

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA



FACULTAD DE INGENIERÍA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA (GEOTECNIA)

“MODELO GEOTÉCNICO EN TALUDES EN ROCA”

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(GEOTECNIA)**

PRESENTA:

ING. PEDRO MARTÍN PACHECO VALDOVINOS

ASESOR

DR. GABRIEL JIMÉNEZ SUÁREZ

CO-ASESOR

DR. BENITO ZENTENO MATEO

PUEBLA, PUE., AGOSTO DE 2014



No. 1623/2014

C. PEDRO MARTÍN PACHECO VALDOVINOS

Pasante de la Mtría. en Ingeniería (Geotecnia)
Facultad de Ingeniería, BUAP.
Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **Modelo Geotécnico en taludes en roca**. Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Geotecnia). Asignándose como Asesor al Dr. Gabriel Jiménez Suárez y Co-asesor al Dr. Benito Zenteno Mateo.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E
"PENSAR BIEN, PARA VIVIR MEJOR"
H. Puebla de Zaragoza, a 20 de mayo de 2014.

M.I. EDGAR IRAM VILLAGRAN ARROYO
DIRECTOR



C.c.p. Dr. Gabriel Jiménez Suárez, Asesor del Tema de Tesis
C.c.p. Dr. Benito Zenteno Mateo, Co-asesor del Tema de Tesis
C.c.p. Archivo

GJS/MAFC/sco*

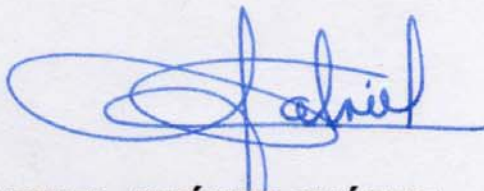
ASUNTO: AUTORIZACIÓN DE IMPRESIÓN DE TESIS

M. en I. EDGAR IRAM VILLAGRÁN ARROYO
Director de la Facultad de Ingeniería
Benemérita Universidad Autónoma de Puebla
P r e s e n t e .

El suscrito Dr. Gabriel Jiménez Suárez, Director del trabajo de tesis, presentado por el Ing. Pedro Martín Pacheco Valdovinos, Pasante de la Maestría en Ingeniería en Geotecnia de esta Facultad de Ingeniería, le informo a usted que después de haber revisado cuidadosamente el contenido temático, la metodología, la redacción y la ortografía de la tesis correspondiente, no tengo inconveniente en autorizar la impresión de la misma.

Lo que hago de su conocimiento para los efectos legales a que haya lugar.

ATENTAMENTE
Puebla, Pue., 15 de Agosto de 2014



DR. GABRIEL JIMÉNEZ SUÁREZ
DIRECTOR DE TESIS

C.c.p. M.I. Miguel Angel Figueras Corte.- Coordinador de la Maestría en Ingeniería en Geotecnia.
C.c.p. El Interesado
C.c.p. Archivo.



AGRADECIMIENTOS

A mi madre Elia, gracias por todo, por tu cariño y apoyo incondicional, gracias por siempre decirme “a tirones y empujones” y por tu paciencia para animarme a continuar. Sin ti nada de esto hubiera sido posible.

A todos mis hermanos Laura, Nacho y Susy, Beba, Pancho, Mayo, Hidalgo, Luis, Cuch, Ivonne, René, Hendrick y Mony, Pato, Vivi, Ramoncito, Chemón, Esteban, David, Lizaa, Erika y Humberto. Agradezco a todos su cariño y apoyo incondicional a lo largo de toda mi vida, los quiero a todos.

Vivi, por fin concluiremos algo que comenzamos hace ya bastantes años, gracias por empujarme a Puebla en contra de mi voluntad, recuerda que comenzamos la Maestría juntos y juntos la estamos terminando. Siempre te voy a querer.

Índice

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO II: MARCO TEORICO	3
2.1 Rotura plana	3
2.2 Rotura en cuña	5
2.3 Rotura General	7
2.4 Rotura por volteo	9
CAPITULO III: CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DEL SITIO	11
3.1 Revisión cartográfica	11
3.2 Antecedentes y trabajos previos	13
3.3 Geología regional	18
3.3.1 Estratigrafía regional	19
3.3.2 Geología Estructural y Tectónica de la región	20
3.4 Geología Local	22
3.5 Modelo Geológico y Unidades Geológicas	22
CAPITULO IV: CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DEL SITIO	24
4.1 Clasificación del macizo rocoso	25
4.1.1 Clasificación RMR (Rock Mass Rating)	25
4.1.2 Clasificación GSI (Geological Strength Index)	27
4.2 Levantamiento geológico estructural del sitio	29
4.3 Análisis Estadístico	29
4.4 Trabajos de caracterización del macizo rocoso en campo	29
4.5 Clasificación de la matriz rocosa	31
4.5.1 Ensayes de Laboratorio	31
4.5.2 Resistencia con Martillo Schmidt	33
4.5.3 Tilt Test en la matriz rocosa	35
CAPITULO V: INTEGRACIÓN DEL MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	37
5.1 Análisis Estadístico Estructural	38
5.1.1 Familias de Discontinuidades	39
5.2 Análisis de la información recopilada	41
5.3 Asignación de Unidades Geotécnicas	43
5.3.1 Asignación de la Unidad UG-Ia, Brechas y diques riolíticos	44
5.3.2 Asignación de la Unidad UG-Ib, Riolita fluidal	45
5.3.3 Asignación de la Unidad UG-IIa, Andesita porfírica	45
5.3.4 Asignación de la Unidad UG-IIb, Toba andesítica	45
5.4 Cálculo de valores por Unidad Geotécnica con el criterio del Hoek-Brown Generalizado	46
5.4.1 Envolventes de rotura de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown de la Unidad UG-Ia	49
5.4.2 Envolventes de rotura de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown de la Unidad UG-I b	50
5.4.3 Envolventes de rotura de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown de la Unidad UG-IIa	51
5.4.4 Envolventes de rotura de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown de la Unidad UG-II b	52
5.5 Propiedades de resistencia de las discontinuidades	53
5.5.1 Criterio de Barton y Choubey	57
5.5.2 Estimación del ángulo de Rozamiento Residual (ϕ_r)	57
5.5.3 Propiedades de resistencia de las fallas	59
CAPÍTULO VI: ANÁLISIS GEOTÉCNICOS PARA LA VALIDACIÓN DEL MODELO	63

<i>6.1 Análisis cinemático de estabilidad estructural del talud</i>	63
<i>6.2 Análisis de resistencia del talud</i>	65
<i>CAPITULO VII: CONCLUSIONES</i>	67
<i>REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA</i>	69
<i>ANEXOS</i>	71
<i>ANEXO A: Fichas técnicas de campo GSI.</i>	
<i>ANEXO B: Fichas técnicas de campo RMR.</i>	
<i>ANEXO C: Reportes de pruebas de laboratorio.</i>	
<i>ANEXO D: Fichas Técnicas de discontinuidades y mediciones con Martillo Schmidt</i>	
<i>ANEXO E: Reporte Fotográfico</i>	

Índice de Tablas

<i>Tabla 4.1. Rock Mass Rating (RMR), Bieniawski 1989</i>	26
<i>Tabla 4.2. Calidades de macizos rocosos en relación al RMR</i>	27
<i>Tabla 4.3. Resultados de pruebas de laboratorio</i>	31
<i>Tabla 4.4. Clasificación ISRM (1978)</i>	33
<i>Tabla 5.1. Características de las familias de discontinuidades presentes en las Riolitas y Andesitas</i>	40
<i>Tabla 5.2. Unidades y subunidades geotécnicas</i>	43
<i>Tabla 5.3. Clasificación del macizo rocoso según RMR y GSI</i>	46
<i>Tabla 5.4. Valores de entrada para obtención de propiedades en el macizo rocoso</i>	48
<i>Tabla 5.5. Propiedades de resistencia del macizo rocoso</i>	53
<i>Tabla 5.6. Ángulos básicos de fricción ϕ_b de diversas rocas sin intemperizar obtenidos de Superficies planas y residuales (Barton y Choubey, 1977)</i>	58
<i>Tabla 5.7. Resultados de los valores que se obtuvieron en campo y con los que se caracterizaron las discontinuidades de cada unidad geotécnica</i>	59
<i>Tabla 5.8. Parámetros resistentes de discontinuidades con rellenos</i>	60
<i>Tabla 5.9. Resultados de laboratorio para las muestras de los rellenos de fallas</i>	61
<i>Tabla 5.10. Parámetros para los rellenos de las fallas</i>	62

Índice de Figuras

<i>Figura 1.1. Localización y vista satelital del sitio en investigación, ubicado en la Sierra Las Pintas en el Estado de Baja California, (Google, 2013)</i>	1
<i>Figura 2.1. Rotura plana de un talud</i>	3
<i>Figura 2.2. Rotura plana en roca Tomado de Yonathan Admassu</i>	4
<i>Figura 2.3. Rotura plana con deslizamiento de un volumen importante de roca. Tomado de Slope Stability Analysis Resources</i>	4
<i>Figura 2.4. Ejemplo de unas cuñas reales en una carreta tal y como se observa en la imagen</i>	5
<i>Figura 2.5. Tajo mineros, para el desarrollo de estos se requiere del análisis de estabilidad, se evalúan condiciones de falla en de cuñas y caída de rocas</i>	5
<i>Figura 2.6. Ejemplo de rotura en cuña en el talud en estudio</i>	6
<i>Figura 2.7. Vista de una cuña directa</i>	6
<i>Figura 2.8. Vista de una cuña inversa en perspectiva</i>	6
<i>Figura 2.9. Rotura típica con forma cilíndrica</i>	8
<i>Figura 2.10. a) Diferentes superficies de rotura circular b) Morfología del deslizamiento rotacional de un talud</i>	8
<i>Figura 2.11. Fuerzas que actúan en una rotura circular</i>	9
<i>Figura 2.12. Tipos de rotura por vuelco, (Goodman y Bray, 1977) a) Vuelco por flexión b) Vuelco de bloques c) Vuelco de bloques por flexión</i>	9
<i>Figura 2.13: Caída evolutiva por volteo Santa Fé, México D.F.</i>	10
<i>Figura 3.1. Localización de la zona en estudio dentro de la Sierra las Pintas en el contexto de la Carta Geológica Regional (SGM, 2013)</i>	13
<i>Figura 3.2. Localización de la zona en estudio en la cartografía de Gastil 1975</i>	18
<i>Figura 3.3. Modelo tectónico y de deformación imperante en la zona de estudio Modificado de McEldowney R. 1970</i>	21
<i>Figura 3.4 Planta y perfil Geológico del talud en estudio</i>	23
<i>Figura 4.1 Transición entre la matriz rocosa y el macizo rocoso intensamente fracturado (Hoek & Brown, 1980)</i>	24
<i>Figura 4.2. Geological Strength Index (GSI) Hoek y Marinos 2002</i>	28
<i>Figura 4.3 Trabajos de caracterización realizados en el talud en estudio</i>	30
<i>Figura 4.4. Esquema del comportamiento observado en las pruebas de compresión simple</i>	32
<i>Figura 4.5. Principio de funcionamiento del martillo Schmidt (Tomado de Aydin y Basu 2005)</i>	34
<i>Figura 4.6. Lectura del martillo Schmidt</i>	35
<i>Figura 4.7. Ensayo de campo Tilt-test (Barton 1981)</i>	36
<i>Figura 5.1. Talud en estudio ubicado en la Sierra Las Pintas en el Estado de Baja California</i>	37
<i>Figura 5.2 Histograma de frecuencia de la dirección del echado de las discontinuidades presentes en la zona del talud</i>	38
<i>Figura 5.3. Afloramiento de riolita fluidal y brecha riolítica con las principales familias de discontinuidades</i>	39
<i>Figura 5.4. Estereograma de las familias de discontinuidades presentes en las unidades geológicas Riolita y Andesita</i>	40
<i>Figura 5.5. Proceso para el diseño de taludes. Modificada de Reed, J., Stacey., (2009)</i>	41
<i>Figura 5.6. Panorámica del talud en estudio, donde se aprecian las unidades UG-Ia, UG-Ib y UG-IIa</i>	44
<i>Figura 5.7 Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (rojo)ajustada con la envolvente de rotura Hoek-Brown (azul) para la unidad UG-Ia, en el eje de las abscisas se representa el esfuerzo normal y en el eje de las ordenadas se representa el esfuerzo cortante (Roclab 1.0)</i>	49
<i>Figura 5.8 Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (rojo)ajustada con la envolvente de rotura Hoek-Brown (azul) para la unidad UG-Ib, en el eje de las abscisas se representa el esfuerzo normal y en el eje de las ordenadas se representa el esfuerzo cortante (Roclab 1.0)</i>	50
<i>Figura 5.9 Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (rojo)ajustada con la envolvente de rotura Hoek-Brown (azul) para la unidad UG-IIa, en el eje de las abscisas se representa el esfuerzo normal y en el eje de las ordenadas se representa el esfuerzo cortante (Roclab 1.0)</i>	51

<i>Figura 5.10 Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (rojo)ajustada con la envolvente de rotura Hoek-Brown (azul) para la unidad UG-IIb, en el eje de las abscisas se representa el esfuerzo normal y en el eje de las ordenadas se representa el esfuerzo cortante (Roclab 1.0)</i>	52
<i>Figura 5.11. Influencia del ángulo de rugosidad en la resistencia al corte de la discontinuidad</i>	54
<i>Figura 5.12. a) Curvas típicas tensión de corte-desplazamiento tangencial μ para discontinuidades rugosas b) Criterio de rotura bilineal para discontinuidades rugosas</i>	55
<i>Figura 5.13. Ensayo de campo Tilt-test (Barton 1981)</i>	56
<i>Figura 5.14. Valores de JRC (Joint Roughness Coefficient) para los diferentes perfiles de rugosidad de discontinuidades (ISRM, 1981)</i>	57
<i>Figura 5.15 Relación entre el índice de plasticidad y ángulo de fricción para suelos</i>	61
<i>Figura 6.1 Polos considerados para el comportamiento cinemático del talud basados en un análisis estereográfico</i>	64
<i>Figura 6.2 Mecanismos de roturas locales detectados en los bancos del talud en estudio</i>	65
<i>Figura 6.3 Aplicación del MEF2d para evaluar la estabilidad del talud en estudio</i>	66
<i>Figura 6.4 Ausencia de deformaciones en el modelo de resistencia</i>	66
<i>Figura 6.5 a) Talud actual con pendiente general de 43° estable y b) talud calculado de 55° estable</i>	67

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

Hoy día se siguen conformando taludes en roca sin contemplar previamente a los cortes un estudio de estabilidad de los mismos, lo cual conlleva a tener fallas en estos una vez construidos, en ocasiones se tienen problemas de estabilidad aún antes de terminar los cortes de los taludes.

El presente trabajo pretende hacer énfasis en la importancia de desarrollar modelos geológico-geotécnicos que representen adecuadamente las condiciones en las que se encuentra un macizo rocoso en los sitios donde se pretenda construir un talud en materiales rocosos, esto con la finalidad de tener una adecuada planeación y diseño previo evitando así fallas o roturas durante y después de la construcción de estos.

El objetivo general del presente trabajo es mostrar cómo se genera un modelo geológico-geotécnicos en macizos rocoso el permite caracterizarlos. Estos modelos son indispensables para realizar cálculos que predigan o estimen el comportamiento geomecánico de los taludes, lo que permite dar una geometría adecuada al talud lo que evitará problemas de fallas o roturas durante y después de la construcción

La investigación se realizó en un talud ya existente ubicado en la zona denominada Sierra Las Pintas en el estado de Baja California. Figura 1.1.

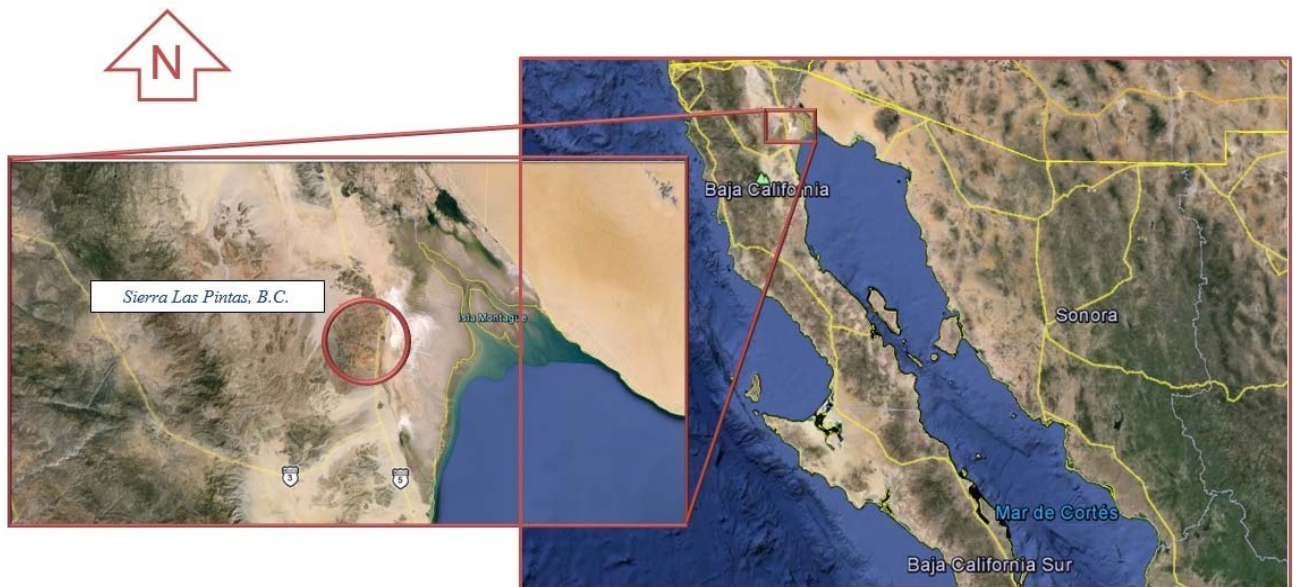


Figura 1.1. Localización y vista satelital del sitio en investigación, ubicado en la Sierra Las Pintas en el Estado de Baja California, (Google, 2013)

Esto se presenta un panorama de la importancia que juegan los modelos geotécnicos en la estabilidad de taludes en roca, así como sus aplicaciones.

Se busca mostrar los diferentes tipos de fallas que pueden ocurrir en los taludes en roca.

Esto se llevará a cabo a partir de la interpretación geológica regional y local así como también se incluirán las principales familias de discontinuidades y fallas presentes en el macizo rocoso del talud en estudio.

También se caracterizará el macizo rocoso y la matriz rocosa determinando los principales parámetros cualitativos y cuantitativos esto con base las clasificaciones geomecánicas RMR (Rock Mass Rating) y GSI (Geological Strength Index) así como también por pruebas realizadas in situ y ensayos de laboratorio.

Después se integrará el modelo geotécnico con los valores y propiedades mencionadas anteriormente, zonificando geológica y geotécnicamente el talud.

Por último se validará el modelo geotécnico con las condiciones del talud existentes en el sitio a partir de los análisis numéricos de estabilidad realizados.

Adicionalmente se hará énfasis en la importancia de desarrollar dichos modelos de manera previa a la ejecución de los trabajos para conformar taludes en roca, esto con la finalidad de tener una adecuada planeación del proyecto con geometrías que garanticen la estabilidad de los taludes.

CAPÍTULO II: MARCO TEORICO

Parte de la caracterización de los macizos rocosos consiste en determinar o predecir el tipo de rotura que se puede presentar en ellos. Cabe mencionar que en nuestro País es muy común utilizar el término “falla” para referirnos a una “rotura” en macizos rocosos, ya que la palabra falla trasciende más de manera geológica por movimiento tectónico y la palabra “rotura” tiene un contexto del tipo esfuerzo deformación de manera local. Por lo que seguiremos utilizando la palabra “rotura” para nuestra investigación.

Los tipos de rotura que se presentan en macizos rocosos son cuatro, 1) rotura plana, 2) rotura en cuña, 3) rotura por volteo y 4) rotura circular (o general), a continuación se hace una breve descripción de estas.

2.1 Rotura plana

La rotura plana de taludes tiene lugar sobre todo en macizos rocosos constituidos por rocas de resistencia media o alta afectadas por fallas y diaclasas.

Este tipo de rotura consiste en el deslizamiento de una masa de roca a lo largo de un plano de discontinuidad que ha quedado descalzado por la cara del talud. En la Figura 2.1 se muestra esquemáticamente este tipo de rotura.

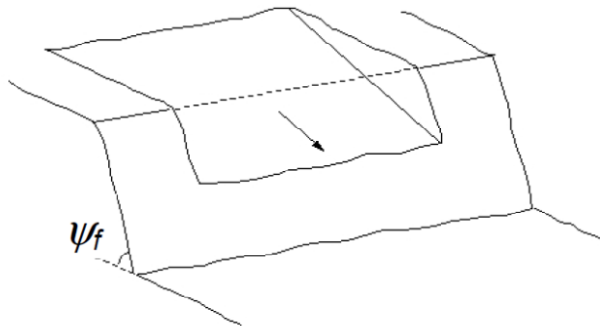


Figura 2.1. Rotura plana de un talud

Aunque no se trata de roturas excesivamente comunes si pueden observarse ocasionalmente tanto en carreteras (Figura 2.2.) como en canteras, pudiendo dar lugar en algunos casos a roturas rápidas que pueden causar desde pequeños desprendimientos hasta cortes de carretera en el ámbito de ingeniería civil (Figura 2.3.) y deslizamientos importantes con afectaciones a uno o varios bancos y accidentes laborales en minería. Por todo ello, este tipo de rotura debe ser necesariamente teniendo en cuenta en el proceso de diseño de taludes en roca.



Figura 2.2. Rotura plana en roca Tomado de Yonathan Admassu

Para que se produzca este tipo de rotura deben ocurrir un conjunto de circunstancias. La primera de ellas es que el plano de discontinuidad debe tener suficiente tamaño a escala del talud y se le debe haber quitado el apoyo al pie del talud al realizar la excavación; esto último sólo ocurre cuando el buzamiento del plano del talud es mayor que el de la discontinuidad. En caso contrario, el talud sería cinemáticamente estable y no se podría desarrollar una rotura plana.



Figura 2.3. Rotura plana con deslizamiento de un volumen importante de roca. Tomado de Slope Stability Analysis Resources

2.2 Rotura en cuña

La rotura en cuña es un tipo de deslizamiento traslacional que está controlado por dos o más discontinuidades (estratificación, esquistosidad, diaclasas, fallas, etc.). Este tipo de deslizamientos generalmente se dan en macizos rocosos resistentes, con discontinuidades bien marcadas.

Este tipo de rotura es sin duda una de las más comunes en taludes excavados en roca, fácilmente observable en múltiples carreteras (Figura 2.4), cualquier cantera o mina a cielo abierto (Figura 2.5), y no extraña en zonas montañosas.

Cuando la cuña está formada por la intersección de dos discontinuidades o superficies de debilidad, si ambas superficies se inclinan en sentido diferente, se denomina cuña directa, como se muestra en las Figuras 2.4, 2.5 y 2.6. Cuando la inclinación de dichas discontinuidades va en el mismo sentido, reciben el nombre de cuña inversa (ver Figura 2.7 y 2.8).



Figura 2.4. Ejemplo de unas cuñas reales en una carretera tal y como se observa en la imagen



Figura 2.5. Tajo mineros, para el desarrollo de estos se requiere del análisis de estabilidad, se evalúan condiciones de falla en de cuñas y caída de rocas



Figura 2.6. Ejemplo de rotura en cuña en el talud en estudio

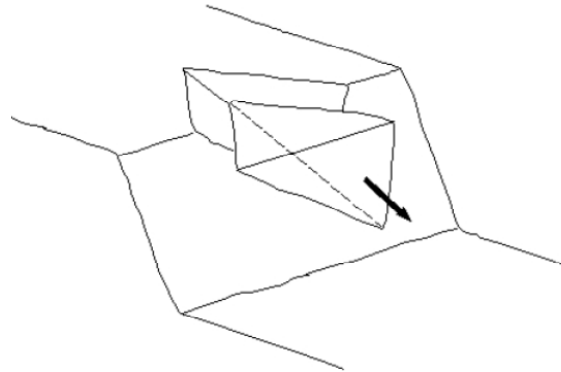


Figura 2.7. Vista de una cuña directa

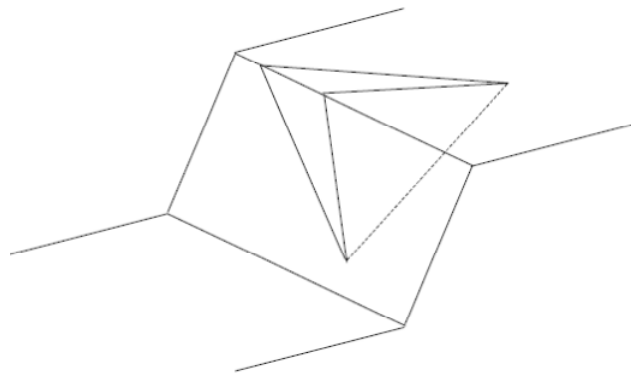


Figura 2.8. Vista de una cuña inversa en perspectiva

Para que se produzca el deslizamiento de la cuña es necesario que la línea de intersección de los dos planos de discontinuidad tenga menor inclinación que el plano del talud, que aflore en éste y, además, que los planos que forman la cuña afloren en el terreno natural, como se observa en la figura 2.7, o que exista algún plano que individualice la cuña del resto del macizo rocoso.

El coeficiente de seguridad de la rotura en cuña viene definido, como en la rotura plana, por el cociente entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento y las que lo inducen. Las fuerzas que intervienen son las mismas que en la rotura plana, es decir, el peso de la cuña, empujes de agua, esfuerzos sísmicos, fuerzas de anclaje, fuerzas de reacción y fuerzas resistentes: cohesión y fricción.

A diferencia de la rotura plana, en la rotura en cuña se desarrolla una componente resistente sobre cada uno de los dos planos de discontinuidad que forman la cuña. Así mismo, los empujes de agua pueden actuar independientemente sobre cada plano de discontinuidad, por lo que la solución del problema se complica al convertirse en tridimensional.

Para calcular el coeficiente de seguridad hay que obtener la resultante sobre la línea de caída de las componentes tangenciales de las fuerzas que actúan sobre la cuña y compararla con las fuerzas resistentes. La solución gráfica de los problemas de estabilidad de cuñas necesita de la proyección estereográfica.

2.3 Rotura General

En el caso de suelos, escombros y macizos rocosos de baja calidad muy alterados o intemperizados, la rotura se produce a través de la masa o el macizo (sin seguir discontinuidades) siguiendo la línea de menor resistencia. En el ámbito minero esta rotura es relativamente común en escombreras y presas de jales, y también en taludes de explotaciones de arcillas o arenas. También se da muy comúnmente en taludes de carretera y en laderas naturales.

Se produce a lo largo de una superficie de deslizamiento interna, de forma aproximadamente circular y cóncava. Se puede demostrar que en suelos homogéneos la superficie de rotura es una espiral logarítmica y que, por tanto, se aproxima mucho a un círculo. La mayoría de las teorías de análisis suelen partir de la hipótesis de que la superficie de rotura o deslizamiento es circular por lo que no cometen un error significativo. Los círculos de rotura suelen, además, pasar por el pie del talud. El movimiento tiene una naturaleza más o menos rotacional, alrededor de un eje dispuesto paralelamente al talud, según se muestra en la Figura 2.9.

