

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA DEL
TRANSPORTE EN LA RAMA DE LAS VÍAS
TERRESTRES.

**"ANÁLISIS DE TALUDES INESTABLES EN ROCAS RIOLÍTICAS, APLICANDO
LOS MÉTODOS DE BIENIAWSKI Y ROMANA PARA EL TRAMO KM
258+000 AL KM 262+000 DE LA AUTOPISTA MÉXICO-GUADALAJARA".**

TESIS PROFESIONAL

que para obtener el grado de:

MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE
EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES

Presenta:

Ing. Ernesto Alberto Núñez Guzmán

Asesor: Doctor en Geología Eleazar Arreygue Rocha

Morelia Michoacán Co-Asesor: Doctor en Ingeniería Carlos Chávez Negrete
Febrero del 2014



ÍNDICE

RESUMEN	1
ABSTRACT	2
1.- INTRODUCCIÓN.....	3
1.1.- INTRODUCCIÓN PARTICULAR.....	4
1.2.- OBJETIVO.....	5
1.3.- JUSTIFICACIÓN	6
2.- ESTADO DEL ARTE	7
2.1.- PROBLEMÁTICA INTERNACIONAL	7
2.1.1.- Inestabilidad en la autovía a-44, España.....	7
2.1.2.- Análisis cinemático de un talud carretero, España.....	8
2.1.3.- Barreras dinámicas de alta energía Las Palmas Gran Canaria, España	9
2.1.4.- Taludes con litologías carbonatadas en Alicante, España.....	10
2.1.5.- Inestabilidad en la Sierra de Tramuntana de Mallorca, España.....	11
2.1.6.- Estabilización de un yacimiento arqueológico en Castelldefels, España	12
2.1.7.- Problemas del talud Lomo de Corvina- Mina Pichita, Perú.....	14
2.1.8.- Otros casos internacionales.....	16
2.2.- PROBLEMÁTICA EN MÉXICO.....	19
2.2.1 Estabilización de taludes en la carretera a Xichú, Guanajuato.....	19
2.2.2.- Talud Tepapatlaxco autopista México-Tuxpan.....	22
2.2.3.- Taludes en la zona de Santa María y tres Marías, Morelia, Michoacán.....	24
2.2.4.- Problemas en la autopista del Sol (Cuernavaca- Acapulco).....	27
2.2.5.- Problemas en la autopista Durango-Mazatlán.....	29
2.3.- AUTOPISTA MÉXICO-GUADALAJARA (CASO PRÁCTICO)	32
2.4.- GRANDES EVENTOS DE INESTABILIDAD EN LOS ÚLTIMOS TRES AÑOS	35
3.- MARCO CONCEPTUAL.....	38
3.1.- TALUDES EN ROCA.....	39
3.1.1.- Nomenclatura del proceso de un deslizamiento.....	41
3.1.2.- Dimensiones	42
3.1.3.- Clasificación de los deslizamientos.....	44
3.1.4.-Tipos de movimiento	44
3.1.5.- Tipos de ruptura en macizos rocosos.....	45
3.2.- TRABAJO DE CAMPO	48
3.2.1.- Características de las discontinuidades.....	49
3.3.- ENSAYOS DE LABORATORIO	54
3.3.1.- Densidad	54
3.3.2.- Absorción	54
3.3.3.- Ensayo de durabilidad	55
3.3.4.- Prueba de carga puntual	57





3.4.- MÉTODOS DE CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS	61
3.4.1.- Método de Bieniaswki (RMR)	61
3.4.2.- Método de Romana para taludes (SMR)	64
3.4.3 Métodos de Excavación	65
3.4.4.- Método de Robertson para taludes (SRMR)	68
3.5.- ANÁLISIS CINEMÁTICO	71
3.5.1.- Círculo de fricción	72
3.5.2 Tipos de Mecanismos de falla en Taludes y su análisis Cinemático.	73
3.6.- ESTABILIDAD DE TALUDES	79
3.6.1.- Métodos para estabilizar un talud.....	79
3.6.2.- Dispositivos de protección y de seguridad	81
3.6.3.- Anclajes.....	84
4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	91
4.-1.- LOCALIZACIÓN	91
4.2.- GEOLOGÍA DEL ÁREA EN ESTUDIO	93
4.3.- DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS TALUDES EN ESTUDIO	95
4.4.- TRABAJOS DE CAMPO EN LOS TALUDES EN ESTUDIO	100
4.4.1.- Lecturas con el esclerómetro	102
4.4.2.- Lecturas con brújula de geólogo en discontinuidades	104
4.5.- TRABAJOS DE LABORATORIO.....	109
4.5.1.- Prueba de Densidad y Absorción	109
4.5.2.- Prueba de Durabilidad	113
4.5.3.- Prueba de Carga Puntual.....	116
4.5.4.- RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS DISTINTAS PRUEBAS REALIZADAS	121
4.6.- APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS GEOMECÁNICOS.....	125
4.6.1.- Resultados del Método de Bieniawski en los dos taludes.....	125
4.6.2.- Resultados del Método de Romana en los dos taludes	126
4.6.3.- Resultados de método de Robertson en los dos taludes.....	128
4.7.- APLICACIÓN DEL ANÁLISIS CINEMÁTICO	129
4.7.1 Cinematicos del talud 1.....	130
4.7.2. Cinematicos Talud 2.....	136
5.- CONCLUSIONES.....	144
6.- REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA.....	150
7.- ANEXOS	154





ÍNDICE DE TABLAS

Figura 2.1.- En la imagen izquierda se muestra la Zona de estudio donde la línea roja discontinua marca la zona del deslizamiento y en amarillo se muestran las posiciones de las estaciones. Mientras que en la imagen derecha se muestran los taludes del estudio en corte.	7
Figura 2.2.- Levantamiento de las discontinuidades con una brújula de geólogo.	8
Figura 2.3.- En la imagen izquierda se muestra la localización del talud del tramo Izbor- Vélez de la Autopista Benaudalla y del lado derecho se muestra el corte del talud cubierto por malla metálica para retención de bloques y piedras.	9
Figura 2.4.- Barrera dinámica para la protección entre Agaete y La Aldea.	10
Figura 2.5.- Propuestas de estabilización y protección en taludes del tipo Flysch carbonatado.	11
Figura 2.6.- Efecto de las 2 principales tipologías de inestabilidad de ladera en la Sierra de Tramuntana: Deslizamientos de suelos en Ma-10 km 105 (izquierda) y desprendimiento rocoso en Ma-10 Km 100 (Derecha).	12
Figura 2.7.- Estabilización COVA DEL RINOCERONT Barcelona, España.	13
Figura 2.8.- Mina Pichita, Provincia del Perú con afloramiento rocoso.	14
Figura 2.9.- Vialidad en Costa Verde, donde se observa en imagen izquierda la gran carga vehicular que se genera por la zona y en la imagen derecha el evidente peligro que corren los transportistas debido al gran talud de roca que se encuentra en la zona.	16
Figura 2.10.- Ejemplo de grandes taludes rocosos en la unión americana, con inminente peligro de derrumbes y caída de rocas sobre los vehículos que circulan.	17
Figura 2.11.- Construcción de Vías de comunicación en la cadena montañosa de la Columbia Británica en Canadá.	18
Figura 2.12.- Talud carretero con problemas de inestabilidad en la autopista de la Columbia Británica, el cual presenta caída de rocas.	18
Figura 2.13.- Taludes inestables en la carretera Xichú- Atarjea.	19
Figura 2.14.- Talud en la vía Xichú con desprendimientos de roca.	20
Figura 2.15.- Zonas inestables del talud con caída de rocas.	21
Figura 2.16.- Alternativas de solución para los taludes inestables de la vía de Xichú- Atarjea.	22
Figura 2.17.- Ejemplo de un talud carretero en la Autopista México-Tuxpan donde existe un problema de inestabilidad.	23
Figura 2.18.- Taludes en la Vialidad de Acceso a ciudad Tres Marías, en Morelia, Michoacán.	24
Figura 2.19.- Macrolocalización (zona verde oscuro) de la loma de santa maría.	25
Figura 2.20.- Taludes seleccionados en el acceso a Tres Marias en Morelia, Michoacán.	26
Figura 2.21.- Análisis de la parte alta de la loma de Santa María en Morelia Michoacán.	26
Figura 2.22.- Problemas de movimientos de roca en la autopista del Sol en el tramo Cuernavaca-Acapulco.	27
Figura 2.23.- Estabilización de un talud en la autopista del Sol con Malla de Triple Torsión y concreto Lanzado.	28
Figura 2.25.- Deslizamiento de un talud en la autopista Mazatlán-Durango debido a una falla geológica.	30
Figura 2.26.- En la imagen de la izquierda se muestra el deslizamiento de roca que sufrió un talud de la autopista Durango-Mazatlán y en la imagen de la derecha se observa el muro de Gavión que se levantó para darle estabilidad al talud.	30
Figura 2.27.- Monitoreo constante de taludes inestables en la autopista Durango-Mazatlán.	31
Figura 2.28.- Mapa de la Ruta en color rojo de la Autopista México-Guadalajara.	32





Figura 2.29.- En las imágenes se observan algunos taludes del tramo en estudio de la autopista México-Guadalajara (zona de estudio).....	33
Figura 2.30.- Talud del km 260+000 (lado Norte), donde se observa que está muy propenso a sufrir movimientos de rocas, aunque este recubierto con malla.....	33
Figura 2.31.- Talud del km 261+00(lado este), donde se observa que ha tenido problemas y se han construido alternativas de solución para estabilizarlo.	33
Figura 2.32.- Se observa que en este talud la malla ya no soporta el empuje de los bloques que ejercen y se está rompiendo cada vez más.	34
Figura 2.33.- Se observa que este talud necesita una limpieza en la parte interna del muro de gavión, se encuentra lleno de material de caída y se está generando un empuje sobre el muro.....	35
Figura 3.1.- Talud con ángulo uniforme y talud excavado en forma escalonada con bermas y bancos (González de Vallejo et al., 2002).	39
Figura 3.2.- Nomenclatura de un talud y una ladera.(Suárez Díaz, 1998).	40
Figura 3.3.- Nomenclatura de los deslizamientos de ladera (Suárez Díaz, 1998).	42
Figura 3.4.- Dimensiones de los movimientos de acuerdo a IAEG Commission Landslides (1990).	43
Figura 3.5.- Representación grafica de rotura plana (Vallejo et al., 2002).	46
Figura 3.6.- Representación grafica de rotura en Vuelco. (Vallejo et al., 2002).	47
Figura 3.7.- Representación grafica de rotura en cuña (Vallejo et al., 2002).	47
Figura 3.8.- Forma de obtener la inclinación y dirección del talud por estudiar.	50
Figura 3.9.- Perfil para estimar el coeficiente de rugosidad de la roca (González de Vallejo, et al., 2002).	51
Figura 3.10.- Esclerómetro empleado para conocer la resistencia in campo de la roca.	52
Figura 3.11.- Correlación de densidad de la roca con el esclerómetro	53
Figura 3.12.- Esquema de la máquina de durabilidad. (Tosky Juárez, 2012).	56
Tabla 3.1.- Clasificación de la Durabilidad ASTM D 4644-04.	56
Figura 3.13.- Equipo empleado para la carga puntual en laboratorio.	57
Figura 3.14.- Determinación de las dimensiones de los fragmentos de roca. (ASTM D 5731-05).	58
Figura 3.15.- Desprendimientos en roca en autopista Mexicana.	74
Figura 3.16.- Condiciones estructurales necesarias para la falla en cuña.	78
Figura 3.17.- Esquema de un muro de gravedad en cantiliver para un talud de suelo o roca.	80
Figura 3.18.- En la imagen izquierda se muestra el talud cubierto con malla metálica y en la imagen derecha se muestra la malla recubierta con concreto y reforzada con anclajes.	81
Figura 3.19.- Bermas y cunetas para proteger una vialidad de un talud de gran altura.....	82
Figura 3.20.- Muros de contención de geomallas con suelo, concreto armado, y de mampostería.....	82
Figura 3.20.- Armado de colocación de malla triple torsión con sus anclajes correspondientes.	83
Figura 3.21.- Barreras dinámicas para contener grandes bloques de roca.	83
Figura 3.22.- Ejemplo de anclaje para la estabilización de un talud.....	84
Figura 3.23.- Anclajes de acero sólidos y placas de fijación.	85
Figura 3.24.- Implementación de un anclaje activo con revisión periódica.	85
Figura 3.25.- Aplicación de carga de tensión de diseño al anclaje.	86
Figura 3.26.- Pruebas in sitio efectuadas a tirantes y anclajes.	87
Figura 3.27.- Red metálica y anclajes de anclajes para distribuir las cargas.....	88
Figura 3.28.- Evaluación periódica de sistemas de refuerzo con anclajes.	88
Figura 3.29.- Proceso de estabilización con un sistema de mallas y anclaje como alternativa económica y viable para taludes rocosos.....	89
Figura 3.30.- Anclajes pasivos sin ser pretensados a la masa rocosa.....	89
Figura 3.31.- Anclajes pasivos de acero galvanizado.	90
Figura 3.32.- Anclajes pasivos que solo actuarán al incrementarse los esfuerzos en la roca	90
Figura 4.1.- Ruta de la Autopista México-Guadalajara.	91
Figura 4.2.- Dirección de la zona en estudio de la zona en estudio (Google earth).	92
Figura 4.3.- Macro localización de los taludes analizados (google earth).....	92
Figura 4.4.- Micro localización de los taludes analizados (Google earth).	93





Figura 4.5.- parte de la carta geológica de la zona analizada (78-e14-1).....	94
Figura 4.6.- macro localización geológica de la zona analizada.	94
Figura 4.7.- micro localización geológica de la zona analizada.....	95
Figura 4.8.- inspección preliminar para seleccionar los dos taludes en condiciones críticas.	96
Figura 4.9.- inspección preliminar para seleccionar los taludes en estudio.	96
Figura 4.10.- inspección preliminar en el talud para evaluar la situación actual del muro de gavión.	97
Figura 4.11.- vista en planta del talud 1 con sus características particulares.	98
figura 4.12.- vista lateral del talud 1 (google earth).	98
Figura 4.13.- vista en planta del talud 2 con sus características particulares (google earth).	99
Figura 4.14.- vista del talud 2, dirección México-Guadalajara (google earth).	100
Figura 4.15.- vista en corte del talud 1, en el km 261+000, lado este.	100
Figura 4.16.- vista en corte del talud 1 en el km 261+000, lado oeste.	101
Figura 4.17.- vista en corte del talud 2 km 260+000, lado norte.	101
Figura 4.18.- vista en corte del talud 1, en el km 261 lado este (elaborado con renders de autocad).	101
Figura 4.19.- vista en corte del talud 1 del km 261 lado oeste (elaborado con renders de autocad).	102
Figura 4.20.- vista en corte del talud 2 del km 260 lado norte (elaborado con renders de autocad).	102
Figura 4.21.- lecturas con el esclerómetro del talud 1 en el km 261+000 lado este fragmentos de roca.	103
Figura 4.22.- lecturas con el esclerómetro en el km 261+000 lado oeste (toba y riolita).	103
Figura 4.23.- aplicación del esclerómetro en el talud 2, km 260+000 lado sur, en tobas y riolitas.	104
Figura 4.24.- utilizando el esclerómetro en el talud 2, km 260+000 lado norte.	104
Figura 4.25.- en rojo se muestran las principales discontinuidades del talud 1 este.	105
Figura 4.26.- en rojo se muestran las principales discontinuidades del talud 1 oeste.	105
Figura 4.27.- en rojo se muestran las principales discontinuidades del talud 2 norte.	105
Figura 4.28.- lecturas talud 1 con la brújula branton directamente sobre la roca.	106
Figura 4.29.- lecturas de las discontinuidades desde la parte central de la autopista.	107
Figura 4.30.- rompiendo las rocas traídas de campo para su estudio.	109
Figura 4.31.- secuencia de la prueba de densidad y absorción.	110
Figura 4.32.- secuencia de la prueba de durabilidad hecha a las muestras representativas de los taludes 1 y 2 de roca toba.	113
Figura 4.33.- pesado del material previo a un ciclo de prueba.	114
Figura 4.34.- secuencia de la prueba de carga puntual con muestras de los taludes 1 y 2, roca riolítica.	117
Figura 4.35.- secuencia de la prueba de carga puntual con muestras de los taludes 1 y 2, toba.	117
Figura 4.36.- nomenclatura de los materiales del talud 1.	121
Figura 4.37.- nomenclatura de los materiales del talud 2.	123
Figura 4.38.- análisis cinemático tipo de la zona a talud 1.	130
Figura 4.39.- análisis cinemático tipo de la zona b talud 1 (riolita).	131
Figura 4.40.- análisis cinemático tipo de la zona c talud 1 (toba).	133
Figura 4.41.- análisis cinemático tipo de la zona d talud 1 (riolita).	134
Figura 4.42.- análisis cinemático tipo de la zona a talud 2 (toba).	136
figura 4.43.- análisis cinemático tipo de la zona b norte talud 2 (riolita).	137
Figura 4.44.- análisis cinemático tipo de la zona c talud 2 / riolita).	139
Figura 4.43.- análisis cinemático de la zona sur d del talud 2 (toba).	140
Figura 5.1.- muro de gavión con necesidad de refuerzo y limpieza en su zona interior (opción1).....	145
Figura 5.2.- vista preliminar del talud con concreto lanzado y anclajes activos para distribuir los esfuerzos (opción 2).....	146
Figura 5.3.- refuerzo de malla de triple torsión con anclajes pasivos, para el talud 1 lado oeste.	146
Figura 5.4.- concreto lanzado con sistema de anclajes pasivos para distribuir las cargas y drenes para el flujo de agua.	147
Figura 5.5 estabilización del talud 2 lado norte con la malla triple torsión y anclajes pasivos.	148
Figura 5.6. muro de gavión y malla electro soldada con sistema de anclajes pasivos para distribuir las cargas.	149





ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1.- Casos a nivel mundial de deslizamientos en masa, en los últimos años.....	36
Tabla 3.1.- Clasificación de la Durabilidad ASTM D 4644-04.	56
Tabla 3.2.- Valor de del Coeficiente “C” de acuerdo a la norma ASTM D 5731-05.	60
Tabla 3.4. Correcciones dependiendo la orientación de las discontinuidades.	63
Tabla 3.5.- Valoración de la roca dependiendo el resultado de su RMR.	63
Tabla 3.6.- Valorización de parámetros RQQ (Deere,1962)	64
Tabla 3.7.- Factor de ajuste para juntas, de acuerdo a lo propuesto por Romana.	67
Tabla 3.8.- Factor de ajuste según el método de excavación.	67
Tabla 3.9.- Clases de estabilidad según el SMR.	67
Tabla 3.10. Medidas de sostenimiento de acuerdo de acuerdo a la valoración SRM.	68
Tabla 3.11.- Rangos de la resistencia a la roca intacta.	69
Tabla 3.12.- Rangos del RQD.	69
Tabla 3.13.- Rangos del Espaciamiento de las discontinuidades.	69
Tabla 3.14.- Rangos de las condiciones de las discontinuidades.	70
Tabla 3.15.- Rangos del SRMR para taludes de Robertson.....	70
Tabla 4.1.- Registro de discontinuidades obtenidas del talud 1 lado Oeste y Este.	106
Tabla 4.2.- Lecturas obtenidas de las discontinuidades en el talud 2, lado Norte y Sur.....	108
Tabla 4.3.- Promedio de resultados de la prueba de densidad y absorción del talud 1.	110
Tabla 4.4.- Resumen de resultados de la prueba de densidad y absorción del talud 2 lado Sur.....	110
Tabla 4.5.- Resumen de resultados de la prueba de densidad y absorción del talud 2 lado Sur.....	111
Tabla 4.6.- Promedios de resultados con el esclerómetro y la densidad talud 1.	112
Tabla 4.7.- Promedios de resultados con el esclerómetro la densidad talud 2.	113
Tabla 4.8.- Ejemplo de tabla de resultados de la prueba de durabilidad en los taludes en estudio.	115
Tabla 4.9.- Resultados de la prueba de carga puntual de los taludes en estudio.....	118
Tabla 4.10.- Resultados del talud 1 lado Este Riolita	122
Tabla 4.11.- Resultados del talud 1 lado Este Toba	122
Tabla 4.12.- Resultados del talud 1 lado Oeste Toba.	122
Tabla 4.13.- Resultados del talud 1 lado Oeste Toba.	123
Tabla 4.14.- Resultados del talud 2 lado Norte Toba.	124
Tabla 4.15.- Resultados del talud 2 lado Norte Riolita.	124
Tabla 4.16.- Resultados del talud 2 lado Sur Riolita.	124
Tabla 4.17.- Resultados del talud 2 lado Sur Toba.....	125
Tabla 4.18.- Resumen de resultados del método de Bieniawski.	125
Tabla. 4.19. Resultados del Método de Romana para los dos taludes.....	127
Tabla 4.20.- Resultados del Método de Robertson, para los dos taludes en estudio.	128
Tabla 5.1 Resumen de resultados del Talud 1 del kilometro 261+000, untando toda la información	145
Tabla 5.2 Resumen de Resultados del Talud 2 del kilometro 262+000.	147





ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 4.1.- Comparativa absorción de las muestras de los taludes 1 y 2	111
Gráfica 4.2.- Comparativa Densidad de las muestras de los taludes 1 y 2	112
Gráfica 4.3.- Trayectoria de los resultados de la prueba de durabilidad para el talud 1 en sus dos tipos de Roca.	115
Gráfica 4.4.- Trayectoria de resultados de la prueba de durabilidad para el talud 2 en sus dos tipo de Roca... ..	116
Gráfica 4.5.- Resumen de resultados de las pruebas de carga puntual del talud 1.....	119
Gráfica 4.6.- Resumen de resultados de las pruebas de carga puntual del talud 2.....	119
Gráfica 4.7.- Comparativa de resultados de Carga puntual vs Esclerómetro.	120
Gráfica 4.8.- Comparativa de resultados de Carga puntual vs Esclerómetro.	121
Gráfica 4.9.- Líneas de tendencia de los coeficiente de Bieniawski de los dos taludes.	126
Gráfica 4.10. Líneas de tendencia de los coeficientes de Romana de los dos taludes.	128
Gráfica 4.11.- Líneas de tendencia de los Coeficientes de Robertson de los dos taludes.	129
Gráfica 4.12.- Deslizamientos zona A talud 1 (Toba).....	131
Gráfica 4.13.- Deslizamientos zona B talud 1 (Riolita).....	132
Gráfica 4.14.- Deslizamientos zona C talud 1. (Toba).....	134
Gráfica 4.15.- Deslizamientos zona D talud 1. (Riolita)	135
Gráfica 4.16.- Deslizamientos zona a talud 2 (Toba).	137
Gráfica 4.17.- Deslizamientos zona b talud 2 (Riolita).....	137
Gráfica 4.18.- Deslizamientos zona c talud 2 (Riolita).	140
Gráfica 4.19.- Deslizamientos en el talud 2 (Toba).....	141
Gráfica 4.20.- Resumen deslizamientos zona talud 1.....	142
Gráfica 4.21.- Resumen deslizamientos zona talud 2.....	143





RESUMEN

Las grandes obras de infraestructura carretera requieren de grandes movimientos de tierra, incluyendo cortes carreteros con la finalidad de alojar el camino. En algunos casos los taludes se dejan con pendientes fuertes, manteniendo condiciones con problemas de inestabilidad. Estos fenómenos tienen una gran repercusión económica, dado que los daños que se producen generan elevados costos de reparación; haciendo que los gastos por mantenimiento y estabilización de taludes sea muy costoso.

