no es muy superior a unos  $3\text{ mm} \pm 0.5\text{ mm}$  con nivelación de precisión (Lambe, 1968; Cheney, 1974). La precisión se mejora usando niveles automáticos y miras de invar (Watt, 1970). Generalmente para estas medidas se requiere una placa paralela con micrómetro y un telescopio de magnificación de x40. Además las lecturas son referidas por lo menos a dos bancos de nivel alejados de la zona en donde se esperan movimientos. El control de los movimientos horizontales, se puede realizar por triangulación utilizando un teodolito y un distanciómetro, cadenamamiento directo con cinta o usando el método de líneas de colimación (in Jiménez, 1981).

Los métodos fotogramétricos son mucho menos precisos que los métodos convencionales, pero tienen la ventaja de cubrir una extensión mayor de terreno. Se puede tomar una secuencia de fotografías en diferentes intervalos de tiempo para detectar deslizamientos de tierra en áreas muy grandes y su precisión depende de la escala a la que se tomen.

Por otra parte, los extensómetros de cinta son instrumentos que miden cambios en la distancia entre un par de puntos. Llamados también calibrador de convergencias, su aplicación más común es en túneles para medir la "convergencia" de los muros, aunque también se pueden medir los movimientos entre anclas en un talud.

El tipo más común de medidor de convergencia consiste de una cinta de acero inoxidable o alambre con un resorte tensado y un mecanismo de medición, generalmente son portátiles para poder medir cualquier par de puntos fijos. La cinta o el alambre se pueden instalar permanentemente al fijarse en un extremo y tensarse en el otro mediante un peso libremente suspendido, en estos instrumentos se llega a obtener precisiones del orden de 0.1 mm.

En ocasiones se utilizan clinómetros portátiles para medir movimientos diferenciales verticales y para complementar las mediciones de distancia entre dos objetivos. El clinómetro consiste de un nivel de burbuja montado en una barra con un micrómetro ajustado al exterior de esta barra.

También se acostumbra llevar el registro del patrón de fracturamiento en una obra o estructura, ya que este, proporciona una gran información sobre los mecanismos y la dirección del movimiento. Generalmente se marcan las fracturas con pintura para mediciones subsecuentes y para el reconocimiento de nuevas grietas y esta información puede registrarse en planos y secciones.

*Extensómetros fijos.* Los extensómetros miden movimientos a lo largo del eje de un barreno, en contraste con los inclinómetros, los cuales miden movimientos en dirección perpendicular al eje del barreno.

El extensómetro de posición única consiste de una varilla fija en un extremo y sin tensar, equipada además con un micrómetro en el cabezal. Los movimientos se leen en un calibrador gráfico portátil o por un transductor eléctrico fijo que permite vigilancia continua o advertencia automática.

El extensómetro de puntos múltiples es uno de los instrumentos más utilizados, registra movimientos diferenciales de alambres tensados, que son instalados a diversas profundidades, y estirados desde el instrumento de medición en el cabezal del barreno. El tipo más común es el extensómetro de seis alambres. Usualmente los barrenos son un poco más profundos que los cables para actuar como referencia estable, además para revisar los movimientos del cabezal del barreno, este es referido con respecto a un punto externo fijo (banco de nivel), y las varillas se fijan al barreno con cemento para evitar movimientos (Jeremic, 1987).



*Inclinómetros.* Estos instrumentos se usan para medir cambios en la inclinación o curvatura de un barreno, utilizando sistemas fijos o sondables. Las lecturas se interpretan en términos de desplazamientos perpendiculares al eje del barreno. La versión más popular de este instrumento, el inclinómetro sonda, opera por inserción de una sonda en el barreno cada vez que se realizan las lecturas. La sonda viaja a través de un tubo ranurado de aluminio o plástico fijado en la roca con concreto. Dentro de la sonda, el mecanismo sensor puede ser un péndulo voladizo con un calibrador de esfera con resistencia, alambre vibrador, o transductores inductivos al monitor de deflexión voladizo, aunque ahora consiste de un par de servo acelerómetros. Los inclinómetros de sonda operan verticalmente, aunque existen versiones horizontales, y pueden detectar movimientos diferenciales de 0.5 a 1.0 mm por 10 metros de longitud de barreno.

Otro tipo de inclinómetro, conocido como deflectómetro de cadena, consta de secciones de tubo unidas mediante acoplamientos. Para realizar la medición del movimiento los tubos se introducen en un sondeo. Entre las paredes del tubo y las del inclinómetro se vierte arena con objeto de que se adapte bien al terreno. Los tubos siguen las deformaciones del terreno, y su inclinación se mide mediante un torpedo que se introduce en su interior. Como los acoplamientos ceden, estos tubos siguen también los asientos del terreno, de forma que midiendo el nivel de cada sector de tubo es posible conocer los asientos diferenciales del terreno. La precisión alcanzada con el inclinómetro de la Slope Indicator Co. es del orden de milímetros (Justo, 1969b; Lambe, 1968, *in* Jiménez, *op. cit.*, p. 1071). Otros tipos usan una serie de transductores sensibles a la gravedad (Jeremic, *op. cit.*, p. 108).

La presión del agua subterránea es uno de los factores más importantes que controlan la estabilidad de un talud, y el drenaje es uno de los métodos más efectivos para la estabilización. La vigilancia de la presión de agua da información para diseño y control durante y después de la construcción. Tales medidas se realizan utilizando piezómetros instalados en barrenos.

En la actualidad existen una gran cantidad de piezómetros y la elección del tipo a usarse, depende de diversas consideraciones prácticas. Uno de los más importantes a considerar en la elección es el tiempo de atraso de la instalación completa. Este es el tiempo tomado para que la presión en el sistema alcance el equilibrio después de un cambio en la presión y a su vez esto dependa de la permeabilidad de la roca y cambio de volumen asociado con el cambio de presión (Hoek, *op. cit.*, p. 143).

Se pueden distinguir dos tipos generales de piezómetros: abiertos y cerrados. En los "piezómetros abiertos" el agua es conducida a la superficie del terreno a través de un tubo vertical. La presión se mide por la elevación que alcanza el líquido dentro de este tubo.

En los "piezómetros cerrados" se mide la presión intersticial mediante un manómetro o por la presión que ejerce sobre una membrana.

*Medición de presión en anclas (celdas).* Los soportes en roca comienzan a desarrollar sus presiones de trabajo cuando la roca comienza a moverse contra el sistema de retención. La carga soportada por anclas puede medirse con extensómetros de cuerda vibrante, gatos hidráulicos (Rodríguez y López, 1969; Rodríguez y Flamand, 1969), celdas de carga, etc. (Terzaghi y Peck, 1967; Hanna, 1973; Telemac; Scott *et al.*, 1972; Thon y Harlan, 1971, *in* Jiménez, *op. cit.*, p. 1089).

Existen dos métodos principales de medir la carga de un anclaje:

- Midiendo el alargamiento unitario del tirante (Telemac; Ricard, 1972).
- Midiendo el acortamiento de una pieza metálica colocada entre el sistema de sujeción y la placa de apoyo (Interfels).

Estos sistemas permiten además, aplicar una precarga específica a un anclaje.

Las anclas se pueden usar para medir movimientos de roca al incorporarse dinamómetros. Es necesario determinar no solo la carga en las anclas, sino si la carga se incrementa, decrece o se mantiene constante. Los principales requerimientos de estos dinamómetros es que sean económicos y fáciles de instalar y operar, para que se obtengan lecturas de carga para un diseño particular de anclaje. Aunque existen diversos tipos, los principales son:

#### 1. Dinamómetro fotoelástico

(a) El extensómetro fotoelástico es un mecanismo para la vigilancia directa del tensado inicial y cambios subsecuentes de la tensión en anclas. Los medidores de tensión dan una advertencia visual rápida del incremento de carga en roca inestable y también indican cualquier relajación de la tensión en el ancla.

(b) Los dinamómetros consisten de un disco de vidrio óptico confinado en un cilindro hueco de acero. Cuando el cilindro de acero se carga a través de su diámetro, la deformación del cilindro causa un esfuerzo en el disco de vidrio. El esfuerzo en el contorno del disco es visible en forma de interferencia fotoelástica cuando el disco se ilumina con luz polarizada y se observa a través de una mirilla. El extensómetro con disco fotoelástico se instala entre la tuerca y la placa del ancla. Generalmente se pueden usar una copa esférica o una arandela en forma de domo, ambas flexibles, para asegurar una carga uniforme en el medidor. Existen diversos tipos de arandelas y pueden usarse entre el medidor y la tuerca para prevenir caídas cuando hay cargas altas. La pieza se tensa de la misma manera que el ancla ya sea por medios manuales, hidráulicos o con cualquier llave. Las lecturas del disco fotoelástico se hacen por las mirillas graduadas con una escala marcada de 0 a 1.0 con subdivisiones de 0.01. Otras mirillas de diseño más simple están disponibles también con un margen de 0.25 del espectro visible. El cálculo de la extensión en un ancla es simple. El espectro observado se multiplica por un factor de sensibilidad, y se obtiene así la tensión en el ancla (Jeremic, *op. cit.*, p. 104).

2. - Dinamómetro mecánico. Este instrumento consiste de un potenciómetro lineal encerrado en una cubierta protectora de aluminio. Conforme ocurre el movimiento, la resistencia del potenciómetro cambia y se puede calcular el desplazamiento usando la siguiente ecuación:

$$\text{desplazamiento lineal} = \text{cambio en la resistencia (k}\Omega\text{)} / 1.2 \quad (5.5.1)$$

El monitor se instala en un extremo del ancla, que a su vez se coloca dentro de un barreno y se fija. Si el movimiento toma lugar donde sea entre el ancla y la cara abierta, se registra por los monitores de movimiento de roca. Estos monitores son muy populares porque son fáciles de instalar y las lecturas además de ser muy seguras, son fáciles de tomar e interpretar.