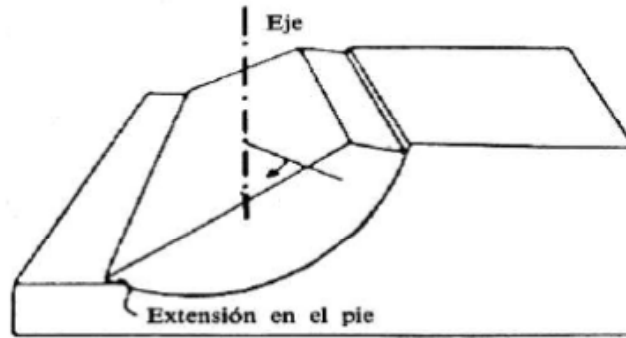


Figura 2.9. Rotura típica con forma cilíndrica

Aunque las salidas de rotura tienden a pasar por el pie del talud, pueden también originarse en otras partes diferentes del talud, según las características resistentes del material, altura e inclinación del talud, etc., tal como muestra en la Figura 2.10a. En la superficie del terreno suelen aparecer grietas concéntricas y cóncavas hacia la dirección del movimiento, con un escarpe en su parte alta, tanto más acostado cuanto mayor desplazamiento sufre la masa deslizada, según se muestra en la Figura 2.10b.

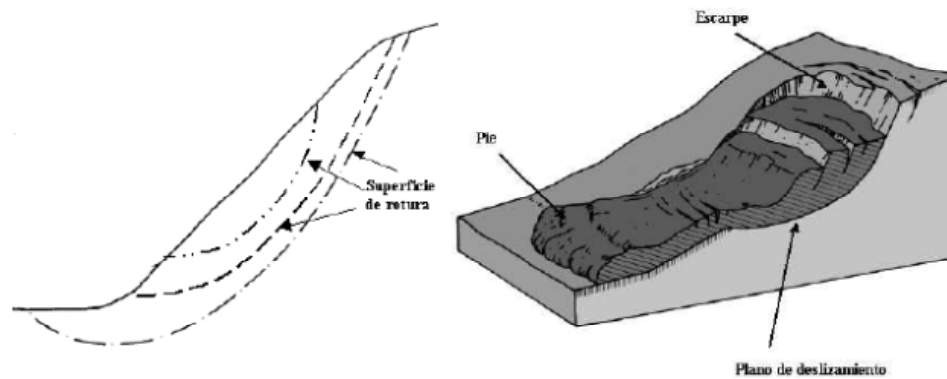


Figura 2.10. a) Diferentes superficies de rotura circular b) Morfología del deslizamiento rotacional de un talud

Para analizar la estabilidad de un talud por rotura circular, es necesario conocer el centro y el radio del círculo por donde se produce el deslizamiento. Este ha de satisfacer la condición de que la relación entre la resistencia al corte del macizo rocoso a lo largo de la superficie y los esfuerzos tangenciales sea la mínima de todas las superficies posibles. Su posición se suele estimar mediante tanteos. En la Figura 2.11 se pueden ver las fuerzas que actúan sobre la masa de terreno inestable, que son las siguientes:

- Peso, P .
- Resultante de las fuerzas exteriores, A .
- Resultante de las presiones de agua en la línea de rotura, U .
- Resultante de las fuerzas efectivas normales a la línea de rotura, N .
- Resultante de las fuerzas tangenciales a lo largo de la línea de rotura, T .

La resultante de las fuerzas tangenciales actuantes en la línea de rotura se puede descomponer de la siguiente forma:

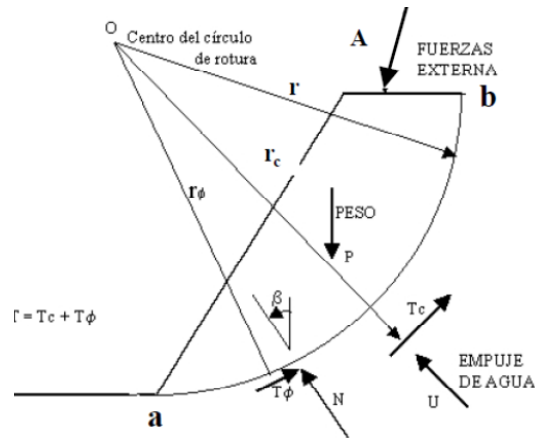


Figura 2.11. Fuerzas que actúan en una rotura circular

donde, $r\phi$ y r_c son las fuerzas tangenciales resistentes de fricción y cohesión que el terreno puede desarrollar a lo largo de la superficie de rotura, y F el coeficiente de seguridad de la masa deslizando.

r_c es totalmente conocida tanto en magnitud como en dirección, ya que suponiendo que la cohesión, c , es constante y conocida a lo largo de todo el arco de deslizamiento desde a hasta b resulta:

2.4 Rotura por volteo

Las roturas por volteo en taludes aparecen principalmente cuando el rumbo del plano de discontinuidad: falla, estratificación, etc., coincide aproximadamente con el del plano del talud y además tiene un fuerte buzamiento hacia el interior del macizo rocoso.

Cuando el macizo rocoso presenta un conjunto de paquetes que quedan en voladizo, se produce el vuelco por flexión (Figura 2.12a); además, puede aparecer una familia de discontinuidades conjugada con la principal, produciéndose en este caso un vuelco de bloques (Figura 2.12b) o un vuelco de bloques por flexión (Figura 2.12c).

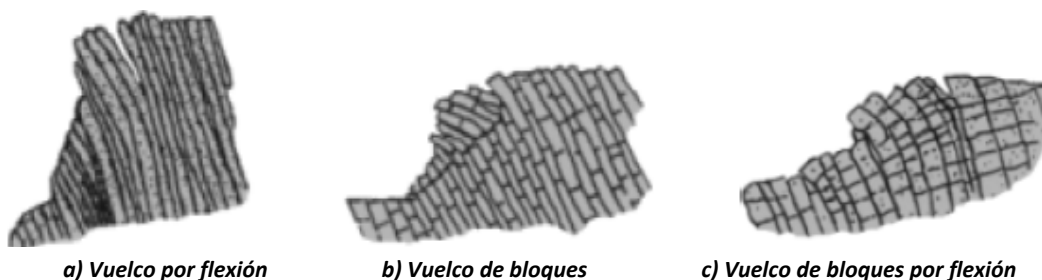


Figura 2.12. Tipos de rotura por vuelco, (Goodman y Bray, 1977)

De los métodos analíticos para resolver los problemas de vuelco de taludes, uno de los más difundidos es el propuesto por Goodman y Bray (1977), que se adapta sobre todo a taludes que presentan roturas con base escalonada ascendente, del tipo de vuelco de bloques de la Figura 2.12b.

Existen algunos desarrollos posteriormente basados en este modelo de Goodman y Bray (1977), como el de Bobet (1999), posteriormente desarrollado por Sagasetta (2001), que considera cada bloque de espesor diferencial, pudiendo así integrar toda la masa y permitiendo realizar análisis sobre un número ilimitado de bloques.

Uno de los pocos métodos existentes que permite analizar este tipo de mecanismos es el denominado método de Adhikary (1999), basado también en equilibrio límite y ajustado a diversas observaciones realizadas sobre modelos físicos y vuelcos naturales.

En lo que concierne al vuelco por flexión (Figura 2.12a, 2.13), se debe considerar la resistencia a tensión del material rocoso de cada estrato o lamina de roca.



Figura 2.13: Caída evolutiva por volteo Santa Fé, México D.F.

Independientemente del método de cálculo utilizado, se deben emplear coeficientes de seguridad más bien altos para el diseño de estos taludes ya que al influir sobre ellos un número de parámetros muy elevado, la incertidumbre sobre los valores de éstos será también bastante grande, con lo que el diseño debe situarse bastante del lado de la seguridad; las roturas por vuelco tienen la ventaja de que se producen lentamente por lo que da tiempo para tomar medidas preventivas a reducir los daños.

CAPITULO III: CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DEL SITIO

Las características geológicas-geotécnicas de un macizo rocoso determinado son producto de la historia geológica de la región en que se encuentra. Los tipos de rocas, fallas, pliegues y juntas en las áreas relativamente pequeñas en la que se implantan las obras de ingeniería, forman parte de un conjunto mayor en el que se refleja el proceso geológico a gran escala al que estuvo sometida la región. A veces puede ser necesario conocer dicho proceso, ya que de él se pueden deducir ciertas tendencias estructurales que pueden pasar inadvertidas si solamente se tiene en cuenta la información detallada obtenida en el macizo rocoso a nivel local.

Las cartas topográficas del Inegi y cartas geológicas del SGM pueden proporcionar una información muy útil sobre las características geológicas de la zona a estudiar.

3.1 Revisión cartográfica

Dentro de la revisión cartográfica la siguiente lista cartográfica:

- Mapa topográfico escala 1:250 000 de INEGI
- Carta topográfica escala 1:50 000 de INEGI
- Carta geológica escala 1:50 000 INEGI

En los planos que se incluyen en el Anexo D se presenta una colección de planos topográficos y cartas geológicas de la zona en donde se ubica la Sierra las Pintas; destacan entre ellas los mapas topográficos de INEGI escalas 1:50000 y 1:25000, se trata de las cartas clave H113 y H11B26, respectivamente; adicionalmente, se presenta la carta geológica de CETENAL escala 1:50000 y clave H11B26; así como la carta geológica del Servicio Geológico Mexicano.

Esta cartografía en concomitancia con algunos mapas geológicos que aparecen en los textos consultados, sirvieron como base para la elaboración de la cartografía complementaria que se presentan en los planos del Anexo D; y, de la cual, a continuación se realiza una descripción resumida de la información aportada por cada uno de los mapas consultados:

A partir de la carta topográfica, escala 1:25000, emitida por el INEGI, se aprecia que, de manera general, la ubicación la zona del talud que se ubica dentro de la Sierra Las Pintas. En la porción occidental de la carta se encuentran las sierras San Pedro Mártir, Juárez y Tinajas, con alturas máximas que alcanzan los 2800, 1980 y 1020 msnm, respectivamente. Las tres sierras se ubican en la porción centro-norte de la carta y están alineadas en dirección NW-SE.

Al oriente de las serranías mencionadas, se encuentran las sierras Las Pintas con 1360 y 500 msnm de altura máxima, respectivamente. Ambas tienen una orientación SW-NE.

Estas sierras en general están rodeadas por abanicos aluviales, dunas, marismas, lagunas litorales, salinas y el delta del río Colorado; al oriente la cabecera NW del Golfo y más allá parte del delta del Colorado y del Desierto de Altar.

En la carta Topográfica escala 1:50000 se tiene mayor detalle de la morfología de la sierra Las Pintas, la cual se aprecia en la parte central de la carta; al sur se distingue la Sierra Las Pintas y al oeste y este se aprecian la morfología de abanicos aluviales extensos con sus formas típica de cono de deyección.

A esta escala, en la Sierra Las Pintas se distinguen tres zonas: una norte, una sur y una central. Asimismo, entre estas zonas se vislumbra un sistema de fracturas tectónicas orientadas al NE y otro al NW que controlan los elementos volcánicos que las forman y también los cortan desplazándolos en fracciones.

En este fragmento podemos observar los bordes rectos y angulosos de la costa del Golfo de California, la costa Pacífica y una porción del NW de Sonora.

Por otra parte, en la carta geológica La Ventana 1:50000 San Felipe (H11B25), Figura 3.1, se observa que la Sierra de las Pintas está formada por las siguientes unidades geológicas: 1) Unidad Ígnea, la cual está compuesta por rocas ígneas extrusivas ácidas que se encuentran sobre afloramientos más o menos aislado de rocas más antiguas, una ígnea extrusiva de composición básica y 2) Complejo Metamórfico.

Al poniente de la sierra se encuentran mayores afloramientos del complejo metamórfico, al pie oriental de la sierra se encuentran pequeños afloramientos de rocas ígneas extrusivas intermedias (Igei); en la cima de la actividad volcánica conos y domos basálticos finales salieron en la región el conjunto litológico preterciario que se encuentra cubierto parcialmente por conglomerados fluviales y abanicos aluviales; en el sur, en la porción de la Sierra las Pintas en la zona en estudio afloran en forma dominante rocas ígneas intrusivas en las sierras San Pedro Mártir y Juárez.

Se interpretó en la geología de la carta, una red tectónica compuesta por las siguientes familias en orden de importancia en el mapa: NS, NE y W-E.

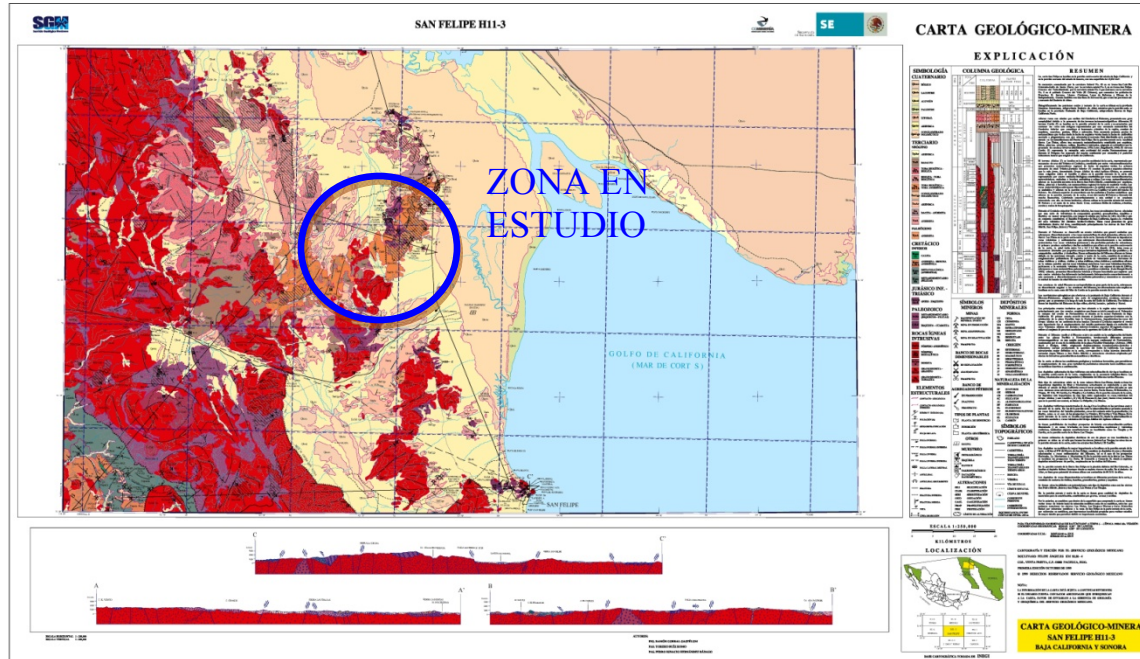


Figura 3.1. Localización de la zona en estudio dentro de la Sierra las Pintas en el contexto de la Carta Geológica Regional (SGM, 2013)

3.2 Antecedentes y trabajos previos

Se recopiló una serie de artículos, textos e informes geológicos relacionados con la geología regional de Baja California, con la finalidad de tener un marco de referencia bibliográfica y partir de una base teórica para la caracterización geológica de la zona donde se ubica el talud.

A continuación se presenta un resumen de la información recopilada de la zona. Estos resúmenes proporcionan un panorama completo del contexto geológico en el que se circunscribe a la zona del valle de Mexicali.

McEldowney R. 1970. Geology of the northern Sierra Pinta Baja California, México. Faculty of San Diego State College. USA

La Sierra Pinta emerge desde las marismas del delta del Río Colorado, unos 112 km al sur de Mexicali, México y se extiende hacia el sur, aproximadamente 32 km, hacia la península de Baja California. La sierra se encuentra entre el Golfo de California al oriente, una extensión de la Laguna Salada hacia el poniente y la cuenca de la Laguna Salada hacia el norte.

La Sierra Pinta constituye una de las muchas áreas que se conocen poco en el borde del Golfo de California. Trabajos previos en la región norte de la sierra solo se consideran como reconocimiento generales.

De acuerdo con Gastil (1968), las fallas del norte de Baja California pueden considerarse en 3 categorías:

Fallas continentales costeras: un sistema de fallas NW, incluyen pequeñas estructuras en pilares y fosas Rift conjugados: un sistema de fallas NW y NE (de desplazamiento lateral respectivo derecho e izquierdo) que cruza la península en (criss-cross), tan al sur como se encuentra la Sierra San Pedro Mártir.

Fallas de depresión de Golfo: una red de fallas con tendencia NW cubren esta porción de la península, recostando al oriente de la cresta topográfica. La escarpada cara oriental de la sierra característicamente justo al oriente de la cresta, resulta de un delgado cinturón de fallas con buzamiento hacia el este.

Patrón estructural local

La estructura en el norte de la Sierra de Las Pintas conserva características de las provincias: Basin and Range y del Sistema de Fallas San Andrés, esto es especialmente evidente en las rocas volcánicas cenozoicas, donde fallas NE tempranas son desplazadas por fallas N-S tardías.

Estructura de las rocas Pre-Cenozoicas

La estructura del complejo metamórfico es bastante compleja con pliegues recostados apretados y fallas normales, de desplazamiento lateral y posiblemente inversas.

El fallamiento normal predomina en las rocas metamórficas, fallas con tendencia NW muestran los mayores desplazamientos en sentido normal. Estos generalmente buzando al norte entre 50° y 80° y son responsables de los escarpes NE que forman la orilla del Golfo. El desplazamiento en ellos puede ser de 400 m o más.

Fallamiento N-S y NE-SE en el complejo metamórfico parece ser relativamente menor, con desplazamientos posiblemente mayores a 60 m. En general las fallas en el lado oriental del complejo buzando al E y aquellos del lado poniente buzando al W.

Dos fallas notables W-E pueden ser inversas, posible movimiento de desplazamiento de desgarre NW-SE en cualquiera de los dos lados del complejo metamórfico, fallas inversa E-W y fallas de gravedad N-S son vistas como una liberación de compresión N-S, comparable con el patrón tectónico en el sur de California.

Estructura de las Rocas Cenozoicas

En el conjunto volcánico de la Sierra Pinta, el pseudo-estratificación generalmente da hacia el NE, con buzamientos en la mitad norte del área hacia el SE y buzamientos en la mitad sur hacia el NW.

El fallamiento en las rocas volcánicas es generalmente de tipo normal, con fallas inversa que se encuentran en varios lugares. Fallas laterales derechas pueden estar presentes.

Los siguientes 3 tipos de fallas se anotan en orden decreciente de importancia:

- NE (N20 a N30E y N40 a N50E)
- NS (N20W a N10E)
- NW (N60 a N80W)

Gastil G., Morgan G., and krummenacher D. San Diego University. 1988. The tectonic history of peninsular California and adjacent Mexico. San Diego California, 92182.11

En el Cretácico tardío y Cenozoico medio la suma de la velocidad de Subducción y la dilatación cortical resultado de emplazamientos plutónicos provocó que el eje magmático se moviera progresivamente al NE. La extensión de la provincia Basin and Range en el Cenozoico medio provocó que la orilla del continente anulara el límite de placas Pacífico-Norteamérica. A lo largo de esa porción del límite que se había convertido en una falla transformante, el límite de placa se movió desde la orilla continental a una posición dentro del continente.

Stock J. M., Lewis C. J., Nagy E. A.1999. The tuff of San Felipe: an extensive middle miocen pyroclastic flow deposit in Baja California, Mexico. Elsevier. Journal of Vulcanology and Geothermal Research 93. p 53-74.

Se documenta la existencia de un flujo piroclástico del Mioceno ampliamente distribuido en el NE de Baja California, México. El flujo de la zona en estudio fue emitido desde un cráter localizado en la región oriental de la Sierra Las Pintas hace 12.6 Ma; este es el único de flujo piroclástico de distribución amplia del Mioceno medio en el NE de Baja California.

Su edad distintiva y amplia distribución lo convierten en un importante horizonte marcador para la reconstrucción estructural de esta parte de la Provincia Extensional del Golfo. La posición del cráter, cerca de la moderna costa del Golfo de California, permite inferir que la exposición del flujo pueda haber preservado el oriente del Golfo en la placa de Norteamérica en Sonora, dando un punto de unión para la antigua posición relativa de las dos placas.

Este documento resume la información conocida incluyendo petrografía, geoquímica, geocronología, paleomagnetismo, distribución geográfica y características físicas de este importante flujo.

Suárez V. F. 2008. Sierras Pintas, San Felipe, Santa rosa, Valle Chico-San Felipe and main gulf escarpment (San Pedro Martir segment). Field Trip Log. Geos. Vol. 28. No. 1. Septiembre. Pp. 57-69.

La provincia estructural que incluye las sierras Pintas, San Felipe, Santa Rosa, Valle Chico-San Felipe y el Escarpe Principal del Golfo en la Sierra San Pedro Mártir se extiende desde el Escarpe Principal del Golfo al Golfo y forma la Sierra Pintas en el norte y al Valle Chico en el sur. Esta provincia se caracteriza por presentar cuencas intermontanas y fallas orientadas al NE.

La cuenca más prominente en la provincia es la fosa Valle Chico-San Felipe que separa el Escarpe Principal del Golfo (Sierra San Pedro Mártir) de las otras sierras, San Felipe y Santa Rosa.

A partir de mapas gravimétricos y magnéticos (Sliker (1970) calculó el relleno en el valle en unos 2400 m de espesor. Si esta es la profundidad real del basamento, habría habido 5300 m de levantamiento a lo largo del sistema de fallas San Pedro Mártir, este sistema está formado por una serie de fallas normales cóncavas que buzan al oriente.

Este grupo de fallas limita el valle de San Pedro Mártir y el Valle Chico. Además de la falla de San Pedro Mártir, otros dos lineamientos regionales pueden verse con imágenes landsat y con imágenes del espacio Skylab.

El primer lineamiento está orientado al NW está formada por la falla Sierra de Juárez, esta falla se extiende al sur al valle de San Felipe (donde es llamada falla San Felipe), corre a través de la porción central del Valle de San Felipe y del Valle Chico al Arroyo Matomi.

El segundo lineamiento conocido como El Chinero está entre 35 y 40 km al oriente de la falla de San Felipe, y tiene la misma orientación. Se extiende hacia el norte 80 km desde El Chinero hasta la Sierra El mayor y marca el límite entre Plioceno y Cuaternario, abanicos aluviales y los depósitos salinos asociados con el delta del Río Colorado.

Como resultado de diferentes estudios a lo largo de la falla de San Felipe se concluye que este rasgo estructural se caracteriza por desplazamiento lateral derecho y su componente principal de esfuerzo es tensional. Juntos, los rasgos estructurales (fallas normales y de desplazamiento lateral) dan forma a un semi-graben con bloque hundido hacia el oriente.

Algunas fallas antitéticas dan forma a una cuenca de dilatación asimétrica, rellena con 2400 m de sedimentos del Mioceno-Plioceno.

Seiler C., Fletcher J. M., Quigley M. C., Gledow A. J., Kohn B. 2010. Neogene structural evolution of the Sierra San Felipe, Baja California: evidence for proto-gulf transtension in the Gulf Extensional Province. Elsevier Tectonophysics 488. Pp. 87-109

La Sierra de San Felipe está localizada en la Provincia Extensional del Golfo en el NE de Baja California, sufrió una historia de deformación compleja de fallamiento normal y de transcurrancia integrado, rotación de bloques y plegamiento paralelo a la extensión como resultado de un margen tectónico transtensional de cizalla entre las placas Pacífica y de Norteamérica.

El frente de la cordillera oriental de San Felipe está definido por 3 escalonamientos izquierdos, fallas de desprendimiento en echelon, las cuales están ligadas por fallas de transferencia dextral y sinistral y por zonas de acomodamiento.

Los desprendimientos Las Cuevitas, Santa rosa y Huatamote presentan buzamientos al NE y SE, fallas normales de moderado a bajo ángulo que acomodan entre 1.5 a 9 km de amplitud, extensión directa de E a SE y muestran fuertes gradientes de desplazamiento. Escarpes de semigraben son rellenos con rocas sedimentarias y volcánicas del Mioceno-Plioceno inclinadas hacia el NW, que se depositaron discordantes sobre el basamento batolítico.

Relaciones estratigráficas indican que las fallas de desprendimiento Las Cuevitas y Santa Rosa iniciaron sincrónicamente como un sistema de fallas ligadas cinemáticamente hace unos 7 Ma (9-8 Ma inferido por el tiempo de exhumación del pie de la pared), durante la fase de extensión del llamado proto-golfo, cálculo del paleo-stress sugieren a un régimen de stress transtensional con extensión dirigida de NE a SE y permuta vertical a tendencia N-S, contracción subhorizontal. La cinemática de fallas y la orientación de paleo esfuerzo del conjunto tectónico no varían a través del tiempo, pero reflejan la distribución espacial de los planos de falla con respecto a un régimen de esfuerzo transtensional que habrá durado a través de la historia completa de deslizamientos de los desprendimientos.

Nuestros datos indican que rotación respecto a un eje vertical de bloques en el sentido de las agujas del reloj y plegamiento-estrechamiento fue una parte integral de la historia de la deformación en la Sierra de San Felipe desde que la extensión empezó en el Mioceno tardío, y puede haber jugado un papel importante en la facilitar la transferencia de deformación entre el principal golfo escarpado y las fallas costa afuera (offshore) en el Golfo de California.

Estas observaciones apoyan la hipótesis de que del Mioceno medio al Presente movimiento de placas oblicuo-divergente fue acomodado por una fase sencilla de cizalla transtensional integrada en la Provincia Extensional del Golfo.

3.3 Geología regional

La zona del talud se ubica dentro de la zona de la Sierra Las Pintas al NE del Estado de Baja California en la provincia extensional del Golfo de Baja California impulsada por la falla San Andrés y su traslape con la provincia Basin and Range; las rocas metamórficas que se observan aquí son paleozoicas y se correlacionan con rocas similares en Sonora y California. (Seiler 2010)

La geología de la Sierra de Las Pintas está conformada por 3 volcanes del Terciario medio, con vulcanismo riolítico predominante; estos volcanes se encuentran erosionados y afectados por intensa tectónica (Figura 3.2). El cerro Chinero en el extremo sur de la sierra, del cual solo se observa su mitad occidental, por lo que se infiere una falla orientada SW-NE que lo corta.

El cerro San Felipe denominado así por la cercanía con la ciudad del mismo nombre, se localiza en la región central de la sierra, presenta dos cráteres concéntricos, el más joven, del cual persiste una buena parte de su cuerpo original es el sitio donde se ubica el talud motivo de esta investigación. El cerro Tinajas al norte, denominado así porque de él baja un arroyo con ese nombre hacia al poniente, presenta una meseta circular de 1000 m de diámetro.

Estos tres volcanes terciarios cubren una secuencia andesítica de distribución general, en toda esta porción de la sierra Las Pintas, esta secuencia está formada por lavas y tobas andesíticas.

Como basamento local se encuentra un complejo metamórfico constituido por una mezcla caótica de litologías desde calizas y secuencias sedimentarias marinas metamorizadas hasta mármol, pizarras, filitas y esquistos, a los cuales se les atribuye una edad Paleozoico superior.

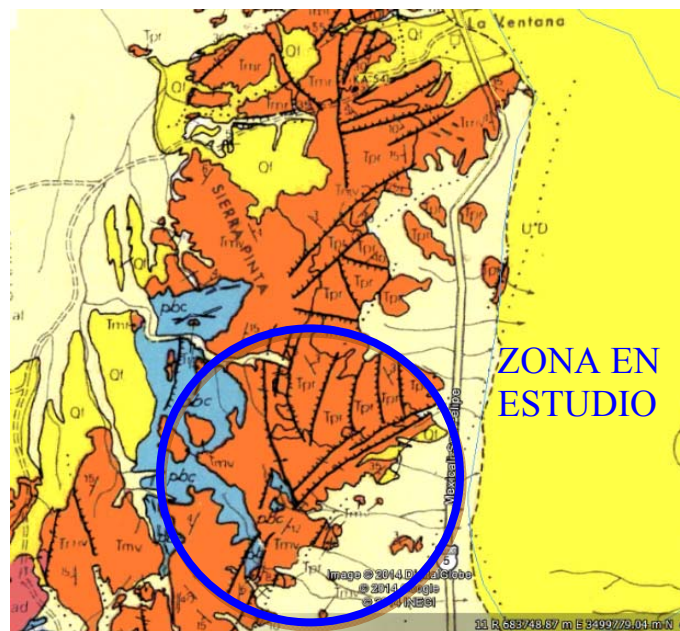


Figura 3.2. Localización de la zona en estudio en la cartografía de Gastil 1975

3.3.1 Estratigrafía regional

Rocas Metamórficas Paleozoicas

Las rocas metamórficas están localizadas en las porciones bajas de la sierra, comprende un grupo compuesto por colinas de color oscuro hacia el poniente y oriente, estas colinas se encuentran orientadas hacia el NE. La secuencia incluye rocas metavolcánicas andesíticas (lavas y tobas) más jóvenes que las secuencia inferior compuesta por un conjunto metamórfico con mayor grado de esquistosidad, dentro del cual se observan: pizarras, filitas, y esquistos, sin embargo, se han reportado otros tipos de rocas cristalinas así como también mica-esquistos de bajo grado de metamorfismo, mármol y secuencias meta-sedimentarias marinas. Gastil 1988

Rocas Volcánicas Cenozoicas

La cubierta volcánica más gruesa y colorida está conformada por una secuencia vulcanoclástica intercalada con lavas félsicas e intermedias, que conforman la cima de la Sierra Las Pintas. Las rocas predominantes son riolíticas y en menor proporción se encuentran andesitas.