El propósito del estudio fue conocer las propiedades físicas y mecánicas de las rocas, para poder emplear la información en la aplicación de los métodos de Bieniaswki, Romana Y Robertson; así como el análisis cinemático (programa Dips); lo que permitió realizar el diseño adecuado para la estabilización de los taludes en estudio, proponiendo la mejor alternativa para mitigar el riesgo falla.

La metodología se aplicó a dos taludes inestables riolíticos de la autopista México-Guadalajara; el trabajo se hizo en dos fases: trabajo de campo y pruebas de laboratorio (Propiedades físicas y mecánicas). Estos parámetros se utilizaron para la caracterización geomecánica y la aplicación de los métodos. Además se utilizó el Dips.

Los resultados del análisis permitieron conocer las zonas más críticas (sitios con desprendimientos de bloques), dando la posibilidad de proponer mecanismos de estabilización de acuerdo a cada caso, lo que permitió mitigar el riesgo.

Palabras Clave: Taludes, Riolita, Toba, Inestabilidad, Estabilizacion.





ABSTRACT

Large road infrastructure require large earthworks, including highway cuts in order to accommodate the way. In some cases the slopes are left with steep slopes , keeping conditions instability problems. These phenomena have a major economic impact , since the damages that occur generate high repair costs , making the cost for maintenance and slope stabilization to be very costly.

The purpose of the study was to determine the physical and mechanical properties of rocks , to use the information in the application of methods Bieniaswki , Romana and Robertson, as well as the kinematic analysis (Dips program) which allowed for the proper design for stabilization of slopes in the study, suggesting the best alternative to mitigate risk failure.

The methodology to two unstable slopes rhyolitic the Mexico -Guadalajara highway was applied, the work was done in two stages: fieldwork and laboratory tests (physical and mechanical properties). These parameters were used for characterization and application geomechanical methods. Besides the Dips program was used.

The analysis results led to the identification of critical areas (landslides block sites), giving the possibility to propose mechanisms for stabilizing according to each case, which allowed mitigate risk.

Keywords: Slopes, rhyolite, tuff, Instability, Stabilization.





1.- INTRODUCCIÓN

La Tierra es un sistema integrado por la geósfera, la hidrósfera, la atmósfera y la biósfera que interaccionan e intercambian energía. Estos intercambios de energía dan lugar a numerosos procesos geológicos endógenos (agentes geológicos internos, energía interna de la Tierra) y exógenos (agentes geológicos externos y la energía procedente del Sol), en los que el relieve terrestre y las rocas que la constituyen se forman, se transforman y se destruyen. Todos estos cambios corresponden al llamado ciclo de las rocas o ciclo litológico o geológico.

“Las rocas son agregados naturales duros y compactos de partículas minerales con fuertes uniones cohesivas, permanentes que habitualmente se consideran un sistema continuo. La proporción de diferentes minerales, la estructura granular, la textura y el origen de la roca sirven para su clasificación geológica”
(González de Vallejo et al.,2002).

Un criterio ampliamente extendido en Ingeniería Geológica y para definir los límites entre un suelo y una roca, es mediante el valor de la resistencia a compresión simple, o máximo esfuerzo que soporta un espécimen antes de romperse al ser cargado axialmente en laboratorio. Los límites sugeridos por diferentes clasificaciones y autores han ido variando de 1.00 a 1.25 MPa debido a que rocas muy blandas presentan resistencias de este orden (Martínez Pastor, 2002).

El estado actual del conocimiento en mecánica de rocas, así como la definición y obtención de parámetros y adopción de modelos, que representen el comportamiento real de los macizos rocosos, se encuentran en una fase de desarrollo inferior al de otras ramas de la ingeniería como pueden ser la Mecánica de Suelos, Hidráulica, Resistencia de Materiales, etc. (López Jimeno, 1998).

Como consecuencia de lo anterior, resulta difícil establecer modelos analíticos del comportamiento del macizo rocoso que sean reflejo fiel de este, cuando se trata de resolver problemas de estabilidad o dimensionamiento de obras a cielo abierto o subterráneo.

La Geomecánica está dando a la construcción de obras subterráneas, laderas, taludes y excavaciones mineras, un creciente soporte científico y técnico que ha encontrando su máximo exponente en la última década, hasta el punto de que hoy en día, la mayoría de los taludes se hacen bajo supervisión de un experto en geotecnia.





Siendo uno de los objetivos, caracterizar geomecánicamente los macizos rocosos, constituyendo esto el estudio integral del macizo rocoso en cuestión, que incluye tanto el modelo geológico, como el geomecánico, abarcando aspectos tales como, estructura del macizo, litología, contactos y distribución de litologías, geomorfología, cartografía geológica, estudio hidrogeológico, levantamiento de discontinuidades, técnicas geofísicas, sondeos exploratorios, ensayos in situ, de laboratorio, clasificaciones geomecánicas, entre otros. Por tal motivo la caracterización geomecánica en macizos rocosos, se ha convertido en una herramienta indispensable para pronosticar su comportamiento.

Una parte importante de la caracterización geomecánica en macizos rocosos, lo constituye sin duda, las clasificaciones geomecánicas, que surgieron de la necesidad de parametrizar observaciones y datos empíricos, de forma integrada, para evaluar las medidas de sostenimiento en túneles y taludes. Estas son un método de ingeniería geológica que permite evaluar el comportamiento geomecánico en macizos rocosos, y a partir de las cuales estimar los parámetros geotécnicos de diseño y el tipo de sostenimiento de un túnel (Palmstrom, 1998). Además de las obras subterráneas, se destacan las aplicaciones en taludes y cimentaciones. Las clasificaciones llevan más de 50 años en uso, pero es a partir de la década de los 70's cuando se extienden internacionalmente (González de Vallejo, et al 2002).

1.1.- INTRODUCCIÓN PARTICULAR

La presente investigación está comprendida por el análisis de dos taludes rocosos de la autopista México- Guadalajara. EL primer talud se localiza en el kilometro 260+000 y el segundo talud en el kilometro 261+000. En este estudio se hizo una caracterización geomecánica a detalle en cada talud, aplicando cuatro métodos: Método de Bieniawski, Método de Romana, Método de Robertson y un análisis cinemático.

Primeramente en el Capítulo 1, se trata la introducción al caso en estudio; posteriormente en el Capítulo 2, se trata el Estado del Arte de temas relacionados con la presente investigación, tanto a nivel internacional como a nivel nacional, así como el caso en estudio en particular.

En el Capítulo 3, está compuesto por la búsqueda y el análisis de la información referente al estudio de las rocas y de los métodos de caracterización geomecánica, la metodología que se debe seguir en las pruebas en campo, las pruebas que se tienen que realizar en el laboratorio, la información correspondiente a las proyecciones estereográficas que se deben aplicar a las discontinuidades, así como los análisis de las formas de estabilización de los taludes con material rocoso.





En el Capítulo 4 son los resultados, iniciando con la descripción la zona en estudio como son: datos geológicos, hidrogeológicos de uso de suelo, etc. Enseguida se hizo la caracterización geomecánica, donde se requirió hacer ensayos en el lugar y en laboratorio, para obtener los parámetros necesarios para cada método. Los ensayos en situ permitieron obtener las propiedades de los macizos rocosos en su estado y condiciones naturales, en cambio los ensayos en laboratorio permitieron realizar una cuantificación más precisa de las propiedades físicas y mecánicas de la matriz rocosa contenida en los taludes en estudio, las cuales definieron su comportamiento mecánico.

Los ensayos que se aplicaron con la finalidad de conocer las propiedades físicas: durabilidad, densidad, absorción, ángulo de rozamiento y para las propiedades mecánicas: carga puntual (parámetro muy significativo en la presente investigación), aplicación del esclerómetro en superficies planas de las matrices rocosas (prueba de campo).

Además se obtuvieron los datos de dirección e inclinación de cada material y talud en particular y también la dirección e inclinación de sus principales discontinuidades (trabajo de campo), información relevante para realizar el análisis cinemático por medio de programa Dips. También se hizo uso de los métodos de Bieniawski, Romana y Robertson.

Enseguida se reunió toda la información y resultados obtenidos en diferentes fase del estudio para su análisis y poder definir a qué problemática se está llegando en cada talud, así como entender la situación que tiene cada uno y poder hacer propuestas de mitigación, como concreto lanzado, muros de gaviones, mallas de triple torsión, anclajes, etc.

En el Capítulo 5 se tienen las conclusiones a las cuales se llegó, asimismo se presentan propuestas, como mecanismo de estabilización y las medidas correctivas y de seguridad pertinentes para cada caso.

Además se presenta las referencias bibliográficas consultadas para la realización de la presente investigación y también se incluye otro capítulo de anexos.

1.2.- OBJETIVO

Se decidió estudiar los taludes del Kilometro 260+000 y 261+000 respectivamente en sus dos frentes en roca por la situación que guardan, es decir son taludes que presentan movimientos de rocas y que posiblemente ya han llegado hasta la carpeta asfáltica. Uno de ellos está protegido con malla, la cual ya está rota y se observa que los bloques de roca continúan cayendo. En el otro talud, afortunadamente tiene un muro de gaviones, que funciona como muro alcancía y que ya está lleno. aquí se pueden encontrar bloques de medianos a muy grandes.





Por tal motivo se eligieron estudiar estos dos taludes, donde se aplicaría una caracterización geomecánica completa, es decir trabajo de campo y trabajo en laboratorio, para continuar con un análisis cinemático y poder terminar con la clasificación de los métodos de Bienwiaski, Romana y Robertson, además hacer propuestas de mitigación y prevención de peligros en la autopista.

1.3.- JUSTIFICACIÓN

En México por lo general, el diseño de un camino requiere de cortes para librar obstáculos montañosos y acortar distancias, para no realizar un largo recorrido, debido al sistema montañoso con el que cuenta el país, por tal motivo es necesario realizar cortes generando taludes en los diferentes materiales, lo que ocasiona un verdadero problema para las empresas que deben construir los caminos. Sin embargo, en la construcción de taludes no se consideran todas las condiciones necesarias del macizo rocoso, para que no sea susceptible de falla o a la inestabilidad.

Durante la época de lluvias ocurren deslizamientos de talud en gran parte de los caminos, no siendo la excepción las autopistas, estos deslizamientos causan pérdidas en vidas humanas e importantes trastornos económicos. Este fenómeno se ha visto incrementado debido a lluvias más intensas y de mayor duración en algunas zonas del país.

Las fallas estructurales de taludes son el producto de una combinación de factores tales como el relieve, la geología, la historia tectónica, así como el intemperismo y la erosión a la que ha estado sometida la zona. La falla en los taludes durante periodos prolongados de infiltración, son atribuibles al avance del humedecimiento dentro del cuerpo del talud, debido a que la resistencia al esfuerzo cortante que se ve disminuido significativamente por el cambio de succión.

Debido a esto se han generado deslizamientos de talud en diversas carreteras de la República, lo que pone en riesgo a los usuarios que transitan constantemente sobre estas grandes carreteras.

Por tal motivo es importante realizar un análisis completo de cada caso, donde se puedan hacer propuestas para la estabilización o simplemente para la reducción del problema. Así como buscar mecanismos que ayuden a la mitigación y la prevención de este tipo de desastres, evitando grandes pérdidas económicas como pérdidas humanas.





2.- ESTADO DEL ARTE

2.1.- PROBLEMÁTICA INTERNACIONAL

2.1.1.- Inestabilidad en la autovía a-44, España

Como consecuencia de las fuertes lluvias del invierno de 2009-2010, el talud de la autovía A-44 y la ladera superior produjo movimientos, causando interrupciones importantes del tráfico durante varios meses. Para estudiar el movimiento y su evolución se realizaron trabajos de campo, como la observación mediante escáner láser terrestre (TLS), que debido a la morfología de la zona y a las condiciones de observación, requirieron escanear la zona desde diferentes estaciones con varias capturas de cada punto.

Los centros de fase de la antena se midieron con técnicas de GPS y se incorporó a unas nubes de puntos. Una vez obtenidos los datos, se procedió a la orientación relativa de las nubes de puntos, por campaña se creó una la fusión para que se incorporará en una sola nube y la transformación de los datos a un sistema de referencia global y común a las dos campañas, en las que los modelos de superficie y el terreno se pudieron comparar.



Figura 2.1.- En la imagen izquierda se muestra la Zona de estudio donde la línea roja discontinua marca la zona del deslizamiento y en amarillo se muestran las posiciones de las estaciones. Mientras que en la imagen derecha se muestran los taludes del estudio en corte.



Los resultados obtenidos por la comparación de los modelos muestran dos zonas de ruptura que ocasionan un importante volumen de material, que tiene movimientos superficiales de alrededor de 0.55 - 0.65 m/día. Se calculó igualmente un volumen de 210.00 m³ de material erosionado y 124.50 m³ de material acumulado, explicándose la diferencia entre ambos por el volumen retirado de las obras de limpieza de la carretera (Pérez García et al., 2013). En la Figura 2.1, se muestra la zona del deslizamiento.

2.1.2.- Análisis cinemático de un talud carretero, España

La técnica del escáner laser terrestre (TLS) también se puede aplicar al análisis cinemático de un talud de roca fracturado. En esta ocasión se hizo una comparación entre el número de las familias de discontinuidades adquiridas por el método tradicional y basado en la brújula de geólogo con un clinómetro como se observa en la Figura 2.2. Al final se compararon con las extraídas del modelo digital en 3D derivado de sensores. Se pudo apreciar resultados muy similares en ambos métodos.

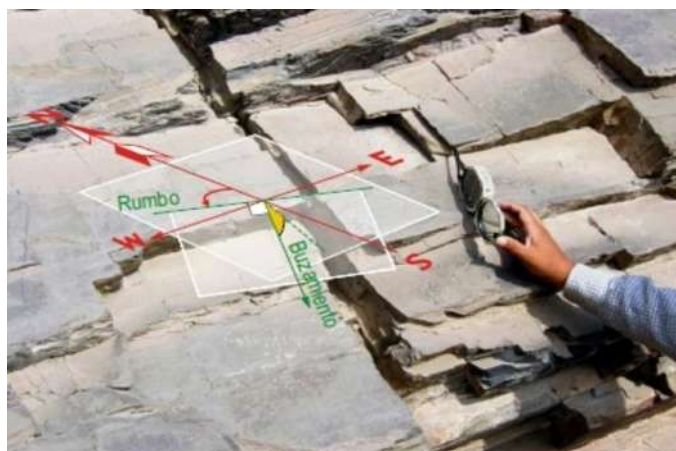


Figura 2.2. Levantamiento de las discontinuidades con una brújula de geólogo.

Los análisis cinemáticos realizados coinciden en la detección de disposiciones potencialmente inestables, mediante modos de rotura por vuelco y deslizamiento en cuña; sin embargo, debido a problemas de oclusión en la medición ajenos al método, difieren en la susceptibilidad al deslizamiento planar.



Los resultados obtenidos demuestran la utilidad de la técnica TLS, como herramienta alternativa al método tradicional, para la extracción y el análisis cinemático de datos de discontinuidades del macizo rocoso (Moya Giménez et al., 2013). En la Figura 2.3 se muestra el talud analizado.



Figura 2.3.- En la imagen izquierda se muestra la localización del talud del tramo Izbor- Vélez de la Autopista Benaudalla y del lado derecho se muestra el corte del talud cubierto por malla metálica para retención de bloques y piedras.

2.1.3.- Barreras dinámicas de alta energía Las Palmas Gran Canaria, España

Las barreras dinámicas son ampliamente conocidas como un elemento de eficiencia contrastada para la protección de infraestructuras mediante la intercepción de bloques en la trayectoria de caída y la absorción de la energía generada por estos.

Es muy común la simulación en fase de proyecto e instalación posterior para carreteras de alta montaña, utilizando barreras dinámicas para la intercepción de un alto porcentaje de los bloques y en muchos casos hasta la totalidad de ellos. Sin embargo, en muchos casos es posible considerar el uso de estas protecciones, simplemente para propiciar un cobertizo seguro al tráfico e interceptar aquellos bloques que en su trayectoria puedan impactar directamente sobre la infraestructura carretera y su zona de seguridad. A este concepto se le llama “zona de sombra”.

La zona de sombra reduce el mantenimiento futuro de la infraestructura y la vida útil de la barrera dinámica, ya que no se contempla más que el impacto de un pequeño porcentaje del total del bloque que pueden llegar a desprenderse. Sin duda este tipo de soluciones no son aplicables de forma generalizada, tienen imprescindiblemente mucho que ver con la orografía, frecuencia de caídas y condición del entorno de la infraestructura.





Se muestran los resultados de la instalación de barreras de alta energía tipo GBE en la carretera GC200 en Las Palmas de Gran Canaria en el tramo de Andren Verde, esto se puede ver en la Figura 2.4.

El desarrollo de sistemas flexibles de alta energía ensayados y certificados ha permitido avanzar de forma importante en términos de seguridad, a la par que garantizar soluciones compatibles con las necesidades ambientales y de sostenibilidad (Sanz et al., 2013).



Figura 2.4.- Barrera dinámica para la protección entre Agaete y La Aldea.

2.1.4.- Taludes con litologías carbonatadas en Alicante, España

El Surco Flysch (rocas sedimentarias marinas) Alicante-Villajoyosa constituye una zona densamente poblada por la que se observa el trazado de las tres principales vías de comunicación de la provincia de Alicante. Los Flyschs son facies rocosas de origen sedimentario compuestas por una alternancia de capas de rocas duras cohesivas (caliza, pizarra o areniscas) intercaladas con otras más blandas friables (margas y arcillas). Esta área presenta una gran complejidad sedimentológica y tectónica, existiendo una gran heterogeneidad de afloramientos. Por otra parte, para poder recomendar medidas tendentes a corregir o prevenir inestabilidades en taludes, resulta imprescindible poder identificar y caracterizar dichos mecanismos de inestabilidad, algunos ejemplos los encontramos en la Figura 2.5.

En este caso analizaron 194 taludes, que eran caracterizados geomecánicamente y atendiendo especialmente al tipo de mecanismo de inestabilidad observados.



Una vez identificados y caracterizados los diferentes mecanismos de inestabilidad, se inventariaron los diferentes sistemas de estabilización, se analizó su idoneidad, su comportamiento, y si es el caso, las causas del mal funcionamiento de la medida adoptada (Cano M, et al 2013).