La principal desventaja de este tipo de instrumentos es que los dinamómetros tienen una esfera limitada de influencia, y que el movimiento más allá de su influencia no se puede detectar. Las celdas son manufacturadas con capacidades de carga entre 100 y 500 kN (Jeremic, *op. cit.*, p. 106).

*Celda de presión hidráulica.* Este tipo de celdas de presión neumática/hidráulica, consisten de un gato plano conectado a un transductor neumático o hidráulico el cual a su vez se conecta a un panel terminal mediante tubos gemelos de plástico flexible. Están disponibles en diversas formas y tamaños desde pequeños y rectangulares para instalación en túneles con delgadas capas de concreto lanzado, a grandes gatos planos de forma circular para su instalación en presas.

El gato plano consiste de dos hojas delgadas de metal, soldadas en su perímetro, las cuales se llenan con aceite o mercurio para formar una "almohada" hidráulica. Esta se conecta por un tubo corto de metal al transductor hidráulico. La unidad completa se asegura a la superficie de la roca o del concreto antes del concreto lanzado cuidando de no dejar bolsas de aire. La presión en la roca perpendicular al gato plano es igual a la presión hidráulica leída en el manómetro.

*Celdas de presión eléctricas.* Estas consisten de dos placas circulares de acero, con una porción central de espesor reducido que forma un diafragma flexible en donde se mide su deflexión con calibradores de resistencia eléctrica o alambres vibradores. En el tipo de alambre vibrador, los pilares de metal son montados en la cara interna en el círculo de máxima deflexión angular. La presión externa causa una pequeña rotación angular de los pilares, entre los cuales un alambre vibrador se dilata por tensión. Las dos mitades se atornillan e impermeabilizan. Las guías eléctricas se conectan a la celda para efectuar lecturas lejanas (Franklin, *op. cit.*, p. 399).

Hasta aquí se han presentado brevemente los principales tipos de instrumentos para llevar a cabo un proceso de vigilancia en la zona, conforme al tipo de tratamiento efectuado en taludes y de acuerdo con las características de la roca.

El uso de cualquiera de estos u otros instrumentos, depende del juicio de las personas encargadas de la obra o en su caso del presupuesto destinado a la misma y aún más de la disponibilidad que se tenga de los instrumentos, y del tiempo y personal requerido para efectuar la vigilancia.

**ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA**

## VI. - Conclusiones y Recomendaciones

Sin duda el papel de la investigación geológica en la realización de cualquier tipo de obra civil, es fundamental, debido a que proporciona información de gran valor para el área de estudio sobre el tipo de roca, características estructurales, geohidrológicas, etc. Aunado a esto, el conocimiento previo de las características geotécnicas del terreno sobre el cual se construirá la obra, ayuda a definir los procesos de diseño y construcción de la misma.

Los problemas de deslizamientos ocurridos en la obra estudiada, son una clara muestra de que la falta de estudios geológicos y geotécnicos previos, pueden evitar un gran número de problemas e incluso accidentes, así como un aumento considerable del costo de la obra, por las reparaciones que se tienen que efectuar.

Durante el levantamiento geológico y en las etapas preliminares a la construcción de cualquier obra es conveniente el tomar muestras de los materiales de relleno de las discontinuidades para efectuar análisis de composición mineralógica y determinar el tipo de relleno en estas, además de efectuar la mayor cantidad de pruebas en muestras de roca con el fin de conocer sus principales características mecánicas.

Así también el conocer los principales modos de falla (plana, volteo, cuña, etc.), y sus mecanismos (geometría del talud, orientación de las discontinuidades, la presencia de agua subterránea, la altura e inclinación del talud, resistencia al esfuerzo cortante, etc.), resultan de gran utilidad para una mejor definición y caracterización del o los problemas.

Aunque la condición de deslizamiento se cumple para la mayoría de los taludes, excepto en los casos 7, 8c, 9, 11 y 12, no en todos la diferencia entre la inclinación del plano de talud, la inclinación de la línea de intersección y el valor del ángulo de fricción es grande, sino que en algunos es apenas mayor, más sin embargo, esto no significa que no exista inestabilidad o no pueda generarse un deslizamiento ya que existen otros agentes que pueden provocarlo, y es necesario tomar medidas precautorias, con el fin de mantener estables los taludes y/o evitar un posible accidente.

Uno de estos agentes es la presencia de agua subterránea, y aunque en la zona de estudio la mayoría de los gastos resultaron pequeños, se piensa que aumentarán durante la época de lluvias, durante la cual además pueden seguir presentándose inestabilidad debido a la presión que ejerce el agua cuando se infiltra en las discontinuidades.

El valor del coeficiente de permeabilidad obtenido, aunque aproximado, mostró que en la zona se tiene una descarga baja y un drenaje pobre, lo cual indica que resulta necesario incrementar el número de drenes, sobre todo hacia esta parte de la carretera, por que como se mencionó anteriormente, se piensa que en esta zona existe una falla a través de la cual circula agua hasta tener salida en este punto, además, si consideramos que la apertura en discontinuidades debe resultar menor o al menos igual hacia el interior del macizo rocoso, seguramente

los valores del coeficiente de permeabilidad resultan menores que el valor calculado, y por lo tanto la estabilidad puede verse afectada al no dar salida al flujo de agua.

Las características mecánicas de las rocas presentes en el área de trabajo, así como los resultados obtenidos de los sistemas de clasificación de los macizos rocosos mostraron que en términos generales estos macizos son de mala calidad desde el punto de vista geotécnico, lo que dificultó la realización de esta obra ya que, seguramente fue mayor el costo de la inversión en tratamientos del macizo que el costo de la obra en sí misma.

De acuerdo con los estudios realizados, las rocas de la región mostraron disminución en la resistencia a la compresión para las muestras sumergidas en agua, y además los valores de absorción para estas rocas variaron del común, debido al tiempo de inmersión en agua.

De los resultados obtenidos de la prueba de tensión indirecta es difícil poder concluir algo debido a la variación en los valores, posiblemente esta variación se deba a la relación de esbeltez o a la velocidad de carga.

Los valores de ángulo de fricción obtenidos en las pruebas quizás difieran de otros obtenidos mediante otro tipo de prueba, pero basta señalar que el método para obtener estos valores, en primer lugar es para discontinuidades sin relleno y en segundo se trata de una relación empírica, por lo que es posible que estos valores difieran en gran medida de los obtenidos por una prueba de corte directo.

Para obtener una mejor aproximación a los valores de ángulo de fricción reales es necesario realizar la prueba de esfuerzo cortante en el sitio y en bloques de roca que contengan además discontinuidades con relleno.

La presencia de montmorillonita como material de relleno en fallas indica que la estabilidad de los taludes puede verse afectada, debido a la baja resistencia al esfuerzo cortante cuando existe este material de relleno en discontinuidades.

El valor del RMR básico obtenido de la suma de los cinco primeros parámetros nos da una clasificación para los macizos rocosos de muy pobre, aún más en el límite con rocas regulares, pero al considerar el sexto parámetro afecta de tal manera al RMR básico obtenido, que da una clasificación para los macizos de roca muy pobre, lo cual nos indica que tal vez el parámetro es demasiado riguroso, además no es posible obtener un único valor en los sistemas de clasificación ya que muchos de los valores de los parámetros que intervienen en estos sistemas dependen del juicio y experiencia de la persona que está evaluando el sitio, por lo que es de esperarse variaciones en los resultados presentados por diferentes personas.

Los valores obtenidos del factor de seguridad indican que la mayoría de estos taludes se encuentran estables, a excepción de los taludes denominados 5, 6, 8a, 8d y 10, dado que sus valores se encuentran por debajo de la unidad. Para estos se recomienda instalar mayor anclaje, como se ve en la tabla siguiente, considerando anclas del mismo tipo (inyección de mortero), colocadas en

dirección de la línea de intersección e inclinadas con el valor del ángulo de fricción promedio, para obtener un valor del factor de seguridad igual a la unidad.

Talud	No. de anclas	Factor de Seguridad
5	60	1.01
6	40	1.06
8a	60	1.04
8d	75	1.00
10	55	1.05

Para los casos en los que se tiene un factor de seguridad mayor a la unidad se recomienda mantener una vigilancia estrecha en estos taludes, utilizando para ello extensómetros de barra o en su defecto inclinómetros, ya que resultan económicos y fáciles de instalar.

La razón de tomar los valores más bajos para el ángulo de fricción, es que, para calcular el factor de seguridad se debe considerar siempre ser más prudente ya que al no tener las precauciones necesarias se pueden tener graves repercusiones tanto de inestabilidad como de un accidente.

La definición de los métodos de estabilización más eficaces, debe llevarse a cabo en forma conjunta, por las personas que intervienen tanto en los estudios previos como aquellas que lo hacen durante la construcción.

La correcta aplicación de los métodos de estabilización tales como anclaje, concreto lanzado, etc., puede ayudar a abatir costos, así como disminución de tiempo y de personal, además de que un conocimiento previo de las características estructurales de la región o en su caso del talud ayuda a mantener esta disminución de costos, uso de materiales y tiempo.

Una de las soluciones propuesta para evitar una mayor infiltración de agua al subsuelo es el uso de vegetación en la parte superior de los taludes, previa valoración del mejor tipo de vegetación de acuerdo al tipo de clima en la región.

El uso de instrumentación durante y después de la construcción de una obra es muy importante debido a que, como ya se mencionó, la obtención de una mayor cantidad de información proveniente de instrumentos ayuda en muchas ocasiones a definir las mejores condiciones bajo las cuales se construye la obra.