En la base de la secuencia riolítica se observa una secuencia andesítica compuesta por lavas y tobas, corresponden al vulcanismo inicial de Terciario medio y tienen una distribución general, estas se distinguen por su color gris y verdoso oscuro de las más claras y rosáceas riolitas superiores.

Las rocas más jóvenes corresponden a vulcanismo representado por conos y domos basálticos finales, los cuales todavía muestran sus formas originales con bastante claridad.

Los diques ácidos, en general riolíticos, que alimentaron la secuencia superior se encuentran en varios sitios.

Secuencia Cuaternaria

Aluvión antiguo

En la cima de la columna lito-estratigráfica se encuentra la secuencia aluvio-lacustre-litoral; tanto en las áreas intermontanas, como en las áreas litorales, predominan depósitos de arena y grava, en general se observan interdigitados con sedimentos de lagunares y otros fluviales.

Dunas

En la región norte de la sierra, se observan dunas que cubren gran parte del terreno. Las dunas están compuestas principalmente por finos granos de cuarzo pulidos, mezclados con otros granos accesorios dentro de los que se han reportado granates y feldespatos; la presencia de estas dunas sugiere corrientes eólicas importantes, al parecer provenientes del NW.

Aluvión moderno

Este se encuentra rellenando arroyos secos que bajan de la sierra, son acumulaciones heterogéneas de fragmentos de rocas volcánicas y minerales; el aluvión asociado es transportado por lluvias torrenciales, estos materiales se intercalan en las porciones más bajas con sedimentos lagunares y dunas.

Extensos abanicos aluviales se han desarrollado a los pies de la sierra, los cuales están compuestos principalmente por material grueso depositado hacia las cabeceras de los arroyos. Sedimentos lagunares

Limos, arcillas e intermitentes depósitos de sal cristalina se ubican al norte y oriente de la sierra, dichos sedimentos se depositan durante la marea alta del Golfo de California y se interdigitan con sedimentos aluviales. Gastil 1988

3.3.2 Geología Estructural y Tectónica de la región

El modelo tectónico que predomina en la región corresponde a aquel dictado por la apertura del Golfo de California y su dinámica extensional, la cual genera planos de debilidad a nivel regional y local; a este modelo se asocia la presencia de estructuras de extensión como fallas normales y fracturas secundarias. McEldowney R. 1970.

Regionalmente las fallas de mayor extensión se caracterizan por su tendencia N-S, pero en la zona del talud que pertenece a la Sierra Las Pintas, se observaron estructuras formando 4 familias generales, las cuales se muestran a continuación:

- SW-NE
- NW-SE
- N-S
- W-E

La primera (SW-NE) ejerce control genético-estructural a la sierra y la segunda (NW-SE) más joven corta a las primeras ambas se presentan formando fosas tectónicas, estas dos parecen ajustarse a los esfuerzos tectónicos mayores prevalecientes en el entorno de la provincia extensional del Golfo de California.

Aquellas orientadas SW-NE son paralelas a las dorsales y aquellas orientadas NW-SE son paralelas a las fallas transformantes que dividen a las dorsales y son típicas de ambientes tectónicos extensionales.

Las estructuras orientadas NS y W-E se repiten en varias zonas de la carretera, pero presentan desplazamientos importantes aparentemente, por lo que se explican como el resultado de la dinámica del Golfo de California en expansión (Figura 3.3).

En varias zonas del talud se detectaron discontinuidades de bajo ángulo ($0-45^\circ$) las cuales se han explicado como fallas normales lístricas, las cuales son comunes en ambientes extensionales, como el que domina en esta región.

Otra de las estructuras que se detectaron en la zona circunvecina del talud corresponde a los planos de estratificación entre las diferentes unidades vulcanoclásticas emitidas por los volcanes en la Sierra Las Pintas; así la estratificación entre estas distintas unidades presenta buzamientos tendidos y orientación variable dependiendo del flanco del volcán que se observe.

En la siguiente imagen se aprecia un modelo tectónico el cual ayuda a comprender la presencia de las familias de discontinuidades sobre las rocas presentes en la zona de estudio, así como la relación entre fallas normales, facturas secundarias y vetas.

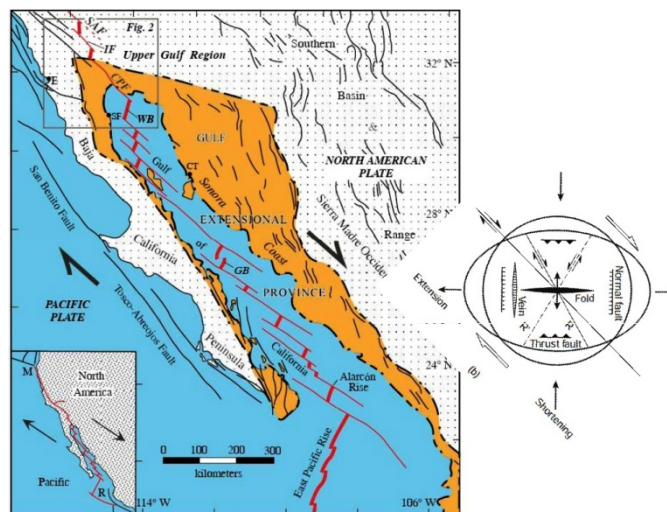


Figura 3.3. Modelo tectónico y de deformación imperante en la zona de estudio Modificado de McEldowney R. 1970

Como se ha mencionado anteriormente, la zona en estudio se encuentra en lo que se denomina zona extensiva del golfo de California y su traslape con aquella provincia conocida como "Basin and Range", la interacción entre estas dos provincias da como resultado la dinámica tectónica entre las placas Norteamericana y la placa Pacífica.

La placa de Norteamérica tiene un movimiento relativo dirigido hacia el SE, mientras que la placa Pacífica se mueve relativamente hacia el NW, el límite entre estas dos placas está dado por la Falla de San Andrés, un límite que presenta cizallamiento lateral izquierdo y extensión.

Este arreglo tectónico domina en la generación de planos de debilidad a nivel local y regional, en un entorno con estas características se asocia la presencia de estructuras de extensión como fallas normales y fracturas secundarias a 45° en relación a las estructuras predominantes. Gastil 1988.

3.4 Geología Local

Las condiciones geológicas del sitio se ajustan al entorno representado en la Sierra Las Pintas, estructuras del terciario medio con vulcanismo representado por emisiones vulcanoclásticas félsicas que se encuentran estratificadas en los flancos volcánicos.

En su porción central del volcán donde se ubica el talud se presenta dos cráteres concéntricos, los cuales se encuentran erosionados en su extremo sur, debido a la edad avanzada del volcán. Dentro de las capas que conforman los flancos del volcán se encuentran rocas riolitas fluidales, tobas y brechas tipo flujo piroclástico.

Esta secuencia riolítica cubre otra secuencia andesítica también del Terciario medio, la cual está representada por lavas porfiríticas y tobas con una distribución generalizada en la base de la sierra.

Como basamento local se encuentra un complejo metamórfico representado por dos conjuntos litológicos, uno superior formado por andesitas ligeramente metamorizadas que acusan cierta esquistosidad.

En la zona en estudio se reconoció la siguiente secuencia estratigráfica de Rocas Volcánicas Cenozoicas

En el talud en estudio se observan capas estratificadas de lavas, tobas, flujos piroclásticos, entre otros; se observaron también diques riolíticos y andesíticos en menor proporción.

3.5 Modelo Geológico y Unidades Geológicas

Un modelo geológico consta de un modelo estructural, estratigráfico y un modelo litológico. Uno de los objetivos del modelo geológico es determinar la distribución espacial de las estructuras geológicas así como la orientación de sus principales fracturas y fallas. Lo anterior se logra a partir de la geología regional, local y del sitio lo cual incluye realizar el levantamiento geológico estructural en el talud de estudio.

En capítulos posteriores se analizarán todas y cada una de las familias de discontinuidades así como las diferentes zonificaciones estructurales que se realizaron con la finalidad de tener un mejor entendimiento del comportamiento de dichas discontinuidades y su relación con las propiedades geotécnicas y geotécnico-estructurales, así como su incidencia sobre el talud en estudio.

En resumen las unidades geológicas imperantes en la zona del talud, están constituidas por Rocas Volcánicas Cenozoicas, las cuales son Vulcanitas andesíticas y Vulcanitas riolíticas, en la figura 3.4 se muestra la geología del talud resultado del levantamiento geológico.

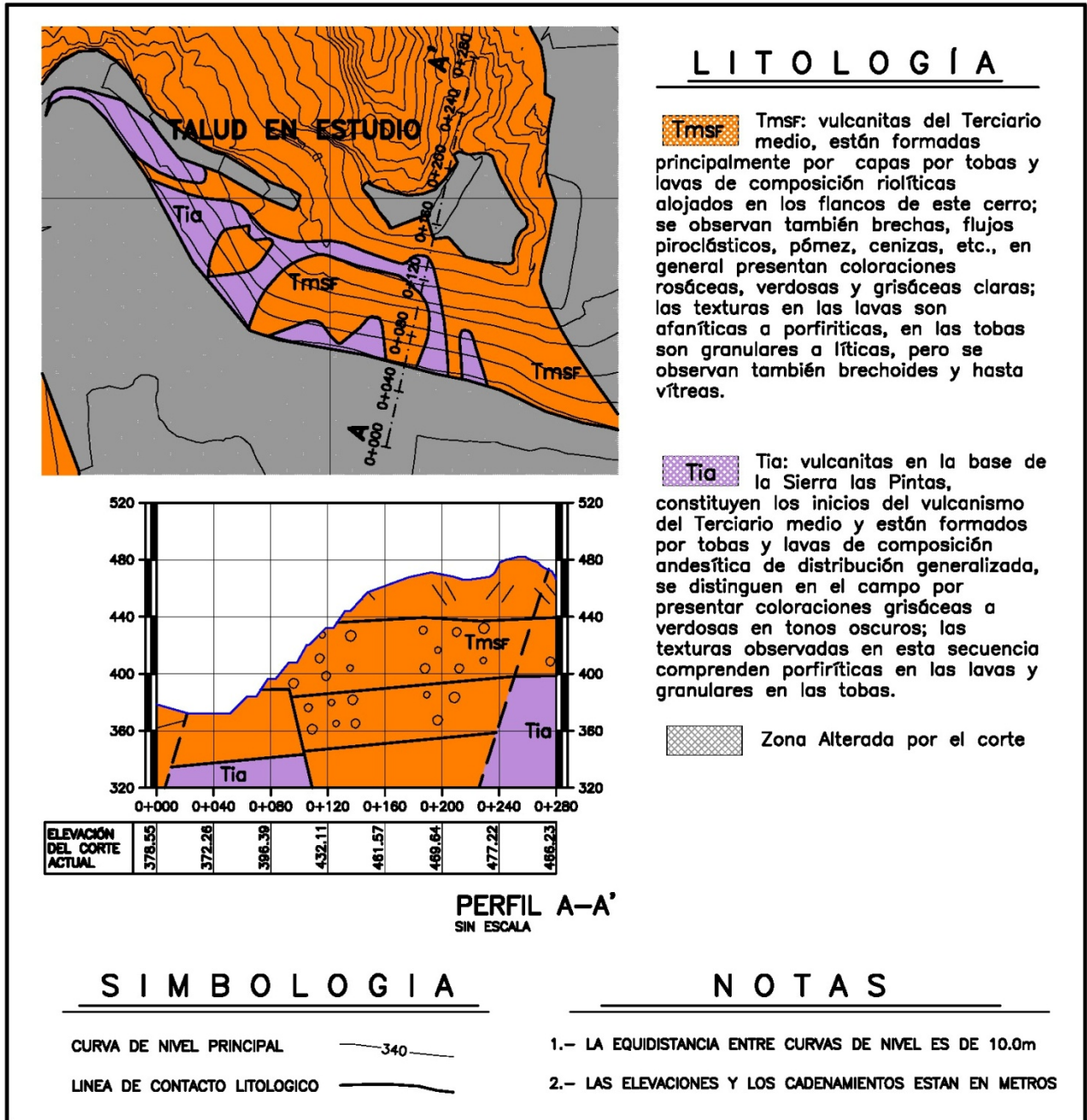


Figura 3.4 Planta y perfil Geológico del talud en estudio

CAPÍTULO IV: CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DEL SITIO

Los macizos rocosos están conformados por matriz rocosa y por discontinuidades. Presentan un carácter heterogéneo, comportamiento discontinuo y normalmente anisótropo, esto es consecuencia de su naturaleza, frecuencia y orientación de los planos de discontinuidades, que condicionan el comportamiento geomecánico e hidráulico.

Por una parte la Matriz rocosa (Roca matriz o Roca intacta) se define como el material rocoso sin discontinuidades, o bloques de roca entre discontinuidades. Esta se caracteriza por su densidad, deformabilidad y resistencia; por su localización geográfica; y por su litología, ya sea ésta única o variada. En la figura 4.1 se muéstrala transición entre la matriz rocosa y el macizo rocoso.

Por otra parte, la Discontinuidad corresponde a cualquier plano de origen mecánico o sedimentario en un macizo rocoso, con una resistencia a la tensión nula o muy baja. Por esta razón se genera un comportamiento no continuo en la matriz rocosa, y normalmente anisótropo.

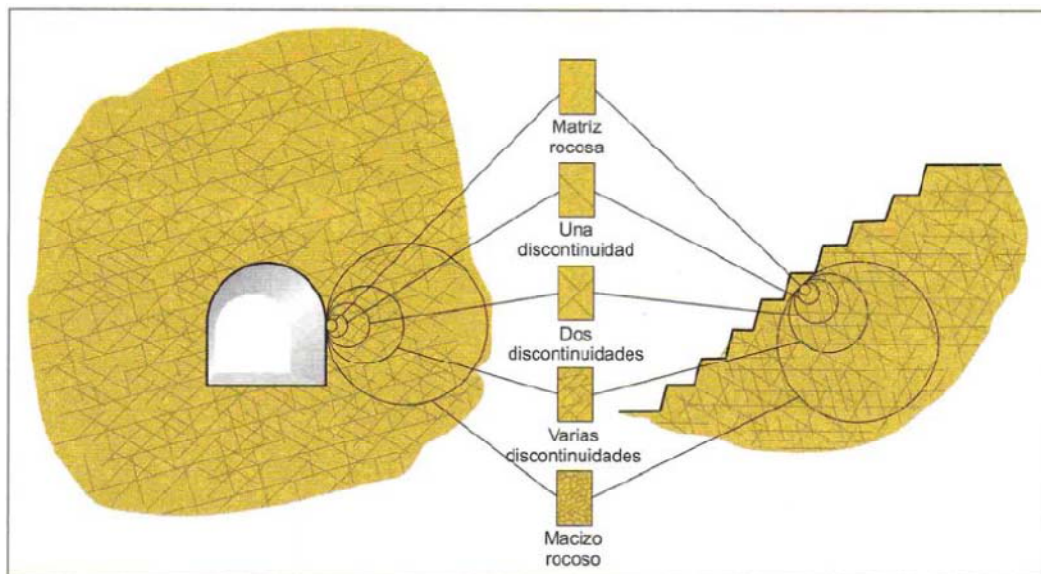


Figura 4.1 Transición entre la matriz rocosa y el macizo rocoso intensamente fracturado (Hoek & Brown, 1980)

La caracterización geológica-geotécnica permite plasmar las condiciones imperantes de un determinado macizo rocoso, esto nos da una oportunidad de conocer las propiedades cualitativas y cuantitativas de este, las cuales sirven de base para generar un modelo el cual permitirá estimar el comportamiento que tendrá el macizo rocoso ante diferentes condiciones físicas y ambientales (González de Vallejo, 2002).

En general el procedimiento a seguir parte de la descripción general de los aspectos y características observables a simple vista con las cuales se establece una zonificación con base en la litología, estructura tectónica, alteración, etc. Posteriormente se describen y caracterizan a detalle los componentes de las diferentes zonas del macizo rocoso y sus propiedades, finalmente a partir de todos los datos obtenidos, se clasifica el macizo rocoso obteniendo así un modelo geológico-geotécnico.

Las propiedades de la matriz rocosa por lo general se estudian mediante ensayos de laboratorio.

4.1 Clasificación del macizo rocoso

Actualmente, las clasificaciones geomecánicas son un método de uso generalizado para caracterizar de los macizos rocosos, gracias a ellas, es posible obtener un mejor conocimiento, interpretación y aplicación de los datos geológicos y geotécnicos. Asimismo, dichas clasificaciones son herramientas muy útiles que coadyuvan a la simulación del comportamiento mecánico de los macizos rocosos, ya que permiten realizar una primera aproximación de los parámetros mecánicos de diseño.

Las clasificaciones geomecánicas que emplearemos son las conocidas como Rock Mass Rating o sistema RMR de Z.T. Bieniawski (1989) y la clasificación Geological Strength Index (GSI) de Hoek (2006), más adelante se presenta una descripción detallada de estas clasificaciones.

Para la presente investigación se clasificó el macizo rocoso en la zona de estudio, realizando estaciones geomecánicas a todo lo largo y alto del talud. Definimos una estación geomecánica como un sitio donde se clasifica la roca por medio del RMR y/o GSI.

A continuación se explican brevemente los sistemas de clasificación de macizos rocosos mencionados en el párrafo anterior.

4.1.1 Clasificación RMR (Rock Mass Rating)

La clasificación RMR fue introducida por Bieniawski en 1976 y actualizado en 1989 por el mismo autor, es una clasificación de amplio uso en el mundo. El RMR caracteriza al macizo rocoso con un valor entero en una escala entre 0 y 100 en donde los parámetros a cuantificar son los siguientes:

Resistencia de la roca intacta mediante ensayo de carga puntual o compresión simple Valor de RQD promedio de la roca (Rock Quality Designation) y el espaciado medio de las discontinuidades y su condición en donde se incluye: Longitud, apertura, rugosidad, relleno, alteración y la presencia de agua en las discontinuidades.

Finalmente se realiza una corrección dependiendo de la orientación de las discontinuidades respecto al talud. Para este estudio no se tomó en cuenta las correcciones a taludes ya que para fines de cálculo no se requiere, en caso de ser empleadas se obtenían valores no representativos del estado actual del talud al realizarse la validación del modelo. La Tabla 4.1 contiene los valores que se asignan para obtener el valor RMR.

Tabla 4.1. Rock Mass Rating (RMR), Bieniawski 1989

Parámetro			Rango de valores						
1	Resistencia de la Roca Matriz	Carga Puntual	>10 Mpa	4-10 Mpa	2-4 Mpa	1-2 Mpa			
		Compresión Simple	>250 Mpa	100-250 Mpa	50-100 Mpa	25-50 Mpa	5-25 Mpa	1-5 Mpa	<1 Mpa
	Valor		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (%)		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%		
	Valor		20	17	13	8	3		
3	Espaciado discontinuidades (m)		>2m	0.60-2.0m	0.20-0.60m	0.06-0.20m	<0.06m		
	Valor		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Persistencia (m)	< 1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m		
		Valor	6	4	2	1	0		
		Abertura (mm)	Nada	<0.1mm	0.1-1.0mm	1.0-5.0mm	>5.0mm		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno blando <5mm	Relleno blando >5mm		
		Valor	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligera	Moderada	Muy alterada	Descompuesta		
		Valor	6	5	3	1	0		
5	Agua en juntas	Caudal	Nulo	<10 lt/min	10-25 lt/min	25-125 lt/min	> 125 lt/min		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
	Valor		15	10	7	4	0		

A cada uno de los parámetros caracterizados se le asigna un valor cualitativo, posteriormente se realiza la sumatoria de estos valores y el resultado es el valor de RMR, el cual permite estimar la calidad del macizo rocoso. En la Tabla 4.2 se aprecia la calidad de la roca con base en su valor de RMR.

Tabla 4.2. Calidades de macizos rocosos en relación al RMR

Clase	Calidad de la roca	RMR
I	Muy buena	81-100
II	Buena	61-80
III	Regular	41-60
IV	Mala	21-40
V	Muy mala	0-20

4.1.2 Clasificación GSI (Geological Strength Index)

La clasificación Índice Geológico de Resistencia o simplemente GSI es un sistema para la estimación de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso a partir de observaciones en campo, fue propuesta Evert Hoek como complemento a su criterio generalizado de falla en roca en el año de 1995 y actualizado por última vez en el 2002 por el mismo. El GSI califica en una escala de valores enteros de 0 a 100 y permite estimar los parámetros s , y m_b en el criterio, además estima la reducción de la resistencia del macizo para diferentes condiciones geológicas.

La caracterización del macizo rocoso es simple y está basada en la impresión visual de la estructura rocosa, en términos de bloques y de la condición superficial de las discontinuidades indicadas por la rugosidad y alteración de las juntas. La combinación de estos dos parámetros proporciona una base práctica para describir un rango amplio de tipos de macizos rocosos.

La determinación de los parámetros del GSI se basa en las descripciones de la calidad del macizo rocoso en lugar de formular datos de entrada cuantitativos como en el sistema RMR.

El GSI es utilizado para la estimación de los parámetros de entrada para el cálculo de la resistencia, solo es una relación empírica y los procesos asociados a las clasificaciones de la ingeniería de rocas.

La determinación del GSI se hace a partir de la figura 4.2 a la que se ingresa desde 2 puntos diferentes, uno horizontal: referente al tamaño y trabamamiento de bloques, composición y estructura; el ingreso vertical es referente a las condiciones de las discontinuidades, se converge posteriormente en el valor del GSI dispuesto en las líneas diagonales.

En el siguiente capítulo se hará uso de los resultados obtenidos en las estaciones geomecánicas y en el Anexo A se muestran los reportes obtenidos en campo.

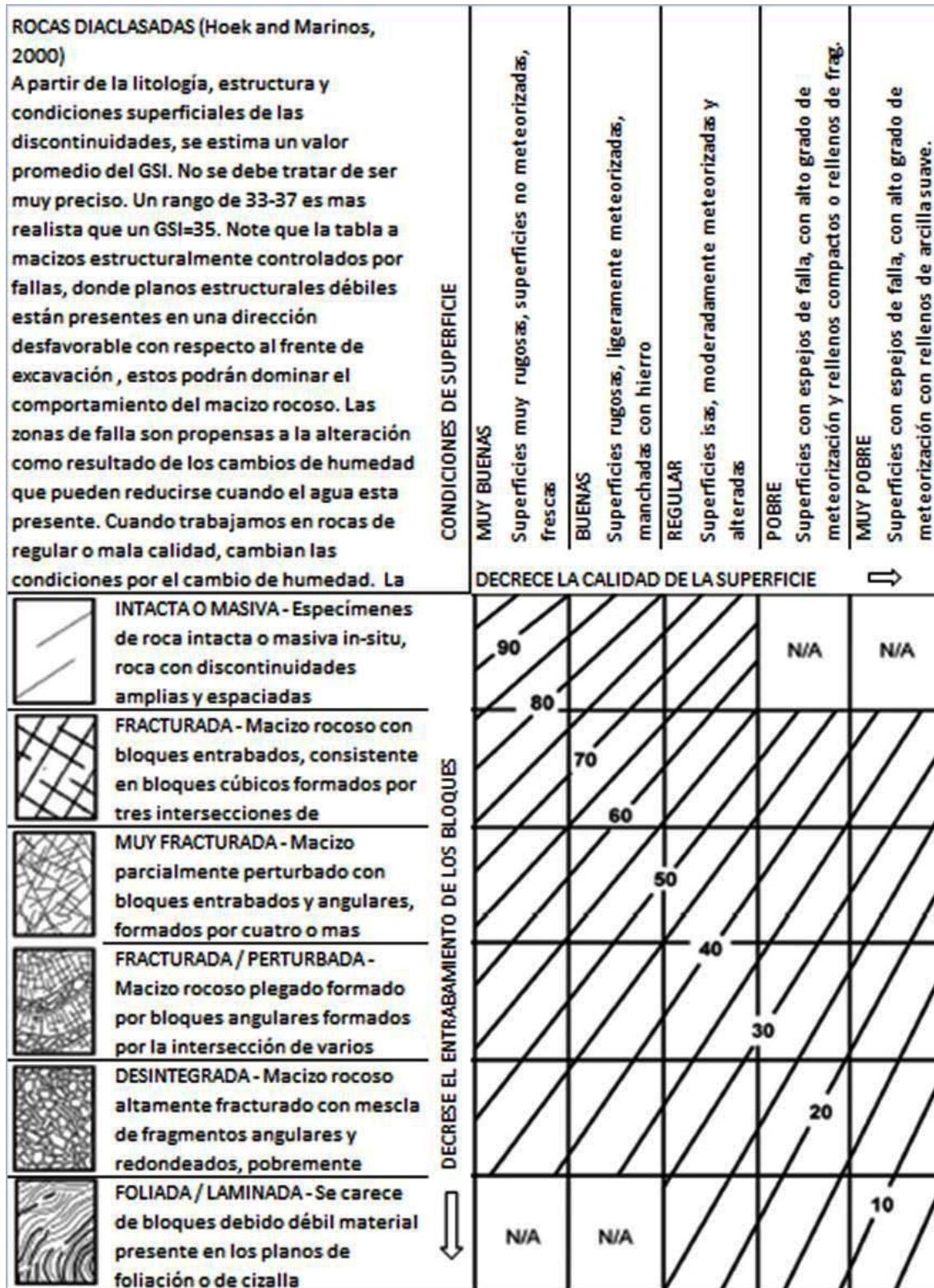


Figura 4.2. Geological Strength Index (GSI) Hoek y Marinos 2002

4.2 Levantamiento geológico estructural del sitio

Como parte de los trabajos de caracterización de las unidades geológico-geotécnicas se realizó un levantamiento geológico estructural a detalle en la zona del talud. Se levantó un total de 407 datos de discontinuidades con el objetivo de identificar las principales familias de discontinuidades que se tienen presentes en el sitio en estudio, midiendo su actitud (dirección del echado, echado, presencia de rellenos, continuidad, persistencia).

4.3 Análisis Estadístico

Ahora bien, para definir el grado de variación de cada una de las familias de discontinuidades se consideró la metodología siguiente:

1. A partir del punto de mayor concentración del diagrama de concentración de polos, se determinó el Dip/Dip Direction de la Familia.
2. Para definir los datos estructurales que definen a la familia, se tomó un sector definido por las fronteras $+ 20^\circ$ de Dip Direction y $+ 20^\circ$ de Dip.
3. Con lo anterior se realizó un filtrado de los datos estructurales del macizo rocoso, con la finalidad de definir aquellos puntos más representativos y con ello estar en la posibilidad de darle un mejor manejo estadístico a los datos estructurales recabados en campo, de tal suerte que se eleve la confiabilidad de los análisis cinemáticos para la validación del modelo.

4.4 Trabajos de caracterización del macizo rocoso en campo

Con el objetivo de caracterizar el macizo rocoso se realizaron mediciones geológico estructurales en setenta (69) estaciones geológicas, de las cuales en sesenta y dos (62) cuentan con clasificación GSI (Geological Strength Index) y siete (7) con clasificación RMR (Rock Mass Rating); adicionalmente, se realizaron quince (15) puntos de observación, los cuales se emplearon para ampliar la visión de la calidad del macizo rocoso en la zona estudiada. La información que se recopiló en las estaciones geomecánicas se plasmó en Fichas Técnicas de campo, las cuales se pueden consultar en el Anexo-A Y Anexo B para GSI y RMR respectivamente. En la figura 4.3 se muestra la ubicación de los trabajos de caracterización realizados en campo.