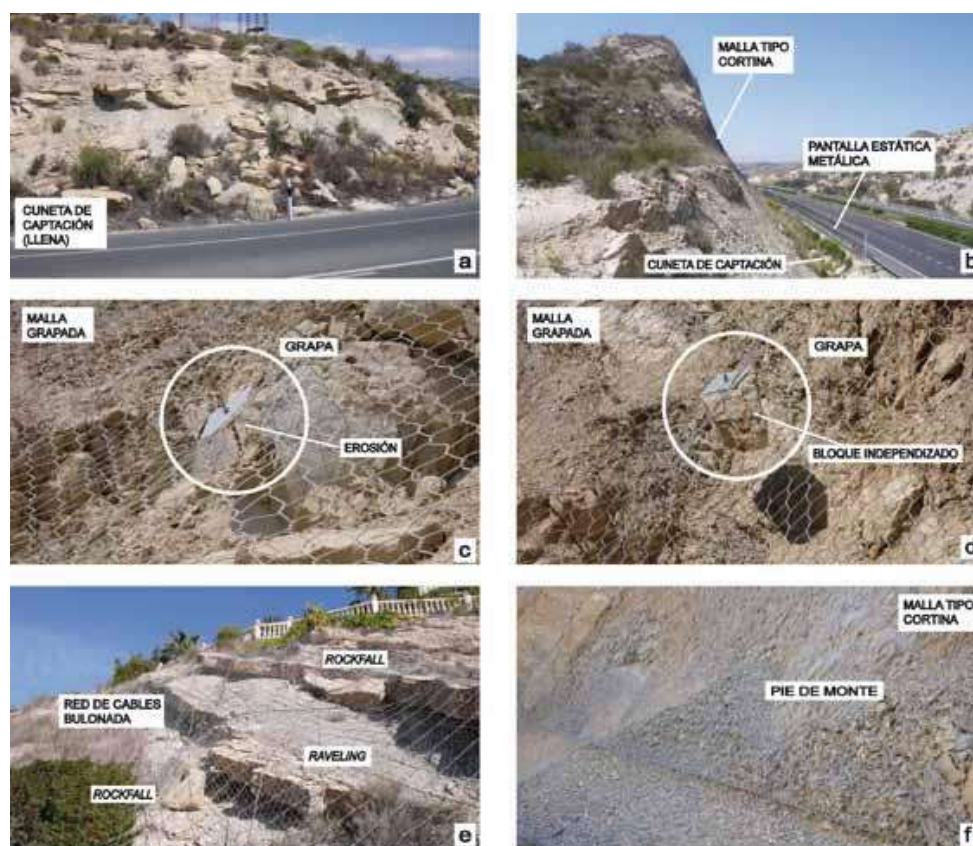


Figura 2.5.- Propuestas de estabilización y protección en taludes del tipo Flysch carbonatado.

2.1.5.- Inestabilidad en la Sierra de Tramuntana de Mallorca, España

Las carreteras de la Sierra de Tramuntana de Mallorca presentan una serie de problemas diversos y asociados a riesgos geológicos propios de carreteras de montaña, especialmente por desprendimientos rocosos en periodos de precipitaciones relativamente elevadas, esto se puede observar en la Figura 2.6. Para determinar el nivel de riesgo asociado se aplicó una metodología clásica, para la determinación del mismo, este es el índice Rockfall Hazard Rating System (RHRS), la aplicación fue a cargo de la Dirección Insular de carreteras (DIC) del Consell de Mallorca.



A partir de los resultados obtenidos se desarrolló un mapa de riesgo con una zonificación de niveles de riesgo. En dicho mapa de riesgo se observó que las zonas especialmente problemáticas coinciden, básicamente, con las de mayor número de incidencias de problemas de inestabilidad en los últimos años (Rius et al., 2013).



Figura 2.6.- Efecto de las 2 principales tipologías de inestabilidad de ladera en la Sierra de Tramuntana: Deslizamientos de suelos en Ma-10 km 105 (izquierda) y desprendimiento rocoso en Ma-10 Km 100 (Derecha).

2.1.6.- Estabilización de un yacimiento arqueológico en Castelldefels, España

Dado que el objetivo de estabilizar un talud era el de garantizar la seguridad de los trabajos arqueológicos y la integridad del yacimiento, por lo que se plantearon dos soluciones posibles. La primera opción contemplaba excavar con medios mecánicos desde la parte superior del talud, hasta llegar al techo del yacimiento y facilitar así su acceso por esta zona, dejando la parte inestable por debajo del área de trabajo. Las características del yacimiento, formado por relleno arcilloso inestable, descartaron esta propuesta, pues la ejecución de la misma hubiera comportado la necesidad de utilizar maquinaria y procedimientos de trabajo que hubieran podido conllevar la pérdida de buena parte del depósito (Terrado et al., 2013).

La segunda opción estudiada y que finalmente fue adoptada, contempló proceder a la consolidación de las zonas colindantes del talud y al yacimiento, utilizando maquinaria ligera de baja potencia y con procedimientos que afectaran en la menor manera posible al yacimiento, mejorando así la estabilidad del talud y al mismo tiempo salvaguardando el patrimonio arqueológico.





Así, la propuesta constructiva debería satisfacer por un lado, la posibilidad de estabilizar bloques rocosos masivos y por otro mejorar la estabilidad de una masa rocosa extremadamente fracturada. Además esto se debía realizar considerando las limitaciones económicas existentes, además era necesario utilizar herramientas que no afectaran la integridad del yacimiento.

La solución encontrada fue consolidar los bloques rocosos de la Zona Sur mediante una serie de anclajes de pequeño diámetro (Stillborg, 1986), ejecutables con maquinaria de baja potencia (martillos mineros manuales capaces de perforar hasta 3 metros de longitud y con niveles de vibración extremadamente bajos, que no afectaran la estabilidad de los sedimentos del Pleistoceno).

Estos mismos anclajes se utilizaron para la realización de un sistema de anclajes de la zona del talud más fracturado (Zona Norte 3) con el fin de mejorar la resistencia al corte de la brecha de falla (Clouterre, 1991).

El sistema de anclajes fue complementado con una aplicación de concreto proyectado armado con malla electro soldada, con el fin de evitar desprendimientos procedentes de esta masa rocosa fracturada, como se puede observar en la Figura 2.7. Además, esta solución permitía la estabilización de las paredes del yacimiento, cuando éstas quedaran al descubierto por la excavación arqueológica, así mismo se reducirían los costos por la implantación de maquinaria.



Figura 2.7.- Estabilización COVA DEL RINOCERONT Barcelona, España.





2.1.7.- Problemas del talud Lomo de Corvina- Mina Pichita, Perú

El levantamiento de información Geológica se realizó teniendo en cuenta la sectorización litológica presente en el área y la técnica usada fue la de realizar mapeos geomecánicos, en aéreas dentro del proyecto que presentara afloramientos rocosos, el tipo de mapeo geomecánico usado fue el de celda o estación en la cual se consideran los sistemas de fracturamiento más persistentes, a los cuales se les tomó sus características geomecánicas tales como su orientación, espaciamiento, apertura, rugosidad, persistencia y meteorización, se decidió realizar este tipo de mapeo en vista del poco afloramiento rocoso presente en la zona, como se puede ver en la Figura 2.8.



Figura 2.8.- Mina Pichita, Provincia del Perú con afloramiento rocoso.

Los parámetros usados para la clasificación del macizo rocoso fueron: Resistencia de la roca intacta que correlaciona la dureza del macizo rocoso, grado de fracturamiento definido por Deere mediante el RQD, espaciamiento promedio del sistema dominante, el cual definirá en el espacio los tamaños de bloques que se generan y que viene a ser la distancia perpendicular entre dos fracturas de un mismo sistema, las condiciones de las discontinuidades que involucran la apertura que viene a ser la abertura entre las paredes de la discontinuidad, rugosidad que mide el grado de aspereza, persistencia que es la tendencia de cuán grande puede ser la discontinuidad, relleno que es el material que se encuentra dentro de la discontinuidad y el grado de meteorización que está en función de las discontinuidades climatológicas de la zona.





Los ensayos necesarios para evaluar la estabilidad del talud y solicitados al laboratorio de mecánica de suelos de la región fueron: propiedades físicas para conocer la densidad de la roca, absorción y peso específico aparente; resistencia a la compresión simple, para conocer la resistencia de la roca intacta; y el corte directo para conocer el ángulo de fricción residual y la cohesión.

Cabe mencionar que este último ensayo fue realizado en superficies simuladas, lo cual trae como consecuencia valores relativamente bajos respecto a lo real, el rango estimado para discontinuidades naturales es un 25% más del valor obtenido en laboratorio.

En campo se realizaron ensayos, los cuales constaron de la prueba Till Test (ángulo de rozamiento), el cual arrojó un ángulo promedio de 26° , esto fue realizado en bloques rocosos, asimismo se hicieron pruebas con el Martillo de Schmidt, para conocer la resistencia de la roca en el lugar.

Además se hicieron tres estaciones de afloramientos rocosos, las cuales fueron caracterizadas y clasificadas geomecánicamente. De dichos análisis se puede notar que existe una correlación del macizo rocoso, salvo la segunda estación, esto se puede explicar debido a que las demás exposiciones de rocas se encuentran alteradas debido a las condiciones climáticas existentes en el área, que son de climas tropicales y que se encuentran en la parte superior de la montaña.

El modelo geomecánico así como la evaluación de la estabilidad de taludes dieron como resultado lo que se expresa a continuación:

- El área analizada se presenta en menor o mayor grado estable ante un evento sísmico que produzca aceleraciones a niveles cercanos de diseño empleadas en los análisis de estabilidad de taludes.
- El análisis de estabilidad de taludes se realizó sobre la base de los resultados de análisis de laboratorio, obteniendo los parámetros óptimos de diseño de taludes.
- Los factores de seguridad alcanzados en el análisis de estabilidad, indican un comportamiento físicamente estable.
- Asimismo es importante notar que existen dos sistemas de fracturamiento pertenecientes a las rocas encajonadas, las cuales tienen orientaciones del rango N(40-45)W y buzamiento 45NE, ello llega a establecer que las cuñas que se formen estarán recostadas en la cara del talud y teniendo en cuenta el espaciamiento medio de los sistemas, no creará problemas de estabilidad considerable.





- En la caracterización del macizo rocoso, se ha encontrado una relación en las propiedades mecánicas de la roca, salvo pequeñas alteraciones debido a la meteorización física típicas de las condiciones climáticas existentes.
- Se recomienda llevar a cabo un monitoreo de la estabilidad de los taludes, esto debe ser realizado periódicamente, haciendo uso de los mapeos geomecánicos, ello ayudará a determinar si las propiedades de la roca encajonadas se conservan.

2.1.8.- Otros casos internacionales

La caída de rocas constituye un tema importante por el riesgo que representa, principalmente cuando se construye en taludes rocosos o taludes con características similares al acantilado de la Costa Verde en Perú, como se puede ver en la Figura 2.9, debido a que implicaría la pérdida de vidas humanas y/o la inutilización de la obra (Villanueva et al., 2007).

La Autoridad proyectó Costa Verde, en su publicación “Actualización del Plan Maestro de desarrollo de la Costa Verde” en Agosto del 2007, donde manifiesta que el 42 % de los peligros en esta vía es debido a la caída de rocas y derrumbes.



Figura 2.9.- Vialidad en Costa Verde, donde se observa en imagen izquierda la gran carga vehicular que se genera por la zona y en la imagen derecha el evidente peligro que corren los transportistas debido al gran talud de roca que se encuentra en la zona.

Badger y Lowell (2003) resumen la experiencia del Departamento de carreteras en el Estado de Washington. Afirmaron que un número significativo de accidentes de trabajo y casi una media docena de víctimas mortales se han producido a causa de la caída de rocas en los últimos 30 años y el 45% de todos los problemas de inestabilidad de ladera son relacionados con la caída de rocas, como se muestra en la Figura 2.10.





Figura 2.10.- Ejemplo de grandes taludes rocosos en la unión americana, con inminente peligro de derrumbes y caída de rocas sobre los vehículos que circulan.

La geografía de la Columbia Británica en Canadá está constituida en su mayor parte accidentada, lo que ocasionó el desarrollo de diferentes sistemas de transporte a lo largo de la provincia.

Las grandes cadenas montañosas presentes en la provincia, tornaron extremadamente difícil y cara la construcción de autopistas y vías férreas como se puede observar en la Figura 2.11. En 1995, la provincia poseía cerca de 65,728 km de caminos en general, de los que más de la mitad estaban pavimentados. De acuerdo información del departamento de carretas de la provincia Canadiense, se han producido 13 muertes por taludes inestables con caída de rocas en los últimos 87 años. Casi todas esas muertes han sido en las carreteras montañosas de la Columbia Británica, que están compuestas por varios cortes carreteros de gran tamaño, lo que genera peligrosos taludes carreteros que han sufrido deslizamientos con el paso del tiempo (Hungry y Evans, 1999), lo anterior se puede ver en la Figura 2.12.





Figura 2.11.- Construcción de Vías de comunicación en la cadena montañosa de la Columbia Británica en Canadá.

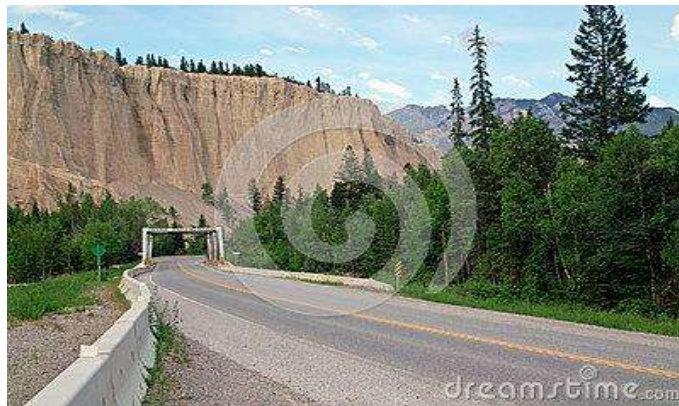


Figura 2.12.- Talud carretero con problemas de inestabilidad en la autopista de la Columbia Británica, el cual presenta caída de rocas.





2.2.- PROBLEMÁTICA EN MÉXICO

2.2.1 Estabilización de taludes en la carretera a Xichú, Guanajuato

Debido a la problemática geológica y geotécnica que se presenta en la carretera de acceso a la población de Xichú, se llevaron a cabo trabajos para identificar los diferentes tipos de riesgos que pueden presentarse en el tramo que va de los kilómetros 51+780 a 52+380.

El área en cuestión, además, se encuentra dentro de un área de protección ecológica, donde están restringidas las perforaciones (aunque sean de tipo de penetración), los cortes de árboles o vegetación y el crear caminos (aunque completamente provisionales), como se puede observar en la Figura 2.13.



Figura 2.13.- Taludes inestables en la carretera Xichú- Atarjea.

En una primera etapa se recopiló y analizó información de tipo geológico, con objeto de establecer el tipo de rocas que se iban a encontrar durante la verificación de campo. Una parte importante en los trabajos de campo, fue la zonificación del corte, la descripción detallada de los problemas que se presentan en cada una de las zonas definidas y en la descripción del tipo de litología, estructuras que presentan, forma en que interactúan para producir inestabilidad y descripción detallada de los sitios con problemas.





En el corte en estudio sólo afloran las formaciones Soyatal y Mexcala, que para efectos del trabajo geológico fue agrupada como una sola unidad, la cual se encuentra representada por una secuencia de calizas, lutitas y limolitas, estas dos últimas calcáreas; en estratos de espesores variados y con una abundancia de materiales clásticos y calizas, que es variable a lo largo del corte.

Su fracturamiento varía de bajo a moderado y está cerrado, con excepción de la zona que está más intemperizada en donde está abierto; en este caso el grado de intemperismo es bajo y la resistencia de la roca varía de alta a muy alta.

Paralelamente se realizó la identificación de las características de estabilidad del talud, como es la identificación de bloques caídos o con potencialidad a caer, espesor de la zona intemperizada, zonas con deslizamientos de masas, presencia de bermas o cunetas, etc., (Fig. 2.14).



Figura 2.14.- Talud en la vía Xichú con desprendimientos de roca.

La base del análisis se hizo con apoyo de mosaicos fotográficos realizados en la primera etapa del trabajo de campo, así como en las secciones y plantas topográficas previamente impresas. En todo este material gráfico se vaciaron las características litológicas, estructurales y de estabilidad, más representativas para cada una de las zonas; el objetivo fue establecer de manera gráfica las condiciones actuales que presentaba el corte, la problemática y la localización de las zonas inestables en el mismo (Fig. 2.15).





La etapa final de los trabajos de campo, consistió en la ubicación de los sitios más adecuados para realizar los trabajos de geofísica (sísmica de refracción), los cuales se ubicaron en zonas inestables y en lugares donde ya han ocurrido deslizamientos de masas, a fin de identificarlos y poder dar soluciones.



Figura 2.15.- Zonas inestables del talud con caída de rocas.

Para realizar el estudio a detalle del corte se efectuó una zonificación geológico - geotécnico, basada en identificar tramos similares desde el punto de vista, estructural y de estabilidad, zonas con problemas de fallamiento, etc. El corte se subdividió en nueve zonas a partir de las cuales se estableció la localización de los Tendidos de Sísmica de Refracción (TSR) (Cortes, et al., 2012).

Los trabajos por realizar, en todos los nueve tramos del corte son: amacice general, zampeado de mampostería, malla hexagonal triple torsión, cunetas, por lo que se deberá construir una cuneta al pie del talud, a partir del hombro derecho de la calzada. Además, se deberá reconstruir la contracuneta existente en la parte superior del corte, se colocarán lavaderos para desalojar los escurrimientos superficiales y evitar que éstos erosionen la zona, esto se muestra en la Figura 2.16.





Figura 2.16.- Alternativas de solución para los taludes inestables de la vía de Xichú- Atarjea.

2.2.2.- Talud Tepapatlaxco autopista México-Tuxpan

El tramo carretero Nuevo Necaxa-Ávila Camacho se ubica en la zona norte del Estado de Puebla y forma parte de la Autopista México-Tuxpan. Se caracteriza por estar implantado en una región montañosa de muy escarpada orografía, donde fue necesario realizar múltiples cortes de gran altura para alojar el trazo como se puede observar en la Figura 2.17, en un clima húmedo y muy lluvioso durante la mayor parte del año, que indujo grandes retos constructivos al realizar los cortes del proyecto, especialmente si tienen gran altura, como es el caso del denominado “Tepapatlaxco”.





Figura 2.17.- Ejemplo de un talud carretero en la Autopista México-Tuxpan donde existe un problema de inestabilidad.

Entre los años 2007 y 2008, se realizaron las primeras exploraciones geotécnicas del tramo, identificándose que el corte Tepapatlaxco se excavaría en un material coluvial poco competente, de espesor significativo, pero sin llegar a conocer su espesor real, porque los barrenos exploratorios se cerraban con facilidad. Para la configuración del corte de 80 m de altura, se seleccionó un talud 1 1/4 a 1 (horizontal a vertical). En 2009, se empezó la excavación del corte en cuestión, pero a principios del 2010, se presentó una grieta por detrás de los “ceros” del corte, lo cual condujo a instrumentarlo mediante referencias superficiales, inclinómetros y un piezómetro abierto. Además, se identificaron dos manantiales en la vecindad de su cara. Entre mayo y julio del 2010, al inicio de la temporada de lluvias, la instrumentación colocada mostró resultados sorprendentes cuando las referencias superficiales experimentaron desplazamientos horizontales del orden de 1.5 m y un inclinómetro fue cizallado por la superficie de falla generada por el material aluvial, al desplazarse.

Las evidencias de inestabilidad en el corte estaban a la orden del día, no obstante, un par de meses después de haber ocurrido los macrodesplazamientos, la información de los mismos instrumentos, permitía inferir que el corte Tepapatlaxco sorprendentemente mostraba una natural tendencia hacia la estabilidad, aún bajo el periodo de lluvias en proceso.

Tomando de la literatura (González et al., 2004), se presenta el desplazamiento contra el tiempo, de un corte que pasó por diversas etapas de estabilización parcial antes de fallar totalmente. Comparando esto con el corte TEPAPATLAXCO, se aprecia que ambos guardan entre sí, un cierto paralelismo, en cuanto a las etapas: “génesis”, “crítica” y “acomodo o estabilización”, no así a la de “reactivación” y “crítica final”, ya que el corte Tepapatlaxco, no ha fallado.





El agua parece haber sido el detonante de los desplazamientos significativos registrados en el corte Tepapatlaxco y para prevenir su reactivación, la empresa constructora realizó la colocación de drenes de 60 m de longitud, colocados en forma de abanico, entre el contacto del depósito de coluvión y la formación Pimienta, para drenar el agua en la zona de falla y mitigar de esta manera su eventual reactivación (Pérez et al., 2012).

2.2.3.- Taludes en la zona de Santa María y tres Marías, Morelia, Michoacán

La Ciudad de Morelia capital del Estado de Michoacán se edificó sobre tres unidades geológicas: Andesitas (Sierra de Mil Cumbres), Rolitas (Caldera de Atécuaro) y depósitos aluviales del Cuaternario (planicie de la ciudad). Se realizó la caracterización de macizos rocosos (Andesitas y Rolitas), enfocándose principalmente a taludes naturales o cortes en taludes.