Sí bien es cierto que existen diferentes instrumentos, la elección del tipo más económico, fácil de manejar, instalar e interpretar es lo que define la utilización de uno u otro, esto está en función además de la disponibilidad del instrumento, del juicio de las personas encargadas del proyecto y del presupuesto destinado al mismo.

Tabla A.1 The Rock Mass Rating System (Geomechanics Classification of Rock Masses)

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter		Ranges of Values							
1	Strength of intact rock material	Point load strength index (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	For this low range uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
Rating			15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD (%)		91-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		>2m	0.6-2m	200-600mm	60-200mm	<600mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1mm Highly weathered wall	Slickensided surfaces Or Gouge < 5mm thick Or Separation 1-5mm Continuos	Soft gouge > 5mm thick Or Separation >5mm Continuos		
		Rating		30	25	20	10	0	
5	Groundwater	Inflow per 10 m tunnel length (L/min)	or None	or <10	or 10-25	or 25-125	or >125		
		Ratio=joint water pressure/ major principal stress	or 0	or <0.1	or 0.1-0.2	or 0.2-0.5	or >0.5		
	General conditions		Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS									
Strike and Dip Orientations of Discontinuities			Very Favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very Unfavorable		
Ratings	Tunnels and mines		0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations		0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes		0	-5	-25	-50	-60		
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating			100-81	81-61	60-41	40-21	<20		
Class no.			I	II	III	IV	V		
Description			Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock		
D. MEANING OF ROCK MASS CLASSES									
Class no.			I	II	III	IV	V		
Average stand up time			20 yr for 15-m span	1 yr for 10-m span	1 wk for 5-m span	10 h for 2.5-m span	30 min for 1-m span		
Cohesion of the rock mass (kPa)			>400	300-400	200-300	100-200	<100		
Friction angle of the rock mass (deg)			>45	35-45	25-35	15-25	<15		

Tomada de Bieniawski (1981)



**Tabla A.2**

**Q-System Description and Ratings Parameters RQD,  $J_n$ ,  $J_r$ ,  $J_a$ , SRF, and  $J_w$**

Description of Ranges in the Q-System

0.001 - 0.01	Exceptionally poor
0.01 - 0.1	Extremely poor
0.1 - 1	Very poor
1 - 4	Poor
4 - 10	Fair
10 - 40	Good
40 - 100	Very Good
100 - 400	Extremely good
400 - 1000	Exceptionally good

Rock Quality Designation (RQD)

Very poor	0-25
Poor	25-50
Fair	50-75
Good	75-90
Excellent	90-100

Note:

- (i) Where RQD is reported or measured as  $\leq 10$  (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate  $Q$  in equation 5.3.4.
- (ii) RQD intervals of 5, i.e., 100, 95, 90, etc., are sufficiently accurate

Joint Set Number  $J_n$

Massive, none or few joints	0.5-1.0
One joint set	2
One joint set plus random	3
Two joint sets	4
Two joint sets plus random	6
Three joint sets	9
Three joint set plus random	12
Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube." etc.	15
Crushed rock earthlike	20

Note:

- (i) For intersections, use  $(3.0 \times J_n)$
- (ii) For portal, use  $(2.0 \times J_n)$

Joint Roughness Number  $J_r$

(a) Rock wall contact and	
(b) Rock wall contact before 10-cm shear	
Discontinuous joint	4
Rough or irregular, undulating	3
Smooth, undulating	2.0
Slickensided, undulating	1.5
Rough or irregular, planar	1.5
Smooth, planar	1.0 <sup>b</sup>
	0.5
Slickensided, planar	
(c) No rock wall contact when sheared zone containing clay mineral thick enough to prevent rock wall contact	1.0 <sup>b</sup>
Sandy, gravelly, or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 <sup>b</sup>

Note:

- (i) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3m
- (ii)  $J_r = 0.5$  can be used for planar slickensided joints having lineation, provided the lineations are favorably oriented
- (iii) Descriptions B to G refer to small scale features and intermediate scale features, in that order

	Joint Alteration Number $J_a$	$\phi_r$ (approx)
(a) Rock wall contact	$J_a$	
	0.75	
	1.0	25-35°
A. Tightly healed, hard, nonsoftening, impermeable filling, i. e., quartz or epidote	2.0	25-30°
B. Unaltered joint walls, surface staining only	3.0	20-25°
C. Slightly altered joint walls. Nonsoftening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.		
D. Silty or sandy clays coatings, small clay fraction (nonsoftening)		
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i. e., kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum, and graphite, etc., and small quantities of swelling clays (discontinuous coatings, 1-2 mm or less in thickness) (b) Rock wall contact before 10 cm shear		
F. Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	4.0	8-16°
G. Strongly over-consolidated, nonsoftening clay mineral fillings (continuous, <5mm in thickness)	4.0	25-30
H. Medium or low over-consolidation, softening, clay minerals fillings (continuous, <5mm in thickness)		
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite (continuous, < 5 mm in thickness). Value of $J_a$ depends on percentage of swelling clay size particles, and access to water, etc. (c) No rock wall contact when sheared.	6.0	16-24°
K. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G., H., J., for description of clay condition)	8.0	12-16
L. Zones or bands of silty or sandy clay, small clay fraction (nonsoftening)		
M. Thick, continuous zones or bands of clay (see G., H., J., for description of clay condition)	8.0-12.0	6-12°
Note:		
(i) Values of $\phi_r$ are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.	6.0, 8.0 or 8.0-12.0	6-24°
	5.0	
	10.0, 13.0 or 13.0-20.0	6-24°

Stress Reduction Factor (SRF)

- a) Weakness zones intersecting excavation which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated  
Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)
- B. Single-weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation  $\leq 50$  m)
- C. Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated

10.0

Note:  
(i)

Reduce these SRF values by 25-50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation

	rock (depth of excavation >50m)				
D.	Multiple-shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth)			5.0	
E.	Single-shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation ≤ 50m)			2.5	
F.	Single-shear zones in competent rock (clay-free)(depth of excavation >50m).			7.5	
G.	Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube", etc. (any depth) (b) Competent rock, rock stress problems			5.0	
H.	Low stress, near surface	$\frac{\sigma_c/\sigma_1}{>200}$	$\frac{\sigma_t/\sigma_1}{>13}$	2.5	
J.	Medium stress	200-10	13-0.66	5.0	(ii)
K.	High-stress, very tight structure (usually favorable to stability, may be unfavorable to wall stability)	10-5	0.66 0.33	2.5	
L.	Mild rock burst (massive rock)	5-2.5	0.33-0.16	1.0	
M.	Heavy rock burst (massive rock) (c) Squeezing rock; plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressure	<2.5	<0.16	0.5-2.0	
N.	Mild squeezing rock pressure			5-10	
O.	Heavy squeezing rock pressure (d) Swelling rock; chemical swelling activity depending on presence of water			10-20	
P.	Mild swelling rock pressure			5-10	(iii)
R.	Heavy swelling rock pressure			10-20	
				5-10	
				10-15	

(ii) For strongly anisotropic stress field (if measurement): when  $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ , reduce  $\sigma_c$  and  $\sigma_t$  to  $0.8 \sigma_c$  and  $0.8 \sigma_t$ , when  $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ , reduce  $\sigma_c$  and  $\sigma_t$  to  $0.6 \sigma_c$  and  $0.6 \sigma_t$  (where  $\sigma_c$  = unconfined compressive strength,  $\sigma_t$  = tensile strength (point load),  $\sigma_1$  and  $\sigma_3$  = major and minor principal stresses)

(iii) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H)

Joint Water Reduction Factor $J_w$	
$J_w$	Approximate water pressure (kg/cm <sup>2</sup> )
1.0	<1
0.66	1.0-2.5
0.5	2.5-10.0
0.33	2.5-10.0
0.2-0.1	>10.0
0.1-0.05	>10.0

Note:

- (i) Factors C-P are crude estimates, increase  $J_w$  if drainage measures are installed
- (ii) Special problems caused by ice formation are not considered

<sup>a</sup> After Barton et al., 1974

<sup>b</sup> Nominal

A continuación se presenta el cálculo de los factores de seguridad para cada uno de los taludes considerados en la zona de trabajo.

**Talud 1**

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	N50W	78	62	78	62.559	
Plano 2	N30E	76	162	104		62.958
Plano de talud	N12E	78				

Para  $h = 22\text{m}$  y  $\gamma = 2500\text{kg/m}^3$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, {}_1\bar{S}_{12}, {}_2\bar{S}_{12}$

$$\bar{u}_1 = (0.469, 0.883, 0), \quad \bar{u}_2 = (-0.951, 0.309, 0)$$

$$\bar{v}_1 = (0.184, -0.098, -0.978), \quad \bar{v}_2 = (-0.075, -0.230, -0.970)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.864, 0.459, -0.208), \quad \bar{w}_2 = (-0.300, -0.923, 0.242)$$

$$\bar{X}_{12} = (0.081, -0.271, -0.935), \quad X_{12} = 0.977$$

$${}_1\bar{S}_{12} = (0.486, 0.824, -0.197), \quad {}_2\bar{S}_{12} = (-0.928, 0.261, -0.156)$$

Calculando  $W$

$$\bar{OD} = (-3.022, 4.276, 22), \quad \bar{OC} = (4.589, 4.276, 22), \quad \bar{DC} = (7.612, 0, 0)$$

$$\bar{DB}' = (2.936, -3.986, -21), \quad \bar{OB}' = (-0.086, 0.290, 1), \quad \left| \bar{DB}' \times \bar{DC} \right| = 162.698$$

$$V = 596.560 \text{ m}^3, W = 1491.399 \text{ T.}$$

Para el Talud 1 con 32 anclas

$$Q = 26.939 \times 32 = 862.053 \text{ T.}; \text{ en dirección } 72^\circ\text{SE}, 15^\circ \text{ con } \beta = 84^\circ \text{ y } \gamma = 165^\circ$$