Figura 4.3 Trabajos de caracterización realizados en el talud en estudio

4.5 Clasificación de la matriz rocosa

Las propiedades de la matriz rocosa son obtenidas mediante ensayos de laboratorio. A continuación se presentan y explican los ensayos y pruebas de campo y laboratorio realizados para determinar las propiedades de la matriz rocosa.

4.5.1 Ensayes de Laboratorio

Como parte de los ensayos de laboratorio se seleccionaron muestras de roca a las cuales se les extrajeron núcleos con la finalidad de realizar ensayos de resistencia a la compresión simple, esto se llevó a cabo inspeccionando minuciosamente todos los núcleos extraídos de las rocas del sitio teniendo especial cuidado de que los núcleos no presentaran fracturas ni pequeños planos o zonas de debilidad que pudieran comprometer directamente la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa. En todos los casos las muestras fueron clasificadas y marcadas para su envío al laboratorio.

En total se enviaron a laboratorio un total de 15 muestras cilíndricas, de las cuales a solo 8 fue posible realizarles pruebas de compresión simple. En laboratorio se determinan las propiedades de la matriz rocosa con base en la Norma ASTM-D2938 “Método de prueba estándar para determinar la Resistencia a la Compresión Simple de muestras de núcleo de roca intacta”, mismas que a continuación se nombran:

- Peso volumétrico de las muestras
- Peso volumétrico de la roca
- Deformación Axial del espécimen y Esfuerzo Corregido
- Representación gráfica de cada prueba

La Tabla 4.3 se muestra el resumen de los resultados obtenidos de ensayos realizados a los núcleos de roca.

Tabla 4.3 Resultados de pruebas de laboratorio

Número de Muestra	Roca	L/D	P Vol	RCS	E ₅₀
			[kN/m ³]	[MPa]	[GPa]
CS-01	Riolita	2.00	22.28	30.36	36.74
CS-02	Brecha Riolítica	2.00	23.96	33.85	62.64
CS-03	Andesita porfídica	2.00	29.02	44.49	120.05
CS-04	Andesita porfídica	2.10	27.06	28.42	63.93
CS-10	Riolita Fluidal	2.00	24.23	63.14	73.38
CS-11	Riolita	2.10	23.65	57.48	95.55
CS-13	Toba andesítica	2.00	25.81	47.31	81.97
CS-14	Andesita porfídica	2.00	25.67	56.59	95.69

L/D: Relación de dimensiones
P.Vol: Peso volumétrico

RCS: Resistencia a la compresión simple
E₅₀ : Módulo de Elasticidad

Los reportes y graficas de esfuerzo deformación de estos ensayos se muestran en el Anexo C

En casi todas las pruebas de compresión simple realizadas se observa un comportamiento de la muestra que puede esquematizarse mediante la Figura 4.4.

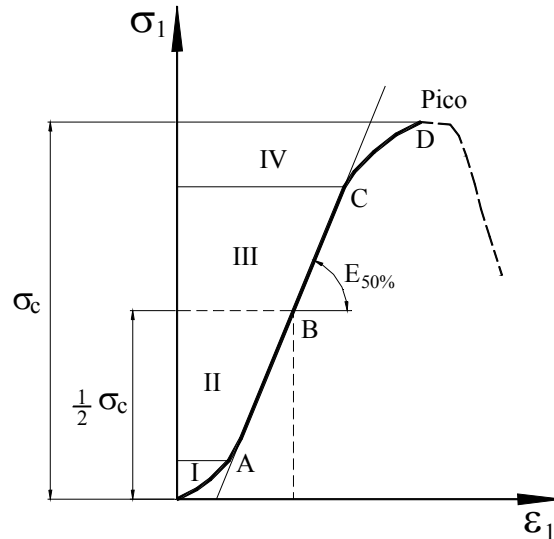


Figura 4.4. Esquema del comportamiento observado en las pruebas de compresión simple

La curva esfuerzo-deformación hasta el pico puede ser dividida en cuatro regiones: I, II, III y IV.

La zona I, comúnmente llamada zona de cierre de fisuras, tiene la característica de no ser lineal, con una ganancia de rigidez hasta un determinado punto en que las microfisuras y los pequeños poros inherentes a la naturaleza del material han terminado de cerrarse.

En la zona II o zona elástica-lineal, el material tiene un comportamiento de “roca virgen”; el módulo de elasticidad y el módulo de Poisson están relacionados directamente con las deformaciones en términos de la Ley de Hooke y no suele haber propagación de fisuras.

En la zona III o zona de propagación estable, comienza el microfisuramiento; la propagación de fisuras es función de σ_1 y $k = \sigma_3/\sigma_1$ y el hecho de remover σ_1 detiene el proceso de propagación; aproximadamente a partir del punto B, el material comienza a perder linealidad.

Finalmente, en la zona IV o zona de fracturamiento inestable, la propagación se vuelve independiente de σ_1 y aun si se retira, las fisuras pueden continuar propagándose debido a la energía potencial almacenada dentro del espécimen.

La clasificación ingenieril de la roca intacta se basa en las propiedades de resistencia y/o la deformabilidad. En la Tabla de la Tabla 4.5 se presenta el sistema de clasificación la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) del año 1978.

Tabla 4.4. Clasificación ISRM (1978)

Grado	Clasificación	Identificación de campo	Resistencia a la compresión simple	Índice de Carga Puntual	Ejemplos
R0	Extremadamente débil	Marcado con la uña	<1	<1	Salbanda de falla rígida
R1	Muy débil	Se desmorona bajo golpes firmes del martillo geológico	1-5	<1	lutitas, altamente intemperizadas y alteradas
R2	Débil	Se marca con una navaja de bolsillo con dificultad ; se marca con un golpe de la punta del martillo geológico	5-25	<1	Dolomita, pizarra, margas, limolitas, lutita, halita
R3	Medio fuerte	No puede ser rayada con navaja de bolsillo, se rompe con un golpe firme del martillo geológico	25-50	1-2	Filita, esquisto, limolitas
R4	Fuerte	El espécimen requiere más de un golpe del martillo geológico para fracturarlo	50-100	2-4	Claiza, arenisca, esquisto, mármol
R5	Muy fuerte	El espécimen requiere muchos golpes del martillo geológico para fracturarlo	100-250	4-10	Amfiboles, areniscas, basaltos, gabro, gneiss, granodiorita, peridotita, riolita
R6	Extremadamente fuerte	El espécimen solo puede ser astillado con el martillo geológico para fracturarlo	>250	>10	Basalto fresco, cuarzo, cuarsita, gneiss, granito

4.5.2 Resistencia con Martillo Schmidt

El Martillo Schmidt (MS) es una herramienta para determinar algunas propiedades mecánicas de la roca in situ, además tiene la ventaja de ser portable, simple en su uso y económico. El valor de dureza por rebote del MS es uno de los valores índice más utilizados en la práctica de la mecánica de rocas para estimar la Resistencia a la Compresión Simple o Uniaxial (RCS) así como también el módulo de Young o de elasticidad (E) de la matriz rocosa in situ.

El principio de operación del Martillo Schmidt consiste en un pistón cargado por resorte, el cual se libera cuando se presiona el émbolo contra una superficie (Figura 4.4). El impacto del pistón en el émbolo, transfiere la energía al material que se pretende caracterizar. La extensión de recuperación de la energía del impacto, depende de la dureza (o la relación penetración/resistencia al daño por impacto) del material, el cual se expresa como un porcentaje de la longitud máxima estirada del resorte de la clave antes de que se libere el pistón a su longitud después del rebote. En la figura 4.5 se muestra el funcionamiento interno del martillo Schmidt.

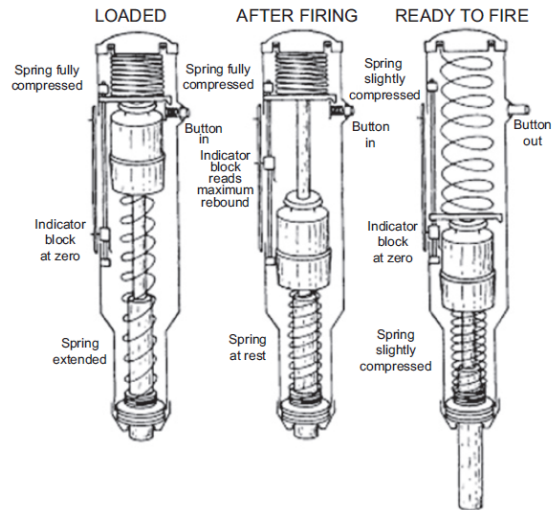


Figura 4.5. Principio de funcionamiento del martillo Schmidt (Tomado de Aydin y Basu 2005)

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) establece que la prueba de MS es una de las pocas pruebas que toma en consideración la resistencia mecánica en un material intemperizado cercano a una superficie de discontinuidad.

El Martillo Schmidt presenta una media única de estimar la resistencia a la compresión simple (RCS) de las paredes de las discontinuidades y por ello el cálculo de la resistencia al corte in situ. Para la colecta de información se recomienda obtener 10 valores de rebote separados por al menos un diámetro del émbolo (ajustado en relación al cráter de impacto o a las fracturas radiales producidas por las mediciones), en la figura 4.6 se muestra la toma de lecturas del martillo Schmidt.

La resistencia a la compresión simple (RCS) y el modulo de elasticidad (E) de las rocas están directamente influenciadas por la densidad, distribución y conectividad de los elementos de debilidad microestructural, valores altos y bajos de lecturas de rebote son igualmente necesarias para reflejar la naturaleza de la heterogeneidad y la dispersión de los valores de las propiedades mecánicas (Aydin y Basu, 2005).

Existe un gran número de correlaciones empíricas entre el valor de rebote y la resistencia a la compresión simple (RCS), así como también existen otras correlaciones con el módulo de elasticidad, el cual se empleará en el siguiente capítulo para la obtención la resistencia a la compresión de las juntas (JCS) aplicable al criterio de Barton y Choubey.



Figura 4.6. Lectura del martillo Schmidt

4.5.3 Tilt Test en la matriz rocosa

El Tilt Test es una sencilla prueba de campo o laboratorio que permite medir el ángulo crítico de deslizamiento entre dos superficies, y puede realizarse con fragmentos de una discontinuidad in situ o con núcleos de roca. Y representa una alternativa a la prueba de corte directo en rocas ya que también se obtiene un ángulo de fricción residual.

El ensayo permite estimar el ángulo de rozamiento básico (ϕ_b) en discontinuidades. Para ello se precisan dos testigos de roca. Se coloca un testigo como apoyo y el segundo testigo se coloca sobre este, y a continuación se inclina el testigo de apoyo hasta que comience a deslizarse el segundo testigo sobre el primero. En el momento en el que se inicie el desplazamiento se mide el ángulo del plano de apoyo con respecto a la horizontal (α).

Este procedimiento debe repetirse con varias muestras, en el caso de emplear dos superficies de roca que pasen por una discontinuidad se debe realizar una pequeña caracterización de la misma en donde se indique el relleno de la discontinuidad y el espesor de este en caso de existir. Referencia de fórmula Stimpson 1981

$$\phi_b = \tan^{-1}(1.155 \tan \alpha)$$

En la Figura 4.7 se muestra una prueba de Tilt Test

Este ángulo de fricción básico se empleará en el siguiente capítulo para la obtención del Coeficiente de rugosidad en las juntas (JCR) aplicable al criterio de Barton y Choubey y al criterio de Mohr Coulomb



Figura 4.7. Ensayo de campo Tilt-test (Barton 1981)

Los resultados obtenidos con el empleo del Martillo Schmidt y de las pruebas de Tilt Test se muestran en las Fichas Técnicas de campo en el Anexo D.

La información obtenida de la caracterización del macizo rocoso y de la matriz rocosa será empleada en el siguiente capítulo para determinar el modelo geotécnico.

CAPÍTULO V: INTEGRACIÓN DEL MODELO GEOTÉCNICO

El Talud en estudio tiene una longitud aproximada de 434.2m en la base y presenta un quiebre casi a la mitad de su longitud total, el primer tramo del talud es de 198.m y el segundo es de 235.7, presenta una altura aproximada de 90m. El talud está conformado de manera irregular por 6 bancos de aproximadamente 12m de altura con inclinaciones de 70°, las bermas tienen un ancho variable de entre 5 y 7 metros; la pendiente general del talud es de 45° (ver figura 5.1). La orientación del talud de manera general es NW-SE y en general se encuentra muy fracturado y los bancos y bermas presentan inestabilidades de tipo local.

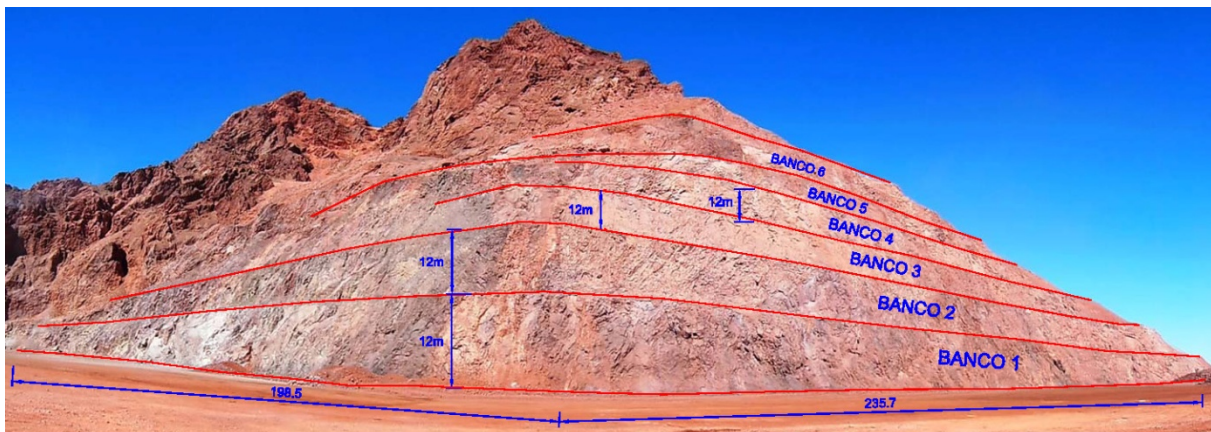


Figura 5.1. Talud en estudio ubicado en la Sierra Las Pintas en el Estado de Baja California

De acuerdo con Evert Hoek (E. Hoek, 1995), “...uno de los retos más grandes del diseño de obras civiles es el que se refiere a la determinación de las propiedades de esfuerzo-deformación y resistencia del macizo rocoso. En el caso de macizos rocosos fracturados la evaluación de tales propiedades presenta problemas teóricos y experimentales formidables. Sin embargo, debido a que esta es una cuestión de fundamental importancia, en casi todos los diseños que involucran excavaciones en roca, es esencial hacer el intento de estimar dichas propiedades de la manera más realista posible”.

Los parámetros básicos necesarios para definir el comportamiento mecánico de los geomateriales presentes en las excavaciones son el módulo de elasticidad, E y la relación de Poisson, ν , para la deformabilidad y, cuando se utiliza el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, la cohesión c y ángulo de fricción interna ϕ para la resistencia. Estos últimos, a su vez, serán los que distinguen el comportamiento elástico de los materiales durante la excavación.

La obtención adecuada de los parámetros mecánicos, por lo general, es complicada y requiere de estudios de campo y laboratorio. Para fines de análisis de una excavación subterránea o de taludes en roca es necesario distinguir entre los parámetros que definen el comportamiento de la matriz rocosa (E_i , ν_i , c_i y ϕ_i) y los que definen el comportamiento del macizo rocoso (E_m , ν_m , c_m y ϕ_m).

Efectuando un buen programa de exploración de campo y de laboratorio y mediante un estudio estadístico adecuado, es posible aproximarse a valores representativos de los parámetros de la matriz rocosa. Sin embargo, al extrapolar estos valores al macizo rocoso, se encuentran serias dificultades que pueden conducir a la determinación de parámetros erróneos. Debe tomarse en cuenta que, a medida que el dominio es más grande, el comportamiento del macizo rocoso difiere cada vez más de aquel que presentó el material en el laboratorio.

Debido a un número muy importante de factores y fenómenos físicos que definen las condiciones in situ de la roca, la modelación del comportamiento de una obra subterránea se convierte en una ardua labor, que requiere de un entendimiento profundo de la mecánica de este tipo de problemas y del dominio de una amplia gama de herramientas geotécnicas y matemáticas. Las clasificaciones geomecánicas de caracterización del macizo rocoso, también suelen ser útiles para estimar los posibles rangos de variación de los parámetros mecánicos que definirán el comportamiento mecánico de la obra y que además permiten tener una primera aproximación sobre los tratamientos más adecuados que requiere el terreno para ser estable durante la excavación en caso de ser necesarios.

5.1 Análisis Estadístico Estructural

Con la ayuda del software DIPS de RocScience se identificó la concentración estadística y la dispersión de datos obtenidos en campo, esto facilitó la agrupación por familias principales y secundarias, al mismo tiempo se observó su actitud en cuanto a variación de la dirección del echado y el echado..

Dentro de este análisis se observó la ocurrencia y grado de frecuencia de las discontinuidades, así como el grado de dispersión que presentó cada una de las familias de discontinuidades. En la Figura 5.2 se muestra el histograma de frecuencia de la totalidad de datos medidos en la zona del talud y en color se agrupan estos datos.

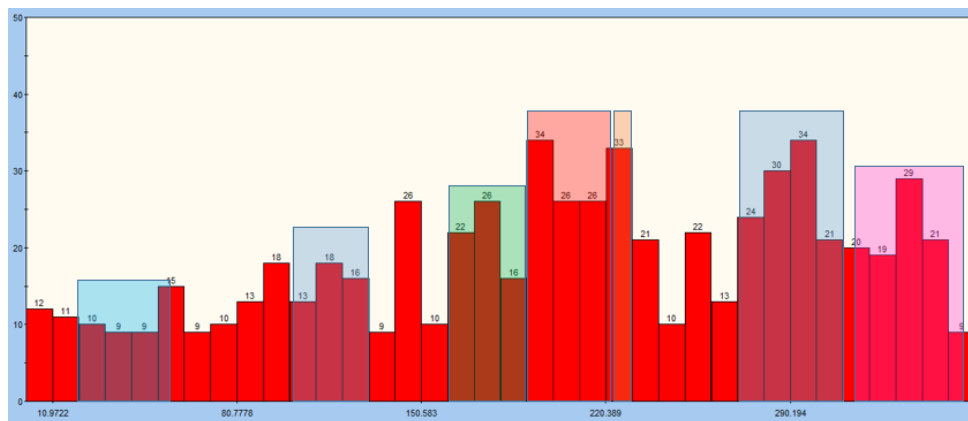


Figura 5.2 Histograma de frecuencia de la dirección del echado de las discontinuidades presentes en la zona del talud

5.1.1 Familias de Discontinuidades

Como ya se mencionó en capítulos anteriores, existen dos unidades geológicas estructurales presentes en el talud, a continuación se hace una breve descripción de estas unidades desde una perspectiva geológica estructural, por lo que se describirá la incidencia de las principales discontinuidades detectadas en dichas unidades.

Riolitas (Brechas, Diques y Riolitas fluidales)

Unidad compuesta por diques riolíticos, brechas riolíticas y riolitas fluidales de composición ácida, naturaleza intrusiva y discordante sobre el resto de las unidades litológicas. Su comportamiento estructural es muy importante para la estabilidad del talud.

De manera general las fallas presentes en esta unidad, así como la dirección de los diques riolíticos, tienen una orientación N25°E/80°NW y su emplazamiento es un factor determinante para la generación de las principales familias de fracturamiento.

La Tabla 5.1 y las Figuras 5.3 y 5.4 muestran las características de las familias de discontinuidades detectadas en la unidad geológica compuesta por Riolitas.



Figura 5.3. Afloramiento de riolita fluidal y brecha riolítica con las principales familias de discontinuidades

Andesita

Unidad compuesta por andesitas porfiríticas o porfídicas y tobas andesíticas, su distribución y disposición se observa en toda la zona en estudio y a sus alrededores, presentándose siempre en contacto con la riolita. Esta unidad se encuentra cortada discordantemente por los diques riolíticos y sobreyace a la andesita.

Al realizar el análisis de las discontinuidades presentes en esta unidad se llegó a la conclusión de que presenta el mismo número de familias de discontinuidades que la unidad geológica conformada por riolitas, ya que comparten una historia geológica similar.

En las dos unidades geológicas presentes en el talud se pudo determinar que están afectadas por 5 familias de discontinuidades; 3 principales (F1, F2 y F4) y 2 aleatorias (F5 y F6). En la Tabla 5.1 se presentan las principales características de estas, así sus propiedades tal como su separación, continuidad y apertura, información que fue levantada durante el desarrollo de las estaciones geológico-estructurales de campo.

La Figura 5.4 muestra el estereograma con las principales familias presentes en estas unidades geológicas.

Tabla 5.1. Características de las familias de discontinuidades presentes en las Riolitas y Andesitas

Familia	Dirección echado		Echado promedio (°)	Separación (m)	Continuidad (m)	Apertura (m)
	De (°)	A (°)				
F1	99	125	73	0.2 a 0.6	10 a 20	0.001 a 0.005
	276	305	87	0.2 a 0.6	10 a 20	0.001 a 0.005
F2	205	235	44	0.2 a 0.6	10 a 20	0.001 a 0.005
F4	324	353	76	0.6 a 20	3 a 10	0.001 a 0.005
F5	137	176	34	>20	3 a 10	Ninguna
F6	221	228	77	10 a 20	3 a 10	Ninguna

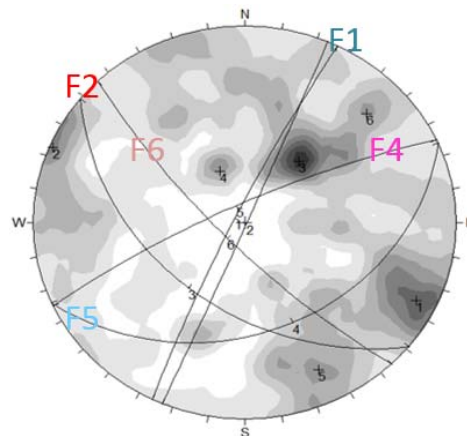


Figura 5.4. Estereograma de las familias de discontinuidades presentes en las unidades geológicas Riolita y Andesita

Estos resultados comprueban la influencia de la tectónica regional en la zona del talud.

5.2 Análisis de la información recopilada

Para llevar a cabo el análisis, selección y procesado de la información obtenida durante los trabajos de campo, se empleó la metodología de diseño de taludes en tajos mineros propuesta por Reed, J., Stacey., (2009), la cual se resume en la Figura 5.5.

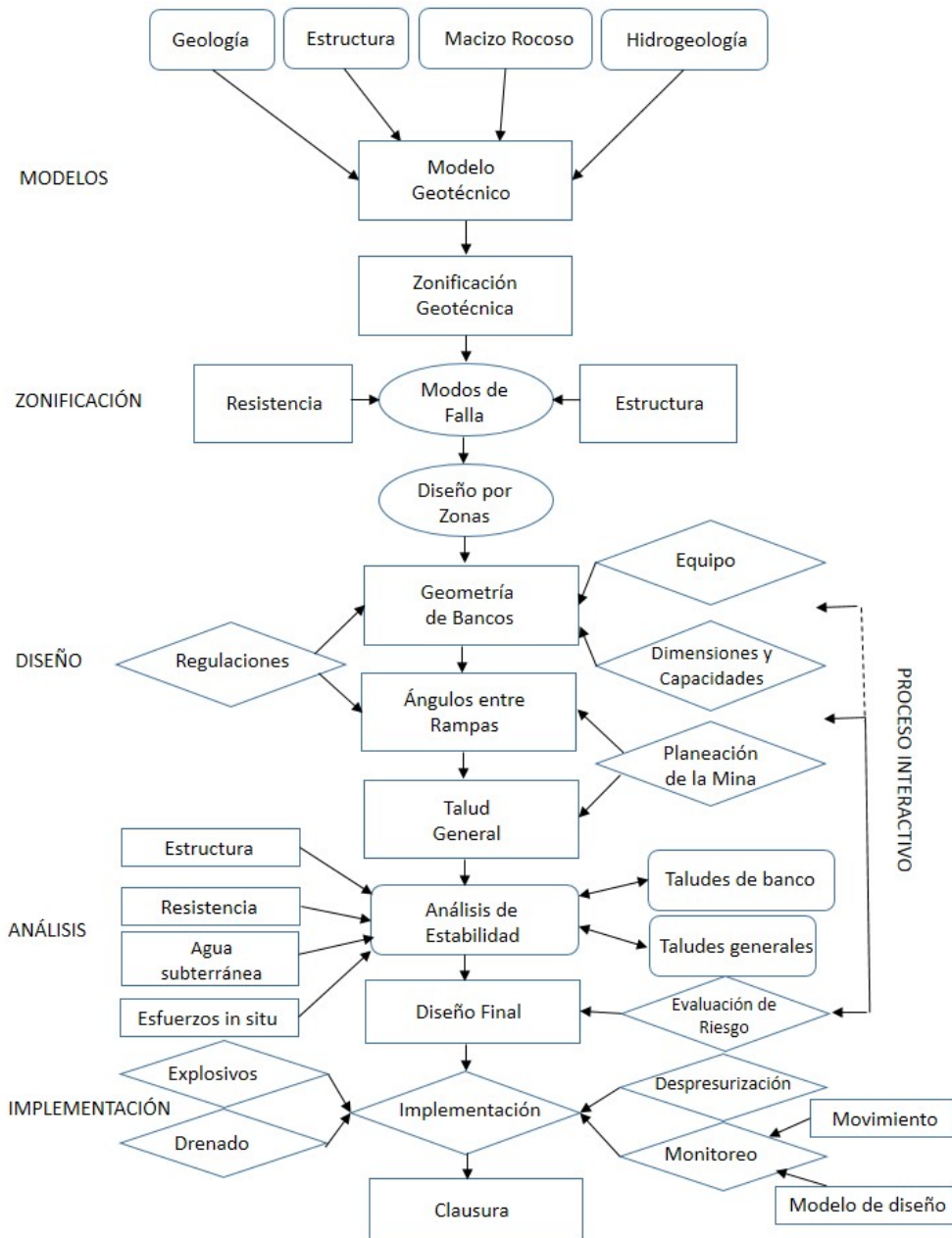


Figura 5.5. Proceso para el diseño de taludes. Modificada de Reed, J., Stacey., (2009)

En este sentido, el Modelo Geotécnico es la base fundamental para el diseño de taludes y se puede constituir a partir de cuatro componentes:

- Modelo geológico
- Modelo estructural
- Modelo de resistencia
- Modelo hidrogeológico

Estos modelos no están confinados exclusivamente para la realización de Modelo de tajos mineros, también pueden ser utilizados para modelos Geotécnicos de taludes en carreteras y para cualquier modelo geotécnico al que se pueda aplicar.

Cabe mencionar que para nuestra presente investigación descartamos el modelo hidrogeológico.

Para el caso, objeto de este estudio, el modelo geológico describe de manera detallada el contexto geológico, en el que se identifican las unidades litológicas, las relaciones estratigráficas, es decir, la distribución espacio-temporal de estas unidades y su ocurrencia a lo largo y ancho del talud.

El modelo estructural define las principales familias de discontinuidades a partir de datos procesados estadísticamente para hallar los posibles mecanismos de rotura en el talud.

En el modelo de resistencia se analizan las propiedades de resistencia tanto de la roca intacta como del macizo rocoso, esto con base en los criterios de rotura y clasificaciones empíricas del macizo, con la finalidad de definir zonas de igual comportamiento geotécnico.