Se analizó la situación de dos taludes: uno al Este de la ciudad, el cual es un corte de 10 m de promedio que se hizo para la construcción de un acceso a Ciudad Tres Marías, el cual está formado por una roca Andesítica, el cual se muestra en la Figura 2.18; el otro en La Loma de Santa María que se localiza al sur de la ciudad, formado por una roca Riolítica y con una altura máxima de 200 m (Fig. 2.19). La importancia de este último talud estriba en que la zona ya está siendo urbanizado y se empiezan a manifestar movimientos de tierra (pequeños agrietamientos en la parte alta).



Figura 2.18.- Taludes en la Vialidad de Acceso a ciudad Tres Marías, en Morelia, Michoacán.





Figura 2.19.- Macrolocalización (zona verde oscuro) de la Loma de Santa María.

Con esta caracterización se conocieron las condiciones en que se encuentran actualmente los dos taludes (haciendo pruebas a las rocas) y de esta forma poder proponer obras de mitigación para evitar cualquier tipo de peligro.

Dicha investigación se hizo en dos etapas: la primera fue en campo (selección de los sitios para muestreo y observación de las principales discontinuidades), y la segunda etapa fue en laboratorio (pruebas de densidad, durabilidad, intemperismo acelerado, carga puntual y corte directo en discontinuidades).

El territorio de Tres Marías es un gran desarrollo inmobiliario de tipo residencial (con campo de golf), se localiza al Este de la Ciudad de Morelia y está situado en un área de valles y lomas. Para poder llegar a este desarrollo se tuvieron que hacer cortes en el cerro Punhuato para alojar la vialidad principal. Mientras que la Loma de Santa María se caracteriza por alojar la falla geológica de La Paloma con dirección E-O. Del lado Oeste del talud ya se encuentran construidas vialidades y casas habitación (zona residencial), algunas de estas obras se ubican en algún antiguo deslizamiento. Del lado Este de la zona, solamente se encuentran construcciones y vialidades en la base del talud.

En Tres Marías se seleccionaron dos taludes con altura máxima de 10 metros, estos sitios son los que constantemente tienen desprendimientos de bloques, en ocasiones se tienen que cerrar la vialidad por el volumen que cae (Fig. 2.20).





Figura 2.20.- Taludes seleccionados en el acceso a Tres Marias en Morelia, Michoacán.

En la Loma de Santa María, por su altura y composición estratigráfica (flujos piroclásticos), se optó por examinar los materiales de tres niveles, parte alta, media y baja del talud; (Fig. 2.21) los materiales son muy diferentes por lo que la resistencia tiende a variar de un sitio a otro. Esta ladera, últimamente está siendo ampliamente urbanizada.



Figura 2.21- Análisis de la parte alta de la loma de Santa María en Morelia Michoacán.

Desafortunadamente no se hacen estudios previos para conocer las características de los materiales donde se va a construir, por lo que constantemente se vive en la incertidumbre de cuando se reactivarán los deslizamientos de ladera que se observan. Además de acuerdo a la geología del lugar en la base de la ladera se tiene una ceniza volcánica con un espesor promedio de 50 m, los resultados del análisis en este material indican que, es un material con características de una roca baja en resistencia o mala.





La roca que se encuentra en la parte alta del talud, es la que mejores características tiene, por lo cual este nivel no tiene ningún problema, por lo cual que es donde se encuentran los nuevos desarrollos urbanos.

Las recomendaciones para la Loma de Santa María son, que cuando se vaya a construir cualquier tipo de obra civil, se cumpla con los estudios previos necesarios propuestos para zonas inestables, de esta forma se podrán tener mucho más elementos para dar propuestas más acertadas al caso, con la finalidad de evitar reactivaciones de los antiguos deslizamientos en masa que se tienen (Tosky A. et al., 2012).

2.2.4.- Problemas en la autopista del Sol (Cuernavaca- Acapulco)

Por la orografía de la zona que atraviesa la Autopista del Sol y por deficiencias en el diseño de los taludes, la carretera presenta derrumbes frecuentemente, especialmente en periodos de lluvias, de acuerdo con un estudio del Instituto Mexicano del Transporte (IMT), presentado este año.

El texto, “Siniestralidad vial de carreteras en áreas urbanas, caso: Autopista Cuernavaca km 98-99”, recuerda que el terreno por el que se construyó es muy complicado, por eso cuenta con numerosos cortes y terraplenes de considerable dimensión. Producto de la situación anterior y en la falta de estudios previos para el trazo de la autopista y corte de taludes, la autopista presenta muchos problemas, principalmente en zonas de cortes y terraplenes, especialmente en los periodos de lluvias”, manifiesta el organismo dependiente de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). En la Figura 2.22 se pueden percibir algunos problemas de desprendimientos de materiales.



Figura 2.22.- Problemas de movimientos de roca en la autopista del Sol en el tramo Cuernavaca-Acapulco.





La empresa Autopistas del Sol informó mediante un correo electrónico que el estudio citado fue entregado en abril de 2011, aunque desde Enero viene implementando una serie de medidas. La concesionaria afirmó que no sólo realizan trabajos en los puntos señalados por el informe, sino también en otros que ellos detectaron.

De acuerdo con el programa de conservación de Caminos y Puentes Federales (CAPUFE), para el año 2011 tenían seis contratos relacionados al mantenimiento de esta vía. Dos relativos a estabilizar terraplenes, tres para estabilizaciones de cortes, como se muestra en la Figura 2.23 y uno a la colocación de micro carpeta.



Figura 2.23.- Estabilización de un talud en la autopista del Sol con Malla de Triple Torsión y concreto Lanzado.

Las lluvias de la tormenta tropical Manuel que afectaron al Estado de Guerrero los días 14, 15 y 16 de septiembre de 2013, provocaron daños en 20 tramos entre Chilpancingo y Acapulco, por lo que permaneció cerrada totalmente a la circulación vehicular entre el 15 y 20 de septiembre de 2013 (Fig. 2.24). El tramo Cuernavaca - Chilpancingo estuvo cerrado por algunas horas desde la noche del 15 de septiembre, tras haberse registrado ocho deslizamientos, los más severos en los kilómetros 180, 190 y 253. El tramo fue reabierto el día 16 de septiembre por la tarde.

Los trabajos realizados en días posteriores a su reapertura consistieron en el revestimiento de los taludes con capas de concreto, instalación de mallas protectoras y construcción de contra- cunetas (para evitar la filtración de agua de lluvia en los muros) (Caminos y Puentes Federales, 2013).





Figura 2.24.- Talud con deslizamiento de rocas que impidió la circulación después de la tormenta Tropical Manuel.

2.2.5.- Problemas en la autopista Durango-Mazatlán

Con una inversión de más de 28 mil millones de pesos, la Autopista Durango - Mazatlán constituye uno de los proyectos más audaces y complejos de nuestro país, por lo que se considera como una obra de alta calidad de la ingeniería mexicana:

Para la edificación de sus 115 estructuras y sus 61 túneles, se utilizaron procesos constructivos modernos e innovadores, que colocan a México a la vanguardia a nivel internacional. Muestra de ello, es el Puente Baluarte, ubicado en el llamado “Espinazo del Diablo”, reconocido en algún momento como el puente atirantado más alto del mundo.

La autopista incluye, también, al túnel El Sinaloense, el segundo más largo de México con casi 2.8 kilómetros, sólo por detrás del Maxitúnel de Acapulco, que lo superó por 170 metros más de longitud.

La empresa Aldesa y Construcciones, manifestó que durante cuatro años nunca se han presentado este tipo de problemas, hasta el 2011 en donde se tuvo un derrumbe, por una falla geológica, de 200 mil metros cúbicos, como se puede constatar en la Figura 2.25.

El trabajo que se hizo fue de limpieza y se le quitó peso al talud y en el año 2013 se tuvo un deslizamiento, por lo que hicieron un terraplén para suavizar las cargas.





Figura 2.25.- Deslizamiento de un talud en la autopista Mazatlán-Durango debido a una falla geológica.

También en agosto del 2013 se presentó otro deslave de 51 metros cúbicos y se realizó labores de limpieza y se hicieron enrocamientos de piedra para darle peso y darle estabilidad al talud (Fig. 2.26).



Figura 2.26.- En la imagen de la izquierda se muestra el deslizamiento de roca que sufrió un talud de la autopista Durango-Mazatlán y en la imagen de la derecha se observa el muro de Gavión que se levantó para darle estabilidad al talud.

Con esta reparación por el momento el talud se encuentra estable, y ahora con el ciclón Sonia no se tuvo ningún problema, se presentó algún caído, pero esto no afectó el funcionamiento de la carretera ni la utilidad.





Luego de que la supercarretera Durango-Mazatlán sufrió algunos daños por el paso del huracán Manuel y de la tormenta tropical Sonia, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y las empresas constructoras afirman que es segura para transitar.

En un recorrido por parte de la SCT Durango, se constató que se hicieron las reparaciones en los puntos más vulnerables, para evitar que se presenten problemas durante la próxima temporada de lluvias. Se contrataron a geólogos y geotecnistas, prestigiados mismos que realizaron estudios y se hicieron las reparaciones conforme a lo marcado por los especialistas.

Además en caso de nevadas o de tormentas durante la temporada invernal tanto la SCT así como Caminos y Puentes Federales (CAPUFE) estarán alerta para cerrarla en caso de congelamiento de la capa asfáltica.

La carretera es monitoreada constantemente por el personal de CAPUFE, así como por los técnicos y operadores de los subsistemas de seguridad, como se puede ver en la Figura 2.27. La supercarretera cuenta con dos centros de sistema de seguridad, uno en Durango y el otro en Sinaloa y estos mantienen comunicación constante entre sí (Notimex, 2013).



Figura 2.27.- Monitoreo constante de taludes inestables en la autopista Durango-Mazatlán.





2.3.- Autopista México-Guadalajara (Caso Práctico)

La autopista México - Guadalajara es una autopista muy importante para el país ya que comunica dos de las principales ciudades de la República Mexicana, fue puesta en circulación en el año de 1994, y hasta el día de hoy, ha sido una de las autopistas más transitadas del país, circulando diariamente miles de vehículos de carga, servicio público y particulares (Fig. 2.28). La empresa del grupo TRIADA es la que tiene la concesión de gran parte de la autopista, es decir de la población de Maravatio a Zapotlanejo, es la encargada de darle mantenimiento a la infraestructura de la vía en general.



Figura 2.28.- Mapa de la Ruta en color rojo de la Autopista México-Guadalajara.

El Kilometraje de la autopista inicia a la Salida de la ciudad de México y termina a ingreso de la ciudad de Guadalajara; en el kilómetro 242+000 se entronca con la carretera a Salamanca proveniente de la ciudad de Morelia. A partir de este entronque y en los siguientes 20 kilómetros, debido a los accidentes geográficos y para acortar distancias, la autopista atraviesa por varios lomeríos de donde se derivan una cantidad considerable de taludes y cortes carreteros de suelo y roca como se observa en los ejemplos de la Figura 2.29 los cuales ya han tenido problemas y sufrido deslizamientos en los últimos años.





Figura 2.29.- En las imágenes se observan algunos taludes del tramo en estudio de la autopista México-Guadalajara (zona de estudio).

En este tramo en estudio existen dos taludes, en el kilómetro 260+000 el cual se puede observar en la Figura 2.30 y el contiguo kilómetro 261+000 que se ilustra en la Figura 2.31, los cuales ya han sufrido deslizamientos y por lo tanto han tenido reparaciones que han solucionado solo temporalmente la situación y en la actualidad están propensos a volver a sufrir deslizamientos en cualquier momento.



Figura 2.30.- Talud del km 260+000 (lado Norte), donde se observa que está muy propenso a sufrir movimientos de rocas, aunque este recubierto con malla.



Figura 2.31.- Talud del km 261+00(lado este), donde se observa que ha tenido problemas y se han construido alternativas de solución para estabilizarlo.





En el talud del kilómetro 260+000 emplearon una malla sencilla con la finalidad de poder estabilizarlo, la cual fue anclada con varillas de una manera poco eficaz. En la actualidad se encuentra desprendida ya que la caída de bloques y los deslizamientos de rocas, así como la generación de nuevas discontinuidades la han ido debilitando, aunado a que no se utilizó la malla adecuada (malla triple torsión), esto se presenta en la Figura 2.32.



Figura 2.32.- Se observa que en este talud la malla ya no soporta el empuje de los bloques que ejercen y se está rompiendo cada vez más.

El talud del kilómetro 261+000 lo estabilizaron con una berma en la parte superior y en la parte inferior colocaron un muro de gavión (utilizando roca del mismo tipo), siendo una solución temporal, ya que la constante caída de bloques ha debilitado la estructura y ha sido necesario hacer reparaciones recurrentes, cuando así se requiere, dejando en el olvido un tratamiento sistemático, como se puede constatar en la Figura 2.33.





Figura 2.33.- Se observa que este talud necesita una limpieza en la parte interna del muro de gavión, se encuentra lleno de material de caída y se está generando un empuje sobre el muro.

Por todo lo anterior se sugiere que se debe aplicar un análisis detallado de los dos taludes en sus dos frentes respectivamente, utilizando métodos adecuados, siempre teniendo en cuenta el criterio y la experiencia del Ingeniero Geotecnista y Especialista en Vías Terrestres.

2.4.- Grandes eventos de inestabilidad en los últimos tres años

Las grandes obras de infraestructura carretera requieren de grandes movimientos de tierra, incluyendo cortes carreteros con la finalidad de alojar el camino. En algunos casos los taludes se dejan con pendientes fuertes, manteniendo condiciones con problemas de inestabilidad. Dichos problemas se agudizan con los factores climatológicos que están presentes en cualquier vialidad.

Estos fenómenos tienen una gran repercusión económica, dado que los daños que se producen generan elevados costos de reparación, haciendo que los gastos por mantenimiento y estabilización de taludes sea muy costoso.

Además, en los últimos años aparte de la repercusión económica se están teniendo pérdidas de vidas humanas, estos eventos suceden en cualquier parte del mundo, por tal motivo se puede constatar en la Tabla 2.1, donde se indica el año en que sucedió el deslizamiento de detritos, el lugar, tipo de movimiento y las repercusiones que tuvo (económicas y pérdida de vidas humanas); así como su respectiva imagen que ilustrara el evento en cuestión. Por tal motivo, cada vez es más importante realizar estudios precisos para evitar en lo posible consecuencias negativas y en caso de presentarse que estas sean lo menos perjudicialmente posible.





Tabla 2.1.- Casos a nivel mundial de deslizamientos en masa, en los últimos años.

AÑO	PAÍS (ESTADO)	TIPO DE MOVIMIENTO	MECANISMO DISIPADOR	IMPACTO	IMAGEN
2011	Guatemala	Deslizamiento de Rocas	Desconocido	Decenas de muertos y cientos de afectados, vías cerrada durante 6 días	
2012	Santo Domingo (Azua)	Deslizamiento de Rocas y suelo	Desconocido	4 muertos, decenas de heridos y Fuentes Daños Materiales	
2012	Guatemala	Flujo de detritos	Fuertes Vientos	Destrucción de infraestructura	
2013	España (Pamplona)	Desprendimiento de rocas	Fuerte lluvia	Cierre de la vía durante varias horas	
2013	Taiwan	Caída de Rocas	Lluvia y erosión Fluvial	Un automóvil alcanzado por una Roca	
2013	México (Hidalgo)	Deslizamiento de suelo y fragmentos de Roca	Huracán Ingrid y Manuel	Incomunicados 100,000 Indígenas de la región	
2013	México (Acapulco, Guerrero)	Caída de Fragmentos de Roca Grande	Huracán Ingrid y Manuel	5 muertos y 8 heridos al ser aplastados en sus vehículos	





2013	México (Guerrero)	Deslizamiento de la montaña	Fuertes lluvias por huracán Ingrid y Manuel	58 muertos y cientos de heridos	
2013	México (Guerrero)	Deslizamientos de Roca	Lluvia intensa de tres días	45 deslizamientos de Taludes Carreteros 2 túneles sepultados	
2013	México (Michoacán)	Deslizamientos de Roca y suelos	Lluvia Intensa y desbordamiento de dos ríos	Caída de un puente, Deslizamiento de terraplenes, cierre temporal de la autopista	





3.- MARCO CONCEPTUAL

La mecánica de rocas se encarga de estudiar las propiedades y comportamiento mecánico de la roca, esto con el fin de diseñar y construir con criterios adecuados de ingeniería, ya sean obras temporales u obras permanentes, empleando siempre a la roca como material estructural.

La mayoría de las excavaciones mineras son de carácter temporal, esto se hace mientras se mantenga un acceso seguro durante el tiempo que sea necesario para explotarse la obra hasta su culminación. Esto en base al tiempo necesario para extraer el mineral circundante y que el comportamiento posterior de la excavación no sea un obstáculo para las demás actividades u operaciones; dado que estas dejan de ser importantes en un tiempo corto.

Sin embargo, podemos comentar excavaciones subterráneas mineras de carácter permanente; que además de presentar grandes dimensiones, son el producto de fuente de trabajo personal y equipo costoso, debiendo permanecer en operación durante la vida útil de la obra que se esté llevando a cabo como puede ser el caso de galerías entre otras.

En el caso de obras de excavaciones subterráneas para obras civiles, estas se caracterizan por su vida útil generalmente mayor a 20 años y también se caracterizan por su ámbito que involucra a la población, como lo son los casos de túneles carreteros o túneles de presión de centrales hidroeléctricas.

Los recursos destinados al estudio de la estabilidad en una excavación en roca están directamente ligados en proyección con el tiempo, el cual proporcione servicio, así como la economía involucrada en dicha excavación.

La finalidad de la mecánica de rocas es tener conocimiento de la zona en estudio, así como predecir el comportamiento que presentan los diferentes materiales rocosos ante la actuación de las fuerzas tanto internas como externas que se ejercen sobre ellos.

Cuando se requieren hacer obras y se excava un macizo rocoso o se construyen estructuras sobre las rocas, se modifican las condiciones iniciales del medio rocoso, por lo que responde a los cambios deformándose y/o rompiéndose (González de Vallejo et al., 2002).





El tipo de roca y su grado de alteración determinan las propiedades resistentes de la matriz rocosa. La estructura geológica del macizo rocoso define zonas y planos de debilidad, concentración de tensiones, zonas proclives a la meteorización, caminos de flujo de agua, etc. Los esfuerzos que actúan sobre las rocas determinan los modelos de deformación y el comportamiento mecánico del conjunto del macizo; el estado de esfuerzos es consecuencia de la historia geológica, aunque el conocimiento de ésta no es suficiente para su evaluación cuantitativa.

Un aspecto importante en el estudio de los macizos rocosos es la influencia de los procesos de alteración o meteorización sobre algunos tipos de rocas poco resistentes, cuyas propiedades varían considerablemente con el paso del tiempo ante su exposición a las condiciones atmosféricas o a la acción del agua, o debido al cambio en el estado de esfuerzos, factores que suelen ir asociados (Oteo Mazo et al., 2000).

3.1.- TALUDES EN ROCA

Un talud se considera cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal, que adopta la estructura de la tierra, bien en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería, se dividen en taludes naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes).

A su vez los taludes se pueden agrupar en tres categorías: Los terraplenes, los cortes de laderas naturales y los muros de contención, como se muestra en la Figura 3.1. Además, se pueden presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes y laderas (González de Vallejo et al., 2002).

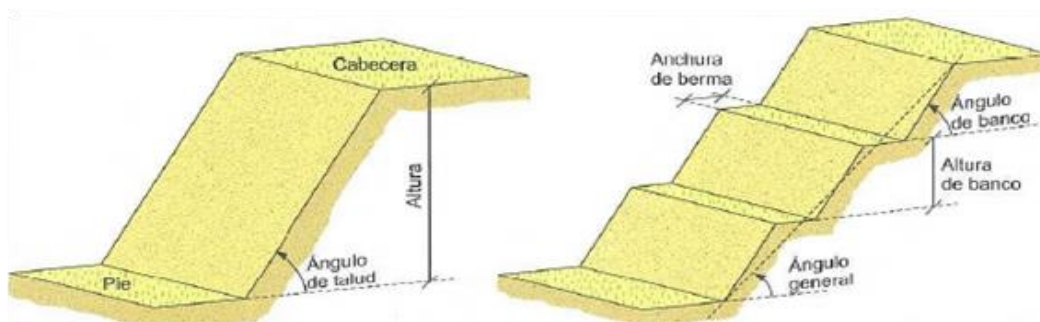


Figura 3.1.- Talud con ángulo uniforme y talud excavado en forma escalonada con bermas y bancos (González de Vallejo et al., 2002).





En el talud o ladera de la Figura 3.2 se muestran los elementos constitutivos que se deben considerar, así mismo se explican en seguida:

Altura: Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza de la ladera, la cual se representa claramente en los taludes artificiales pero es complicado de cuantificar en las laderas, debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.