Calculando el vector unitario  $\bar{q} = (\cos \gamma \sin \beta, -\cos \gamma \cos \beta, -\sin \gamma)$

$$\bar{q} = (-0.961, 0.101, -0.259); \quad \bar{Q} = Q \cdot \bar{q} = (-828.118, 87.039, -223.116)$$

$$\text{de donde: } \bar{R} = \bar{W} + \bar{Q}; \quad \bar{R} = (-828.118, 87.039, -1714.515)$$

como  $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0$  y  $\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0$ ;  $\varepsilon_x = 73.815$  para  $\varepsilon_x < \alpha$  si  $0 < \alpha < \pi$

el deslizamiento ocurre por la línea de intersección, entonces:  $T_{12} = 1548.258$ ,

$\bar{T}_{12} = (128.048, -430.074, -1481.804)$  y  $\bar{N}_{12} = (-956.166, 517.112, -232.711)$  y sabiendo que:

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12}$$

$$-0.864 N_1 + 0.300 N_2 = -956.166$$

$$0.459 N_1 + 0.923 N_2 = 517.112$$

$$-0.208 N_1 - 0.242 N_2 = -232.711$$

resolviendo el sistema tenemos:

$$N_1 = 1109.912 \text{ y } N_2 = 8.048; \text{ con } \phi_1 = 62.559 \text{ y } \phi_2 = 62.958$$

$$\text{por lo que F.S.} = (1109.912)\tan(62.559) + (8.048)\tan(62.958) / 1548.258 = \mathbf{1.391}$$

### Talud 2

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	S51E	87	65	87	58.211	
Plano 2	S68W	74	126	106		57.395
Plano de talud	S14W	84				

$$\text{Para } h = 22\text{m y } \gamma = 2500\text{kg/m}^3$$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, \bar{S}_{12}, \bar{S}_{12}$

$$\bar{u}_1 = (0.423, 0.906, 0), \quad \bar{u}_2 = (-0.588, 0.809, 0)$$

$$\bar{v}_1 = (0.047, -0.022, -0.999), \quad \bar{v}_2 = (-0.223, -0.162, -0.961)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.905, 0.422, -0.052), \quad \bar{w}_2 = (-0.788, -0.565, 0.276)$$

$$\bar{X}_{12} = (-0.087, -0.290, -0.840), \quad X_{12} = 0.893$$

$${}_1\bar{S}_{12} = (0.370, 0.755, -0.299), \quad {}_2\bar{S}_{12} = (-0.554, 0.677, -0.177)$$

Calculando W

$$\overline{OD} = (-0.573, 6.832, 65), \quad \overline{OC} = (18.075, 6.832, 65), \quad \overline{DC} = (18.648, 0, 0)$$

$$\overline{DB'} = (0.676, -6.486, -64), \quad \overline{OB'} = (0.103, 0.346, 1), \quad \left| \overline{DB'} \times \overline{DC} \right| = 1199.571$$

$$V = 12995.349 \text{ m}^3, \quad W = 32488.372 \text{ T.}$$

Para el Talud 2 con 182 anclas

$$Q = 26.939 \times 182 = 4902.927 \text{ T.}; \text{ en direcci3n } 82^\circ\text{NW}, 15^\circ \text{ con } \beta = 84^\circ \text{ y } \gamma = 165^\circ$$

Calculando el vector unitario  $\bar{q} = (\cos \gamma \sin \beta, -\cos \gamma \cos \beta, -\sin \gamma)$

$$\bar{q} = (-0.961, 0.101, -0.259)$$

$$\bar{Q} = Q \cdot \bar{q} = (-4709.920, 495.035, -1268.971)$$

$$\text{de donde, } \bar{R} = \bar{W} + \bar{Q}, \quad \bar{R} = (-4709.920, 495.033, -33757.343)$$

$$\text{como } \bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0 \text{ y } \bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0; \varepsilon_x = 70.934 \text{ para } \varepsilon_x < \alpha \text{ si } 0 < \alpha < \pi$$

el deslizamiento ocurre por la línea de intersección, entonces:

$$T_{12} = 32051.364, \bar{T}_{12} = (-3115.538, -10420.079, -30149.715),$$

$$\bar{N}_{12} = (-1594.382, 10915.111, -3607.628) \text{ y sabiendo que: } N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12}$$

$$-0.905 N_1 + 0.778 N_2 = -1594.382$$

$$0.422 N_1 + 0.565 N_2 = 10915.111$$

$$-0.052 N_1 - 0.276 N_2 = -3607.628$$

resolviendo el sistema tenemos:

$$N_1 = 11183.226 \text{ y } N_2 = 10964.927; \text{ con } \phi_1 = 58.211 \text{ y } \phi_2 = 57.395 \text{ por lo que:}$$

$$F.S. = (11183.226)\tan(58.211) + (10964.927)\tan(57.395) / 32051.364 = \mathbf{1.098}$$

### Talud 3

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	S76E	80	88	80	59.201	
Plano 2	S44W	69	148	111		61.258
Plano de talud	S12W	78				

Para  $h = 22\text{m}$  y  $\gamma = 2300\text{kg/m}^3$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, \bar{S}_{12,1}, \bar{S}_{12,2}$

$$\bar{u}_1 = (0.035, 0.999, 0), \quad \bar{u}_2 = (-0.848, 0.530, 0)$$

$$\bar{v}_1 = (0.174, -0.006, -0.985), \quad \bar{v}_2 = (-0.190, -0.304, -0.934)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.984, 0.034, -0.174), \quad \bar{w}_2 = (-0.495, -0.792, 0.358)$$

$$\bar{X}_{12} = (0.125, -0.439, -0.796), \quad X_{12} = 0.918$$

$${}_1\bar{S}_{12} = (0.104, 0.805, -0.427), \quad {}_2\bar{S}_{12} = (-0.788, 0.349, -0.316)$$

Calculando  $W$

$$\bar{OD} = (-3.718, 4.676, 22), \quad \bar{OC} = (8.453, 4.676, 22), \quad \bar{DC} = (12.171, 0, 0)$$

$$\bar{DB}' = (3.561, -4.125, -21), \quad \bar{OB}' = (-0.157, 0.551, 1), \quad \left| \bar{DB}' \times \bar{DC} \right| = 260.478$$

$$V = 955.088 \text{ m}^3, W = 2196.702 \text{ T.}$$

Como el Talud 3 no tiene anclas  $\bar{R} = \bar{W}$ ;  $\bar{R} = (0, 0, -2196.702)$

como  $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0$  y  $\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0$ ;  $\varepsilon_x = 61.151$  para  $\varepsilon_x < \alpha$  si  $0 < \alpha < \pi$

el deslizamiento ocurre por la línea de intersección, entonces:  $T_{12} = 1906.093$  por

lo que  $\bar{T}_{12} = (259.994, -911.104, -1653.930)$  y  $\bar{N}_{12} = (-259.994, 911.104, -542.772)$  y sabiendo que:

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12}$$

tenemos  $-0.984 N_1 + 0.495 N_2 = -259.994$   
 $0.034 N_1 + 0.792 N_2 = 911.104$   
 $-0.174 N_1 - 0.358 N_2 = -542.772$

resolviendo el sistema tenemos:

$$N_1 = 824.627 \text{ y } N_2 = 1114.991; \text{ con } \phi_1 = 59.201 \text{ y } \phi_2 = 61.258$$

por lo que F.S. =  $(824.627)\tan(59.201) + (1114.991)\tan(61.258) / 1906.093 = \mathbf{1.792}$

#### Talud 4

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	N60W	79	73	79	63.904	
Plano 2	N29E	74	164	106		64.295
Plano de talud	N13E	76				

Para  $h = 22\text{m}$  y  $\gamma = 2300\text{kg/m}^3$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, {}_1\bar{S}_{12}, {}_2\bar{S}_{12}$

$$\begin{aligned} \bar{u}_1 &= (0.292, 0.956, 0), & \bar{u}_2 &= (-0.961, 0.276, 0) \\ \bar{v}_1 &= (0.182, -0.056, -0.982), & \bar{v}_2 &= (-0.076, -0.265, -0.961) \\ \bar{w}_1 &= (-0.939, 0.287, -0.191), & \bar{w}_2 &= (-0.265, -0.924, 0.276) \\ \bar{X}_{12} &= (0.097, -0.309, -0.943), & X_{12} &= 0.998 \\ {}_1\bar{S}_{12} &= (0.330, 0.904, -0.262), & {}_2\bar{S}_{12} &= (-0.957, 0.223, -0.172) \end{aligned}$$

Calculando  $W$

$$\begin{aligned} \overline{OD} &= (-2.795, 5.485, 22), \quad \overline{OC} = (3.757, 5.485, 22), \quad \overline{DC} = (6.552, 0, 0) \\ \overline{DB'} &= (2.692, -5.157, -21), \quad \overline{OB'} = (-0.103, 0.328, 1), \quad \left| \overline{DB'} \times \overline{DC} \right| = 141.683 \end{aligned}$$

$$V = 519.506 \text{ m}^3, W = 1194.863 \text{ T.}$$

Para el Talud 4 con 33 anclas

$$Q = 26.939 \times 33 = 888.992 \text{ T.}; \text{ en direcci3n } 82^\circ \text{SE}, 12^\circ \text{ con } \beta = 95^\circ \text{ y } \gamma = 168^\circ$$