Con el objetivo de afinar e integrar el modelo geotécnico se tomaron en cuenta los resultados obtenidos en el levantamiento geológico estructural de campo, las caracterizaciones geotécnicas realizadas en las diferentes campañas, los resultados de laboratorio, etc. Los cuales deberán contribuir a un pre-análisis del estado general del talud.

En particular, el propósito de este modelo es el de definir las diferentes unidades geotécnicas y su ubicación espacial tridimensional dentro de la zona de estudio.

Así mismo se obtendrán las propiedades geomecánicas de la roca intacta y del macizo rocoso. En trabajos geotécnicos cercanos a la superficie, el comportamiento mecánico de los macizos rocosos está influenciado en mayor medida por la presencia de las fracturas que por la resistencia de la roca intacta, por lo que es de suma importancia definir las propiedades de las discontinuidades en las rocas.

Cuando se analiza el comportamiento de una sola fractura bajo diferentes condiciones de carga: se debe considerar fracturas sin relleno y con relleno. El comportamiento de cizalla en fracturas sin relleno está en función de la rugosidad y de la resistencia a compresión de las paredes de la fractura, cuando en el caso de las fracturas rellenas, las propiedades físicas y mineralógicas del material que separa las paredes de la fractura son de interés primordial para caracterizar dicho comportamiento (Barton y Choubey, 1977).

A continuación se explica la metodología implementada en cada una de las actividades realizadas para obtener los parámetros geotécnicos necesarios de las Unidades Geotécnicas que se proponen en este estudio.

5.3 Asignación de Unidades Geotécnicas

Los aspectos más relevantes que se consideran para realizar una zonificación por unidades geotécnicas son:

- Unidades litológicas
- Dominio estructural de las discontinuidades
- Resultados de los ensayos de laboratorio
- Observaciones de campo

Al definir las unidades litológicas, se observó que existe una diferencia notoria entre sus propiedades geomecánicas, ya que la mineralogía, fabrica, estructura y génesis, define por sí misma un comportamiento diferente entre cada tipo de roca. Esto lleva a considerar una primera zonificación geotécnica, simplemente idealizando que cada la de las unidades litológicas corresponde a una unidad geotécnica.

Este primer modelo de zonificación geotécnica fue enriquecido y simplificado al realizar análisis de la información disponible como los análisis estructurales de las discontinuidades, los ensayos de laboratorio y con especial atención en las observaciones de campo.

Los análisis de estos datos y observaciones permitieron definir solo dos unidades geotécnicas en la zona del talud, de las cuales, las unidades UG-I y UG-II se subdividen en dos subunidades. Dichas unidades y subunidades se enlistan en la Tabla 5.2

Tabla 5.2. Unidades y subunidades geotécnicas

Nombre de la Unidad Geotécnica	Descripción
UG-Ia	Riolita Brecha/Diques
UG-Ib	Riolita fluidal
UG-IIa	Andesita Porfírica
UG-IIb	Andesita Toba

5.3.1 Asignación de la Unidad UG-Ia, Brechas y diques riolíticos

Unidad compuesta por brechas con fragmentos de composición riolítica y de andesitas encontrándose cementada por sílice en algunos sectores. Esta Unidad Geotécnica se encuentra emplazada cortando a las andesitas, su génesis, se asocia a una brecha de explosión y en algunos sectores se encuentra en intercalación con la riolita de la unidad UG-II b.

Por otro lado se encuentran los diques riolíticos que se emplazaron, probablemente en dos etapas, una pre-mineral y otra post-mineral, estos diques presentan textura porfírica con ojos de cuarzo y se encuentran cortando a toda la secuencia. El emplazamiento de estos diques fue a través de zonas de debilidad, muy probablemente fallas o fracturas de grandes magnitudes que quedaron rellenas por estos, Figura 5.6. Los diques se presentan alterados por la infiltración de aguas meteóricas a través de las discontinuidades.

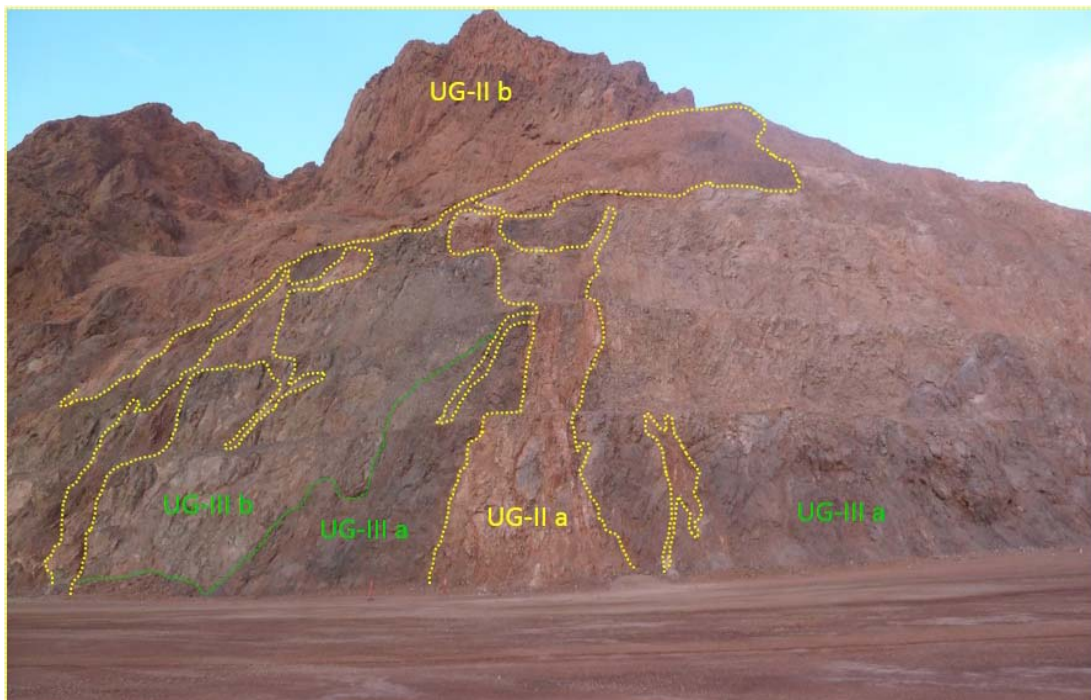


Figura 5.6. Panorámica del talud en estudio, donde se aprecian las unidades UG-Ia, UG-Ib y UG-IIa

Dada la similitud en el emplazamiento y el grado de alteración que presentan las brechas riolíticas y los diques riolíticos se optó por agrupar estas dos unidades litológicas. Las propiedades de la matriz rocosa que se le asignan a esta unidad geotécnica basándose en los resultados de laboratorio y analizando estos se obtuvo lo siguiente: peso específico promedio de $\gamma=24$ (kN/m³); resistencia a la compresión simple RCS=34 (MPa), Modulo de Young $E_{50}=63$ (GPa) calculado con σ_{50} . Debido a que las pruebas de compresión simple se realizaron sin medición de la deformación radial, se obtuvo el valor de la relación de Poisson basados en literatura $\nu=0.10$, Zhang, L., (2005). Los valores hay que explicarlos con lo que se obtuvo en campo y de las prueba.

5.3.2 Asignación de la Unidad UG-Ib, Riolita fluidal

En esta unidad se agruparon las rocas de composición riolítica, tanto las de textura afanítica fluidal como las tobas riolíticas, las cuales afloran en las partes altas del talud. Las rocas que comprenden esta unidad presentan una coloración rosa a pardo rojizo, dependiendo del grado de alteración en el que se encuentran. Su color se debe a la composición química de feldespatos potásico, cuarzo y plagioclasa.

Los parámetros que definen esta unidad geotécnica para roca intacta, son: peso específico promedio de $\gamma=23$ (kN/m³), la resistencia a la compresión simple RCS=52 (MPa), Modulo de Young $E_{50}=63$ (GPa) calculado con σ_{50} . Debido a que las pruebas de compresión simple se realizaron sin medición de la deformación radial, se obtuvo el valor de la relación de Poisson basados en literatura $\nu=0.22$, Zhang, L., (2005). Los valores hay que explicarlos con lo que se obtuvo en campo y de las pruebas.

5.3.3 Asignación de la Unidad UG-IIa, Andesita porfírica

Esta unidad presenta colores de gris claro a gris oscuro y texturas porfírica. De composición intermedia, su mineralogía queda definida por plagioclasas, anfíboles y piroxenos en menor cantidad. En cuanto a la forma de emplazamiento de esta unidad geotécnica, se trata de una intercalación de flujos pequeños de lava de composición andesítico-basáltico. Se encuentra ampliamente distribuida en la zona de estudio.

Los datos que definen esta unidad geotécnica para matriz rocosa, son: peso específico promedio de $\gamma=25$ (kN/m³), la resistencia a la compresión simple RCS=47 (MPa), Modulo de Young $E_{50}=79$ (GPa) calculado con σ_{50} . Debido a que las pruebas de compresión simple se realizaron sin medición de la deformación radial, se obtuvo el valor de la relación de Poisson basados en literatura $\nu=0.32$, Zhang, L., (2005). Los valores hay que explicarlos con lo que se obtuvo en campo y de las pruebas.

5.3.4 Asignación de la Unidad UG-IIb, Toba andesítica

Unidad compuesta por rocas piroclásticas constituidas por fragmentos muy pequeños de roca expulsados durante los diversos episodios de erupciones. Esta unidad se encuentra intercalada con las tobas andesíticas y se presenta hacia el oriente y poniente de la zona de estudio principalmente.

Los resultados de laboratorio concentrados que definen a esta unidad geotécnica para roca intacta, son: peso específico promedio de $\gamma=25$ (kN/m³), la resistencia a la compresión simple RCS=38 (MPa), Modulo de Young $E_{50}=102$ (GPa) calculado con σ_{50} . Debido a que las pruebas de compresión simple se realizaron sin medición de la deformación radial, se obtuvo el valor de la relación de Poisson basados en literatura $\nu=0.27$, Zhang, L., (2005).

El resumen de los resultados obtenidos de la caracterización geotécnica en campo, así como los valores medios de las estaciones levantadas se presenta en la Tabla 5.3 por cada Unidad Geotécnica y subunidad Geotécnica.

Tabla 5.3. Clasificación del macizo rocoso según RMR y GSI

UNIDAD GEOTÉCNICA		Clasificación	
		RMR	GSI
UG-Ia	Riolita Brecha/Diques	45	40
UG-Ib	Riolita fluidal	57	57
UG-IIa	Andesita Porfírica	69	59
UG-IIb	Andesita Toba	60	54

Donde:

RMR: Rock Mass Rating

GSI: Geological Strength Index

Las fichas completas de la caracterización geomecánica en campo se presentan en el Anexo C

5.4 Cálculo de valores por Unidad Geotécnica con el criterio del Hoek-Brown Generalizado

Para evaluar las propiedades de resistencia del macizo rocoso se utilizó el criterio de rotura de Hoek y Brown y su ajuste para Mohr-Coulomb para cada una de las unidades geotécnicas ya descritas.

Hoek & Brown introdujeron su criterio de rotura en un intento de proporcionar los datos de partida para el análisis necesario en el diseño de excavaciones subterráneas y superficiales en roca competente. El criterio se dedujo a partir de los resultados de las investigaciones de Hoek de roturas frágiles de rocas intactas y de un modelo de estudio del comportamiento de macizos rocosos de Brown. El criterio partía de las propiedades de la roca intacta y entonces se introducían factores reductores de estas propiedades sobre la base de las características de un macizo rocoso fracturado. Los autores, intentando relacionar el criterio empírico con las observaciones geológicas, por medio de uno de los sistemas de clasificación de los macizos rocosos, eligieron para este propósito el RMR (Rock Mass Rating) propuesto por Bieniawski.

Además de los cambios en las ecuaciones, también se reconoció que el RMR de Bieniawski no era adecuado como medio para relacionar el criterio de rotura con las observaciones geológicas en campo, particularmente para macizos rocosos muy débiles.

Ello condujo a la introducción del Índice de Resistencia Geológica, GSI (Geological Strength Index) por Hoek y otros autores de los cuales destaca Marinós por su aportación para rocas foliadas, Hoek, 2002.

Este criterio generalizado permitió pasar del modelo Mohr-Coulomb que solo toma en cuenta la cohesión y el ángulo de fricción del material, en este caso solo toma en cuenta la roca matriz y con el apoyo del GSI y RMR permite estimar las propiedades del macizo rocoso, tales como los esfuerzos de tensión, la resistencia a la compresión uniaxial o simple, los esfuerzos globales del macizo y el modulo de elasticidad del mismo.

El criterio generalizado de Hoek y Brown se expresa en la ecuación 5.41:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad 5.41$$

Donde:

σ_1' y σ_3' son los esfuerzos principales efectivos mayor y menor en el momento de rotura

σ_{ci} es la resistencia a compresión uniaxial del material intacto

m_b es un valor reducido de la constante del material

m_i es un valor empírico que depende del tipo de roca

y esta dado por la ecuación 5.42:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad 5.42$$

s y a (ecuaciones 5.43 y 5.44 respectivamente) son constantes del macizo rocoso en función del GSI y del factor del grado de alteración del macizo rocoso (D) y están dadas por las siguientes relaciones:

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad 5.43$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad 5.44$$

D es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las voladuras o por o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados. En el caso del Talud en estudio y dadas las condiciones actuales en las que se encuentra el macizo rocoso del talud se considerará un valor de 0.85 de D .

Para poder aplicar el criterio generalizado de Hoek y Brown y obtener los parámetros mecánicos del macizo rocoso, Hoek desarrollo un software llamado RocLab el cual aplica al criterio de rotura Generalizado de Hoek-Brown, basado en las ecuaciones 5.41, 5.42, 5.43 y 5.44 se introducen los valores de los parámetros de entrada que solicita el programa mismos de las formulas ya mencionadas.

Dicho software permite obtener fácilmente estimaciones fiables de las propiedades del macizo rocoso y para visualizar los efectos de cambiar los parámetros del macizo rocoso en las envolventes de rotura de Mohr-Coulomb a la envolvente de Hoek y Brown.

Tomando en consideración a partir de los resultados obtenidos en los ensayos a compresión simple y los pesos específicos de las mismas muestras de rocas ensayadas, así con los resultados de las fichas técnicas de las estaciones geomecánicas y la determinación del m_i y m_b se completo la Tabla 5.4, valores que servirán para alimentar el software RocLab para obtener los parámetros mecánicos del macizo rocoso mencionados anteriormente. En las figuras 5.7 a 5.10 se muestran los resultados obtenidos los cuales contienen los valores de entrada y salida del software.

Tabla 5.4. Valores de entrada para obtención de propiedades en el macizo rocoso

UNIDAD GEOTÉCNICA		Resistencia a la Compresión Simple	Peso específico (γ)	GSI	m_i	m_b	D
		RCS [Mpa]	[kN/m ³]				
UG-Ia	Riolita Brecha/Diques	33.85	23.96	40	19	0.45	0.85
UG-Ib	Riolita fluidal	51.55	23.425	57	25	1.31	0.85
UG-IIa	Andesita Porfírica	46.66	25.231	59	25	1.95	0.85
UG-IIb	Andesita Toba	38.49	25.025	54	18	1.03	0.85

Donde:

GSI: Geological Strength Index

m_i : parámetro en función del tipo de roca

m_b : parámetro de salida del macizo rocoso

D: valor de afectación por la calidad del método de excavación o por relajación de esfuerzos.

5.4.1 Envolventes de rotura de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown de la Unidad UG-Ia

En la Figura 5.7 se presenta el resultado de introducir los valores de GSI, mi, D y Peso específico, de la Unidad Geotécnica UG-Ia: brechas y diques riolíticos al software Roclab 1.0 y arroja las curvas de envolvente de rotura Mohr-Coulomb y Hoek-Brown ajustadas, según el criterio de Hoek-Brown (2002).

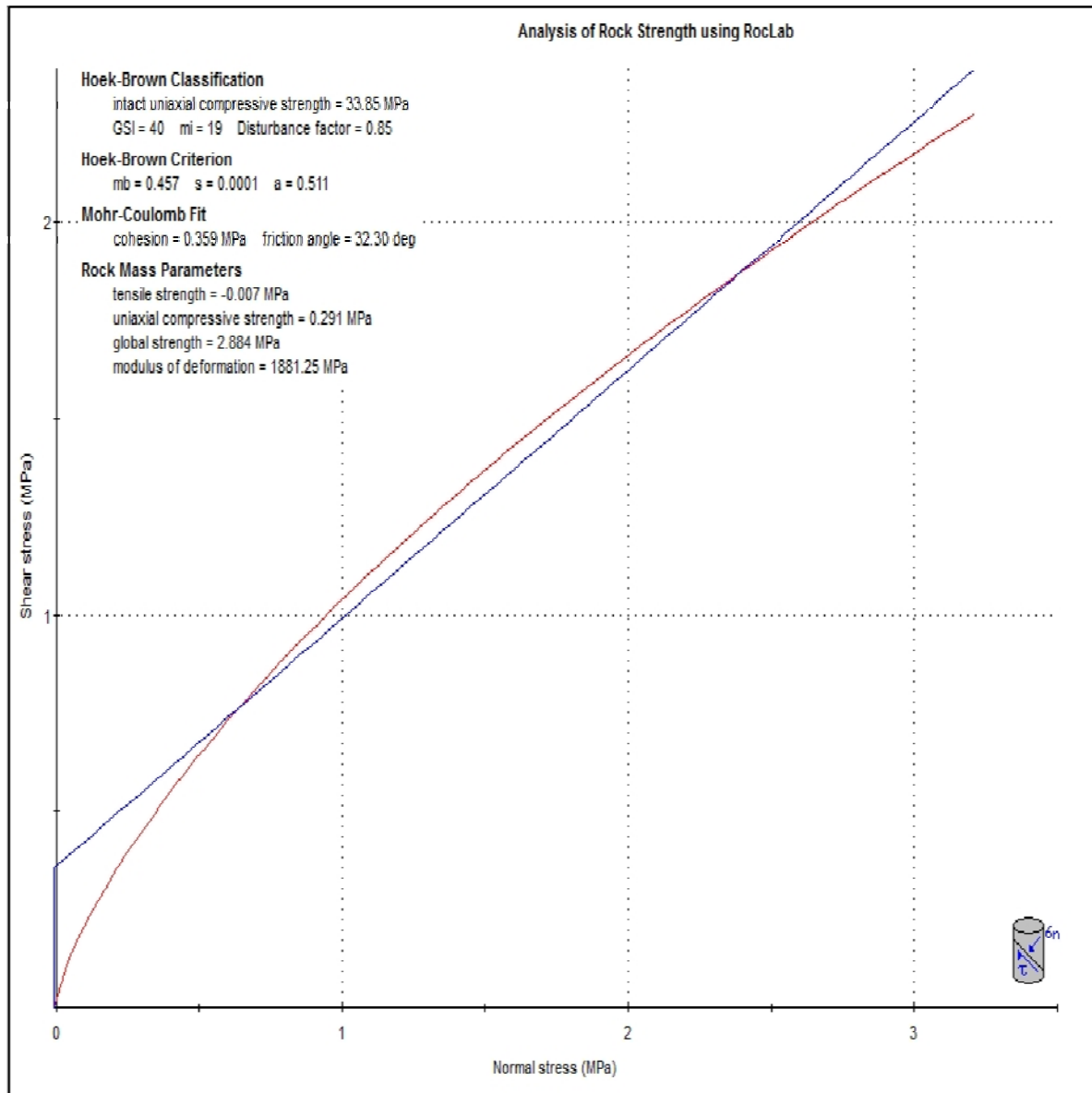


Figura 5.7 Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (rojo) ajustada con la envolvente de rotura Hoek-Brown (azul) para la unidad UG-Ia, en el eje de las abscisas se representa el esfuerzo normal y en el eje de las ordenadas se representa el esfuerzo cortante (Roclab 1.0)

5.4.2 Envoltentes de rotura de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown de la Unidad UG-I b

En la Figura 5.8 se presenta el resultado de introducir los valores de GSI, m_i , D y Peso específico de la Unidad Geotécnica UG-Ib: Riolita fluidal al software Roclab 1.0 y arroja las curvas de envolvente de rotura Mohr-Coulomb y Hoek-Brown ajustadas, según el criterio de Hoek-Brown (2002).

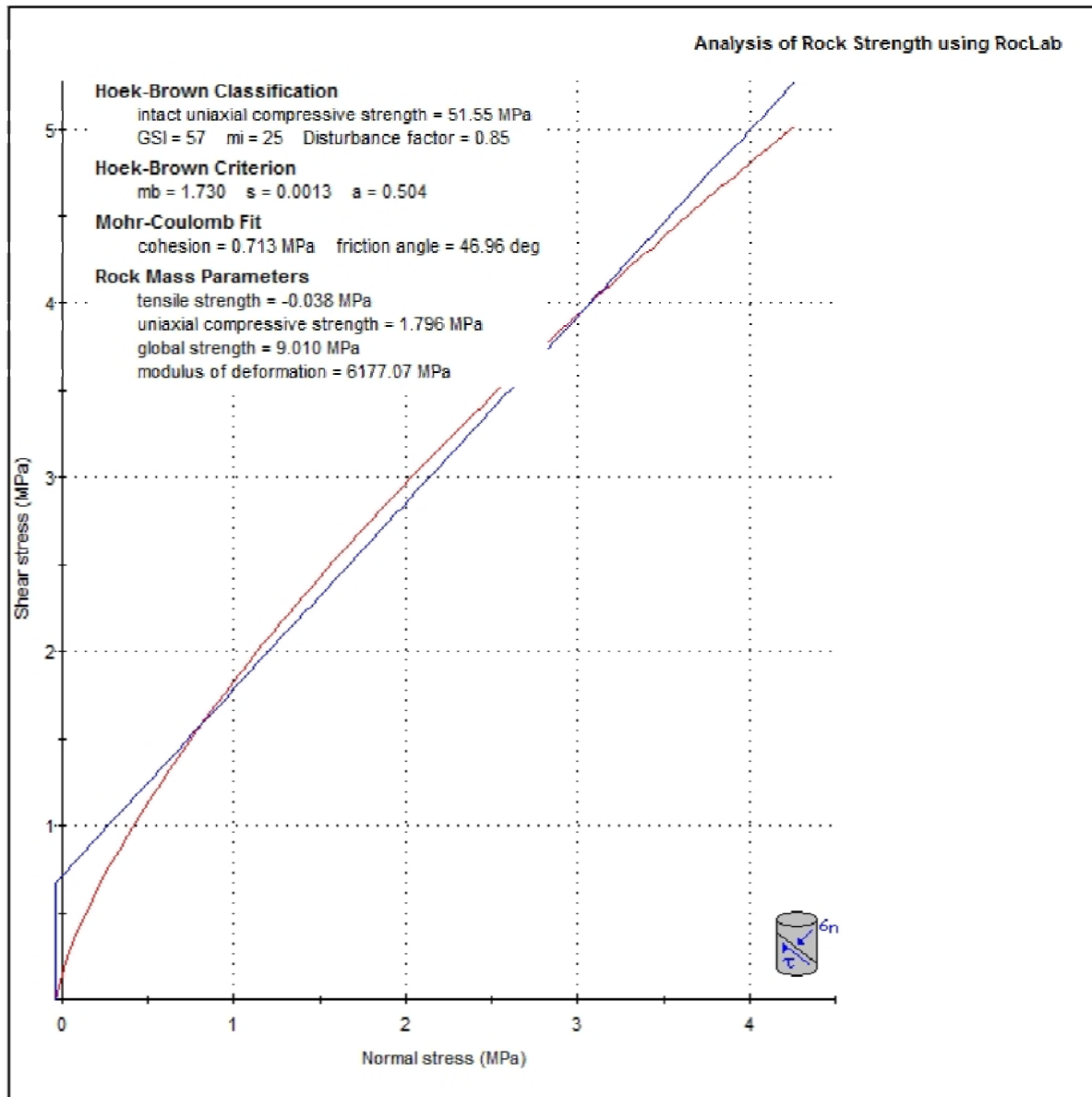


Figura 5.8 Envoltente de rotura de Mohr-Coulomb (rojo) ajustada con la envoltente de rotura Hoek-Brown (azul) para la unidad UG-Ib, en el eje de las abscisas se representa el esfuerzo normal y en el eje de las ordenadas se representa el esfuerzo cortante (Roclab 1.0)

5.4.3 Envolventes de rotura de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown de la Unidad UG-IIa

En la Figura 5.9 se presenta el resultado de introducir los valores de GSI, m_i , D y Peso específico de la Unidad Geotécnica UG-IIa: Andesita porfírica al software Roclab 1.0 y arroja las curvas de envolvente de rotura Mohr-Coulomb y Hoek-Brown ajustadas, según el criterio de Hoek-Brown (2002).

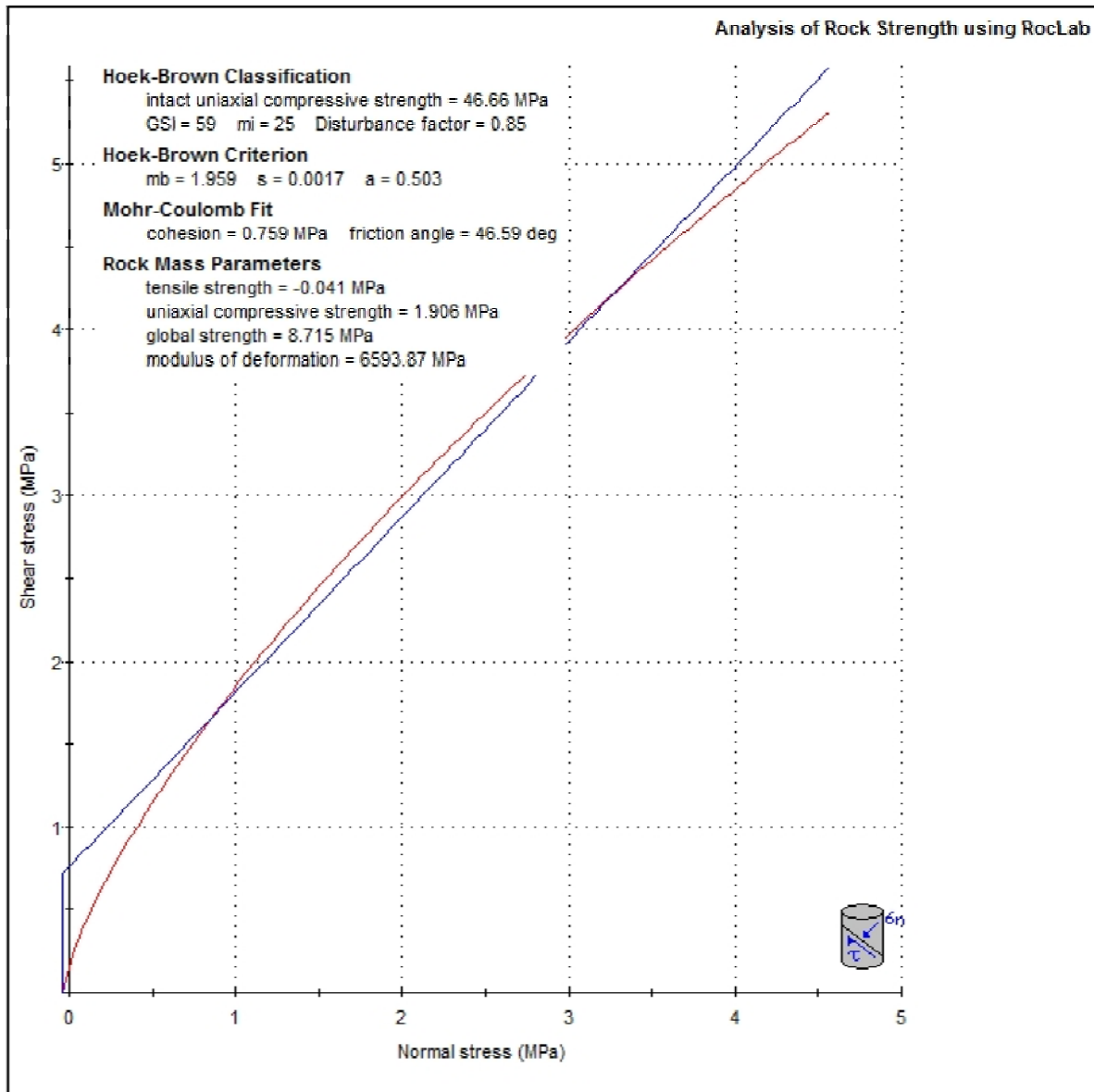


Figura 5.9 Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (rojo) ajustada con la envolvente de rotura Hoek-Brown (azul) para la unidad UG-IIa, en el eje de las abscisas se representa el esfuerzo normal y en el eje de las ordenadas se representa el esfuerzo cortante (Roclab 1.0)

5.4.4 Envoltentes de rotura de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown de la Unidad UG-II b

En la Figura 5.10 se presenta el resultado de introducir los valores de GSI, m_i , D y Peso específico de la Unidad Geotécnica UG-IIb: Toba andesítica al software Roclab 1.0 y arroja las curvas de envoltente de rotura Mohr-Coulomb y Hoek-Brown ajustadas, según el criterio de Hoek-Brown (2002).