Pie: Corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior del movimiento.

Cabeza o escarpe: Se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior de la ladera.

Altura de nivel freático: Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.

Pendiente: Es la medida de inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación $m/1$, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical (Suárez Díaz, 1998).

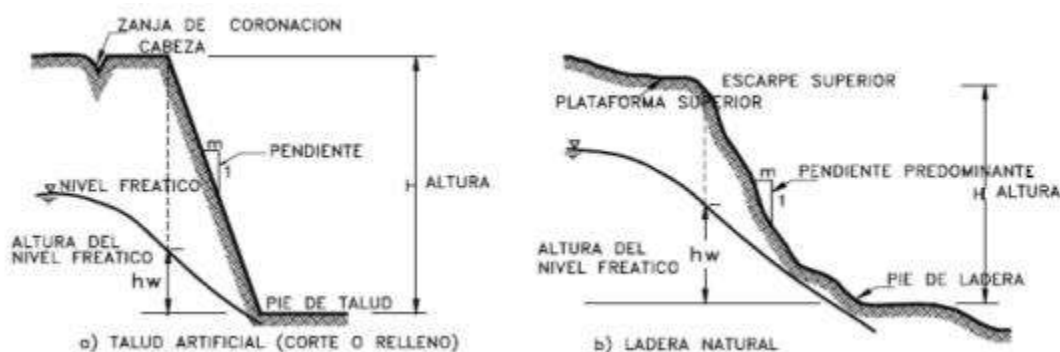


Figura 3.2.- Nomenclatura de un talud y una ladera.(Suárez Díaz, 1998).

Existen además otros factores topográficos que se requiere definir como son la longitud, convexidad (vertical), curvatura (horizontal) y área de cuenca de drenaje, los cuales pueden tener influencia sobre el comportamiento geotécnico del talud.

En taludes siempre se ha imaginado que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de la superficie de la falla supuesta, al analizar la posibilidad de tal movimiento, se admite que el suelo desarrolla en todo punto de la superficie de falla la máxima resistencia que se le considera.





3.1.1.- Nomenclatura del proceso de un deslizamiento

Los procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas corresponden generalmente, a movimientos hacia abajo y hacia los costados de su material que conforman un talud de roca, suelo o relleno, o una combinación de ellos.

Los movimientos ocurren generalmente, a lo largo de superficies de falla, sea por caída libre de bloques, movimientos de masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia arriba, mientras otros se mueven hacia abajo (Suárez Díaz, 1998).

En la Figura 3.3 se muestra un deslizamiento o movimiento en masa típico, con sus diversas partes cuya nomenclatura es la siguiente:

Escarpe principal: Corresponde a una superficie muy inclinada a lo largo de la periferia del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material fuera del terreno original. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la superficie de falla.

Escarpe secundario: Es una superficie muy inclinada producida por desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se mueve.

Cabeza: Es la parte superior del movimiento que se mueve a lo largo del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

Cima: El punto más alto del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

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

Superficie de falla: Corresponde al área debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado. El volumen de suelo debajo de la superficie de falla no se mueve.

Pie de la superficie de falla: Es la línea de interceptación entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.

Base: El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.

Punta o uña: El punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.

Costado o flanco: Un lado (perfil lateral) del movimiento.

Superficie original del terreno: Es la superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.





Derecha e izquierda: Para describir un deslizamiento se prefiere usar la orientación geográfica, pero si se emplean las palabras derecha e izquierda debe referirse al deslizamiento observado desde la corona mirando hacia el pie (Suárez Díaz, 1998).

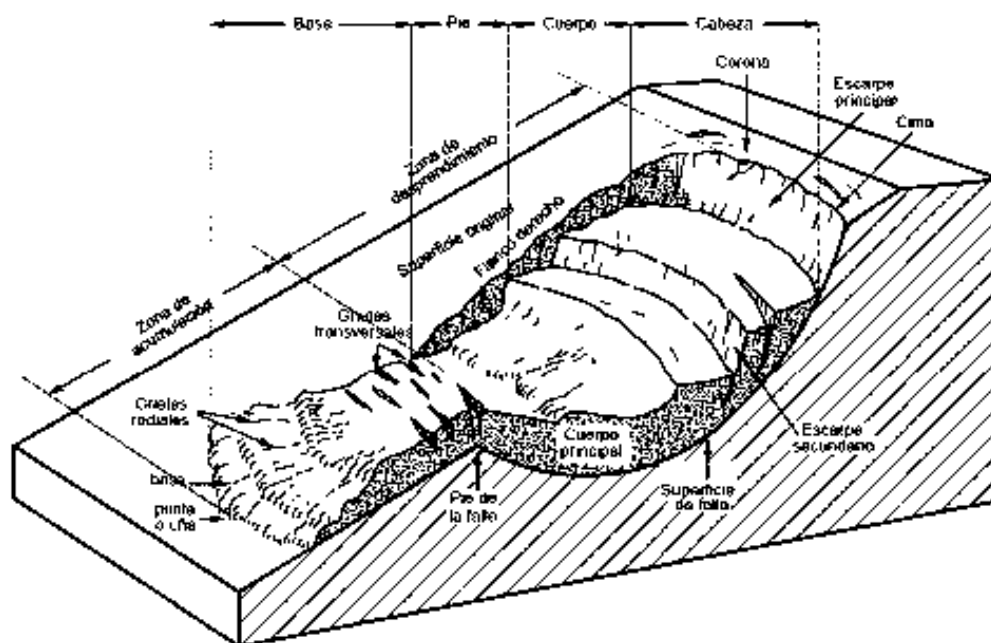


Figura 3.3.- Nomenclatura de los deslizamientos de ladera (Suárez Díaz, 1998).

3.1.2.- Dimensiones

Para definir las dimensiones de un movimiento se utiliza la terminología recomendada por el IAEG 1990, la cual se presenta en la Figura 3.4 y se describe a continuación:



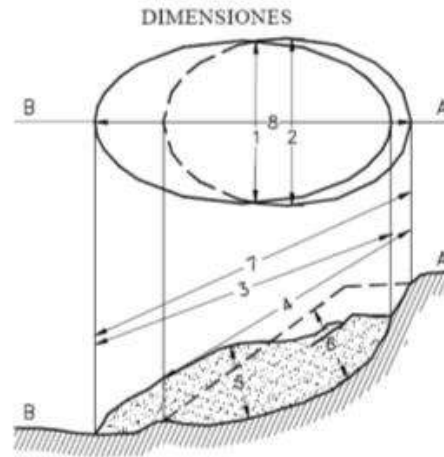


Figura 3.4.- Dimensiones de los movimientos de acuerdo a IAEG Commission Landslides (1990).

Ancho de la masa desplazada “1”: Ancho máximo de la masa desplazada perpendicularmente a la longitud, 3.

Ancho de la superficie de falla “2”: Ancho máximo entre los flancos del deslizamiento perpendicularmente a la longitud 4.

Longitud de la masa deslizada “3”: Distancia mínima entre la punta y la cabeza.

Longitud de la superficie de falla “4”: Distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y la corona.

Profundidad de la masa desplazada “5”: Máxima profundidad de la masa movida perpendicular al plano conformado por 1 y 3.

Profundidad de la superficie de falla “5”: Máxima profundidad de la superficie de falla con respecto a la superficie original del terreno, medida perpendicularmente al plano conformado por 2 y 4.

Longitud total “6”: Distancia mínima desde la punta a la corona del deslizamiento.

Longitud de la línea central “7”: Distancia desde la punta o uña hasta la corona del deslizamiento a lo largo de puntos sobre la superficie original equidistantes de los bordes laterales o flancos.

El volumen de material medido después del deslizamiento generalmente, aumenta con el movimiento debido a que el material se dilata. El término “factor de expansión” puede ser utilizado para describir este aumento en volumen, como un porcentaje del volumen antes del movimiento. En algunas ocasiones como en el caso de roca el factor de expansión puede ser hasta de un 70%.





3.1.3.- Clasificación de los deslizamientos

Los fenómenos de deslizamientos de taludes son movimientos de material (roca, detrito y tierra), a lo largo de una ladera (Canuti, et al., 1992). Estos fenómenos están catalogados como movimientos de masa que ocurren sobre la superficie de la tierra que se presentan a consecuencia de la acción de la gravedad, la cual se distingue por un carácter no selectivo al afectar indistintamente materiales de cualquier forma y dimensión. Los movimientos de materiales que no constituyen fenómenos de deslizamiento están representados por las avalanchas o por los fenómenos de subsidencia.

La gravedad no es el único elemento que entra en juego en los movimientos en masa y en los fenómenos de deslizamiento en particular, el agua sea superficial o subterránea, tiene un papel muy importante en este tipo de fenómenos.

Los procesos fluviales que constituyen ejemplos típicos de transporte de masa prevén el transporte de material en suspensión o arrastre del fondo, inclusive por distancias de varios kilómetros.

3.1.4-Tipos de movimiento

De acuerdo a Varnes (1978) y Canuti et al., (1992) definen cinco tipos principales de inestabilidad de taludes, los cuales se describen a continuación:

Caída de Bloques. La roca se mueve en el aire y el fenómeno comprende la caída libre. El movimiento es a saltos y rebotes, después viene el rodamiento de los fragmentos de roca o del material suelto.

Vuelco. El movimiento se debe a las fuerzas que causan un momento de inestabilidad en torno a un punto de rotación, situado por debajo del centro de la masa afectada. En el caso que el fenómeno no sea controlado, puede llegar a un derrumbe o escurrimiento.

Deslizamiento. El movimiento es un deslizamiento de la masa por corte a lo largo de una superficie. Estas superficies del deslizamiento son visibles y pueden ser reconstruidas y se distinguen dos tipos:

- a) *Rotacional.* Movimiento debido a las fuerzas que producen un movimiento de rotación alrededor de un punto localizado sobre el centro de gravedad de la masa. La superficie del movimiento tiene forma cóncava





- b) *Traslativo*. El movimiento se verifica en una superficie más o menos plana o con alguna ondulación, esto corresponde frecuentemente a una discontinuidad estructural como fallas, fisuras, estratificaciones o contacto entre roca y detritos.

Expansión. Extensión sub-horizontal de un nivel de material combinado con la subsidencia de un nivel más competente subyacente. La superficie de rotura no es una superficie de intensa deformación por corte.

Flujos

- a) *En macizos rocosos*. Este evento comprende deformaciones continuas, sean superficiales o profundas, además son movimientos muy lentos y no acelerados que permanecen relativamente intactas. Los movimientos pueden: a) presentarse a lo largo de superficies de corte que no están relacionadas; b) provocar plegamientos o abultamientos; c) de acuerdo con la distribución de las velocidades, se podrán relacionar a los movimientos típicos de los fluidos viscosos.
- b) *En terreno suelto*. Se explica con movimiento dentro de la masa desplazada. La forma del material en movimiento o la distribución de las velocidades y los desplazamientos son similares a aquellos de los fluidos viscosos. Las superficies de escurrimiento que se mueve no son visibles, o bien duran un tiempo breve.

El límite entre la masa en movimiento y el material en su lugar de origen, puede ser una superficie neta de movimiento diferencial, o una zona de escurrimientos distribuidos. La velocidad del movimiento varía de muy rápido a muy lento.

Complejos. El movimiento resulta de la combinación de dos o más de los cinco tipos de movimientos antes descritos. Muchos deslizamientos de ladera son combinados, pero generalmente un tipo de movimiento predomina sobre los otros (Canuti et al., 1992).

3.1.5.- Tipos de ruptura en macizos rocosos

Los diferentes tipos de roturas están condicionados por el grado de fracturación del macizo rocoso y por la orientación y distribución de las discontinuidades con respecto al talud, quedando la estabilidad definida por los parámetros resistentes de las discontinuidades y de la matriz rocosa. En macizos rocosos duros o resistentes, las discontinuidades determinan la situación de los planos de rotura.





En macizos formados por rocas blandas poco competentes, la matriz rocosa también juega un papel importante en la generación de estos planos y en el mecanismo de rotura.

Los modelos de rotura más frecuentes son: rotura plana, en cuña, por vuelco, por pandeo y curva.

Rotura Plana

Se produce a favor de una superficie preexistente, que puede ser la estratificación, una junta tectónica, una falla, etc. La condición básica es la presencia de discontinuidades buzando a favor del talud y con su misma dirección, cumpliéndose la condición de que la discontinuidad debe estar descalzada por el talud y su buzamiento debe ser mayor que su ángulo.

De rozamiento interno. En taludes excavados paralelos a la estratificación, pueden tener lugar roturas planas por deslizamiento de los estratos; este tipo de rotura es típica en macizos lutíticos o pizarrosos, generándose los planos de rotura a favor de la esquistosidad.

Los diferentes tipos de roturas planas dependen de la distribución y características de las discontinuidades en el talud (Fig.3.5). Las más frecuentes son:

- Rotura por un plano que aflora en la cara o en el pie del talud, con o sin grieta de tracción.
- Rotura por un plano paralelo a la cara del talud, por erosión o pérdida de resistencia del pie.

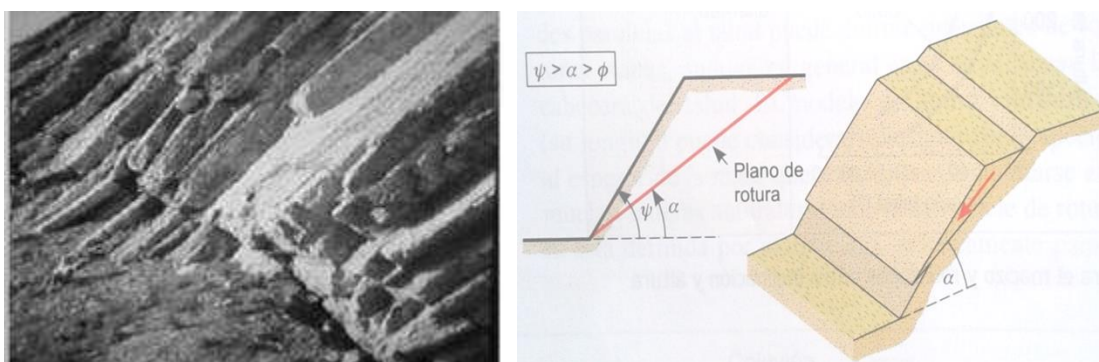


Figura 3.5.- Representación grafica de rotura plana (Vallejo et al., 2002).





Rotura Vuelco

Se produce en laderas o taludes de macizos rocosos donde los estratos presentan buzamiento contrario a la inclinación del talud y dirección paralela o subparalela al mismo. Comunmente, los estratos aparecen fracturados en pequeños bloques a favor de sistemas de discontinuidades ortogonales entre sí. Este tipo de roturas implican un movimiento de rotación de los bloques o rocas y la estabilidad de los mismos no están únicamente condicionados por su resistencia al deslizamiento, como se aprecia en la Figura 3.6.

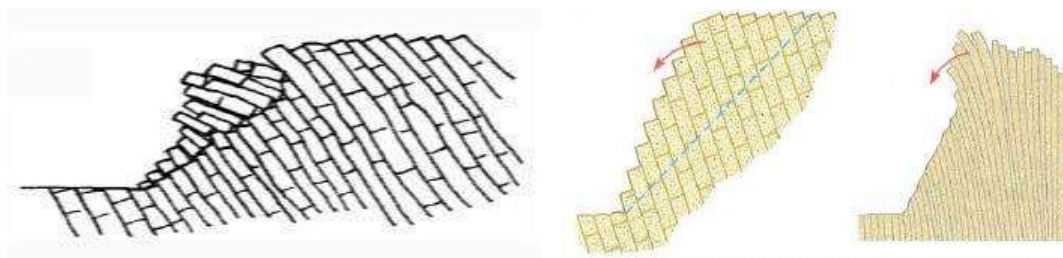


Figura 3.6.- Representación grafica de rotura en Vuelco. (Vallejo et al., 2002).

Rotura Cuña

Es un deslizamiento de un bloque en forma de cuña que está formado por planos de discontinuidades, a favor de su línea de intersección; para que se presente este movimiento, los dos planos deben aflorar en la superficie del talud, debiéndose cumplir iguales condiciones que para la rotura plana $\psi > \alpha > \phi$, siendo α el buzamiento de la línea de intersección (Fig. 3.7).

Este tipo de rotura se presenta en macizos rocosos con varias familias de discontinuidades, cuya orientación, espaciado y continuidad determina la forma y el volumen de la cuña.

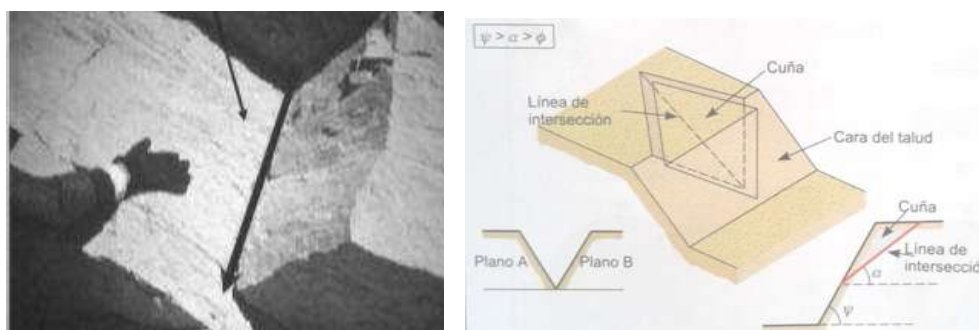


Figura 3.7.- Representación grafica de rotura en cuña (Vallejo et al., 2002).





3.2.- TRABAJO DE CAMPO

Se consideran un riesgo los talud en corte, ya que pueden generar un deslizamiento de materiales o escombros de suelos y roca, causando afectaciones severas a la población y el medio carretero.

Para poder desarrollar una metodología de riesgos, el primer paso es identificar cuáles son los sitios en los que se han presentado con mayor frecuencia deslizamientos de talud o de laderas, cuáles han sido las causas y periodicidades de dichos movimientos y cuál ha sido la afectación provocada en su entorno, verificando si se han hecho algún tipo de tratamientos o de mejoramientos al talud.

La metodología presentada en esta investigación pretende sentar las bases en la generación de la información adecuada, que corresponda básicamente al nivel de riesgo que presenta cada uno de los taludes del corte, así como seleccionar un tramo carretero crítico, realizar el análisis de datos en dicho tramo crítico, identificar los posibles efectos a la autovía, y hacer las recomendaciones pertinentes.

Durante la revisión del marco teórico se han encontrado que los factores que afectan a los taludes de corte son las pendientes y la altura, la calidad de los materiales y la susceptibilidad a la erosión, el efecto de pérdida de resistencia con el tiempo de los terrenos afectados por el hidrotermalismo, la heterogeneidad de los materiales a lo largo de la ruta, las discontinuidades que se presentan en el material, etc.

Se deduce que gran parte de los problemas en las carreteras ocasionados por la falla de taludes, presentan un alto porcentaje de índole superficial (esto conduce a que a mediano y largo plazo, pueden tener un comportamiento inestable de mayores proporciones), por lo que la evaluación es puramente visual y con mayor enfoque en la cara del talud.

La información se recolecta mediante observaciones es puramente del terreno a nivel de la rasante de la carretera. La verdadera investigación, consiste en una inspección geológica- geotécnica (mecánica de suelos y mecánica de rocas) y la valoración que se realiza es del tipo cualitativo.

El trabajo debe incluir una valoración numérica de la estabilidad de los taludes de corte, comentarios y observaciones basados en las experiencias de profesionales dedicados a la ingeniería de las vías terrestres, a partir de las observaciones hechas en varias visitas de campo y de análisis detallados. Además se podrán emplear métodos que faciliten la caracterización del macizo rocoso, como: lo propuesto por Bieniaswki, Romana, Robertson o Barton.





3.2.1.- Características de las discontinuidades

La caracterización geomecánica de un macizo rocoso es la base para la estabilización correcta de todo talud, donde se deben tomar en consideración para su análisis cinco categorías:

Categoría Uno, descripción del material rocoso (litología de la roca, resistencia de las paredes y grado de alteración).

Categoría Dos, descripción de las discontinuidades (tipo, orientación, rugosidad y apertura).

Categoría Tres, relleno en las discontinuidades (naturaleza de la discontinuidad y espesor del relleno).

Categoría Cuatro, descripción del macizo rocoso (espaciado, persistencia, número de familias y dimensiones de los bloques).

Categoría Cinco, circulación del agua (presencia del agua en las discontinuidades).

Con el término de falla, discontinuidad, diaclasa o fractura, la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM), señala a un plano de origen natural que no haya sufrido señales visibles de movimiento relativo; con el termino más común de fractura se le da a cualquier tipo de discontinuidad debida a una actividad tectónica, y el termino comprende sea cualquier tipo de falla, fractura que se haya presentado en las paredes del macizo rocoso (de pocos centímetros a varios cientos de metros), o también se consideran las zonas débiles o de corte (planos con aberturas y rellenas de materiales fricciones) (Bruschi, 2004).