Calculando el vector unitario  $\bar{q} = (\cos \gamma \sen \beta, -\cos \gamma \cos \beta, -\sen \gamma)$

$$\bar{q} = (-0.974, -0.085, -0.208); \quad \bar{Q} = Q \cdot \bar{q} = (-866.257, -75.788, -184.832)$$

de donde,  $\bar{R} = \bar{W} + \bar{Q}; \quad \bar{R} = (-866.257, -75.788, -1379.695)$

como  $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0$  y  $\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0; \varepsilon_x = 71.849$  para  $\varepsilon_x < \alpha$  si  $0 < \alpha < \pi$

el deslizamiento ocurre por la línea de intersección, entonces:  $T_{12} = 1243.891$

$$\bar{T}_{12} = (121.201, -385.665, -1176.366), \bar{N}_{12} = (-987.457, 309.877, -203.329)$$

y sabiendo que:

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12}$$

$$\text{tenemos } -0.939 N_1 + 0.265 N_2 = -987.457$$

$$0.287 N_1 + 0.924 N_2 = 309.877$$

$$-0.191 N_1 - 0.276 N_2 = -203.329$$

resolviendo el sistema tenemos:

$$N_1 = 1054.144 \text{ y } N_2 = 7.941; \text{ con } \phi_1 = 63.904 \text{ y } \phi_2 = 64.295$$

$$\text{por lo que F.S.} = (1054.144)\tan(63.904) + (7.941)\tan(64.295) / 11243.891 = 1.743$$

### Talud 5

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	S13W	72	17	72	14	
Plano 2	N62W	72	92	108		62.648
Plano de talud	S30W	73				

Para  $h = 19\text{m}$  y  $\gamma = 2300\text{kg/m}^3$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, \bar{S}_{12,1}, \bar{S}_{12,2}$

$$\bar{u}_1 = (0.956, 0.292, 0), \quad \bar{u}_2 = (-0.035, 0.999, 0)$$

$$\bar{v}_1 = (0.090, -0.296, -0.951), \quad \bar{v}_2 = (-0.309, -0.011, -0.951)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.278, 0.909, -0.309), \quad \bar{w}_2 = (-0.950, -0.033, 0.309)$$

$$\bar{X}_{12} = (-0.271, -0.380, -0.874), \quad X_{12} = 0.990$$

$${}_1\bar{S}_{12} = (0.912, 0.159, -0.352), \quad {}_2\bar{S}_{12} = (-0.146, 0.914, -0.352)$$

Calculando  $W$

$$\bar{OD} = (-2.115, 5.809, 19), \bar{OC} = (5.974, 5.809, 19), \bar{DC} = (8.090, 0, 0)$$

$$\bar{DB}' = (2.425, -5.374, -18), \bar{OB}' = (0.310, 0.435, 1), \left| \bar{DB}' \times \bar{DC} \right| = 151.964$$

$$V = 481.218 \text{ m}^3, W = 1106.802 \text{ T.}$$

como el Talud 5 no tiene anclas  $\bar{R} = \bar{W}$ ;  $\bar{R} = (0, 0, -1107)$

como  $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0$  y  $\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0$ ;  $\epsilon_x = 66.514$  para  $\epsilon_x < \alpha$  sí  $0 < \alpha < \pi$

el deslizamiento ocurre por la línea de intersección, entonces:  $T_{12} = 976.426$  por lo

$$\text{que } \bar{T}_{12} = (-266.988, -374.303, -861.407) \text{ y } \bar{N}_{12} = (266.988, 374.303, -245.395)$$



y sabiendo que:

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12}$$

tenemos  $-0.278 N_1 + 0.950 N_2 = 266.988$

$$0.909 N_1 + 0.033 N_2 = 374.303$$

$$-0.309 N_1 - 0.309 N_2 = -245.395$$

resolviendo el sistema tenemos:

$$N_1 = 397.058 \text{ y } N_2 = 397.058; \text{ con } \phi_1 = 14 \text{ y } \phi_2 = 62.648$$

por lo que F.S. =  $(397.058)\tan(14) + (397.058)\tan(62.648)/976.426 = \mathbf{0.887}$

### Talud 6

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	N23E	69	8	69	59.964	
Plano 2	S74E	82	105	98		61.535
Plano de talud	N31E	75				

Para  $h = 19\text{m}$  y  $\gamma = 2300\text{kg/m}^3$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, {}_1\bar{S}_{12}, {}_2\bar{S}_{12}$

$$\bar{u}_1 = (0.990, 0.139, 0), \quad \bar{u}_2 = (-0.259, 0.966, 0)$$

$$\bar{v}_1 = (0.050, -0.355, -0.934), \quad \bar{v}_2 = (-0.134, -0.036, -0.990)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.130, 0.924, -0.358), \quad \bar{w}_2 = (-0.957, -0.256, 0.139)$$

$$\bar{X}_{12} = (-0.037, -0.361, -0.918), \quad X_{12} = 0.987$$

$${}_1\bar{S}_{12} = (0.978, 0.106, -0.081), \quad {}_2\bar{S}_{12} = (-0.285, 0.883, -0.336)$$

Calculando  $W$

$$\bar{OD} = (-16.181, 5.091, 19), \quad \bar{OC} = (1.400, 5.091, 19), \quad \bar{DC} = (17.581, 0, 0)$$

$$\bar{DB}' = (16.221, -4.698, -18), \quad \bar{OB}' = (0.040, 0.393, 1), \quad \left| \bar{DB}' \times \bar{DC} \right| = 327.060$$

$$V = 1035.690 \text{ m}^3, W = 2382.087 \text{ T.}$$

como el Talud 6 no tiene anclas  $\bar{R} = \bar{W}$ ;  $\bar{R} = (0, 0, -2382.087)$

como  $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0$  y  $\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0$ ;  $\varepsilon_x = 68.532$  para  $\varepsilon_x < \alpha$  si  $0 < \alpha < \pi$

el deslizamiento ocurre por la línea de intersección, entonces:  $T_{12} = 2215.272$  por

lo que  $\bar{T}_{12} = (-82.654, -810.201, -2060.139)$  y  $\bar{N}_{12} = (82.654, 810.201, -321.948)$

y sabiendo que:

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12}$$

tenemos  $-0.130 N_1 + 0.957 N_2 = 82.654$

$$0.924 N_1 + 0.256 N_2 = 810.201$$

$$-0.358 N_1 - 0.139 N_2 = -321.948$$

resolviendo el sistema tenemos:

$$N_1 = 821.481 \text{ y } N_2 = 197.997; \text{ con } \phi_1 = 59.964 \text{ y } \phi_2 = 61.535$$

$$\text{por lo que F.S.} = (821.481)\tan(59.964) + (197.997)\tan(61.535)/2215.272 = \mathbf{0.806}$$

### Talud 7

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	N10E	72	45	72	59.684	
Plano 2	S80E	62	162135	118		61.061
Plano de talud	N55E	81				

$$\text{Para } h = 15\text{m y } \gamma = 2500\text{kg/m}^3$$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, \bar{S}_{12,1}, \bar{S}_{12,2}$

$$\bar{u}_1 = (0.707, 0.707, 0), \quad \bar{u}_2 = (-0.707, 0.707, 0)$$

$$\bar{v}_1 = (0.219, -0.219, -0.951), \quad \bar{v}_2 = (-0.332, -0.332, -0.883)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.672, 0.672, -0.309), \quad \bar{w}_2 = (-0.624, -0.624, 0.469)$$

$$\bar{X}_{12} = (-0.123, -0.509, -0.840), \quad X_{12} = 0.989$$

$${}_1\bar{S}_{12} = (0.722, 0.527, -0.425), \quad {}_2\bar{S}_{12} = (-0.763, 0.582, -0.241)$$

Calculando W

$$\overline{OD} = (-4.517, 2.376, 15), \quad \overline{OC} = (8.903, 2.376, 15), \quad \overline{DC} = (13.420, 0, 0)$$

$$\overline{DB'} = (4.663, -1.770, -14), \quad \overline{OB'} = (0.146, 0.606, 1), \quad \left| \overline{DB'} \times \overline{DC} \right| = 189.380$$

$$V = 473.450 \text{ m}^3, W = 1183.626 \text{ T.}$$

Para el Talud 7 con 26 anclas

$$Q = 26.939 \times 26 = 700.418 \text{ T.}; \text{ en direcci3n } 29^\circ\text{SE}, 15^\circ \text{ con } \beta = 84^\circ \text{ y } \gamma = 165^\circ$$

Calculando el vector unitario  $\bar{q} = (\cos \gamma \sin \beta, -\cos \gamma \cos \beta, -\sin \gamma)$

$$\bar{q} = (-0.961, 0.101, -0.259); \quad \bar{Q} = Q \cdot \bar{q} = (-672.846, 70.719, -181.282)$$

$$\text{de donde, } \bar{R} = \bar{W} + \bar{Q}; \quad \bar{R} = (-672.846, 70.719, -1364.907)$$

$$\text{como } \bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0 \text{ y } \bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0; \varepsilon_x = 58.796 \text{ para } \varepsilon_x < \alpha \text{ s3 } 0 < \alpha < \pi$$

el deslizamiento ocurre por la l3nea de intersecci3n, entonces:  $T_{12} = 1205.558$  por lo

$$\text{que } \bar{T}_{12} = (-149.611, -619.764, -1023.171) \text{ y } \bar{N}_{12} = (-523.235, 690.483, -341.736)$$

y sabiendo que:

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12}$$

tenemos  $-0.672 N_1 + 0.624 N_2 = -523.235$

$$0.672 N_1 + 0.624 N_2 = 690.483$$

$$-0.309 N_1 - 0.469 N_2 = -341.736$$

resolviendo el sistema tenemos:

$$N_1 = 902.394 \text{ y } N_2 = 133.940; \text{ con } \phi_1 = 59.684 \text{ y } \phi_2 = 61.061$$

por lo que F.S. =  $(902.394)\tan(59.684) + (133.940)\tan(61.061) / 1205.558 = \mathbf{1.481}$