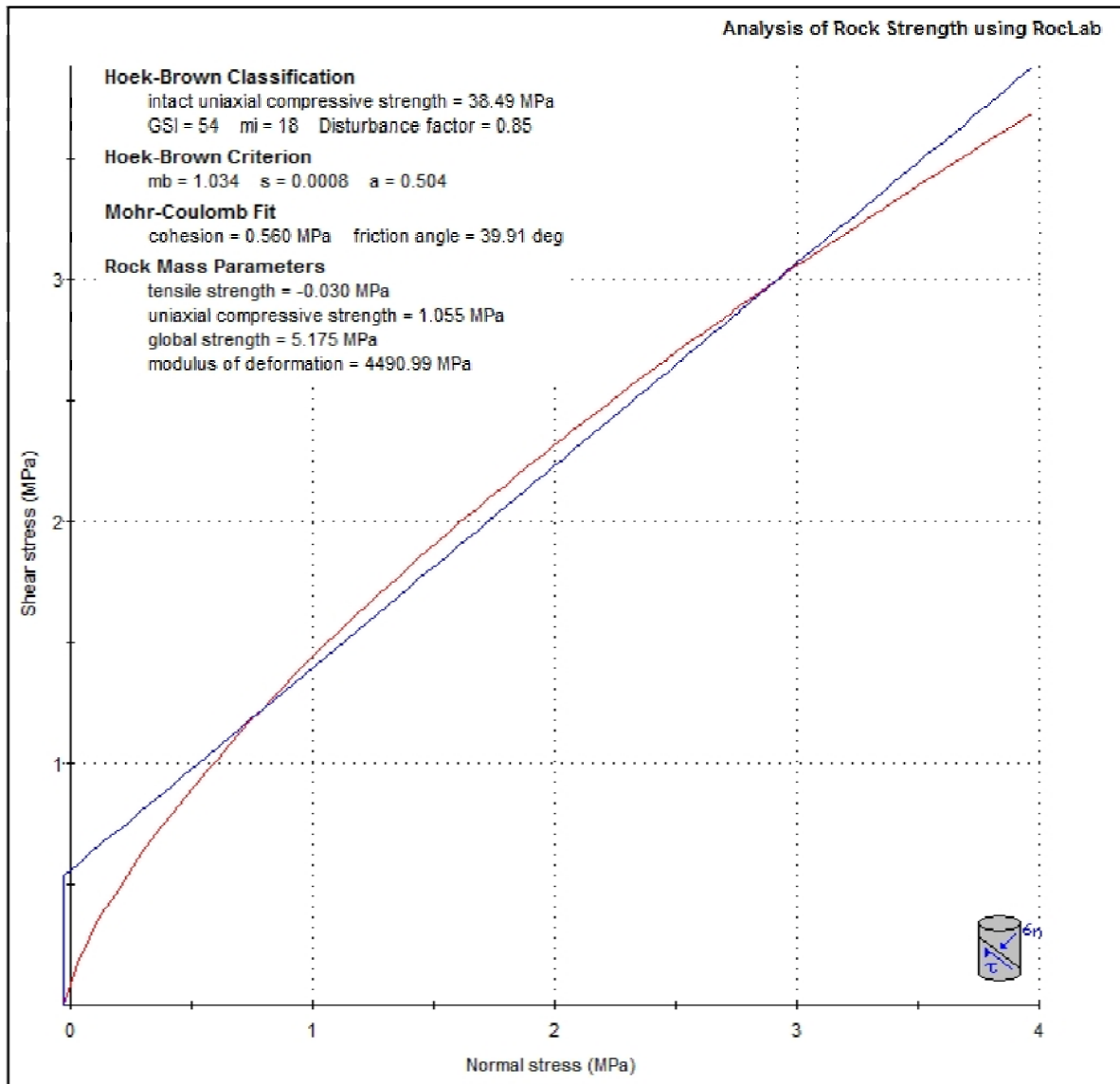


Figura 5.10 Envoltente de rotura de Mohr-Coulomb (rojo) ajustada con la envoltente de rotura Hoek-Brown (azul) para la unidad UG-IIb, en el eje de las abscisas se representa el esfuerzo normal y en el eje de las ordenadas se representa el esfuerzo cortante (Roclab 1.0)

Los resultados de los análisis con el criterio de rotura Hoek-Brown y Mohr Coulomb para las dos Unidades Geotécnicas se resumen en la Tabla 5.5 que a continuación se muestra.

Tabla 5.5 Propiedades de resistencia del macizo rocoso

UNIDAD GEOTÉCNICA		GSI	Modelo Mohr-Coulomb			Modelo Hoek-Brown		
			cM [MPa]	ϕ_M [°]	EM [GPa]	RCS [Mpa]	s	α
UG-Ia	Riolita Brecha/Diques	40	0.35	32.3	1.88	0.29	1.00E-04	0.5
UG-Ib	Riolita fluidal	57	0.66	44.7	6.17	1.79	1.30E-03	0.5
UG-IIa	Andesita Porfírica	59	0.75	46.59	6.59	1.9	1.70E-03	0.5
UG-IIb	Andesita Toba	54	0.56	39.91	4.49	1.05	8.00E-04	0.5

Donde:

GSI: Geological Strength Index

cM: cohesión del macizo rocoso en parámetros totales

ϕ_M : ángulo de fricción del macizo rocoso en parámetros totales

EM: módulo de elasticidad del macizo rocoso

RCS: resistencia a la compresión simple del macizo rocoso

s y α : parámetros del macizo rocoso para el criterio de rotura Hoek-Brown (2002)

5.5 Propiedades de resistencia de las discontinuidades

El estudio del comportamiento mecánico de las discontinuidades se basa en las relaciones entre los esfuerzos de corte aplicados y los desplazamientos tangenciales producidos. Esta relación σ/μ es la rigidez de la discontinuidad, y tiene unidades de esfuerzo con ángulos de 25° a 40° entre el plano y la dirección del esfuerzo compresivo vertical. La resistencia sobre una discontinuidad puede también estimarse con el ensayo de corte directo.

La resistencia al corte de las discontinuidades depende fundamentalmente de la fricción de los planos y en menor cuantía de la cohesión. La rugosidad o irregularidad de las paredes de la discontinuidad es uno de los factores que más influye en la resistencia friccional, sobre todo en discontinuidades sometidas bajo esfuerzos normales.

La resistencia al corte de pico τ_p , de discontinuidades planas está dada por la ecuación 5.51 de Mohr-Coulomb:

$$\tau_p = c + \sigma'_n \tan \varphi_p \quad 5.51$$

Donde:

σ'_n es el esfuerzo normal al plano de la discontinuidad

c es la cohesión

φ_p es el ángulo de fricción de pico

Patton (1966) propuso un modelo de rotura bilineal basado en la influencia de las rugosidades o irregularidades de las discontinuidades. La irregularidad de una superficie de discontinuidad puede ser definida por un ángulo de rugosidad i , que se suma al ángulo básico de fricción φ_b para obtener el valor total de la superficie φ_p , ver ecuación. 5.52.

$$\varphi_p = \varphi_b + i \quad 5.52$$

Donde: φ_p es el ángulo de fricción de pico

φ_b ángulo de rozamiento básico es la cohesión

i es el ángulo que forma la irregularidad con respecto al plano de la discontinuidad

El ángulo i es el que forma la irregularidad con respecto al plano de la discontinuidad y tiene una gran influencia en el comportamiento geomecánico de las discontinuidades; de hecho, la descripción y medida de la rugosidad tiene como principal finalidad la estimación de la resistencia al corte de los planos. El valor de φ_p suele estar comprendido entre 20° y 40° y el ángulo i puede variar entre 0° y 40° (Figura 5.11)

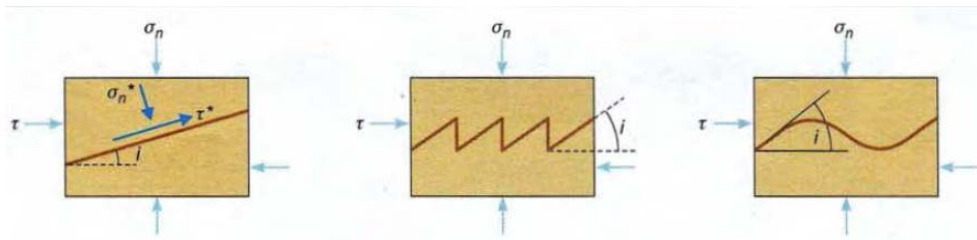


Figura 5.11. Influencia del ángulo de rugosidad en la resistencia al corte de la discontinuidad

Si se ejerce un esfuerzo tangencial sobre una discontinuidad sometida a bajos esfuerzos normales, al producirse el desplazamiento a favor del plano tiene lugar el fenómeno denominado dilatancia (apertura o separación) de las paredes de la discontinuidad, esto al superarse el ángulo i ; opera entonces la fricción efectiva $\varphi_b + i$ y el valor de τ_p se obtendrá considerando ($c = 0$), tal como se muestra en la ecuación 5.53:

$$\tau_p = \sigma'_n \tan(\varphi_b + i) \quad 5.53$$

Donde:

σ'_n es el esfuerzo normal al plano de la discontinuidad

$\varphi_b + i$ es el ángulo de fricción efectiva

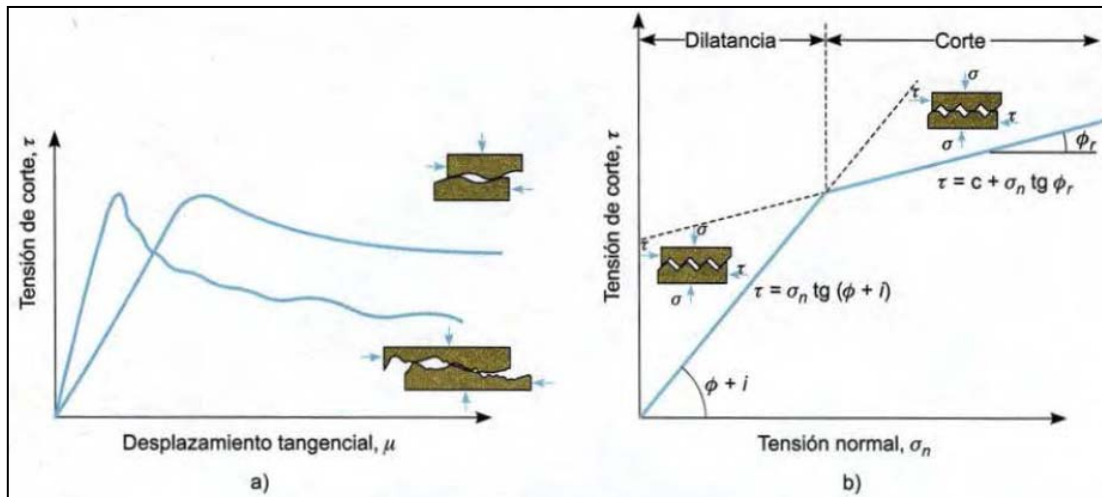


Figura 5.12. a) Curvas típicas tensión de corte-desplazamiento tangencial μ para discontinuidades rugosas
b) Criterio de rotura bilineal para discontinuidades rugosas

Al progresar el desplazamiento tangencial, se pueden romper los bordes más angulosos por lo que las dos superficies de la discontinuidad se pondrán en contacto prevaleciendo el valor del ángulo de fricción residual φ_b . Si se incrementa el esfuerzo σ_n sobre el plano, se alcanza un valor el cual impedirá la dilatancia y las irregularidades se romperán para que exista desplazamiento. Entonces la pendiente de la recta τ vs σ_n se aproxima al valor del ángulo de resistencia residual φ_r , por esto se utiliza la ecuación 5.54 para tensiones normales elevadas:

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\varphi_r) \quad 5.54$$

Donde:

σ_n es el esfuerzo normal al plano de la discontinuidad

φ_r es el ángulo de fricción residual

El punto de inflexión del criterio bilineal de Patton corresponde a un determinado valor de σ_n .

A partir del criterio de Patton (1966), diversos autores han desarrollado criterios empíricos para representar la rotura a favor de planos de discontinuidades rugosas, en función de los esfuerzos normal y tangencial actuantes sobre el plano de discontinuidad.

En este sentido Barton y Choubey desarrollaron un sencillo ensayo de campo o laboratorio al que llamaron Tilt-Test con el cual se puede obtener el ángulo de fricción básico definido por la ecuación 5.55:

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R} \quad 5.55$$

Donde:

φ_r es el ángulo de fricción residual

φ_b es el ángulo de fricción básico

φ_p es el rebote del martillos Schmidt sobre la junta en estado natural húmeda o seca

R es el rebote del martillos Schmidt sobre material sano y seco

Este ensayo permite estimar el ángulo de rozamiento de las discontinuidades o el ángulo de rozamiento básico $\varphi_r = (\varphi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R}$ de las discontinuidades lisas, a partir de los cuales se pueden evaluar el ángulo de fricción residual φ_r y el coeficiente de rugosidad de las juntas (JRC).

Para el realizar el ensayo de Tilt-test se precisa dos bloques de roca que contengan un plano de discontinuidad sin cohesión en común. Los bloques se colocarán sobre una superficie de apoyo y a continuación se inclina el plano de apoyo hasta que comienza a deslizar un fragmento sobre el otro. En el momento en el que se inicia el desplazamiento se mide el ángulo del plano de apoyo con respecto a la horizontal α , (Figura 5.13). Este procedimiento se repite en 3 veces y en diversas discontinuidades del macizo rocoso.

A partir de α puede obtenerse el valor de JRC de la discontinuidad, necesario para aplicar el criterio de rotura de Barton y Choubey que permite estimar la resistencia al corte de discontinuidades rugosas.

El ensayo también puede aplicarse en testigos de roca cilíndricos, el método consiste en poner uno o dos testigos paralelos y juntos sobre una superficie de apoyo horizontal, colocando el tercero sobre ellos y apoyado en ambos. La base de apoyo se inclina progresivamente hasta que el testigo superior desliza sobre los dos inferiores, obteniéndose así el ángulo α .

En este caso se define el ángulo de rozamiento básico φ_r .



Figura 5.13. Ensayo de campo Tilt-test (Barton 1981)

5.5.1 Criterio de Barton y Choubey

Se trata de un criterio empírico, deducido a partir del análisis del comportamiento de las discontinuidades en ensayos de laboratorio, permite estimar la resistencia al corte en discontinuidades rugosas. Se expresa en la ecuación 5.56:

$$\tau = \sigma'_n \tan \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right] \quad 5.56$$

Donde:

- τ es el esfuerzo tangencial sobre el plano de las discontinuidades
- σ'_n son los esfuerzos tangencial y normal efectivo sobre el plano de discontinuidad
- φ_r es el ángulo de fricción residual
- JRC es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (Joint Roughness Coefficient)
- JCS es la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad (Joint Coefficient Strength),

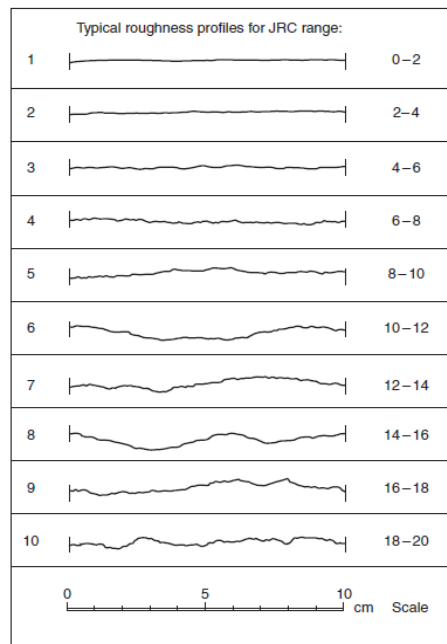


Figura 5.14. Valores de JRC (Joint Roughness Coefficient) para los diferentes perfiles de rugosidad de discontinuidades (ISRM, 1981)

5.5.2 Estimación del ángulo de Rozamiento Residual (φ_r)

En general la pared de la discontinuidad se presenta alterada y por lo tanto el ángulo de rozamiento residual será inferior al ángulo de la roca sana φ_r , para su aplicación se emplea la ecuación 5.55 descrita anteriormente.

Si las paredes de la discontinuidad están sanas $\varphi_r = \varphi_b$. De acuerdo con Jaeger y Cook (1969) la disminución del ángulo dinámico de fricción en juntas planas de roca sería de 2 grados.

De forma general, los valores típicos de φ_b en discontinuidades planas sin meteorizar son del orden 25° a 37° para rocas sedimentarias, de 29° a 38° en rocas ígneas y de 21° a 30° en rocas metamórficas (Tabla 5.6).

Tabla 5.6. Ángulos básicos de fricción φ_b de diversas rocas sin intemperizar obtenidos de superficies planas y residuales (Barton y Choubey, 1977)

Tipo de Roca	Condición de Humedad	Ángulo de Fricción Básico φ_b (°)
Basalto	Seco	35-38
Basalto	Húmedo	31-36
Granito grano fino	Seco	31-35
Granito grano fino	Húmedo	29-31
Granito grano grueso	Seco	31-35
Granito grano grueso	Húmedo	31-33
Dolerita	Seco	36
Dolerita	Húmedo	32
Gneiss	Seco	26-29
Gneiss	Húmedo	23-26
Pizarra	Seco	25-30
Pizarra	Húmedo	21

En el caso de las riolitas y andesitas, se considera que las paredes de las discontinuidades están ligeramente alteradas a alteradas por lo que se propone el uso de la ecuación 5.57:

$$JRC = \frac{\alpha - \varphi_r}{\log\left(\frac{JCS}{\sigma'_n}\right)} \quad 5.57$$

La ecuación anterior es propuesta por Barton-Bandis (1990), de la cual se despeja φ_r y se considera que $\log\left(\frac{JCS}{\sigma'_n}\right)$ tiende a 1 ya que el valor de σ'_n por la dimensión de los bloques de la prueba de campo tilt-test, es muy pequeño.

Los resultados que se obtuvieron en campo con base en los criterios arriba descritos, se presentan en la tabla 5.7. Asimismo el manejo estadístico de los datos obtenidos con el martillo Schmidt en campo y todos los valores obtenidos de Tilt Test se presentan en el Anexo D.

Tabla 5.7. Resultados de los valores que se obtuvieron en campo y con los que se caracterizaron las discontinuidades de cada unidad geotécnica

UNIDAD GEOTÉCNICA		JRC	L	JCS	α	Φ_b	Φ_r
			[m]	[Mpa]	[°]	[°]	[°]
UG-Ia	Riolita Brecha/Diques	4	1	40	30	37	34
UG-Ib	Riolita fluidal	5	1	118	36	44	41
UG-IIa	Andesita Porfírica	6	1	86	36	45	42
UG-IIb	Andesita Toba	4	1	32	32	40	36

Donde:

JRC: Joint Roughness Coefficient (Coeficiente de Rugosidad de la Discontinuidad)

L: Longitud de la pared de la discontinuidad caracterizada

JCS: Joint Coefficient Strength (Coeficiente de Resistencia de la Discontinuidad)

α : ángulo medido en la prueba Tilt test en núcleos de roca

Φ_b : ángulo básico medido con las prueba de Tilt test en muestras de mano en campo

Φ_r : ángulo residual obtenido con el criterio Barton-Choubey

5.5.3 Propiedades de resistencia de las fallas

En la zona de estudio las discontinuidades que presentaban rellenos importantes son las asociadas a fallas, los rellenos son de material areno-limoso o de material recristalizado como sílice y calcita.

La resistencia de los planos estará condicionada por su tipo y espesor. Si el espesor es importante, generalmente la rotura por corte tendrá lugar a través del relleno, y la resistencia del plano de discontinuidad será la del relleno. Si éste es duro y consolidado, la rotura puede producirse a favor del contacto roca-relleno.

Las propiedades de los rellenos, como la resistencia al corte, deformabilidad y permeabilidad, pueden ser muy variables, y controlan el comportamiento de la discontinuidad. Al contrario o que las discontinuidades limpias, los rellenos presentan cohesión.

En el caso de las riolitas y andesitas se observa que existen principalmente 2 tipos de relleno:

Relleno por vetillas de cuarzo y calcita, esta es una condición favorable ya que existe una recristalización sobre las paredes de la discontinuidad. Los espesores de las vetillas van desde 1 mm hasta 15 cm siendo las más presentes las de espesor entre 1 y 10 mm.

Relleno de arenas con arcilla de alta plasticidad. Para este caso se realizaron un total de 4 (cuatro) muestras de rellenos de las fallas encontradas en la zona del talud.

En la Tabla 5.8 se muestran las propiedades del relleno promedio para algunos materiales.

Tabla 5.8. Parámetros resistentes de discontinuidades con rellenos

Roca	Descripción	Resistencia de pico		Resistencia residual	
		Cohesión (kg/cm ²)	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (kg/cm ²)	Ángulo de fricción (°)
Basalto	Brecha arcillosa con fragmentos rocosos	2.4	42		
Caliza	relleno arcilloso de 6 mm			0	13
	Id. De 1 a 2 cm	1	13-14		
	Id.< 1 mm	0.5 -2	17-21		
	Marga de 2 cm	0	25	0	15-24
Diorita	Relleno de arcilla	0	26.5		
Dolomía	Relleno arcilloso de 15 cm de espesor	0.41	14.5	0.22	17
Esquistos y cuarcitas	relleno arcilloso fino	0.3-0.8	32		
	Relleno arcilloso espeso	6.1-7.4	41		
Granito	Falla con relleno arcilloso	0.1-1.0	24-25		
	Fallas con relleno arenoso	0-1.0	40		
	Zona de cillaza roca desintegrada	2.42	42		
Grauvaca	Relleno arcilloso 1-2 mm			0	21
Lutita	Relleno arcilla	0.6	32		
	Arcilla en planos estratificación			0	21
Pizarra	Alterada y laminada	0.5	33		

Para obtener las propiedades de los materiales que conforman el relleno de fallas se obtuvieron muestras para ser analizadas y obtener en laboratorio sus parámetros índice y límites de Atterberg como se muestra en la Tabla 5.9

Tabla 5.9. Resultados de laboratorio para las muestras de los rellenos de fallas

Muestra	%G	%S	%Finos	Límites Consistencia				Clasificación	SUCS
				CL	LL	LP	IP	Fracción Fina	
M-1	15.6	55.03	29.37	4.38	17.53	14.91	2.62	ML	SM
M-2	11.38	35.44	53.18	10.37	48	25.02	22.98	CL	CL
M-3	13.76	52.81	33.43	11.1	44.9	22.22	22.68	CL	SC
M-4	15.87	49.29	34.84	10.81	42.6	19.44	23.16	CL	SC
Promedios	14.15	48.14	37.71	9.17	38.26	20.4	17.86		

Donde:

%G: Porcentaje de tamaño de gravas

%S: Porcentaje de tamaño de arenas

%F: Porcentaje de tamaño de finos

ML: Limo de baja plasticidad

CL: Arcilla de baja plasticidad

SC: Arena arcillosa

SM: Arena limosa

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

CL: Límite de Contracción

LL: Límite Líquido

LP: Límite Plástico

IP: Índice de Plasticidad

Con el índice de plasticidad obtenido en laboratorio, se correlacionó el ángulo de fricción del material de relleno, esto con ayuda del modelo de Kanji (1977). Ver Figura 5.15.

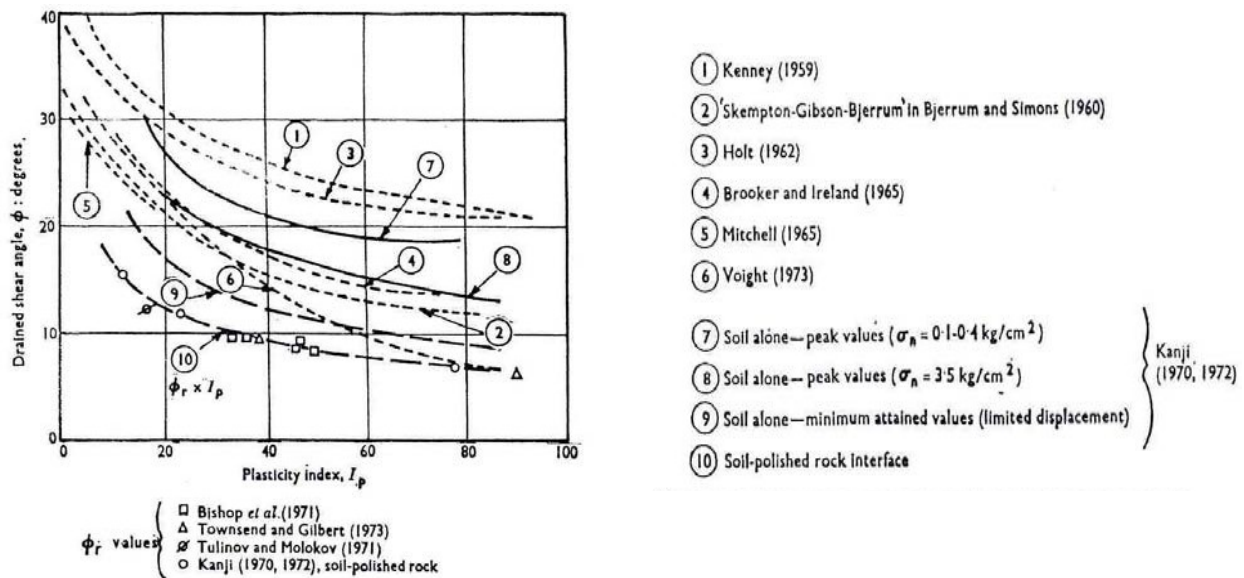


Figura 5.15 Relación entre el índice de plasticidad y ángulo de fricción para suelos

La relación entre el índice de plasticidad (IP) y el ángulo de fricción residual (ϕ_r), según Kanji, propone la siguiente expresión para obtener una buena correlación para valores de IP entre 5% y 350%, como se observa en la ecuación 5.58:

$$\varphi_r = \frac{46.6}{IP^{0.446}} \quad 5.58$$

Con estas ecuaciones y criterios arriba descritos se obtuvieron los resultados que se muestran en la Tabla 5.10 mismos que serán empleados para dar propiedades a las discontinuidades en el análisis numérico.

Tabla 5.10. Parámetros para los rellenos de las fallas

UNIDAD GEOTÉCNICA		Tipo de relleno	Espesor del relleno [m]	% Finos	%Arena	c [MPa]	ϕ [°]
UG-Ia	Riolita Brecha/Diques	SC-SM	0.01-0.60	37	48	1	11.5
UG-Ib	Riolita fluidal	discontinuidades cerradas o con rellenos cristalinos (sílice-calcita)					
UG-IIa	Andesita Porfírica						
UG-IIb	Andesita Toba	SC-SM	0.001-0.25	37	48	1	11.5

Donde:

SC: Arena arcillosa

SM: Arena limosa

C: cohesión parámetros totales

ϕ : ángulo de fricción en parámetros totales

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS GEOTÉCNICOS PARA LA VALIDACIÓN DEL MODELO

Para validar el modelo geotécnico generado se realizaron análisis geotécnicos cinemáticos y de resistencia a fin de poder contrastar los resultados de estos con el estado general de talud en campo, lo cual, en caso de obtener resultados similares validaría nuestro modelo como adecuado.