Orientación de una discontinuidad, se define por su buzamiento de inclinación y por su dirección de buzamiento, como se muestra en la Figura 3.8. La determinación de la orientación media de cada familia se establece a partir de valores estadísticos representativos. La representación gráfica de las discontinuidades o de su orientación permite una visión general de la geometría de los conjuntos rocosos. Los bloques o diagramas estereográficos, representan tridimensionalmente la distribución de los planos, y se puede visualizar de una forma sencilla la orientación de la fracturación con respecto a una obra o estructura. Además, utilizando otra proyección se puede tener el número de familias que se presentan en el macizo rocoso.



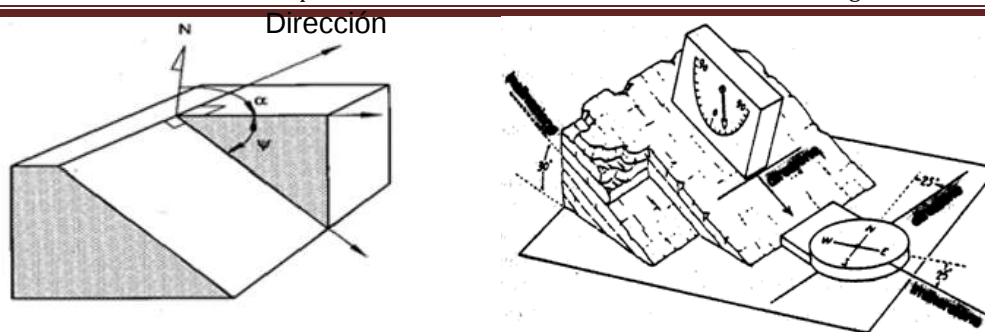


Figura 3.8.- Forma de obtener la inclinación y dirección del talud por estudiar.

Además la representación estereográfica se puede hacer de acuerdo a éstas cuatro formas:

- Representación planimetría.
- Diagrama de bloques.
- Diagrama de rosas.
- Proyecciones estereográficas.

Espaciado es la distancia media perpendicular entre los planos de discontinuidades de una misma familia. Influye en el comportamiento global de macizo rocoso y define el tamaño de los bloques de matriz rocosa que forman las diferentes familias. Si los espaciados son pequeños (bloques pequeños o viceversa), la resistencia del macizo rocoso disminuye de forma considerable, pudiendo en casos extremos presentar un comportamiento asimilable al de materiales granulares sin cohesión. Así mismo, las discontinuidades juegan un papel muy importante en la permeabilidad del macizo rocoso.

Continuidad es la extensión del plano de discontinuidad y se define en gran parte por la matriz rocosa, que va a estar involucrada o no en los procesos de rotura del macizo rocoso, y como condiciona los parámetros resistentes del mismo.

Rugosidad de un plano de discontinuidad, la cual determina su resistencia al corte. A mayor rugosidad mayor es la resistencia que presenta el bloque al movimiento. La presencia de irregularidades dificulta el movimiento durante los procesos de desplazamiento tangencial por corte a favor de las discontinuidades. Esta técnica se hace a través de lo propuesto por Barton y Choubey, donde se presenta una tabla con diferentes valores (0 - 20), como se puede apreciar en la Figura 3.9.



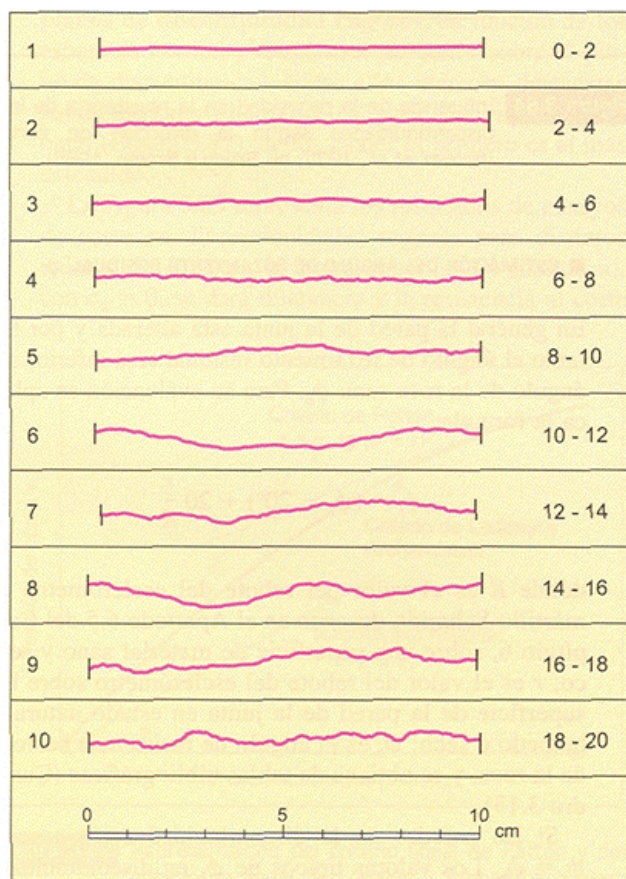


Figura 3.9.- Perfil para estimar el coeficiente de rugosidad de la roca (González de Vallejo, et al., 2002).

Abertura, es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad, sea sin relleno o con relleno (puede ser cualquier tipo de suelo o material). Este parámetro puede sufrir gran variación en diferentes zonas del macizo rocoso. La influencia de la abertura en la resistencia al corte es importante, incluso en discontinuidades muy cerradas, al modificar las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes.





En ocasiones las discontinuidades aparecen con relleno de materiales blandos arcillosos o con material rocoso de naturaleza distinta a la de las paredes. Las propiedades físicas y mecánicas del relleno, como la resistencia al corte, deformación y permeabilidad, pueden ser muy variables, y controlan el comportamiento de la discontinuidad; en el caso de materiales blandos o alterados, la resistencia puede sufrir variaciones importantes a corto plazo, si varía el contenido en humedad del relleno o si tiene lugar desplazamientos a lo largo de las juntas. Las características principales del relleno es su naturaleza, espesor, resistencia al corte y permeabilidad (González de Vallejo et al., 2002).

Esclerómetro o Martillo de Smmith. El esclerómetro es un instrumento portátil de fácil empleo, inventado originalmente para tomar medidas indirectas de la resistencia del concreto. Con modificaciones oportunas, encuentra aplicación en la Mecánica de Rocas, cuando se quiere conocer aproximadamente la resistencia a la compresión del material en campo.

El instrumento se encuentra compuesto de una masa batiente que está proyectada por un resorte calibrado contra un asta metálica de percusión, puesta en contacto con la roca. El rebote elástico de la masa batiente R (roca sana) y r (roca alterada) es una función de la cantidad de energía elástica restituida de la superficie de apoyo, viene medida por un cursor cuya escala normalmente es de 10 a 100; todo está contenido en un cilindro metálico (Fig. 3.10). La resistencia de la roca se obtiene, a través de la lectura de una respuesta a un impacto dinámica. Para rocas sanas se deben analizar un promedio de 20 muestras, en cambio para la roca alterada deben ser al menos 30 especímenes. Una vez que se saca un promedio de los valores obtenidos con el esclerómetro en la zona en estudio, y se conoce su densidad, se procede a entrar a una tabla (Fig. 3.11) para correlacionar su valor, considerando la densidad promedio del material analizado.



Figura 3 10.- Esclerómetro empleado para conocer la resistencia en campo de la roca.



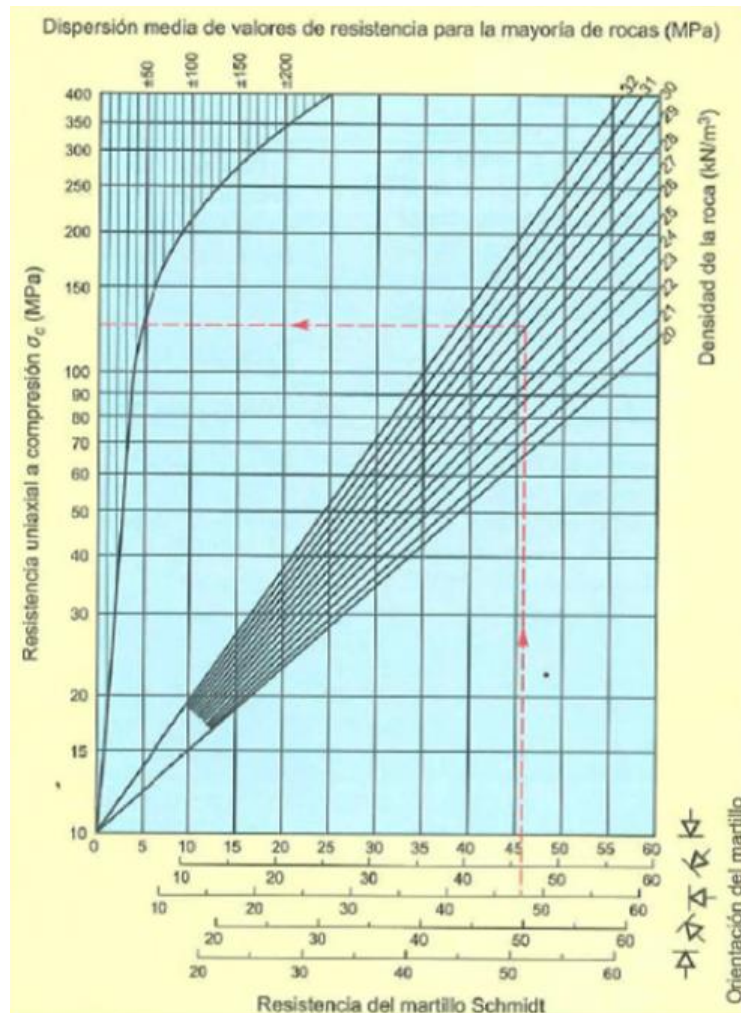


Figura 3.11.- Correlación de densidad de la roca con el esclerómetro

Número de familias. Una familia de discontinuidades es el conjunto de discontinuidades con la misma orientación (sub-paralelas), generalmente del mismo tipo. El análisis de los datos de orientación permite el reconocimiento de las familias de discontinuidades en el macizo rocoso.

Algunas geometrías de deslizamientos en rocas son típicas de algunas estructuras del macizo rocoso y están relacionadas a la orientación de las discontinuidades del talud; un número de familias insuficiente puede llevar a una baja probabilidad de inestabilidad, como también un número grande de familias con bajos valores de distancia puede cambiar el tipo de deslizamiento de traslacional o de volcamiento a rotacional.





3.3.- ENSAYOS DE LABORATORIO

La composición de las rocas son diversas por tal motivo se tienen que realizar ensayos, para obtener resultados que se analizarán e interpretarán. En rocas aparentemente isótropas y homogéneas se dan direcciones preferentes de anisotropía y variaciones que influyen en los resultados de los ensayos de laboratorio.

La finalidad es establecer las relaciones entre los esfuerzos y las deformaciones durante el proceso de carga y rotura, los esfuerzos a que está sometida la roca en el momento de la rotura y sus parámetros resistentes. Estos métodos son los ensayos de laboratorio, como densidad, absorción, durabilidad, carga puntual, etc.

Con la realización de un número estadísticamente representativo de ensayos, se pueden obtener valores característicos de los parámetros de la roca por estudiar, a partir de las fuerzas aplicadas en el momento de la rotura; mediante la realización de ensayos adecuados, obteniéndose curvas esfuerzo-deformación representativas de su comportamiento. Este estudio es fundamental a la hora de caracterizar las propiedades de deformación de los materiales rocosos.

Los valores obtenidos dependerán de la naturaleza y condiciones de la roca, así como de las condiciones del ensayo (González de Vallejo et al., 2002).

Las pruebas que se les aplicaron a los especímenes se hicieron en el Laboratorio de Materiales de la Facultad de Ingeniería Civil "Ing. Luis Silva Ruelas" de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Sección de Mecánica de Rocas.

3.3.1.- Densidad

La densidad es la relación entre la masa y el volumen de la sustancia, midiéndose en unidades de masa / unidades de volumen (eg., g/cc). El peso específico es la relación numérica entre el peso de un cuerpo y el peso de igual volumen de agua a 4°C, esto es la relación entre las densidades del cuerpo y la del agua. Esta propiedad es adimensional y se realizó en base a lo descrito por la ASTM C127-04.

3.3.2.- Absorción

Se basó en la norma ASTM C127-04 y se utilizó para determinar las propiedades físicas de las rocas de este trabajo.





3.3.3.- Ensayo de durabilidad

La durabilidad de la roca es la resistencia que presenta ante los procesos de alteración y desintegración; como la hidratación, disolución, oxidación, etc., cambiando la estructura del material. En rocas con altos contenidos de minerales arcillosos, la exposición al aire o con presencia de agua degrada la resistencia, esto debe de considerarse al ponerse en contacto con la atmósfera.

La prueba se hizo de acuerdo a la norma ASTM D 4644-04, donde estudia el proceso de sequedad-humedad-desmoronamiento de las rocas. Este método se utiliza para estimar cualitativamente la durabilidad de las rocas débiles en el entorno, asignándole valores cuantitativos de acuerdo al sistema de clasificación de Franklin.

El equipo empleado tiene un motor que está montado en una placa metálica, a su vez se unen dos recipientes de acrílico donde se colocan dos tambores, que giran a una velocidad de 20 rpm. Cada tambor está formado por una malla con una abertura de 2 mm, es de forma cilíndrica, con un diámetro de 140 mm y una longitud de 100 mm. Las placas que soportan los tambores son desmontables para poderlos retirar y limpiar. En esta prueba se emplea agua destilada ya que no contiene sales disueltas o impurezas que puedan afectar el resultado de la prueba.

Las muestras ensayadas son fragmentos de roca pequeños con peso que oscila entre 400 y 500 grs, previo al primer ciclo de prueba. Pueden ser de origen natural o formados mediante rotura. Estas no deben tener aristas, por lo que se deben eliminar median una devastadora o por medio de una lija u otro objeto.

La prueba consiste en someter los fragmentos de roca, a tres ciclos de humedad-sequedad- desmoronamiento, montando el tambor en las tinas de acrílico, agregando el agua destilada dos centímetros por debajo del eje del tambor y dejando un espacio libre de 40mm entre la parte más baja y la parte inferior de la malla, como se puede observar en la Figura 3.12. El equipo trabaja por un lapso de 10 minutos. Una vez cumplido este tiempo se desmonta el tambor y se recupera el material, se introduce al horno por 24 hrs. Se vuelve a repetir todo el proceso para el segundo y tercer ciclo.



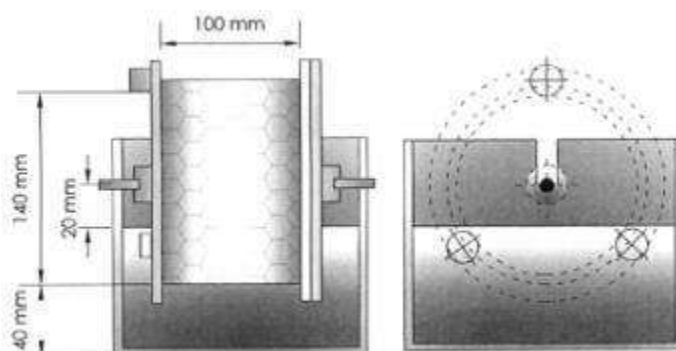


Figura 3.12.- Esquema de la máquina de durabilidad. (Tosky Juárez, 2012).

El cálculo del Índice de durabilidad de cada ciclo se hace de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$ID \% = \left(\frac{\text{Peso después de cada ciclo}}{\text{Peso inicial}} \right) 100$$

donde:

ID(%) = índice de durabilidad de la roca, en porciento.

Concluida la prueba, se comparan los valores obtenidos con la Tabla 3.1, donde se indica la clasificación estándar en base a un valor propuesto por la ASTM D 4644-04. Este valor indica el grado de degradación o intemperización de la roca analizada.

Tabla 3.1.- Clasificación de la Durabilidad ASTM D 4644-04.

Durabilidad	Porcentaje Retenido %	
	1er ciclo	2do ciclo
Muy alta	> 99	90 - 95
Alta	98 - 99	85 - 90
Media- Alta	95 - 98	75 - 80
Media	85 - 95	50 - 75
Baja	60 - 85	25 - 50
Muy baja	< 60	< 30





3.3.4.- Prueba de carga puntual

Denominada también como Point Load Test (PLT) o ensayo Franklin. Se utiliza para determinar la resistencia a compresión simple de muestras irregulares o de testigos cilíndricos, a partir de un Índice de Carga Puntual (I_s). Este índice de prueba caracteriza y clasifica la roca en base a su propiedad mecánica. Es un ensayo de campo o de laboratorio, que se aplica a especímenes de roca dura.

De acuerdo a la norma ASTM D 5731-05, se somete una muestra de roca a una carga creciente hasta a la rotura donde se produce el rompimiento de la misma. Dicha carga es aplicada a través de dos puntas cónicas, donde el espécimen se coloca en medio de las dos puntas hasta su falla, en la Figura 3.13 se muestra el equipo utilizado.



Figura 3.13.- Equipo empleado para la carga puntual en laboratorio.

- **Muestras de ensayo**

El número de muestras a ensayar depende de acuerdo a su forma, en núcleos o cilíndricas y se analizan al menos 10 ejemplares. Cuando sean de forma irregular serán al menos 15 especímenes. Las muestras en forma de núcleo son las más recomendadas para una clasificación más precisa.



- **Dimensiones**

Las dimensiones exteriores no deben ser menores a 30 mm y no más de 85 mm. Las dimensiones recomendadas son de 50 mm.

- **Tamaño y forma**

Para núcleos, bloques o muestras de tamaño irregular, deberán cumplir con las recomendaciones de la norma ASTM D 5731-05. No se requiere preparación de las muestras (Fig. 3.14).

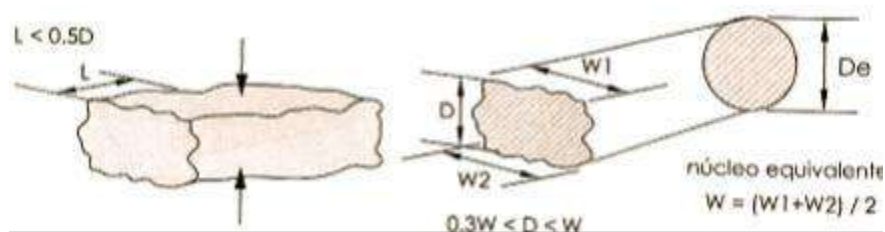


Figura 3.14.- Determinación de las dimensiones de los fragmentos de roca. (ASTM D 5731-05).

- **Para muestras irregulares**

Antes de introducir el espécimen en las puntas cónicas, se debe corroborar que la relación D/W , esté entre los valores de $1/3$ y 1 , de preferencia de 1 , y la distancia L debe ser al menos $0.5W$. Enseguida se coloca el espécimen sobre las puntas cónicas, haciendo contacto con la roca, alejado de los bordes y las esquinas.

Registramos el ancho más pequeño del espécimen W , perpendicular a la dirección de la carga que se aplica, en caso que los lados no sean paralelos, se calcula el ancho W , como el promedio de la parte superior e inferior $((W_1 + W_2)/2)$. Este ancho W , se utiliza en el cálculo del índice de resistencia de la carga puntual con independencia del modo real de la falla.

Enseguida se incrementa la carga, siendo constante y de forma lenta hasta producir la falla, registrando la carga de rotura P (distancia entre puntas). Se elimina la prueba en caso de que la superficie de falla pase por un solo punto.

- **Rocas anisotrópicas**

En el caso de rocas que presenten alguna anisotropía, se deben probar los especímenes en una dirección, tal que se generen los mayores y menores esfuerzos de cargas posibles.



Los resultados más fuertes de la prueba se obtienen cuando el eje del núcleo es perpendicular a los planos de debilidad, por lo que el eje del núcleo y la normal a la dirección de menos resistencia preferentemente no excederán de 30°.

Si la penetración de la prueba ocurre en la cercanía de los conos, la dimensión D que va a ser empleada para el cálculo de la fuerza de carga puntual será el valor D medido al instante de la falla, este valor será menor al registrado antes de la prueba.

Cálculo

Una vez concluido todo el proceso de la prueba y haber registrado todos los datos de las diferentes pruebas, se procede a calcular el índice de resistencia de carga puntual mediante la siguiente expresión:

$$I_s = \frac{P}{De^2}$$

Para muestras cilíndricas o núcleos, donde:

- P= Carga de falla en Newtons.
- De = Diámetro del núcleo en mm = D (mm²)
- De²= 4 A / π, para bloques y terrones ó muestras irregulares (mm²)

Para muestras irregulares, donde:

- A= WD = superficie mínima de la sección transversal de un plano que pasa por los puntos de contacto de los conos.