**Talud 8a**

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	S38W	70	43	70	61.706	
Plano 2	N83W	77	164	103		64.448
Plano de talud	S81W	80				

Para  $h = 20\text{m}$  y  $\gamma = 2500\text{kg/m}^3$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, \bar{S}_{12}, \bar{S}_{12}$

$$\bar{u}_1 = (0.731, 0.682, 0), \quad \bar{u}_2 = (-0.961, 0.276, 0)$$

$$\bar{v}_1 = (0.233, -0.250, -0.940), \quad \bar{v}_2 = (-0.062, -0.216, -0.974)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.641, 0.687, -0.342), \quad \bar{w}_2 = (-0.269, -0.937, 0.225)$$

$$\bar{X}_{12} = (0.166, -0.236, -0.785), \quad X_{12} = 0.836$$

$${}_1\bar{S}_{12} = (0.620, 0.560, -0.037), \quad {}_2\bar{S}_{12} = (-0.788, 0.173, -0.219)$$

Calculando  $W$

$$\bar{OD} = (-6.892, 3.527, 20), \quad \bar{OC} = (4.453, 3.527, 20), \quad \bar{DC} = (11.345, 0, 0)$$

$$\bar{DB}' = (6.681, -3.226, -19), \quad \bar{OB}' = (-0.211, 0.301, 1), \quad \left| \bar{DB}' \times \bar{DC} \right| = 218.639$$

$$V = 728.797 \text{ m}^3, W = 1821.993 \text{ T.}$$

Como el Talud 8a no tiene anclas  $R = W$ ;  $\bar{R} = (0, 0, -1821.993)$

como  $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0$  y  $\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0$ ;  $\epsilon_x = 73.262$  para  $\epsilon_x < \alpha$  sí  $0 < \alpha < \pi$

el deslizamiento ocurre por la línea de intersección, entonces:

$$T_{12} = 1710.178 \text{ por lo que } \bar{T}_{12} = (339.006, -482.738, -1605.225)$$

y  $\bar{N}_{12} = (-339.006, 482.738, -216.768)$  y sabiendo que:

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12}$$

$$\begin{aligned} \text{tenemos } -0.641 N_1 + 0.269 N_2 &= -339.006 \\ 0.687 N_1 + 0.937 N_2 &= 482.738 \\ -0.342 N_1 - 0.225 N_2 &= -216.768 \end{aligned}$$

resolviendo el sistema tenemos:

$$N_1 = 569.769 \text{ y } N_2 = 97.335; \text{ con } \phi_1 = 61.706 \text{ y } \phi_2 = 64.448$$

$$\text{por lo que F.S.} = (569.769)\tan(61.706) + (97.335)\tan(64.448) / 1710.178 = \mathbf{0.738}$$

### Talud 8b

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	S74E	75	32	75	61.592	
Plano 2	S5E	72	143	108		61.796
Plano de talud	S42E	79				

Para  $h = 22\text{m}$  y  $\gamma = 2500\text{kg/m}^3$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, {}_1\bar{S}_{12}, {}_2\bar{S}_{12}$

$$\begin{aligned} \bar{u}_1 &= (0.848, 0.530, 0), & \bar{u}_2 &= (-0.799, 0.602, 0) \\ \bar{v}_1 &= (0.137, -0.219, -0.966), & \bar{v}_2 &= (-0.186, -0.247, -0.951) \\ \bar{w}_1 &= (-0.512, 0.819, -0.259), & \bar{w}_2 &= (-0.572, -0.760, 0.309) \\ \bar{X}_{12} &= (-0.057, -0.306, -0.858), & X_{12} &= 0.912 \\ {}_1\bar{S}_{12} &= (0.782, 0.424, -0.203), & {}_2\bar{S}_{12} &= (-0.746, 0.508, -0.132) \end{aligned}$$

Calculando  $W$

$$\begin{aligned} \overline{OD} &= (-4.280, 4.276, 22), \overline{OC} = (6.203, 4.276, 22), \overline{DC} = (10.483, 0, 0) \\ \overline{DB'} &= (4.346, -3.919, -21), \overline{OB'} = (0.066, 0.357, 1), \left| \overline{DB'} \times \overline{DC} \right| = 223.952 \\ V &= 821.158 \text{ m}^3, W = 2052.890 \text{ T.} \end{aligned}$$

Para el Talud 8b con 136 anclas

$$Q = 26.939 \times 136 = 3663.725\text{T.}; \text{ en direcci3n } 53^\circ\text{SW}, 10^\circ \text{ con } \beta = 85^\circ \text{ y } \gamma = 170^\circ$$

Calculando el vector unitario  $\bar{q} = (\cos \gamma \sin \beta, -\cos \gamma \cos \beta, -\sin \gamma)$

$$\bar{q} = (-0.981, 0.086, -0.174); \quad \bar{Q} = Q \cdot \bar{q} = (-3594.335, 314.464, -636.199)$$

$$\text{de donde, } \bar{R} = \bar{W} + \bar{Q}; \quad \bar{R} = (-3594.335, 314.464, -2689.089)$$

como  $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} < 0$  y  $\bar{R} \cdot \bar{w}_1 > 0$ ; el deslizamiento ocurre por el plano 1, entonces:

$$N_1 = \bar{R} \cdot \bar{w}_1 = 2793.387 \text{ y } \bar{T}_1 = \bar{R} - (\bar{R} \cdot \bar{w}_1) \bar{w}_1 = (-2164.505, -1973.744, -1966.108)$$

$$T_1 = 3527.935, \text{ con } \phi_1 = 62.905, \text{ tenemos:}$$

$$F.S. = (2793.387) \tan(62.905) / 3527.935 = \mathbf{1.548}$$

**Talud 8c**

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	N24E	74	44	74	62.564	
Plano 2	S65E	75	133	105		61.625
Plano de talud	N68E	57				

Para  $h = 22\text{m}$  y  $\gamma = 2500\text{kg/m}^3$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, \bar{S}_{12}, \bar{S}_{12}$

$$\bar{u}_1 = (0.719, 0.695, 0), \quad \bar{u}_2 = (-0.682, 0.731, 0)$$

$$\bar{v}_1 = (0.191, -0.198, -0.961), \quad \bar{v}_2 = (-0.189, -0.177, -0.966)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.668, 0.691, -0.276), \quad \bar{w}_2 = (-0.706, -0.659, 0.259)$$

$$\bar{X}_{12} = (0.003, -0.368, -0.928), \quad X_{12} = 0.998$$

$${}_1\bar{S}_{12} = (0.743, 0.621, -0.244), \quad {}_2\bar{S}_{12} = (-0.707, 0.655, -0.261)$$

Calculando  $W$

$$\overline{OD} = (5.713, 14.287, 22), \quad \overline{OC} = (-5.263, 14.287, 22), \quad \overline{DC} = (-10.976, 0, 0)$$

$$\overline{DB'} = (-5.716, -13.891, -21), \quad \overline{OB'} = (-0.003, 0.396, 1), \quad \left| \overline{DB'} \times \overline{DC} \right| = 276.357$$

$$V = 1013.309 \text{ m}^3, W = 2533.272 \text{ T.}$$

Para el Talud 8c con 76 anclas

$$Q = 26.939 \times 76 = 2047.376 \text{ T.}; \text{ en direcci3n } 16^\circ \text{SE}, 10^\circ \text{ con } \beta = 84^\circ \text{ y } \gamma = 170^\circ$$

Calculando el vector unitario  $\bar{q} = (\cos \gamma \sin \beta, -\cos \gamma \cos \beta, -\sin \gamma)$

$$\bar{q} = (-0.979, 0.103, -0.174); \quad \bar{Q} = Q \cdot \bar{q} = (-2005.226, 210.758, -355.523)$$

$$\text{de donde, } \bar{R} = \bar{W} + \bar{Q}; \quad \bar{R} = (-2005.226, 210.758, -2888.795)$$

como  $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} < 0$  y  $\bar{R} \cdot \bar{w}_1 > 0$ ; el deslizamiento ocurre por el plano 1, entonces:

$$N_1 = \bar{R} \cdot \bar{w}_1 = 2280.980 \text{ y } \bar{T}_1 = \bar{R} - (\bar{R} \cdot \bar{w}_1) \bar{w}_1 = (-482.105, -1366.480, -2260.072)$$

$$T_1 = 2684.701, \text{ con } \phi_1 = 62.564, \text{ tenemos:}$$

$$F.S. = (2280.980) \tan(62.564) / 2684.701 = \mathbf{1.637}$$

**Talud 8d**

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	S39E	78	20	78	63.012	
Plano 2	S28W	76	133	104		14
Plano de talud	S19E	79				

Para  $h = 25\text{m}$  y  $\gamma = 2500\text{kg/m}^3$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, \bar{S}_{12,1}, \bar{S}_{12,2}$

$$\bar{u}_1 = (0.940, 0.342, 0), \quad \bar{u}_2 = (-0.682, 0.731, 0)$$

$$\bar{v}_1 = (0.071, -0.195, -0.978), \quad \bar{v}_2 = (-0.177, -0.165, -0.970)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.335, 0.919, -0.208), \quad \bar{w}_2 = (-0.710, -0.662, 0.242)$$

$$\bar{X}_{12} = (-0.085, -0.228, -0.874), \quad X_{12} = 0.907$$

$${}_1\bar{S}_{12} = (0.851, 0.275, -0.154), \quad {}_2\bar{S}_{12} = (-0.633, 0.640, -0.106)$$