Los análisis geotécnicos fueron orientados para evaluar el comportamiento estructural y de resistencia del talud.

El análisis cinemático para obtener la estabilidad estructural del talud se llevó a cabo con la finalidad de identificar los posibles mecanismos de rotura, y en específico con el objetivo de determinar aquella pendiente de talud que dadas las familias de discontinuidades existentes minimicen la generación de mecanismos de deslizamiento que eventualmente podrían generar mecanismos de rotura.

Los análisis de resistencia se realizaron empleando el Método de Elemento Finito Bidimensional (MEF 2d), por medio del Programa de cómputo PLAXIS, este permite identificar las zonas de rotura de acuerdo a la geometría y propiedades mecánicas de los materiales existentes en el talud.

6.1 Análisis cinemático de estabilidad estructural del talud

El análisis cinemático del talud se llevó a cabo mediante el programa de cómputo DIPANALYST (Admassu y Shakoor, 2012), dicho programa tiene las características principales siguientes:

- Al igual que programas de cómputo como RockPack III o Dips, DIPANALYST está desarrollado con el objetivo de realizar análisis cinemáticos de estabilidad de taludes basado en un análisis estereográfico.
- A diferencia de algunos programas de cómputo que únicamente consideran los valores medios de las familias de discontinuidades, DIPANALYST considera la totalidad de las discontinuidades levantadas en campo y sus posibles intersecciones, de tal suerte que determina índices de rotura con un enfoque probabilista.
- Para evaluar el potencial de roturas asociadas con la orientación de las discontinuidades y el talud, DIPANALYST aplica el criterio de Markland (Hoek y Bray, 1981; Wyllie y Mah, 2004) para evaluar mecanismos de roturas planas y por cuñas; y, en el caso particular de un mecanismo de rotura por volteo, aplica el criterio de Goodman (1989).
- En el análisis cinemático, toma en cuenta, de manera explícita, la variabilidad dentro de cada una de las familias de discontinuidades.

- La aplicación de DIPANALYST permite seleccionar aquella pendiente del talud que reduzca el índice de falla.
- Los parámetros de resistencia en las discontinuidades sin relleno son los indicados en la Tabla 5.7.

En la aplicación particular de DIPANALYST para la presente investigación, se hicieron las consideraciones adicionales siguientes:

La secuencia de fracturamiento está caracterizada por las familias de discontinuidades que se presentan en la figura los polos que se representan en la Tabla 5.1 y en la Figura 5.4, los cuales ya han pasado por un proceso de filtrado a fin de incrementar la confiabilidad en la inferencia estadística de los mismos. En el análisis se consideraron un total de 407 datos estructurales.

En la Figura 6.1 se muestra, en un diagrama estereográfico, los polos obtenidos de los 407 datos estructurales levantados en campo que se emplearon para llevar a cabo los análisis cinemático, se aprecia también el círculo de fricción considerado, la zona que define el criterio de Goodman (1989) para evaluar posibles mecanismos de rotura por volteo empleando el ángulo de inclinación general del talud y local de los bancos de 43° y 70° respectivamente.

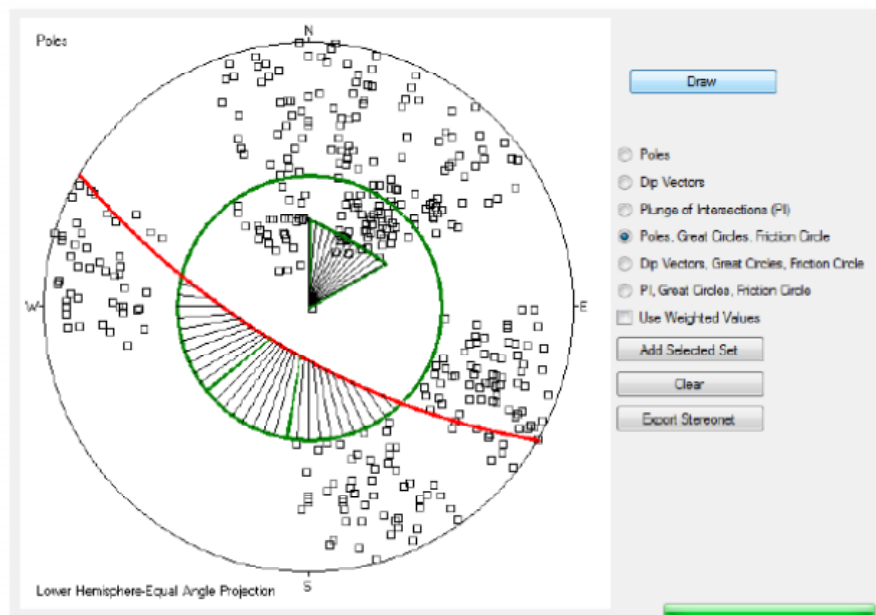


Figura 6.1 Polos considerados para el comportamiento cinemático del talud basados en un análisis estereográfico

Los resultados obtenidos del análisis cinemático nos indican que el factor de seguridad para el talud con ángulo de 70° es menor de uno para roturas en cuña y planas, lo cual generará roturas de tipo local en los bancos, tal como se observa en campo y se puede apreciar en la Figura 6.2.



Figura 6.2 Mecanismos de roturas locales detectados en los bancos del talud en estudio

Para el caso de la estabilidad general del talud se determinó un ángulo máximo de inclinación de 55° , dado que la pendiente general del talud es de 43° cinemáticamente se considera estable, dentro de los trabajos de campo no se observó indicio alguno de mecanismo de rotura que comprometa la estabilidad general de este.

En los análisis se asumió que la cohesión aparente, estimada a partir de la manipulación algebraica de la ecuación 5.56, es del orden de 17kPa.

6.2 Análisis de resistencia del talud

Los análisis de resistencia se realizaron empleando el Método de Elemento Finito Bidimensional (MEF 2d), para su aplicación se hicieron las siguientes consideraciones:

- Se asumió que una zona adyacente a la cara del talud tendrá una reducción en sus propiedades mecánicas debido al mal proceso constructivo que llevaron a cabo lo cual dejó muy afectado superficialmente el talud, desde un punto de vista conservador se asumió que esta área se profundizará 25m hacia el interior del talud.
- Se consideró un criterio de Generalizado de falla tipo Hoek y Brown, cuyos parámetros de resistencia están dados de acuerdo con lo reportado en la Tabla 5.5.
- Se tomó en cuenta que el comportamiento de resistencia de las fallas está dado por los parámetros reportados en la Tabla 5.10.
- Se analizó las sección A-A' que es la de mayor altura del talud.

En la Figura 6.3 se muestra el modelo numérico empleado para evaluar la estabilidad del talud, se aprecian las unidades geotécnicas y la configuración de las fallas que intervienen en la estabilidad del mismo.

En la Figura 6.4, se muestran las deformaciones resultado del análisis de resistencia los cuales son nulos, lo que significa que el talud es estable con una inclinación de 55°.

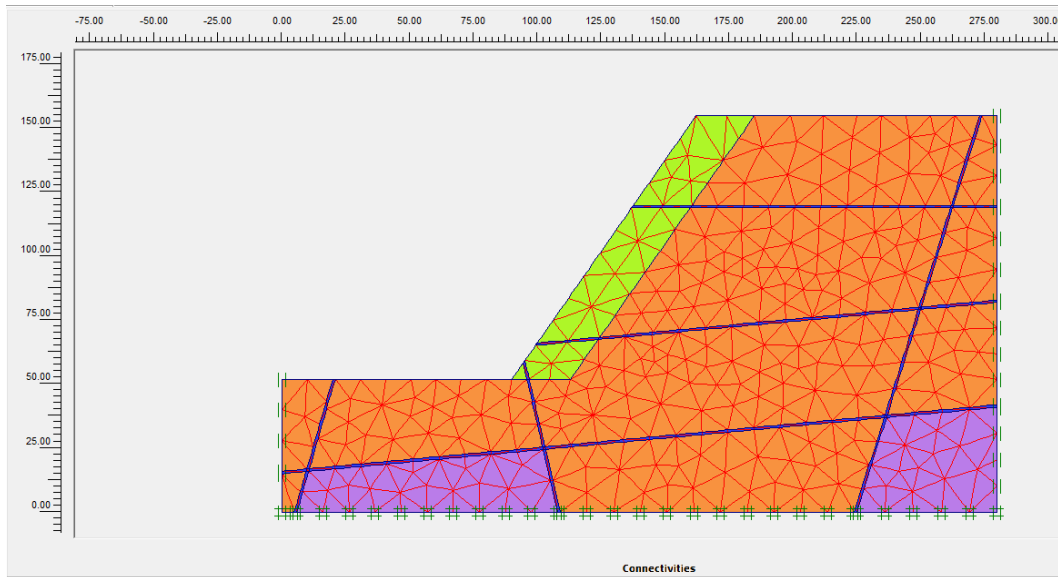


Figura 6.3 Aplicación del MEF2d para evaluar la estabilidad del talud en estudio

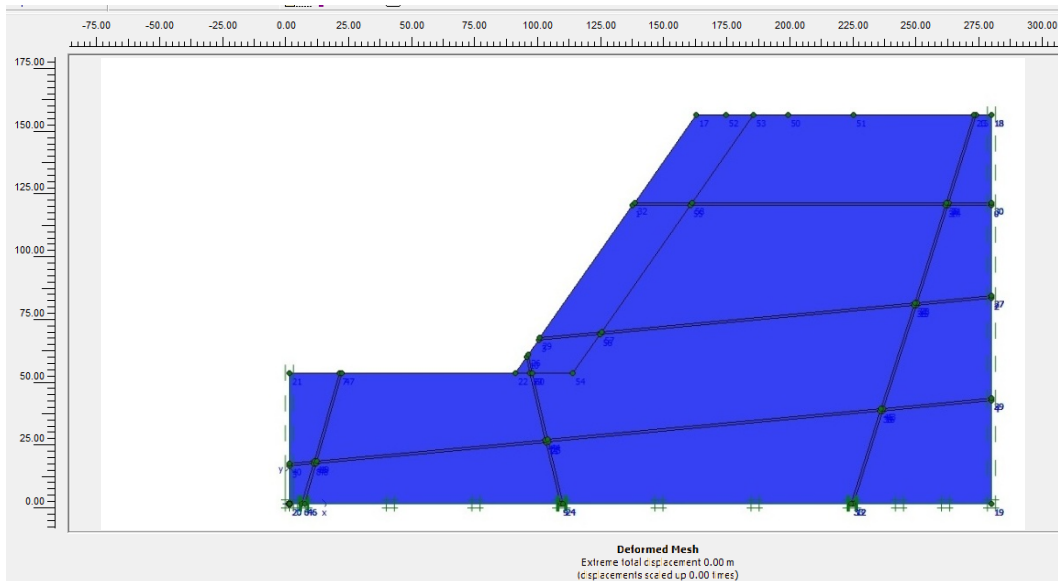


Figura 6.4 Ausencia de deformaciones en el modelo de resistencia

CAPITULO VII: CONCLUSIONES

Se realizó la caracterización geológica y geotécnica de detalle en la zona del talud en estudio.

Asimismo, a partir de la información generada en campo y laboratorio se efectuó la caracterización geotécnica de la matriz rocosa y del macizo rocoso, esto con la finalidad de crear un modelo numérico que represente las condiciones imperantes en el macizo rocoso que conforma el talud en estudio.

Para efectuar los análisis del comportamiento del macizo rocoso se consideró más apropiado emplear el criterio de rotura de Hoek et al. (2002), también conocido como Criterio Generalizado de Hoek y Brown. Los parámetros de resistencia se determinaron a partir de la clasificación GSI, de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta y del tipo de roca.

Dicho criterio es una herramienta muy practica y sencilla para la caracterización de macizos rocosos incluyendo el GSI y además con herramientas de campo como el martillo Schmidt y el ensayo Tilt test, por desgracia son poco conocidas en el ámbito de la geotecnia en México.

Con base en todo lo anterior se realizaron los análisis geotécnicos de estabilidad estructural y de resistencia los cuales sirvieron para evaluar el comportamiento del macizo rocoso que conforma el talud y compararlos con el estado actual del mismo.

De acuerdo a los resultados obtenidos en los análisis, se concluye que el modelo realizado en esta investigación es válido para las condiciones del sitio en estudio.

Se corroboró que el modelo cinemático estructural por medio de análisis estereográfico sirve como base para predecir roturas planas y en cuña en macizos rocosos fracturados.

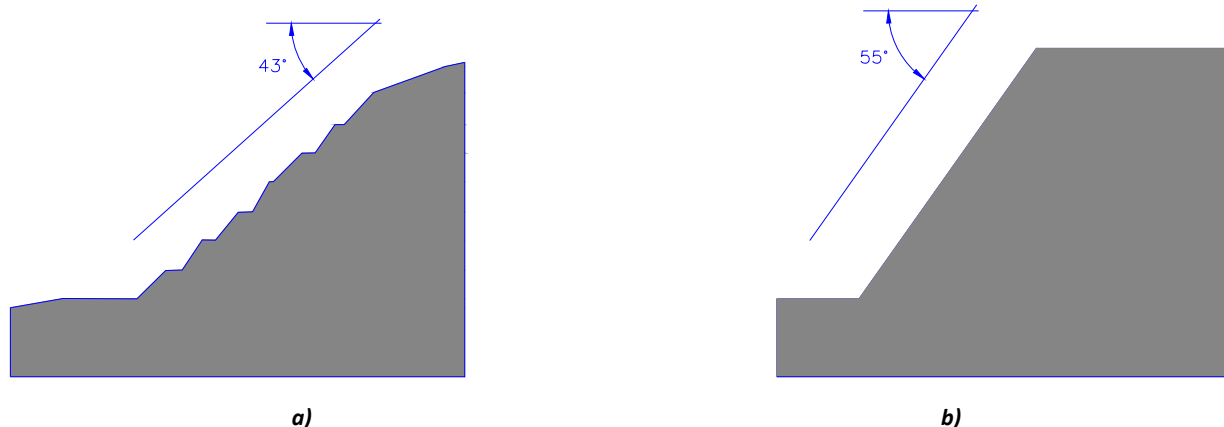


Figura 6.5 a) Talud actual con pendiente general de 43° estable y b) Talud analizado de 55° estable

Resultado del análisis cinemático nos indica que el talud no es estable a 70° , sin embargo este análisis también nos indica que 55° es la pendiente máxima que pudiera tener el talud o los bancos sin que presentaran problemas de estabilidad.

Resultado del análisis de resistencia nos corrobora que a 55° el talud no presentará roturas de ningún tipo. En el sitio se observa como los bancos están en muy mal estado a causa de sus 70° de inclinación, por el contrario la pendiente general del talud es de 43° y no hay indicio alguno de que la estabilidad general del talud este en riesgo.

La investigación nos muestran la importancia de llevar a cabo estudios de estabilidad de taludes en roca previos a su construcción, lo que incluye la generación de modelos geotécnicos de los taludes en roca.

Si el talud en estudio hubiera sido previamente analizado antes de su excavación, se hubiera proyectado con una geometría muy diferente a la actual, con pendientes máximas de 55° ya sea para el talud en general o para los bancos que se proyectarán y las condiciones actuales del talud serían muy distintas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA

1. **Admassu Y. y Shakoor A. (2013)**, DipAnalyst: a computer program for quantitative kinematic analysis, Computers and Geosciences, No. 54, pp 196-202.
2. **Asadollahi, P., Tonon, P., (2010)**, Constitutive model for rock fractures. Revisiting Barton's empirical model, Engineering Geology, No 113, 11-32.
3. **ASTM D2938 (2002)**, Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens, ASTM International.
4. **Barton and Choubey, (1977)**, The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice, Rock Mechanics No. 10, páginas 1-54.
5. **Brady, B.H.G., Brown E.T., (2010)** 3era Edición. Editorial Springer pp.626.
6. **Gastil G., Morgan G., and krummenacher D (1988)**, The tectonic history of peninsular California and adjacent Mexico. San Diego University. San Diego California, 92182.11.
7. **Gonzalez de Vallejo, L., (2002)**, Ingeniería Geológica, Editorial Pearson, pp.567
8. **Hoek, E, (1981)**, Rock Slope Engineering, Spon Press, 368 pp.
9. **Kanji, M.A., (1974)**. The relationship between drained friction angles and Atterberg limits of natural solid. Geotechnique, vol. 24. P. 671-674.
10. **McEldowney R. (1970)**, Geology of the northern Sierra Pinta Baja California, México. Faculty of San Diego State College. USA
11. **Reed, J., Stacey, P. (2009)**, Guidelines for Open Pit slope design, CRC Press, 510 pp.
12. **Seiler C., Fletcher J. M., Quigley M. C., Gledow A. J., Kohn B. (2010)**. Neogene structural evolution of the Sierra San Felipe, Baja California: evidence for proto-gulf transtension in the Gulf Extensional Province. Elsevier Tectonophysics 488. Pp. 87-109
13. **Stock J. M., Lewis C. J., Nagy E. A. (1999)** The tuff of San Felipe: an extensive middle miocen pyroclastic flow deposit in Baja California, Mexico. Elsevier. Journal of Vulcanology and Geothermal Research 93. Pp 53-74.
14. **Suárez V. F. (2008)**. Sierras Pintas, San Felipe, Santa rosa, Valle Chico-San Felipe and main gulf escarpment (San Pedro Martir segment). Field Trip Log. Geos. Vol. 28. No. 1. Septiembre. Pp. 57-69.

15. **Terzaghi K.** (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, New York.
16. **Wyllie, D., Mah Christopher, (2004)**, *Rock slope engineering*, Ed Routledge Champan, 431 pp.
17. **Zhang Lianyang, (2006)**, *Engineering Properties of Rocks*, Ed. Elsevier, 208 pp.

ANEXOS

ANEXO A: Fichas técnicas de campo GSI.

ANEXO B: Fichas técnicas de campo RMR.

ANEXO C: Reportes de pruebas de laboratorio.

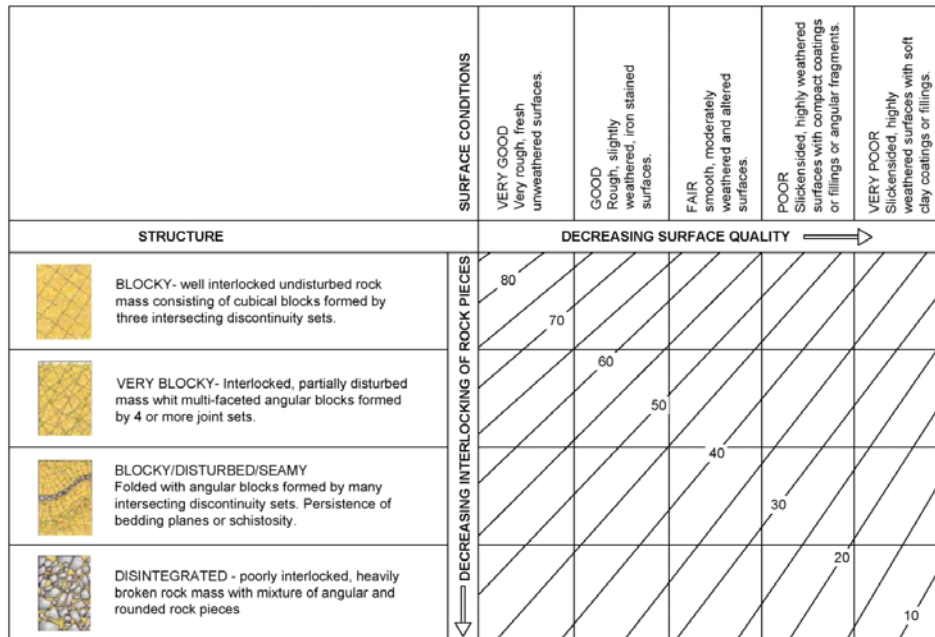
ANEXO D: Fichas Técnicas de discontinuidades y mediciones con Martillo Schmidt

ANEXO A

Valores GSI

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI)

RESUMEN DE VALORES GSI OBTENIDOS EN LAS ESTACIONES GEOMECÁNICAS



No ESTACIÓN	VALOR GSI	No ESTACIÓN	VALOR GSI
E01	60	E17	65
E02	70	E18	55
E03	65	E19	60
E04	50	E20	50
E05	55	E21	55
E06	50	E22	50
E07	40	E23	65
E08	50	E24	50
E09	55	E25	60
E10	50	E26	45
E11	45	E27	50
E12	50	E28	45
E13	50	E29	50
E14	50	E30	45
E15	65	E31	45
E16	65	E32	45

No ESTACIÓN	VALOR GSI	No ESTACIÓN	VALOR GSI
E33	40	E49	55
E34	40	E50	55
E35	40	E51	50
E36	40	E52	50
E37	55	E53	60
E38	60	E54	55
E39	45	E55	55
E40	40	E56	55
E41	50	E57	50
E42	55	E58	50
E43	60	E59	55
E44	65	E60	55
E45	55	E61	50
E46	50	E62	50
E47	60		
E48	55		

ANEXO B


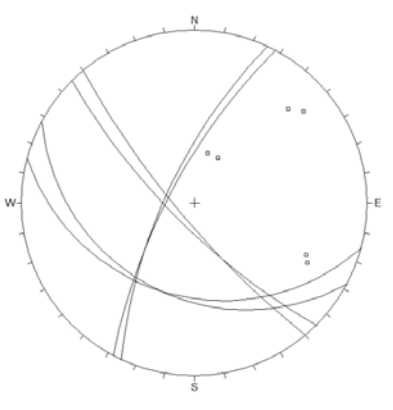
Fichas técnicas de campo RMR

FICHA TÉCNICA DE LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL					
TAJO	C01			FECHA	12/10/2013
COORDENADAS	X = 677871	Y = 3497514	Z = 374		
LITOLOGÍA	Andesita				
CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR (BIENIAWSKI)					
RMR	RMR	EVALUACIÓN	CALIFICACIÓN		
RMR(1)	RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA (MPa)	50 - 25	4		
RMR(2)	RQD%	Lectura 1	32	6	
		Lectura 2	32		
		Lectura 3	35		
		PROMEDIO	33		
RMR(3)	SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS	0.06 - 0.2 m	8		
RMR(4)	ESTADO DE LAS DISCONTINUIDADES	Persistencia	3 - 10 m	2	
		Abertura	0.1 - 1.0 mm	3	
		Rugosidad	Ligeramente rugosa	3	
		Relleno	Relleno duro < 5 mm	4	
		Alteración	Ligeramente alterada	5	
		TOTAL PARCIAL		35	
RMR(5)	CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS	Seco	15		
CORRECCIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE LA DISCONTINUIDAD				---	
RMR	RMR(1)+RMR(2)+RMR(3)+RMR(4)+RMR(5)+CORECCIÓN			50	

CLASE	III
CALIDAD	Media
PUNTUACIÓN	50

Nota: RMR sin corrección

DATOS ESTRUCTURALES								
SISTEMA	1	2	3	4	5	6	7	8
TIPO	f	f	f	f	f	f		
DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO	298	225	208	295	195	230		
BUZAMIENTO	73	75	33	71	33	79		


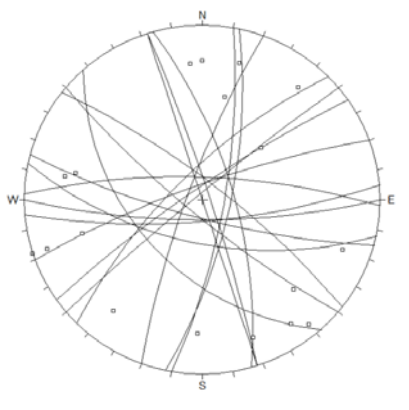
FOTOGRAFÍA	ESTEREOGRAMA		
			
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">OBSERVACIONES</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">Macizo andesítico alterado y fracturado con grandes cuerpos inestables</td> </tr> </tbody> </table>	OBSERVACIONES	Macizo andesítico alterado y fracturado con grandes cuerpos inestables
OBSERVACIONES			
Macizo andesítico alterado y fracturado con grandes cuerpos inestables			

FICHA TÉCNICA DE LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL					
TAJO	C02			FECHA	19/10/2013
COORDENADAS	X = 677955	Y = 3497402	Z = 375		
LITOLOGÍA	Andesita/Riolita				
ROCK MASS RATING (RMR)					
RMR		EVALUACIÓN	CALIFICACIÓN		
RMR(1)	RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA (MPa)		100 - 50	6	
RMR(2)	RQD%	Lectura 1	35	6	
		Lectura 2	35		
		Lectura 3	30		
		PROMEDIO	33		
RMR(3)	SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS		0.06 - 0.2 m	8	
RMR(4)	ESTADO DE LAS DISCONTINUIDADES	Persistencia	10 - 20 m	1	
		Abertura	Nada	6	
		Rugosidad	Rugosa	5	
		Relleno	Ninguno	6	
		Alteración	Ligeramente alterada	5	
		TOTAL PARCIAL	43		
RMR(5)	CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS		Seco	15	
CORRECCIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE LA DISCONTINUIDAD				---	
RMR	RMR(1)+RMR(2)+RMR(3)+RMR(4)+RMR(5)+CORECCIÓN			58	

CLASE	III
CALIDAD	Media
PUNTUACIÓN	58

DATOS ESTRUCTURALES																		
SISTEMA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
TIPO	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f
DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO	290	320	325	315	398	72	72	102	100	74	192	195	175	180	2	340	220	228
BUZAMIENTO	80	86	82	72	78	85	90	72	76	70	62	78	76	77	75	80	80	48

Nota: RMR sin corrección


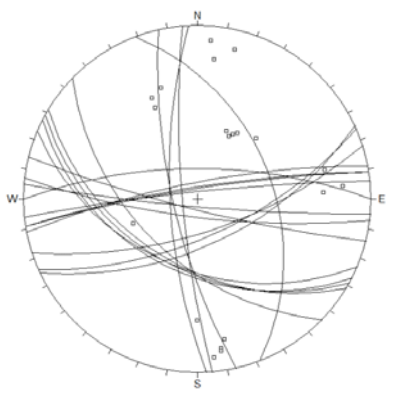
FOTOGRAFÍA	ESTEREOGRAMA
	
OBSERVACIONES	
Contacto entre andesita y riolita, macizo fuertemente fracturado y alterado.	

FICHA TÉCNICA DE LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL					
TAJO	C03			FECHA	19/10/2013
COORDENADAS	X = 678112	Y = 3497368	Z = 374		
LITOLOGÍA	Andesita/Riolita				
ROCK MASS RATING (RMR)					
RMR		EVALUACIÓN	CALIFICACIÓN		
RMR(1)	RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA (MPa)	100 - 50	7		
RMR(2)	RQD%	Lectura 1	33		
		Lectura 2	35		
		Lectura 3	30		
		PROMEDIO	33		
RMR(3)	SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS	0.6 - 2.0 m	15		
RMR(4)	ESTADO DE LAS DISCONTINUIDADES	Persistencia	3 - 10 m		
		Abertura	Nada		
		Rugosidad	Rugosa		
		Relleno	Ninguno		
		Alteración	Ligeramente alterada		
		TOTAL PARCIAL	52		
RMR(5)	CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS	Seco	15		
CORRECCIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE LA DISCONTINUIDAD			---		
RMR	RMR(1)+RMR(2)+RMR(3)+RMR(4)+RMR(5)+CORECCIÓN			67	

CLASE	II
CALIDAD	Buena
PUNTUACIÓN	67

DATOS ESTRUCTURALES																		
SISTEMA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
TIPO	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f
DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO	351	351	0	354	349	207	209	224	211	203	194	187	185	162	155	257	265	69
BUZAMIENTO	82	83	70	85	79	44	46	52	48	46	83	78	85	68	60	74	80	43

Nota: RMR sin corrección


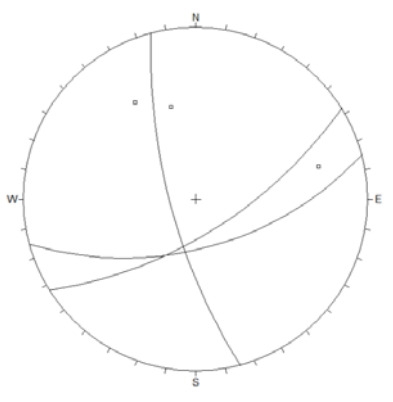
FOTOGRAFÍA	ESTEREOGRAMA
	
	OBSERVACIONES
	Contacto entre andesita y riolita, macizo rocoso con intenso fracturamiento y algo de alteración.