Factor de corrección por tamaño. Se aplica a bloques y muestras irregulares de roca, para aproximar el índice de carga puntual, Is, a un Is₍₅₀₎ (establecido por la norma), que corresponde a un núcleo diametral de 50 mm. Lográndose por la siguiente expresión:

$$I_{s(50)} = F * I_s$$

El factor de corrección por tamaño F, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.45}$$

Para muestras cerca del tamaño de 50 mm e irregulares, es con la siguiente fórmula:

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0.5}$$





- **Cálculo del valor medio**

Se calcula suprimiendo los dos valores más altos y los dos más bajos, de diez o más pruebas realizadas, se hace un promedio a partir de los valores restantes. Para rocas anisotrópicas, se calcula a partir de la relación entre los dos índices promedio de carga puntual $Is_{(50)}$, que se han medido en las dos direcciones: paralelo y normal de los planos de debilidad.

$$I_a = \frac{Is_{(50)normal}}{Is_{(50)paralelo}}$$

- **Cálculo de la compresión uniaxial (resistencia a compresión simple)**

Se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\delta_{uc} = C * Is_{(50)}$$

donde:

- δ_{uc} = Esfuerzo de compresión uniaxial
- C= Factor que se obtiene de la Tabla 3.2, en base al tamaño del espécimen D, en mm.
- $Is_{(50)}$ = índice de carga puntual corregido.

En caso de tener un espécimen con un valor de 20% inferior a la media, este deberá ser examinado por defectos.

Tabla 3.2.- Valor de del Coeficiente “C” de acuerdo a la norma ASTM D 5731-05.

Tamaño o abertura del espécimen (mm)	Valor de "C"
20	17.50
30	19.00
40	21.00
50	23.00
54	24.00
60	24.50





3.4.- MÉTODOS DE CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS

En los Túneles y Taludes rocosos, los mecanismos de la estabilización son controlados por el grado de alteración y por la anisotropía existente en el macizo rocoso, tales como la estratificación, juntas, fallas, cuya relación con los mecanismos de inestabilidad es regida por los siguientes factores:

- Distribución espacial de las discontinuidades, relación entre su posición (rumbo y buzamiento) con la dirección del túnel. Siendo este el más importante a considerarse en el trazo de entrada y salida de mismo.
- Presencia y naturaleza de los materiales de relleno de las discontinuidades, irregularidades en las superficies de las discontinuidades.
- Rotura y movimientos anteriores.

Existen algunos métodos para poder clasificar un macizo rocoso, entre ellos se pueden mencionar algunos métodos realizados por autores conocidos mundialmente en el campo de la mecánica de rocas, donde también se hace un análisis en el diseño de taludes, como lo son: Bieniawski y Manuel Romana (González de Vallejo et al., 2002).

3.4.1.- Método de Bieniaswki (RMR)

Es una clasificación que ha sido utilizada en Sud-África y fue desarrollada principalmente a partir de excavaciones subterráneas mineras para extraer diamantes. La evaluación de calidad de macizos rocosos Rock Mass Rating (RMR) es realizada mediante la atribución de 5 valores de parámetros que intervienen en ella, como:

Resistencia a la compresión a la roca alterada, Bieniawski emplea la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca que proponen, Deere y Miller (1966), como alternativa se podrá utilizar la “clasificación de carga de punta”, para cualquier tipo de roca, excepto la muy frágil.

RQD, índice de calidad de la roca según Deere y Miller (1966).

Espaciamiento de las discontinuidades, se refiere a los planos de estratificación y otros planos de debilidad del macizo rocoso.

Condiciones físicas y geométricas de las discontinuidades, este parámetro toma en consideración la separación o abertura de las fisuras o fracturas y su continuidad, la rugosidad de la superficie, el estado de las paredes (duras o blandas), y la presencia de relleno entre las discontinuidades.





Presencia de agua subterránea, se intenta medir la influencia del flujo de agua subterráneas sobre la estabilidad de las excavaciones en función del caudal que penetra en la excavación, y de la relación entre la presión del agua en las discontinuidades y el esfuerzo principal.

Bieniawski reconoció que cada parámetro no contribuye necesariamente de igual manera al comportamiento del macizo rocoso. Por ejemplo un RQD de 90 MPa y una resistencia a la compresión uniaxial de 2000 Kg/cm² parecerían indicar una roca de calidad excelente, pero una infiltración grande en esa misma roca puede cambiar radicalmente esta opinión.

En la Tabla 3.3 se muestran los parámetros que considera el autor para la valoración de cualquier macizo rocoso. En rojo son los coeficientes que se tienen que tomar en consideración y al final se deberán sumar.

Tabla 3.3.- Clasificación de un macizo rocoso según Bieniawski.

PARAMETROS		RANGO DE VALORES						
Resistencia de la Roca inalterada	Resistencia Point Load (MPa)	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Para estos valores bajos es preferible la prueba de compresión uniaxial		
	Resistencia a compresión uniaxial (MPa)	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 Mpa	25 - 50 Mpa	5 - 25 Mpa	1 - 5 Mpa	< 1 Mpa
Coeficiente		15	12	7	4	2	1	0
Índice de Calidad de la Roca RQD (%)		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
Coeficiente		20	17	13	8	3		
Espaciamiento de las discontinuidades		> 3 m	1 - 3 m	0.3 - 1 m	0.05 - 0.3	< 0.05		
Coeficiente		20	15	10	8	5		
Condiciones de las discontinuidades		Superficies muy rugosas sin continuidad, sin separación. Paredes de roca sin alteración.	Superficies rugosas, con separación < 1 mm. Paredes ligeramente meteorizadas	Superficies ligeramente rugosas, con separación < 1 mm. Paredes altamente meteorizadas	Superficies lisas o relleno < 5 mm espesor o separación 1-5mm fisuras continuas	Relleno blando > 5 mm de espesor separación > 5 mm fisuras continuas		
Coeficiente		30	25	20	10	0		
Agua en la Roca	Flujo por cada 10 en longitud del talud (l/min.)	Ninguna	< 10	10. - 25	25 -125	> 125		
	Presión del agua en las fisuras	0	0.0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	Condición general	Seco	Lig. Húmedo	Húmedo	Goteando	Chorreando		
Coeficiente		15	10	7	4	0		





Tabla 3.4. Correcciones dependiendo la orientación de las discontinuidades.

Corrección por la orientación de las discontinuidades	Taludes	Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy Desfavorables
Coeficiente		15	10	7	4	0

Dependiendo de la valoración numérica obtenida en la sumatoria de los coeficientes se le da un valor al macizo rocoso (entre I al V), donde se puede analizar los parámetros geomecánicos recomendados (Cohesión y ángulo de fricción.)

Tabla 3.5-. Valoración de la roca dependiendo el resultado de su RMR.

VALORACIÓN RMR		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	Menor 20
CLASIFICACIÓN		I	II	III	IV	V
Descripción		Roca muy buena	Roca buena	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala
Parámetros geomecánicos	Cohesión	30 ton/m ²	20 a 30 ton/m ²	15 a 20 ton/m ²	10 a 15 ton/m ²	Menor a 10 ton/m ²
	Ángulo de fricción	Mayor a 45°	40° a 45°	35° a 40°	30° a 35°	Menor a 30°

Dependiendo de su valor de RQD podremos darnos una idea de la calidad de la roca de acuerdo a lo propuesto en la Tabla 3.6. Este valor no considera la presencia del agua, tampoco algún tipo de relleno ni las características de las discontinuidades; y cuando no es posible obtener corazones se obtiene el RQD con un procedimiento alternativo.





Tabla 3.6.- Valorización de parámetros RQQ (Deere,1962)

PARAMETRO	DESCRIPCIÓN	VALOR	OBSERAVCIONES
RQD	(A) muy mal	0 a 25	Cuando RQD se reporta o es medido como menor a 10, se lo otorga un valor nominal de 10.
	(B) mala	25 a 50	
	(C) Regular	50 a 75	
	(D) Buena	75 a 90	
	(E) Excelente	90 a 100	

3.4.2.- Método de Romana para taludes (SMR)

La clasificación SRM es un método de determinación de las fracturas de ajuste adecuadas para aplicar la clasificación RMR de Bieniawski a taludes. Cualquier clasificación debe considerar, que la rotura de un talud rocoso puede ocurrir de acuerdo a la estructura y litología de la roca. En la mayoría de los casos la rotura de la masa rocosa está gobernada por las discontinuidades y se producen según superficies formadas por una o varias superficies de discontinuidad.

El coeficiente para la clasificación de taludes se obtiene del Índice RMR restando un factor de ajuste, que es función de la orientación de las juntas (producto de tres subfactores) y sumando un factor de excavación que depende del método empleado, como se muestra en la siguiente fórmula.

$$SRM = RMR + (F1 * F2 * F3) + F4$$

F1 Depende del paralelismo entre la dirección de las fisuras y del frente del talud. Varía de 1 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0.15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es muy baja).

F2 Depende del buzamiento de las discontinuidades en la rotura plana. Varía de 1 (para fracturas con buzamiento mayor de 45°), y 0.15 (para fracturas con buzamiento inferior a 20°). Para roturas de vuelco, el valor es de 1.

F3 Refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud. Se han mantenido los valores propuestos por Bieniawski, que son siempre negativos:

Para roturas planas expresa la probabilidad de que las juntas afloren en el talud. Se supone que las condiciones son normales cuando el buzamiento medio de la familia de discontinuidades es igual al del talud, y por lo tanto afloran algunas pocas discontinuidades.





Para la rotura por vuelco no se supone que puedan existir condiciones desfavorables o muy desfavorables, ya que este rara vez produce roturas bruscas y en muchos casos los taludes con vuelcos de estratos se mantienen.

F4 Es el factor de ajuste según el método de excavación y ha sido establecido empíricamente:

3.4.3 Métodos de Excavación

En la Clasificación SRM los métodos de voladura se clasifican en:

Precorte

- Se perfora una serie de taludes a lo largo de la superficie final del talud. Cada taladro se replantea.
- Los taladros deben de ser paralelos (+2%) y distan entre si de 50 a 80 cm.
- Las cargas de explosivos son ligeras y no están acopladas a la pared del taladro, dejando aire en medio.
- La fila de precorte se dispara con anterioridad a la pegada principal.

Voladura Suave

- Se perfora una serie de taladros a lo largo de la superficie final del talud. Cada taladro se replantea.
- Los taludes deben de ser paralelos (+- 2) y distan entre si de 60 a 100 cm
- La fila de recorte se dispara después de la pega principal (Normalmente con microretardos)

Voladura Normal

- Cada taladro se replantea de acuerdo con un esquema previo de tiro.
- Las cargas son las menores posibles.
- Se dispara secuencialmente, con retardos o microretardos.

Voladura Deficiente

- El esquema de tiro es indicativo.
- Las cargas no son las mínimas posibles.
- El disparo no es secuencial.

Si la voladura se hace nominalmente dentro de una categoría pero alguna condición no se cumple debe valorarse con el factor correspondiente a la categoría inferior. La mayoría de las voladuras en cortes y canteras tratan de obtener la máxima fragmentación y deben ser consideradas como “deficientes”.





Los taludes naturales son más estables, a causa de los procesos previos de erosión sufridos por el talud, y de los mecanismos internos de protección que muchos de ellos poseen (vegetación, desecación superficial, drenaje torrencial, etc.). **F4 = ± 15**

El precorte aumenta la estabilidad de los taludes en media clase **F4 = ± 10**

Las técnicas de voladura suave (recorte), bien ejecutadas, también aumentan la estabilidad de los taludes. **F4 = ± 8**

Las voladuras normales aplicadas con métodos razonables no modifican la estabilidad, **F4 = 0**

Las voladuras defectuosas son muy frecuentes y pueden dañar seriamente a la estabilidad **F4 = - 8**

La excavación mecánica de los taludes por ripado sólo es posible cuando el macizo rocoso está muy fracturado o la roca blanda. Con frecuencia se combina con prevoladuras poco cuidadosas. Las caras del talud presentan dificultades de acabado. Por ello el método ni mejora ni empeora la estabilidad **F4 = 0**

La clasificación no tiene instrucciones específicas para las roturas en cuña. El procedimiento a seguir es obtener el índice SMR para cada una de las familias de las discontinuidades. Se adoptara para el talud el valor menor del índice SRM obtenido para cada familia de discontinuidades

En seguida se muestran las Tablas 3.6 3.7 y 3.8, donde se presentan los valores descritos con anterioridad.





Tabla 3.7.-Factor de ajuste para juntas, de acuerdo a lo propuesto por Romana.

FACTOR DE AJUSTE PARA LAS JUNTAS						
Caso		Muy favorable	Favorble	Normal	Desfavorable	Muy Favorable
P	aj -as	> 30°	30° - 20°	20°-10°	10-5°	<5
T	aj- as- 180 °					
P/T	F1	0.15	0.4	0.7	0.85	1.0
P	Bj	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 45°	> 45°
	F2	0.15	0.4	0.7	0.85	1.0
T	F2	1	1	1	1	1
P	Bj -Bs	> 10°	10° - 0°	0°	0 (-10°)	< - 10°
T	Bj + Bs	< 110°	110° - 120°	> 120°		
P/T	F3	0	-6	-25	-50	-60
Bs Buzamiento de talud		P Rotura Plana		as Dirección Buzamiento de talud		
Bj Buzamiento de las juntas		T Rotura por vuelco		aj Dirección buzamiento de las juntas		

Tabla 3.8.- Factor de ajuste según el método de excavación.

FACTOR DE AJUSTE SEGÚN EL MÉTODO DE EXCAVACIÓN					
Método	Talud Natural	Precorte	Voladura Suave	Voladura o mecánico	Voladura Deficiente
F4	15	10	8	0	8

Tabla 3.9.- Clases de estabilidad según el SMR.

CLASES DE ESTABILIDAD SEGÚN EL SMR					
Clase	V	IV	III	II	I
SRM	0 -20	21- 40	41 -60	61 -80	81 - 100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente inestable	Estable	Totalmente estable
Roturas Planas	Muy Grandes	Grandes	Importantes	Ninguna	Ninguna
Vuelcos	Muy Importantes	Importantes	Menores	Ninguna	Ninguna
Cuñas	Muchas	Muchas	Muchas	Algunas	Muy pocas
Completas	Posible	Ninguna	Ninguna	Ninguna	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno





Método de Sostenimientos más adecuados de acuerdo a la clasificación de Romana

Cuando un talud muestra inestabilidades se pueden corregir con muchas medidas diferentes, conjuntamente o por separado. Para muchas de estas medidas se carece de estudios analíticos que definen su efecto real.

El estudio de un talud rocoso potencialmente inestable es una labor compleja que requiere un cuidadoso estudio de campo, un análisis detallado y buen sentido ingenieril para valorar la importancia relativa de los diferentes factores de inestabilidad que puedan estar actuando.

Ningún sistema de clasificación puede sustituir todo este trabajo. Pero puede ser de utilidad indicando los límites habituales de uso para cada clase de medidas de corrección. La elección entre dichas medidas está fuera del alcance de una clasificación Geomecánica.

Tabla 3.10. Medidas de sostenimiento de acuerdo de acuerdo a la valoración SRM.

Medidas	Tipo de Medidas	SRM
Reexcavación	Tendido Muros de contención	10 - 20
Drenaje	Superficial Profundo	10 - 40
Concreto	Lanzado Concreto Dental Contrafuertes y/o Vigas Muros de Pie	20 - 60
Refuerzo	Bulones Anclajes	20 - 60
Protección	Zanjas de Pie Vallas (pie o Talud) Redes	45 - 70
Sin sostenimiento	Ninguna Sanqueo	Mayor de 65

3.4.4.- Método de Robertson para taludes (SRMR)

Slope Rock Mass Rating(SRMR), toma como base el RMR de Bieniawski, que también se emplea en la estabilidad de taludes en roca (Steffen Robertson y Kiersten, 1987), es muy empleado para cortes de talud en cavas en macizos rocosos suaves. La fórmula del SRMR se presenta a continuación:

$$\text{SRMR} = A1 + A2 + A3 + A4$$





donde:

- A1= Resistencia de la roca intacta.
- A2= Valor del RQD.
- A3= Espaciamiento de las discontinuidades.
- A4= Condiciones de las discontinuidades.

De acuerdo a lo expresado anteriormente, se consideran los cuatro parámetros y que su coeficiente se localizan en las Tablas 3.9, 3.10, 3.11 y 3.12. Posteriormente se deberán sumar y el resultado se deberá comparar con la Tabla 3.13. La finalidad es conocer las características del macizo rocoso analizado.

Tabla 3.11.- Rangos de la resistencia a la roca intacta.

A1.- RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA											
Is (Mpa)	>10	4 a 10	2 a 4	1 a 2	No aplica, usar σ_c						
σ_c (Mpa)	> 250	100 a 250	50 a 100	25 a 50	5 a 25	1 a 5	0.6 a 1	0.15 a 0.6	0.08 a 0.15	0.04 a 0.01	< 0.04
Coeficiente	30	27	22	19	17	15	10	6	2	1	0

Tabla 3.12.- Rangos del RQD.

A2. - Índice RQD					
RQD (%)	90-100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25
Coeficiente	20	17	13	8	3

Tabla 3.13.- Rangos del Espaciamiento de las discontinuidades.

A3. - ESPACIAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES					
S (cm)	> 200	60 - 200	20 - 60	6. - 20	< 6
Coeficiente	20	15	10	8	5





Tabla 3.14.- Rangos de las condiciones de las discontinuidades.

A4. - CONDICIONES DE LAS DISCONTINUIDADES					
Condiciones	Muy rugosas No continuas y cerradas paredes no alteradas	Ligeramente rugosas y continuas Abertura < 1mm paredes Ligeramente alteradas	Ligeramente rugosas y continuas Abertura < 1mm paredes alteradas	Planas o lisas y continuas abertura 1 a 5 mm rellenas < 5 mm	Continuas Abertura > 5 mm rellenas > 5 mm
Coeficiente	30	25	20	10	0

Como se observa en la evaluación, el factor hidráulico no se considera, es decir el agua presente en el macizo rocoso no influye en la resistencia de la misma, esto de acuerdo a lo propuesto por Robertson. Para valores del SRMR superiores a 40, la estabilidad está gobernada por la orientación y la resistencia al corte de las discontinuidades, mientras para valores inferiores, la rotura sucede independientemente de la junta por deslizamiento roto-traslacional. La rotura está en función de las características del macizo rocoso, como se ve en la Tabla 3.13.

Tabla 3.15.- Rangos del SRMR para taludes de Robertson.

CLASIFICACIÓN SRMR PARA TALUDES (ROBERTSON)			
SRMR	CLASE	COHESIÓN	ÁNGULO DE FRICCIÓN
40 - 35	IV a	138	40
35 - 30	IV a	86	36
25 - 30	IV b	50 - 72	30 - 34
25 - 20	IV b	50 - 70	26 - 30
20 - 15	V a	50 - 60	24 - 27
15 - 5.	V b	14 - 50	21 - 24





3.5.- ANÁLISIS CINEMÁTICO

En el análisis cinemático de macizos rocosos se analizan sistemas de fracturamiento, se puede decir que están formados por bloques de roca delimitados por un sistema tridimensional de planos que forman las discontinuidades. Se entiende por discontinuidad a todas aquellas estructuras (fallas, fracturas, diaclasas, estratificación, foliación, etc.), que forman dichos planos, los que comúnmente se conocen como fabrica estructural del macizo rocoso.

Normalmente este tipo de discontinuidades son producto del tectonismo a la que fue sujeta la roca en un estado inicial de sus esfuerzos. Dependiendo de la orientación de estos se tiene un patrón de fracturamiento que delimitará los bloques en cuestión.

Analizar la estabilidad de un talud en roca fracturada, es parte de dos procesos: El primero es conocer la fabrica estructural del corte, determinadas por la orientación de las discontinuidades, lo que podría resultar un talud inestable, lo que se conoce como orientación desfavorable con respecto a las discontinuidades. Esta determinación es realizada por medio de un estudio estereográfico, que se denomina Análisis Cinemático (Piteau y Peckover, 1978). El segundo paso requiere un análisis de estabilidad del talud por el método de Equilibrio Límite, el propósito es comparar las fuerzas resistentes a la falla contra las fuerzas causantes del fracturamiento del talud. El rango entre estos dos sistemas de fuerzas se denomina Factor de Seguridad (FS).

Para poder realizar el análisis tridimensional del número de familias de discontinuidades, se necesita aplicar un plano bidimensional. Para tal efecto existen dos tipos de proyecciones esféricas: la primera, conocida como red estereográfica de Lambert o Schmidt, y la segunda, como proyección de Wulff.

Diversos autores como Goodman (1976), Hoek y Brown (1908), Piteau y Peckover (1978) han aplicado ambas técnicas, las cuales son del todo idénticas entre sí (Fig. 3.15). La única limitación es que al iniciar el análisis con un sistema u otro, éste deberá continuarse empleando hasta concluir el proyecto (Hoek y Brown, 1980). Existen varias metodologías para analizar cinemáticamente el talud, entre ellas podemos citar las de los autores John (1968) y Panet (1969).