Calculando  $W$

$$\bar{OD} = (-2.185, 4.860, 25), \quad \bar{OC} = (3.991, 4.860, 25), \quad \bar{DC} = (6.177, 0, 0)$$

$$\bar{DB}' = (2.283, -4.598, -24), \quad \bar{OB}' = (0.097, 0.262, 1), \quad \left| \bar{DB}' \times \bar{DC} \right| = 150.937$$

$$V = 628.905 \text{ m}^3, W = 1572.263 \text{ T.}$$

Para el Talud 8d con 49 anclas

$$Q = 26.939 \times 49 = 1320.019 \text{ T.}; \text{ en direcci3n } 65^\circ \text{SW}, 15^\circ \text{ con } \beta = 84^\circ \text{ y } \gamma = 165^\circ$$

Calculando el vector unitario  $\bar{q} = (\cos \gamma \sin \beta, -\cos \gamma \cos \beta, -\sin \gamma)$

$$\bar{q} = (-0.961, 0.101, -0.259); \quad \bar{Q} = Q \cdot \bar{q} = (-1268.055, 133.278, -1913.909)$$

$$\text{de donde, } \bar{R} = \bar{W} + \bar{Q}; \quad \bar{R} = (-2005.226, 210.758, -2888.795)$$

como  $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} < 0$  y  $\bar{R} \cdot \bar{w}_1 > 0$ ; el deslizamiento ocurre por el plano 1, entonces:

$$N_1 = \bar{R} \cdot \bar{w}_1 = 944.651 \text{ y } \bar{T}_1 = \bar{R} - (\bar{R} \cdot \bar{w}_1) \bar{w}_1 = (-952.026, -735.005, -1717.505)$$

$$T_1 = 2096.762, \text{ con } \phi_1 = 63.012, \text{ tenemos:}$$

$$\text{F.S.} = (944.651) \tan(63.012) / 2096.762 = \mathbf{0.885}$$

**Talud 9**

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	N25W	73	55	73	60.645	
Plano 2	N79E	66	131	114		62.036
Plano de talud	N30E	73				

Para  $h = 20\text{m}$  y  $\gamma = 2500\text{kg/m}^3$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, {}_1\bar{S}_{12}, {}_2\bar{S}_{12}$

$$\bar{u}_1 = (0.574, 0.819, 0), \quad \bar{u}_2 = (-0.656, 0.755, 0)$$

$$\bar{v}_1 = (0.239, -0.168, -0.956), \quad \bar{v}_2 = (-0.307, -0.267, -0.914)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.783, 0.549, -0.292), \quad \bar{w}_2 = (-0.689, -0.599, 0.407)$$

$$\bar{X}_{12} = (-0.048, -0.520, -0.848), \quad X_{12} = 0.996$$

$${}_1\bar{S}_{12} = (0.617, 0.650, -0.434), \quad {}_2\bar{S}_{12} = (-0.720, 0.604, -0.330)$$

Calculando  $W$

$$\overline{OD} = (-3.183, 6.115, 20), \quad \overline{OC} = (6.483, 6.115, 20), \quad \overline{DC} = (9.666, 0, 0)$$

$$\overline{DB'} = (3.240, -5.501, -19), \quad \overline{OB'} = (0.056, 0.614, 1), \quad \left| \overline{DB'} \times \overline{DC} \right| = 191.204$$

$$V = 637.347 \text{ m}^3, W = 1593.367 \text{ T.}$$

Como el Talud 9 no tiene anclas  $\bar{R} = \bar{W}$ ;  $\bar{R} = (0, 0, -1593.367)$

como  $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0$  y  $\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0$ ;  $\varepsilon_x = 58.464$  para  $\varepsilon_x < \alpha$  si  $0 < \alpha < \pi$

el deslizamiento ocurre por la línea de intersección, entonces:  $T_{12} = 1356.469$  por

lo que  $\bar{T}_{12} = (-65.214, -708.669, -1154.791)$  y  $\bar{N}_{12} = (65.214, 708.669, -438.576)$   
y sabiendo que:

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12}$$

$$\text{tenemos } -0.783 N_1 + 0.689 N_2 = 65.214$$

$$0.549 N_1 + 0.599 N_2 = 708.669$$

$$-0.292 N_1 - 0.407 N_2 = -438.576$$

resolviendo el sistema tenemos:

$$N_1 = 530.289 \text{ y } N_2 = 697.096; \text{ con } \phi_1 = 60.645 \text{ y } \phi_2 = 62.036$$

por lo que F.S. =  $(530.289)\tan(60.645) + (697.096)\tan(62.036) / 1356.469 = \mathbf{1.663}$

**Talud 10**

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	S39W	77	17	77	68.707	
Plano 2	N70W	80	126	100		67.553
Plano de talud	S56W	79				

Para  $h = 11\text{m}$  y  $\gamma = 2500\text{kg/m}^3$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, {}_1\bar{S}_{12}, {}_2\bar{S}_{12}$

$$\bar{u}_1 = (0.956, 0.292, 0), \quad \bar{u}_2 = (-0.588, 0.809, 0)$$

$$\bar{v}_1 = (0.066, -0.215, -0.974), \quad \bar{v}_2 = (-0.140, -0.102, -0.985)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.285, 0.932, -0.225), \quad \bar{w}_2 = (-0.797, -0.579, 0.174)$$

$$\bar{X}_{12} = (-0.032, -0.229, -0.907), \quad X_{12} = 0.936$$

$${}_1\bar{S}_{12} = (0.897, 0.251, -0.095), \quad {}_2\bar{S}_{12} = (-0.565, 0.728, -0.164)$$

Calculando  $W$

$$\bar{OD} = (-1.692, 2.138, 11), \quad \bar{OC} = (0.844, 2.138, 11), \quad \bar{DC} = (2.536, 0, 0)$$

$$\bar{DB}' = (1.727, -1.886, -10), \quad \bar{OB}' = (0.035, 0.252, 1), \quad \left| \bar{DB}' \times \bar{DC} \right| = 25.811$$

$$V = 47.319 \text{ m}^3, \quad W = 118.299 \text{ T.}$$

Como el Talud 10 no tiene anclas  $\bar{R} = \bar{W}$ ;  $\bar{R} = (0, 0, -118.299)$

como  $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0$  y  $\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0$ ;  $\varepsilon_x = 75.853$  para  $\varepsilon_x < \alpha$  si  $0 < \alpha < \pi$

el deslizamiento ocurre por la línea de intersección, entonces:  $T_{12} = 114.645$  por

lo que  $\bar{T}_{12} = (-3.868, -28.005, -111.105)$  y  $\bar{N}_{12} = (3.868, 28.005, -7.194)$

y sabiendo que:

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12}$$

$$\text{tenemos } -0.285 N_1 + 0.797 N_2 = 3.868$$

$$0.932 N_1 + 0.579 N_2 = 28.005$$

$$-0.225 N_1 - 0.174 N_2 = -7.194$$

resolviendo el sistema tenemos:

$$N_1 = 22.124 \text{ y } N_2 = 12.766; \text{ con } \phi_1 = 68.707 \text{ y } \phi_2 = 67.553$$

por lo que F.S. =  $(22.124)\tan(68.707) + (12.766)\tan(67.553) / 114.645 = \mathbf{0.765}$



**Talud 11**

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	S30W	67	35	67	68.995	
Plano 2	N54W	77	119	103		65.406
Plano de talud	S65W	68				

Para  $h = 10\text{m}$  y  $\gamma = 2500\text{kg/m}^3$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, {}_1\bar{S}_{12}, {}_2\bar{S}_{12}$

$$\bar{u}_1 = (0.819, 0.574, 0), \quad \bar{u}_2 = (-0.485, 0.875, 0)$$

$$\bar{v}_1 = (0.224, -0.320, -0.921), \quad \bar{v}_2 = (-0.197, -0.109, -0.974)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.528, 0.754, -0.391), \quad \bar{w}_2 = (-0.852, -0.472, 0.225)$$

$$\bar{X}_{12} = (0.015, -0.452, -0.892), \quad X_{12} = 1.000$$

$${}_1\bar{S}_{12} = (0.849, 0.477, -0.227), \quad {}_2\bar{S}_{12} = (-0.523, 0.757, -0.392)$$

Calculando  $W$

$$\bar{OD} = (-1.630, 4.040, 10), \quad \bar{OC} = (0.400, 4.040, 10), \quad \bar{DC} = (2.030, 0, 0)$$

$$\bar{DB}' = (1.614, -3.534, -9), \quad \bar{OB}' = (-0.017, 0.506, 1), \quad \left| \bar{DB}' \times \bar{DC} \right| = 19.633$$

$$V = 32.721 \text{ m}^3, W = 81.802 \text{ T.}$$

Como el Talud 11 no tiene anclas  $\bar{R} = \bar{W}$ ;  $\bar{R} = (0, 0, -81.802)$

como  $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0$  y  $\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0$ ;  $\varepsilon_x = 63.140$  para  $\varepsilon_x < \alpha$  sí  $0 < \alpha < \pi$

el deslizamiento ocurre por la línea de intersección, entonces:  $T_{12} = 72.969$  por lo

que  $\bar{T}_{12} = (1.091, -32.964, -65.089)$  y  $\bar{N}_{12} = (-1.091, 32.964, -16.713)$

y sabiendo que:

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12}$$

$$\text{tenemos } -0.528 N_1 + 0.852 N_2 = -1.091$$

$$0.754 N_1 + 0.472 N_2 = 32.964$$

$$-0.391 N_1 - 0.225 N_2 = -16.713$$

resolviendo el sistema tenemos:

$$N_1 = 32.072 \text{ y } N_2 = 18.589; \text{ con } \phi_1 = 68.995 \text{ y } \phi_2 = 65.406$$

por lo que F.S. =  $(32.072)\tan(68.995) + (18.589)\tan(65.406) / 72.969 = 1.701$

**Talud 12**

	Rumbo	Echado	$\beta$	$\gamma$	$\phi_1$	$\phi_2$
Plano 1	N37W	78	22	78	73.873	
Plano 2	N61E	70	104	110		68.751
Plano de talud	N15W	73				