FICHA TÉCNICA DE LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL					
TAJO	C04			FECHA	13/10/2013
COORDENADAS	X = 677984	Y = 3497408	Z = 384		
LITOLOGÍA	Riolita brechoide				
ROCK MASS RATING (RMR)					
RMR		EVALUACIÓN	CALIFICACIÓN		
RMR(1)	RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA (MPa)	50 - 25	4		
RMR(2)	RQD%	Lectura 1	24		
		Lectura 2	22		
		Lectura 3	20		
		PROMEDIO	22		
RMR(3)	SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS	< 0.06 m	6		
RMR(4)	ESTADO DE LAS DISCONTINUIDADES	Persistencia	1 - 3 m		
		Abertura	< 0.1 mm		
		Rugosidad	Ligeramente rugosa		
		Relleno	Relleno duro < 5 mm		
		Alteración	Ligeramente alterada		
		TOTAL PARCIAL		34	
RMR(5)	CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS	Seco	15		
CORRECCIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE LA DISCONTINUIDAD				---	
RMR	RMR(1)+RMR(2)+RMR(3)+RMR(4)+RMR(5)+CORECCIÓN			49	

CLASE	III
CALIDAD	Media
PUNTUACIÓN	49

Nota: RMR sin corrección

DATOS ESTRUCTURALES								
SISTEMA	1	2	3	4	5	6	7	8
TIPO	f	f	f					
DIRECCIÓN DE	148	255	165					
BUZAMIENTO	67	73	48					

FOTOGRAFÍA	ESTEREOGRAMA
	
OBSERVACIONES	
Macizo rocoso muy fracturado, alterado e inestable.	


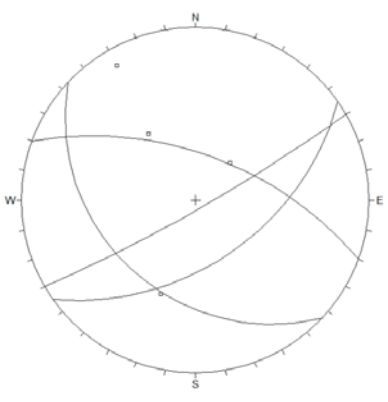
FICHA TÉCNICA DE LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL					
TAJO	C05			FECHA	13/10/2013
COORDENADAS	X = 677932	Y = 3497444	Z = 384		
LITOLOGÍA	Andesita				
ROCK MASS RATING (RMR)					
RMR	RMR	EVALUACIÓN	CALIFICACIÓN		
RMR(1)	RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA (MPa)	25 - 5	2		
RMR(2)	RQD%	Lectura 1	20		
		Lectura 2	24		
		Lectura 3	22		
		PROMEDIO	22		
RMR(3)	SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS	0.06 - 0.2 m	8		
RMR(4)	ESTADO DE LAS DISCONTINUIDADES	Persistencia	3 - 10 m		
		Abertura	Nada		
		Rugosidad	Ligeramente rugosa		
		Relleno	Ninguno		
		Alteración	Ligeramente alterada		
		TOTAL PARCIAL	35		
RMR(5)	CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS	Seco	15		
CORRECCIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE LA DISCONTINUIDAD					

RMR	RMR(1)+RMR(2)+RMR(3)+RMR(4)+RMR(5)+CORECCIÓN			50	

CLASE	III
CALIDAD	Media
PUNTUACIÓN	50

Nota: RMR sin corrección

DATOS ESTRUCTURALES								
SISTEMA	1	2	3	4	5	6	7	8
TIPO	f	f	f	f				
DIRECCIÓN DE	223	145	20	150				
BUZAMIENTO	33	50	60	84				


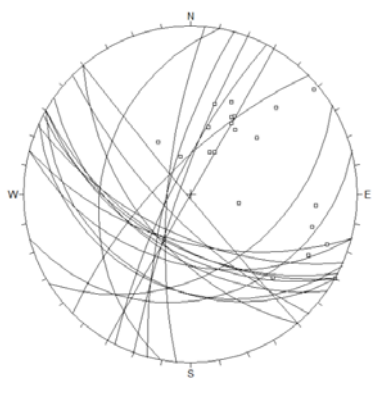
FOTOGRAFÍA	ESTEREOGRAMA
	
OBSERVACIONES Macizo rocoso andesítico afectado por diques riolíticos, el conjunto acusa fuerte fracturamiento y alteración	

FICHA TÉCNICA DE LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL					
TAJO	C06			FECHA	19/10/2013
COORDENADAS	X = 678036	Y = 3497454	Z = 434		
LITOLOGÍA	Andesita				
ROCK MASS RATING (RMR)					
RMR		EVALUACIÓN	CALIFICACIÓN		
RMR(1)	RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA (MPa)		100 - 50	4	
RMR(2)	RQD%	Lectura 1	20	3	
		Lectura 2	20		
		Lectura 3	20		
		PROMEDIO	20		
RMR(3)	SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS		0.2 - 0.6 m	8	
RMR(4)	ESTADO DE LAS DISCONTINUIDADES	Persistencia	10 - 20 m	1	
		Abertura	1 - 5 mm	6	
		Rugosidad	Ligeramente rugosa	3	
		Relleno	Ninguno	6	
		Alteración	Moderadamente alt.	5	
		TOTAL PARCIAL	36		
RMR(5)	CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS		Seco	15	
CORRECCIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE LA DISCONTINUIDAD				---	
RMR	RMR(1)+RMR(2)+RMR(3)+RMR(4)+RMR(5)+CORECCIÓN			51	

CLASE	III
CALIDAD	Media
PUNTUACIÓN	51

Nota: RMR sin corrección

DATOS ESTRUCTURALES																		
SISTEMA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
TIPO	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f
DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO	280	275	285	290	300	210	205	195	165	148	210	215	210	195	204	230	230	225
BUZAMIENTO	33	74	74	82	90	32	31	45	26	40	52	50	56	58	62	88	55	72


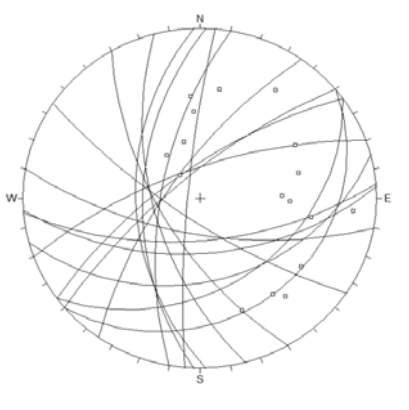
FOTOGRAFÍA	ESTEREOGRAMA
	
OBSERVACIONES	
Macizo andesítico cerca del contacto con la riolita, se observa fuerte fracturamiento y bloques sueltos	

FICHA TÉCNICA DE LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL					
TAJO	C07			FECHA	19/10/2013
COORDENADAS	X = 678005	Y = 3497487	Z = 449		
LITOLOGÍA	Andesita				
ROCK MASS RATING (RMR)					
RMR		EVALUACIÓN	CALIFICACIÓN		
RMR(1)	RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA (MPa)		100 - 50	7	
RMR(2)	RQD%	Lectura 1	70	13	
		Lectura 2	70		
		Lectura 3	70		
		PROMEDIO	70		
RMR(3)	SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS		0.2 - 0.6 m	10	
RMR(4)	ESTADO DE LAS DISCONTINUIDADES	Persistencia	3 - 10 m	2	
		Abertura	Nada	6	
		Rugosidad	Ligeramente rugosa	3	
		Relleno	Ninguno	6	
		Alteración	Ligeramente alterada	5	
		TOTAL PARCIAL	52		
RMR(5)	CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS		Seco	15	
CORRECCIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE LA DISCONTINUIDAD				---	
RMR	RMR(1)+RMR(2)+RMR(3)+RMR(4)+RMR(5)+CORECCIÓN			67	

CLASE	II
CALIDAD	Buena
PUNTUACIÓN	67

Nota: RMR sin corrección

DATOS ESTRUCTURALES																		
SISTEMA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
TIPO	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f			
DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO	340	320	324	140	165	144	240	268	255	190	176	175	275	272	280			
BUZAMIENTO	70	74	70	20	38	35	64	50	60	66	54	62	82	54	65			

FOTOGRAFÍA	ESTEREOGRAMA
	
OBSERVACIONES	
Riolita con ligero fracturamiento, discontinuidades paralelas al corte.	

ANEXO C

Reportes de pruebas de laboratorio

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS A COMPRESIÓN SIMPLE

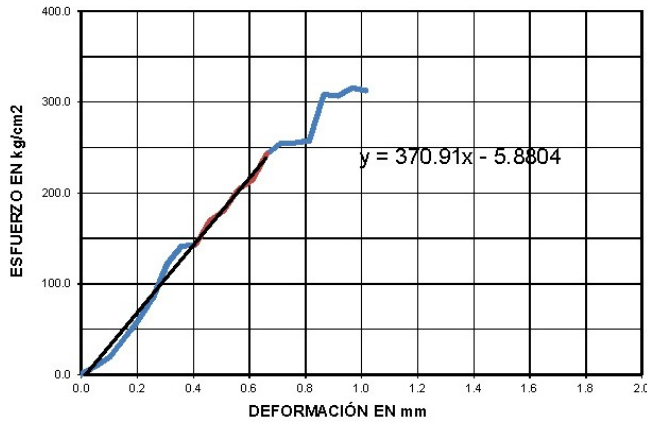
Muestra No.: **01**
 Fecha de ejecución del ensayo: **7 de Enero del 2014**

RIOLITA

DATOS DEL ESPECIMEN					
D1=	6.32 cm	L1=	12.80 cm	Wm=	923.10 grs
D2=	6.32 cm	L2=	12.90 cm	Vm=	404.062 cm3
D3=	6.33 cm	L3=	12.90 cm	P.Vol.=	2.285 Ton/m3
A=	31.40 cm2	L/D=	2.0		

No.	Deformación total en (mm)	Lectura del micrómetro	Carga (kg)	Esfuerzo (kg/cm2)	Esfuerzo Corregido (kg/cm2)	Esfuerzo (KPa)
0	0.000	0.000	0	0.000	-	0.000
1	0.051	0.002	280	8.916	-	874.368
2	0.102	0.004	610	19.424	-	1904.874
3	0.152	0.006	1240	39.486	-	3872.203
4	0.203	0.008	1850	58.910	-	5777.077
5	0.254	0.010	2620	83.429	-	8181.590
6	0.305	0.012	3820	121.641	-	11928.883
7	0.356	0.014	4420	140.747	-	13802.530
8	0.406	0.016	4480	142.658	-	13989.895
9	0.457	0.018	5300	168.769	-	16550.545
10	0.508	0.020	5650	179.915	-	17643.505
11	0.559	0.022	6400	203.797	-	19985.564
12	0.610	0.024	6720	213.987	-	20984.842
13	0.660	0.026	7620	242.646	-	23795.312
14	0.711	0.028	7980	254.109	-	24919.500
15	0.762	0.030	8000	254.746	-	24981.955
16	0.813	0.032	8080	257.294	-	25231.774
17	0.864	0.034	9670	307.925	-	30196.938
18	0.914	0.036	9630	306.651	-	30072.028
19	0.965	0.038	9900	315.249	-	30915.169
20	1.016	0.040	9810	312.383	-	30634.122

GRÁFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN



FALLA DE LA MUESTRA:



OBSERVACIONES:

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS A COMPRESIÓN SIMPLE

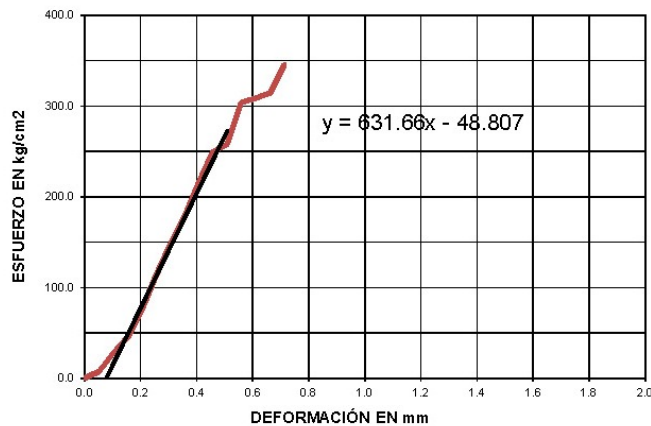
Muestra No.: 02
 Fecha de ejecución del ensayo: 7 de Enero del 2014

BRECHA RIOLITICA

DATOS DEL ESPECIMEN					
D1=	6.37 cm	L1=	12.90 cm	Wm=	979.00 grs
D2=	6.36 cm	L2=	12.80 cm	Vm=	408.558 cm3
D3=	6.37 cm	L3=	12.80 cm	P.Vol=	2.396 Ton/m3
A=	31.84 cm2	L/D=	2.0		

No.	Deformación total en (mm)	Lectura del micrómetro	Carga (kg)	Esfuerzo (kg/cm2)	Esfuerzo Corregido (kg/cm2)	Esfuerzo (KPa)
0	0.000	0.000	0	0.000	-	0.000
1	0.051	0.002	230	7.225	-	708.487
2	0.102	0.004	890	27.956	-	2741.539
3	0.152	0.006	1440	45.232	-	4435.748
4	0.203	0.008	2370	74.445	-	7300.502
5	0.254	0.010	3580	112.452	-	11027.762
6	0.305	0.012	4680	147.005	-	14416.180
7	0.356	0.014	5650	177.474	-	17404.149
8	0.406	0.016	6860	215.482	-	21131.410
9	0.457	0.018	7920	248.777	-	24396.613
10	0.508	0.020	8190	257.259	-	25228.316
11	0.559	0.022	9670	303.747	-	29787.279
12	0.610	0.024	9810	308.145	-	30218.532
13	0.660	0.026	10000	314.113	-	30803.804
14	0.711	0.028	10990	345.210	-	33853.381

GRÁFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN



FALLA DE LA MUESTRA:



OBSERVACIONES:

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS A COMPRESIÓN SIMPLE

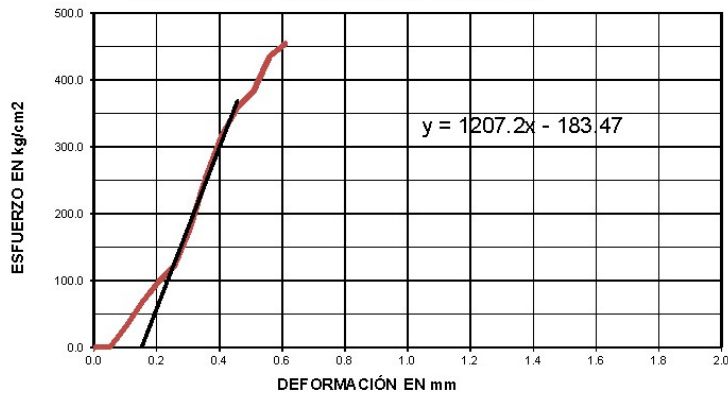
Muestra No.: **03**
 Fecha de ejecución del ensayo: **7 de Enero del 2014**

ANDESITA PORFIDICA

DATOS DEL ESPECIMEN					
D1=	6.33 cm	L1=	12.90 cm	Wm=	1177.60 grs
D2=	6.34 cm	L2=	12.90 cm	Vm=	405.768 cm3
D3=	6.34 cm	L3=	12.80 cm	P.Vol.=	2.902 Ton/m3
A=	31.54 cm2	L/D=	2.0		

No.	Deformación total en (mm)	Lectura del micrómetro	Carga (kg)	Esfuerzo (kg/cm2)	Esfuerzo Corregido (kg/cm2)	Esfuerzo (KPa)
0	0.000	0.000	0	0.000	-	0.000
1	0.051	0.002	30	0.951	-	93.289
2	0.102	0.004	1000	31.709	-	3109.617
3	0.152	0.006	2130	67.541	-	6623.484
4	0.203	0.008	3040	96.397	-	9453.235
5	0.254	0.010	3830	121.447	-	11909.832
6	0.305	0.012	5600	177.573	-	17413.853
7	0.356	0.014	8030	254.627	-	24970.222
8	0.406	0.016	10000	317.094	-	31096.167
9	0.457	0.018	11300	358.317	-	35138.668
10	0.508	0.020	12080	383.367	-	37595.266
11	0.559	0.022	13720	435.053	-	42663.941
12	0.610	0.024	14310	453.762	-	44498.615

GRÁFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN



FALLA DE LA MUESTRA:



OBSERVACIONES:

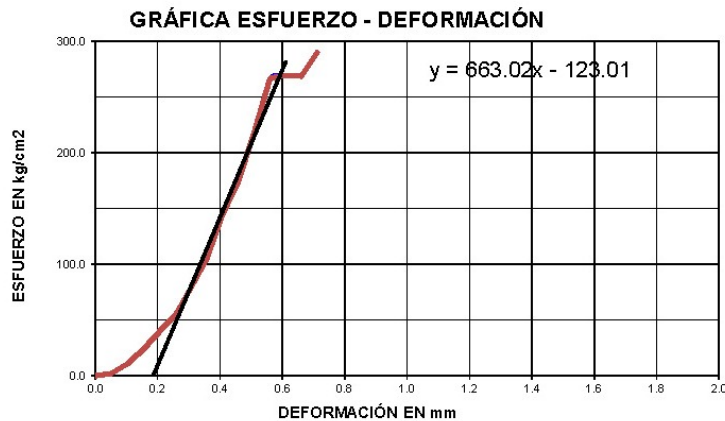
INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS A COMPRESIÓN SIMPLE

Muestra No.: **04**
 Fecha de ejecución del ensayo: **7 de Enero del 2014**

ANDESITA

DATOS DEL ESPECIMEN					
D1=	6.33 cm	L1=	13.20 cm	Wm=	1125.40 grs
D2=	6.34 cm	L2=	13.20 cm	Vm=	415.842 cm3
D3=	6.33 cm	L3=	13.20 cm	P.Vol.=	2.706 Ton/m3
A=	31.50 cm ²	L/D=	2.1		

No.	Deformación total en (mm)	Lectura del micrómetro	Carga (kg)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Esfuerzo Corregido (kg/cm ²)	Esfuerzo (KPa)
0	0.000	0.000	0	0.000	-	0.000
1	0.051	0.002	60	1.905	-	186.773
2	0.102	0.004	330	10.475	-	1027.254
3	0.152	0.006	730	23.172	-	2272.410
4	0.203	0.008	1220	38.726	-	3797.727
5	0.254	0.010	1690	53.645	-	5260.785
6	0.305	0.012	2440	77.452	-	7595.454
7	0.356	0.014	3260	103.482	-	10148.024
8	0.406	0.016	4530	143.795	-	14101.395
9	0.457	0.018	5490	174.268	-	17089.771
10	0.508	0.020	6850	217.438	-	21323.302
11	0.559	0.022	8400	266.640	-	26148.283
12	0.610	0.024	8490	269.496	-	26428.443
13	0.660	0.026	8460	268.544	-	26335.056
14	0.711	0.028	9130	289.812	-	28420.693



FALLA DE LA MUESTRA:



OBSERVACIONES:

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS A COMPRESIÓN SIMPLE

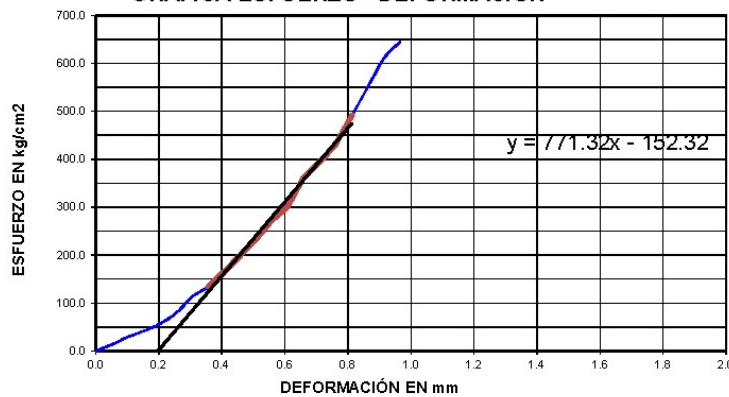
Muestra No.: 10
 Fecha de ejecución del ensayo: 7 de Enero del 2014

RIOLITA FLUIDAL

DATOS DEL ESPECIMEN					
D1=	6.37 cm	L1=	12.90 cm	Wm=	991.00 grs
D2=	6.37 cm	L2=	12.80 cm	Vm=	408.986 cm ³
D3=	6.37 cm	L3=	12.80 cm	P.Vol.=	2.423 Ton/m ³
A=	31.87 cm ²	L/D=	2.0		

No.	Deformación total en (mm)	Lectura del micrómetro	Carga (kg)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Esfuerzo Corregido (kg/cm ²)	Esfuerzo (KPa)
0	0.000	0.000	0	0.000	-	0.000
1	0.051	0.002	430	13.493	-	1323.178
2	0.102	0.004	930	29.182	-	2861.756
3	0.152	0.006	1320	41.420	-	4061.848
4	0.203	0.008	1810	56.795	-	5569.655
5	0.254	0.010	2510	78.760	-	7723.665
6	0.305	0.012	3590	112.649	-	11046.995
7	0.356	0.014	4270	133.986	-	13139.462
8	0.406	0.016	5280	165.678	-	16247.391
9	0.457	0.018	6340	198.939	-	19509.178
10	0.508	0.020	7410	232.514	-	22801.737
11	0.559	0.022	8710	273.306	-	26802.041
12	0.610	0.024	9560	299.978	-	29417.625
13	0.660	0.026	11520	361.480	-	35448.854
14	0.711	0.028	12680	394.113	-	38649.097
15	0.762	0.030	13770	432.081	-	42372.458
16	0.813	0.032	15640	490.759	-	48126.742
17	0.864	0.034	17560	551.005	-	54034.884
18	0.914	0.036	19460	610.624	-	59881.484
19	0.965	0.038	20520	643.885	-	63143.270

GRÁFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN



FALLA DE LA MUESTRA:



OBSERVACIONES:

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS A COMPRESIÓN SIMPLE

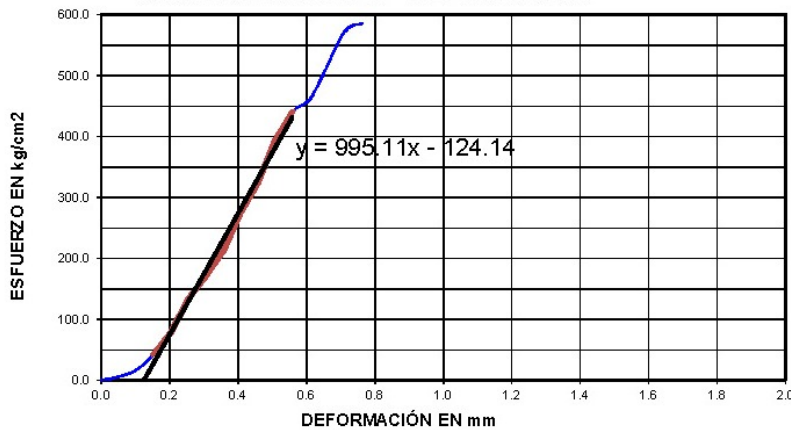
Muestra No.: **11**
 Fecha de ejecución del ensayo: **7 de Enero del 2014**

RIOLITA SILICIFICADA

DATOS DEL ESPECIMEN					
D1=	6.31 cm	L1=	13.00 cm	Wm=	965.80 grs
D2=	6.32 cm	L2=	13.00 cm	Vm=	408.433 cm ³
D3=	6.32 cm	L3=	13.10 cm	P.Vol.=	2.365 Ton/m ³
A=	31.34 cm ²	L/D=	2.1		

No.	Deformación total en (mm)	Lectura del micrómetro	Carga (kg)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Esfuerzo Corregido (kg/cm ²)	Esfuerzo (KPa)
0	0.000	0.000	0	0.000	-	0.000
1	0.051	0.002	170	5.425	-	531.988
2	0.102	0.004	520	16.593	-	1627.256
3	0.152	0.006	1310	41.803	-	4099.435
4	0.203	0.008	2430	77.543	-	7604.295
5	0.254	0.010	4180	133.386	-	13080.638
6	0.305	0.012	5320	169.764	-	16648.085
7	0.356	0.014	6620	211.248	-	20716.226
8	0.406	0.016	8630	275.388	-	27006.199
9	0.457	0.018	10100	322.296	-	31606.327
10	0.508	0.020	12370	394.733	-	38709.928
11	0.559	0.022	13830	441.323	-	43278.763
12	0.610	0.024	14460	461.426	-	45250.247
13	0.660	0.026	16170	515.993	-	50601.417
14	0.711	0.028	17950	572.794	-	56171.641
15	0.762	0.030	18370	586.197	-	57485.964

GRÁFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN



FALLA DE LA MUESTRA:



OBSERVACIONES:

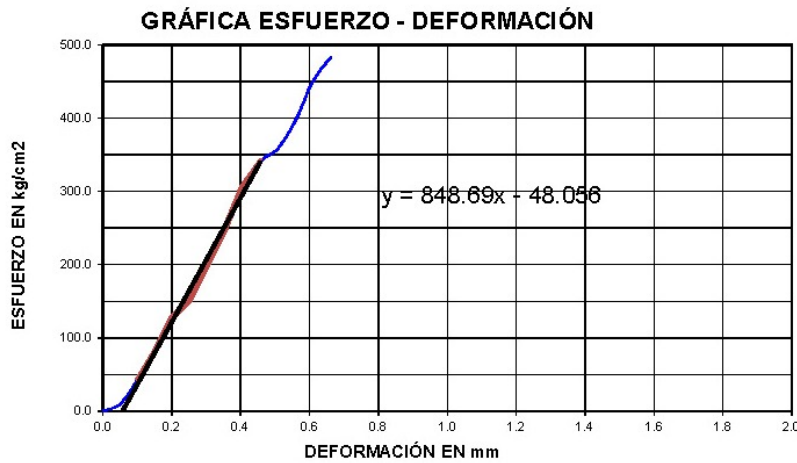
INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS A COMPRESIÓN SIMPLE

Muestra No.: 13
 Fecha de ejecución del ensayo: 7 de Enero del 2014

TOBA ANDESITICA

DATOS DEL ESPECIMEN					
D1=	6.33 cm	L1=	12.80 cm	Wm=	1043.60 grs
D2=	6.34 cm	L2=	12.90 cm	Vm=	404.291 cm ³
D3=	6.33 cm	L3=	12.80 cm	P.Vol.=	2.581 Ton/m ³
A=	31.50 cm ²	L/D=	2.0		

No.	Deformación total en (mm)	Lectura del micrómetro	Carga (kg)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Esfuerzo Corregido (kg/cm ²)	Esfuerzo (KPa)
0	0.000	0.000	0	0.000	-	0.000
1	0.051	0.002	320	10.158	-	996.125
2	0.102	0.004	1380	43.805	-	4295.789
3	0.152	0.006	2630	83.484	-	8186.903
4	0.203	0.008	4080	129.511	-	12700.595
5	0.254	0.010	4820	153.000	-	15004.134
6	0.305	0.012	6350	201.567	-	19766.857
7	0.356	0.014	7920	251.403	-	24654.095
8	0.406	0.016	9720	308.540	-	30257.299
9	0.457	0.018	10750	341.235	-	33463.576
10	0.508	0.020	11300	358.694	-	35175.666
11	0.559	0.022	12500	396.785	-	38911.135
12	0.610	0.024	14180	450.113	-	44140.792
13	0.660	0.026	15200	482.491	-	47315.940



OBSERVACIONES:

ANEXO D

Fichas Técnicas de discontinuidades y mediciones con Martillo Schmidt