Para  $h = 5\text{m}$  y  $\gamma = 2500\text{kg/m}^3$

Calculando los vectores  $\bar{u}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{w}_1, \bar{w}_2, \bar{X}_{12}, {}_1\bar{S}_{12}, {}_2\bar{S}_{12}$

$$\begin{aligned} \bar{u}_1 &= (0.927, 0.375, 0), & \bar{u}_2 &= (-0.242, 0.970, 0) \\ \bar{v}_1 &= (0.078, -0.193, -0.978), & \bar{v}_2 &= (-0.332, -0.083, -0.940) \\ \bar{w}_1 &= (-0.366, 0.907, -0.208), & \bar{w}_2 &= (-0.912, -0.227, 0.342) \\ \bar{X}_{12} &= (-0.263, -0.315, -0.910), & X_{12} &= 0.998 \\ {}_1\bar{S}_{12} &= (0.891, 0.279, -0.354), & {}_2\bar{S}_{12} &= (-0.315, 0.920, -0.227) \end{aligned}$$

Calculando  $W$

$$\begin{aligned} \overline{OD} &= (0.946, 1.529, 5), \quad \overline{OC} = (1.494, 1.529, 5), \quad \overline{DC} = (0.548, 0, 0) \\ \overline{DB'} &= (-0.658, -1.183, -4), \quad \overline{OB'} = (0.289, 0.346, 1), \quad \left| \overline{DB'} \times \overline{DC} \right| = 2.286 \end{aligned}$$

$$V = 1.905 \text{ m}^3, W = 4.762 \text{ T.}$$

Como el Talud 12 no tiene anclas  $\bar{R} = \bar{W}$ ;  $\bar{R} = (0, 0, -4.762)$

como  $\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0$  y  $\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0$ ;  $\varepsilon_x = 70.917$  para  $\varepsilon_x < \alpha$  si  $0 < \alpha < \pi$

el deslizamiento ocurre por la línea de intersección, entonces:  $T_{12} = 4.341$  por lo

que  $\bar{T}_{12} = (-1.143, -1.369, -3.958)$  y  $\bar{N}_{12} = (1.143, 1.369, -0.804)$   
y sabiendo que:

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12}$$

$$\begin{aligned} \text{tenemos } -0.366 N_1 + 0.912 N_2 &= 1.143 \\ 0.907 N_1 + 0.227 N_2 &= 1.369 \\ -0.208 N_1 - 0.342 N_2 &= -0.804 \end{aligned}$$

resolviendo el sistema tenemos:

$$N_1 = 1.086 \text{ y } N_2 = 1.690; \text{ con } \phi_1 = 73.873 \text{ y } \phi_2 = 68.751$$

$$\text{por lo que F.S.} = (1.086)\tan(73.873) + (1.690)\tan(68.751) / 4.341 = \mathbf{1.866}$$

## Bibliografía

- Afrouz, A. A., 1992, Practical handbook of rock mass classification systems and modes of ground failure: Florida, CRC Press, 195p.
- Anuario estadístico del Estado de Hidalgo., 1998, Aguascalientes, México, INEGI, 676p.
- Best, Myron G., 1982, Igneous and metamorphic petrology: New York, W.H. Freeman & Co., 630p.
- Bieniawski, Z. T., 1989, Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologist in mining, civil and petroleum engineers: New York, John Wiley and Sons, 251p.
- Bustamante Olivera, Fernando., 1996 Estructuración de vías terrestres: 2ª Ed., México, CECSA, 413p.
- Coates, D. F., 1973, Fundamentos de mecánica de rocas: Traducido por Benito Bravo 3ª Ed. Madrid, Editorial Blume, 577p.
- Cox, K. G.; Bell, J. D.; Pankhurst, R. J., 1989, The interpretation of igneous rocks: 6th Ed. London, Unwin Hyman Ltd, 450p.
- Cemal, Birön; Ergin, Arioğlu., 1983, Design of supports in mines: New York, John Wiley & Sons, 248p.
- Craig, R. F., 1974, Mecánica de suelos: Traducido por Bartolomé Fabián Frankel México D.F., Logos Consorcio Editorial, 318p.
- Crimmins, Robert; Samuels, Reuben; Monahan, Bernard., 1978, Trabajos de construcción en roca: Traducido por Rafael Boca López México D.F., Limusa, 251p.
- Davis, N. Stanley; Dewiest, Roger J. M., 1966 Hidrogeology: New York, John Wiley & Sons, 463p.
- Deere, D. U., 1968, Consideraciones geológicas: in Stagg, K.G.; Zienkiewicz, O.C. Mecánica de rocas en la ingeniería práctica Traducción José María Rodríguez Ortiz Madrid, Editorial Blume, 395p.
- Díaz Mora, Carlos., 1987 Apuntes de geotecnia IV: México D.F., U.N.A.M., F.I., 153p.
- Espinosa Graham, Leopoldo., 1979 Manual de diseño de obras civiles Geotecnia B.3.1 Estabilidad de taludes: C.F.E. Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, D.F., 77p.

- Farmer, I. W., 1968, Engineering properties of rocks: London, E.& F.N. Spon Ltd, 180p.
- Franklin, John A.; Dusseault, Maurice B., 1989, Rock engineering: New York, McGraw-Hill, 600p.
- García de Miranda, Enriqueta, 1981, Modificaciones al sistema de clasificación climática de Köppen (Para adaptarlo a la República Mexicana): 3ª Ed. México D.F., UNAM, 252p.
- Geyne, A. R.; Fries, Carl J. R.; Segerstrom, Kenneth; Black, R.F. y Wilson, I.F., 1963, Geología y yacimientos minerales del distrito de Pachuca-Real del Monte, Estado de Hidalgo, México: Consejo de Recursos Naturales no Renovables (México), Publicación 5E, 222p.
- Goodman, R. E., 1989, Introduction to rock mechanics: 2nd Ed. Canadá, John Wiley and Sons, 562p.
- Hendron, A. J. Jr., 1968, Propiedades mecánicas de las rocas: in Stagg, K.G.; Zienkiewicz, O.C. Mecánica de rocas en la ingeniería práctica Traducción José María Rodríguez Ortiz Madrid, Editorial Blume, 395p.
- Hoek, E.; Bray, J. W., 1981, Rock slope engineering: 3rd Ed. London, Institute of mining and metallurgy, 358p.
- Hoek, E.; Brown, E.T., 1985, Underground excavations in rock: London, Institute of mining and metallurgic, 634p.
- International Society of Rock Mechanics, Barton, N. (Coordinator) et al., 1978, Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, London, Pergamon Press, V. 15 No.6, pp. 319 - 368
- Jeremic, M. L., 1987, Ground mechanics in hard rock mining: Rotterdam, A.A. Balkema, 537p.
- Jiménez, Salas J. A.; Justo, Alpañes J.L.; Serrano, González A., 1981 Geotecnia y Cimientos II Mecánica del suelo y de las rocas: Madrid, Editorial Rueda, v.2, 1188p.
- Juárez Badillo, E.; Rico Rodríguez, Alfonso., 1989 Mecánica de suelos, Fundamentos de la mecánica de suelos: 3ª Ed. México D.F., Editorial Limusa, V.1, 642p.
- Kerr, Paul F., 1965, Optical mineralogy: 3rd Ed. New York, McGraw-Hill, 433p.

- Krynine, Dimitri P.; Judd, Williams R., 1975, Principios de geología y geotecnia para ingenieros: Traducido por José María Ríos. 4ª Ed. Barcelona, Ediciones Omega, 829p.
- Marshak, S; Gautam, M., 1988, Basic methods of structural geology: Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall, 446p.
- Marsal, Raúl J.; Reséndiz Nuñez, Daniel, 1983 Presas de tierra y enrocamiento: México, Limusa, 546p.
- Ortega-Gutierrez, Fernando *et al.*, 1992, Texto Explicativo de la Quinta Edición de la Carta Geológica de la República Mexicana Escala 1: 2'000,000: Instituto de Geología U.N.A.M., Consejo de Recursos Minerales, SEMIP, México, 74p.
- Patton, Franklin D., 1984 The role of instrumentation in the analysis of the stability of rock slopes: *in* Kovári, K. Ed. Proceedings of the International Symposium Zurich, September 5-8, 1983 Field Measurements in Geomechanics Rotterdam, A.A. Balkema, 493p.
- Priest, S. D., 1985, Hemispherical projection methods in rock mechanics: London, George Allen and UNWIN, 124p.
- Reve, O. N. 1964 Geología y yacimientos minerales del distrito minero de Pachuca-Real del Monte, Hidalgo, México: por Geyne *et al.*, (1963), a review: Economic Geology, v.59 pp. 177-180.
- Revilla Macías José Luis., 1981, Estudio geológico - geoquímico del área paricutín parte meridional del distrito minero de Real del Monte-Pachuca, Hidalgo: Tesis Profesional México D.F., I.P.N., E.S.I.A., 72p.
- Serafim, Laginha J., 1968, Influencia del agua intersticial sobre el comportamiento de los macizos rocosos: *in* Stagg, K.G.; Zienkiewicz, O.C. Mecánica de rocas en la ingeniería práctica Traducción José María Rodríguez Ortiz Madrid, Editorial Blume, 395p.
- Streeter, Victor L.; Wylie, E. Benjamin., 1988, Mecánica de los fluidos: Traducido por Andrés García-Rejón 8ª Ed. México D.F., McGraw-Hill, 595p.
- Wisser, E., 1964, Geología y yacimientos minerales del distrito minero de Pachuca-Real del Monte, Hidalgo, México: por Geyne *et al.*, (1963), a review: Economic Geology V.59 pp. 725-732.