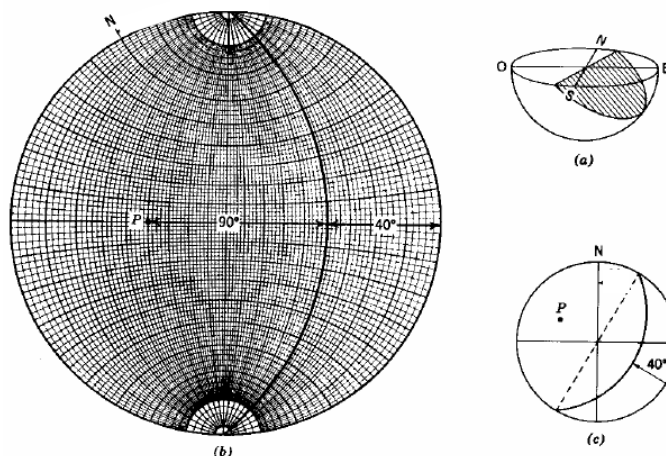


Figura 3.16.- Representación cinemática por medio de estereograma.

3.5.1.- Círculo de fricción

Dado que el deslizamiento de bloques se realiza dentro de los planos de las discontinuidades, existen fuerzas de fricción que se oponen al movimiento. Estas fuerzas son consecuencia de la adhesión de una superficie a la otra y por la trabazón de las irregularidades en las superficies en roca. Siempre que una superficie se desliza sobre otra, la fuerza de rozamiento ejercida por cada bloque sobre el otro es paralela o tangente a las superficies. Es importante notar que estas fuerzas no sólo existen cuando ocurre un movimiento relativo, sino que también está presente cuando un bloque tiende a deslizarse sobre otro (Típpens, 1988). Si se colocan dos bloques de roca dentro de un plano horizontal se tiene una resistencia al rose de valor cero, al inclinarse dichos bloques al momento se ejercerá una resistencia al deslizamiento debido a la fricción entre las superficies en roca contra la tendencia al mismo producidas por el peso del bloque, conforme aumenta la inclinación del plano llegará un momento en el que las fuerzas que inducen al deslizamiento serán mayores que las que se oponen y se producirá el movimiento del bloque, el ángulo máximo antes de que se produzca dicho efecto se le conoce como ángulo de fricción interna.

El concepto de cono de fricción dado por Talobre (1957), es usado para representar o determinar el ángulo entre una línea dada (dirección de una fuerza) y una línea normal al plano.

Combinada con el ángulo de fricción a través del plano, esta aproximación puede ser usada para evaluar gráficamente la posibilidad de deslizamiento a lo largo de un plano bajo una carga activa en cualquier dirección.





En el análisis estereográfico de Markland (1972), el cono lo representa mediante un círculo que se proyecta en la red estereográfica midiendo su ángulo a partir del extremo de la estereofalsilla hacia el centro del talud, dándose la definición de aquellos planos o líneas que se encuentran dentro del área comprendida entre dicho círculo y el extremo, encontrándose estructuras estables. La diferencia entre emplear el cono de fricción de Talobre (1957) y el círculo de fricción es: el primero representa el ángulo de fricción mediante la normal del plano, el cual presentará estabilidad del bloque y esto se proyecta por medio de polos hacia el derredor del polo del círculo máximo del talud creando una elipse o envolvente; en el segundo caso se ubican los planos y líneas que queden comprendidos dentro del área antes mencionada como se puede observar en la figura 3.15

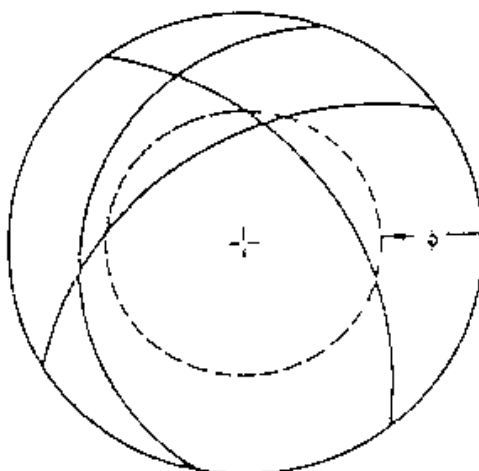


Figura 3.15. Círculo de fricción en un análisis Estereográfico

3.5.2 Tipos de Mecanismos de falla en Taludes y su análisis Cinemático.

Se define como mecanismo de falla a los movimientos que se originan o se pudieran originar como falla del talud dentro del macizo rocoso.

Desprendimientos

Se define como desprendimiento, a una masa separada del talud mediante una superficie de corte normalmente pequeña y cuyo recorrido se realiza en gran parte, a través del aire (Ayala, 1984). Frecuentemente estas inestabilidades afectan a bloques aislados aunque también a masas rocosas originando en este caso movimientos de terreno de grandes dimensiones. Estos fenómenos suelen producirse en zonas constituidas por alternancias de rocas entre una resistente al intemperismo y otra débil.





Figura 3.16. Desprendimientos en roca en autopista Mexicana.

Los mecanismos que pueden conducir a estas inestabilidades generalmente sucesivos y complementarios son la meteorización de las capas blandas, concentración de presiones en el borde de la capa resistente y su rotura por flexotracción. Las posibilidades de que se produzcan estas inestabilidades por descalce son condicionadas por una serie de factores como fracturación, orientación y echado de la estratificación, rumbo e inclinación del talud, espesor relativo de los estratos más rígidos y su resistencia, etc.

Deslizamiento Planar.

Ocurre cuando una discontinuidad geológica, como la estratificación, buza en forma paralela hacia la cara del talud y su buzamiento (inclinación) es mucho mayor que el ángulo de fricción. Este mecanismo es analizado como un problema en dos direcciones. Discontinuidades adicionales pueden delimitar la extensión lateral del bloque deslizado, las cuales no contribuyen a la inestabilidad del macizo. El tamaño del deslizamiento puede ser de algunos metros cúbicos hasta deslizarse en gran escala que involucran laderas de montañas. Las condiciones estructurales para que ocurra una falla plana del talud se resumen a continuación (Turner y Schuster, 1996)

1. El rumbo de la discontinuidad planar debe estar 20° dentro del rumbo de la cara del talud en ambas direcciones: $\beta_T = \beta_D \pm 20^\circ$





2. La inclinación de la discontinuidad plana deber ser menor que la inclinación de la cara del talud, además de inclinarse hacia dicha cara. $\phi_D < \phi_T$
3. La inclinación de la discontinuidad debe ser mayor que el ángulo de fricción de la superficie de deslizamiento. $\phi_D < \lambda_F$

Donde:

β_T = Dirección de la cara del talud.

β_D = Dirección de la discontinuidad planar.

ϕ_D = Inclinación de la cara del talud.

ϕ_D = Inclinación de la discontinuidad planar

λ_F = Angulo de fricción.

Esto queda más claro de acuerdo a su nomenclatura en la Figura 3.17

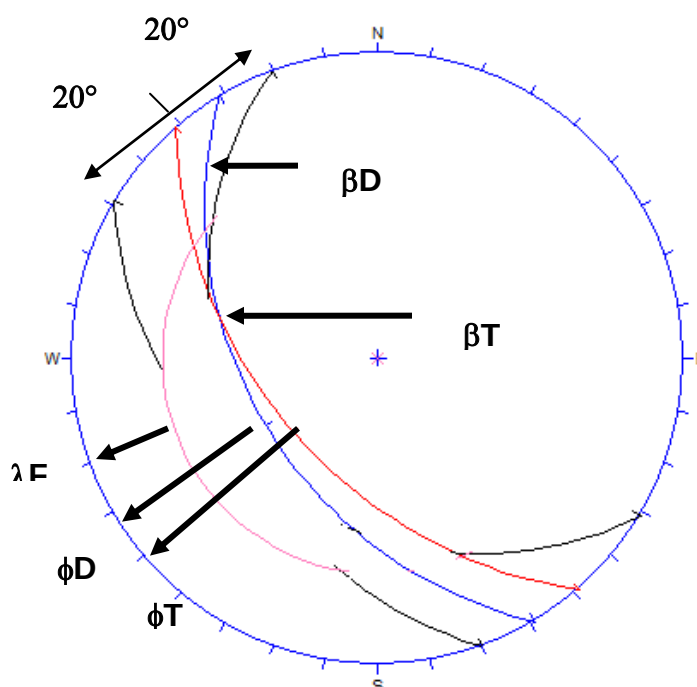


Figura 3. 17.- Condiciones estructurales del talud para que ocurra una falla planar.





Falla por Vuelco

Estos movimientos implican una rotación de unidades con forma de columna o bloque sobre una base, bajo la acción de la gravedad y fuerzas ejercidas por unidades adyacentes o por inclusión de agua en las discontinuidades. Este tipo de movimientos puede culminar en otros tipos como desprendimientos, deslizamientos, etc. Dependiendo de los aspectos geológicos del material involucrado según la distribución de las discontinuidades. Los vuelcos se pueden considerar exclusivamente de medios rocosos, condicionados por la disposición estructural de los estratos hacia el interior del talud y un sistema de discontinuidades bien desarrollado. Existen variedades de este mecanismo como:

Vuelco por flexión o pandeo: Se desarrolla bajo un mecanismo compuesto por flexiones pseudocontinuas del material, individualizado en columnas, debido a una serie de movimientos acumulados a lo largo de las discontinuidades. Cuando se desencadena el movimiento, por transmisión de la carga en el pie del talud, el mecanismo progresa hacia el interior del macizo rocoso, originando grietas de tracción.

Vuelco de bloques: Es característico de aquellos macizos rocosos que tienen sistemas de discontinuidades, ortogonales, dando lugar a una geometría de columnas divididas en bloques. El empuje sobre los bloques inferiores origina su desplazamiento y una vez producido, el movimiento progresa hacia la parte superior del talud. Cuando las columnas menos esbeltas son desplazadas hacia fuera del talud, por carga que efectúan las ya giradas, se reinicia el proceso.

Vuelco Mixto: Se produce cuando los bloques son alargados, debido a flexiones en el pie del talud e intermovimientos relativos de las distintas unidades.

Para su representación cinemática por medio de estereogramas se requiere, al igual que la falla plana que la inclinación de la discontinuidad se encuentre dentro del círculo de fricción, además de que se paralelamente opuesta a la cara de inclinación del talud como se puede observar en la figura 3.18. ; También se debe de cumplir la condición de que el plano de volteo se ubique dentro de la tolerancia de 20° a partir del centro de la representación estereográfica.



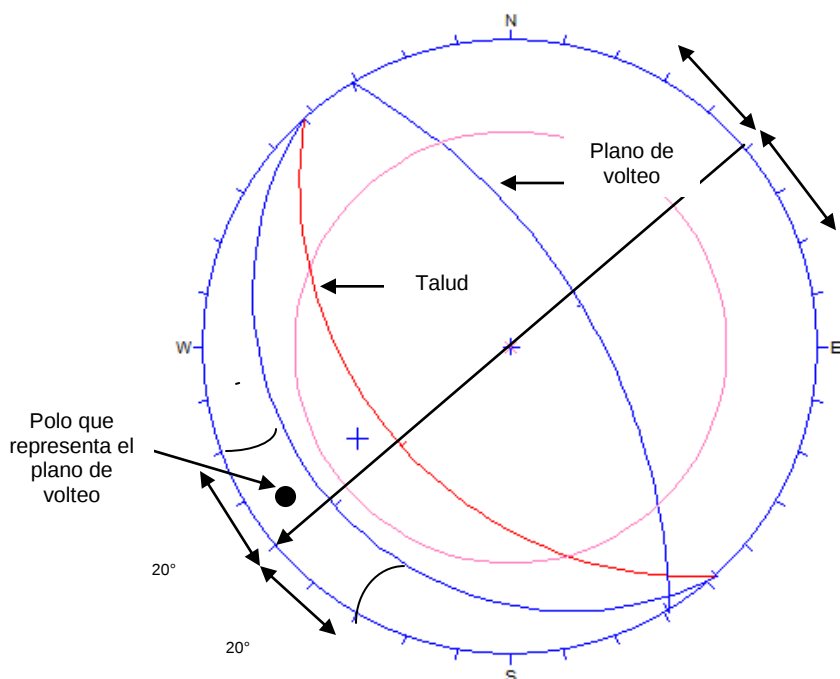


Figura 3.18. Condiciones estructurales del talud para que ocurra falla por vuelco

Falla en Cuña.

La falla en cuña ocurre cuando un bloque de roca se desliza a través de la intersección de al menos dos discontinuidades, las cuales buzcan hacia la cara del talud en un ángulo oblicuo hacia la cara al corte, formando un bloque en forma de cuña. Comúnmente, estas cuñas de roca son expuestas por excavaciones que descubren la línea de intersección que corresponde al eje del deslizamiento, precipitando el movimiento del bloque en uno otro plano de discontinuidad.

Dependiendo del rango entre la resistencia al corte pico y residencial, y la falla en cuña puede ser de algunos metros cúbicos hasta deslizamientos mayores, los cuales tienen un potencial de destrucción de gran escala. La formación y la ocurrencia de la falla en cuña dependen primeramente de la litología y la estructura del macizo rocoso.

Rocas con juntas ortogonales bien definidas o clivajes en adición a una estratificación o foliación inclinada, generalmente son situaciones favorables para este mecanismo de falla. Lutitas, limonitas en estratos delgados, arcillas, calizas, y litologías en capas, tienden a ser más propensas a desarrollar cuñas que otro tipo de rocas. No obstante, la litología no es un factor que influya en su formación (Piteau, 1972).





Las condiciones estructurales necesarias para la falla en cuña se enlistan a continuación:

1. El rumbo de la línea de intersección debe ser aproximadamente igual a la dirección de la cara del talud (debe aflorar hacia la cara del talud).
2. La inclinación de la línea de intersección debe ser menor que la inclinación de la cara del talud. Bajo esta condición se dice que la línea de intersección aflora en dirección hacia la cara del talud. ($\alpha_i < \Psi_T$).
3. La inclinación de la línea de intersección debe ser mayor que el ángulo de fricción del o los planos de deslizamiento. Si los ángulos de fricción para ambos planos son marcadamente diferentes, un ángulo promedio puede ser aplicable.

Todas estas condiciones se pueden ver más claramente en la figura 3.19.

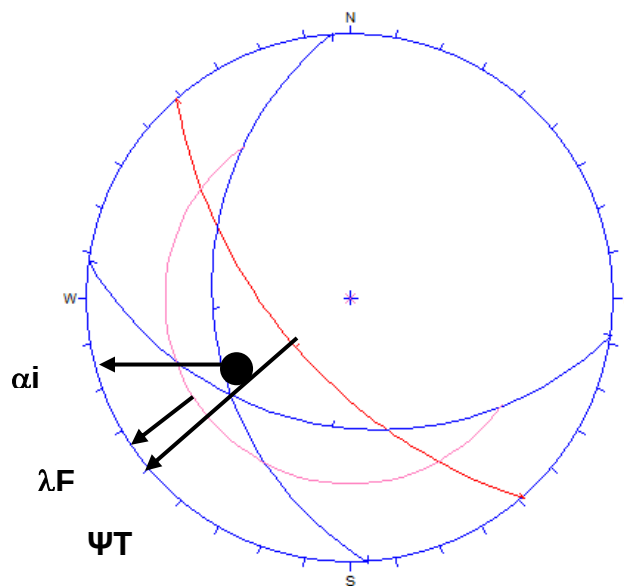


Figura 3.19.- Condiciones estructurales necesarias para la falla en cuña.





3.6.- ESTABILIDAD DE TALUDES

Para la estabilización de taludes se proponen tres grupos: Aumentar las resistencias de la roca:

- a) Soluciones que aplican drenaje en el material para bajar el nivel freático o la inyección de sustancias que aumentan las resistencias de la roca, tales como el cemento u otro conglomerante.
- b) Disminuir los esfuerzos actuantes en el talud: Soluciones tales como el cambio de la geometría del talud mediante el corte parcial o total de éste a un ángulo menor o la remoción de la cresta para reducir la altura.
- c) Aumentar los esfuerzos de confinamiento del talud: se puede lograr la estabilización del talud mediante obras, como los muros de gravedad, las pantallas atirantadas o las bermas hechas del mismo material.

El cambio de la geometría de un determinado talud puede realizarse mediante soluciones tales como la disminución de la pendiente de un ángulo menor, la reducción de la altura y la colocación de material en la base o en el pie del talud; en esta última solución es común usar material de las partes superiores del talud (Monje et al., 2004).

3.6.1.- Métodos para estabilizar un talud

Este tipo de soluciones generalmente se usa cuando hay limitaciones de espacio o cuando resulta imposible contener un deslizamiento con los métodos discutidos anteriormente. El objetivo principal de las estructuras de retención es incrementar las fuerzas resistentes de forma activa (peso propio de la estructura, inclusión de tirantes, etc) y de forma pasiva al oponer resistencia ante el movimiento de la masa de suelo.

Entre las soluciones estructurales más usadas se encuentran las siguientes:

Muros de gravedad en cantiliver: La estabilidad de un muro de gravedad se debe a su peso propio y a la resistencia pasiva que se genera en la parte frontal del mismo(ver Fig. 3.16). Las soluciones de este tipo son antieconómicas porque el material de construcción se usa solamente para su peso muerto, en cambio los muros en cantiliver hechos de concreto armado, son más económicos porque son del mismo material del relleno, el que aporta la mayor parte del peso muerto requerido.

Se debe tener en cuenta que al poner una estructura con un material de muy baja permeabilidad, como el concreto, al frente de un talud de material que almacene agua en su estructura, es muy probable que aumente la presión hidrostática en la parte posterior del muro.





Para evitar estos problemas se deben colocar drenajes sub horizontales a diferentes alturas del muro con el objetivo de disipar el exceso de presión. Un tipo de muro de gravedad que ayuda en este aspecto, es el muro de gavión que al no tener ningún agente cohesionante más que la malla que une los gaviones, permite el paso de agua a través de los mismos. Estos muros además de ser comparativamente económicos, tienen la ventaja de tolerar grandes deformaciones sin perder resistencia.

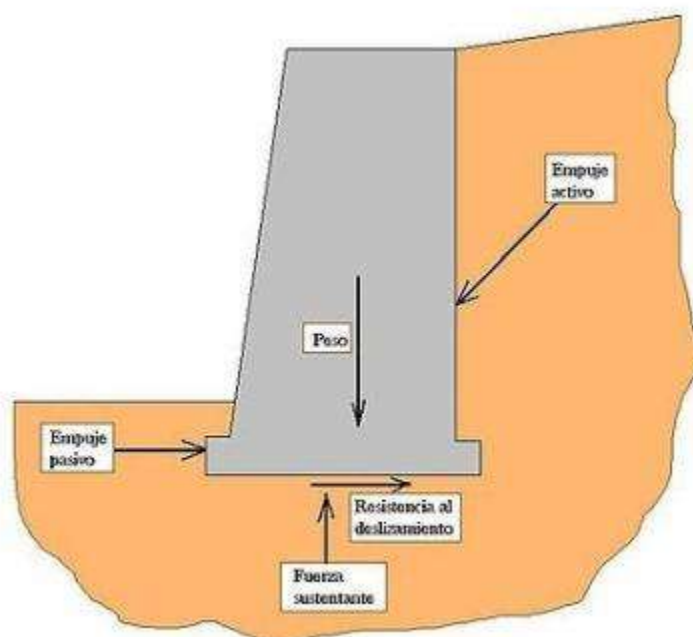


Figura 3.16.- Esquema de un muro de gravedad en cantiliver para un talud de suelo o roca.

Pantallas: Consisten de una malla metálica sobre la cual se proyecta concreto recubriendo toda la cara del talud (ver Fig. 3.17). Es común “ atirantar” esta corteza de concreto armado mediante anclajes que atraviesan completamente la superficie de falla para posteriormente ser tensados y ejercer un empuje activo en dirección opuesta al movimiento de la masa de roca (Monje et al.,2004).





Figura 3.17.- En la imagen izquierda se muestra el talud cubierto con malla metálica y en la imagen derecha se muestra la malla recubierta con concreto y reforzada con anclajes.

3.6.2.- Dispositivos de protección y de seguridad

En cualquier tipo de ladera, especialmente en aquellas excavadas artificialmente se corre el riesgo de que se produzcan desprendimientos superficiales de fragmentos rocosos que se hallan en equilibrio inestable. El detonante de estos desprendimientos tiene un origen muy variado, y va desde la propia erosión del material rocoso hasta pequeñas perturbaciones sísmicas, pasando por fenómenos de reptación del terreno provocados por la presencia de agua.

Existen diversas medidas de protección en carreteras contra este tipo de fenómenos gravitacionales; la implantación del sistema adecuado dependerá de las condiciones de entorno y de la calidad del propio talud, las cuales se explican en seguida:

- a) Bermas y cunetas: Los taludes de gran altura con desprendimientos ocasionales pueden escalonarse, construyendo para ello diversas bermas cuya misión es amortiguar la caída de las rocas procedentes de la parte superior, reduciendo de esta forma su energía y velocidad, e impidiendo su penetración en la calzada. El dispositivo se completa con una amplia cuneta de recepción y almacenamiento en el pie del desmonte y una barrera de protección situada entre dicha cuneta y la carretera, como se observa en la Figura 3.18.



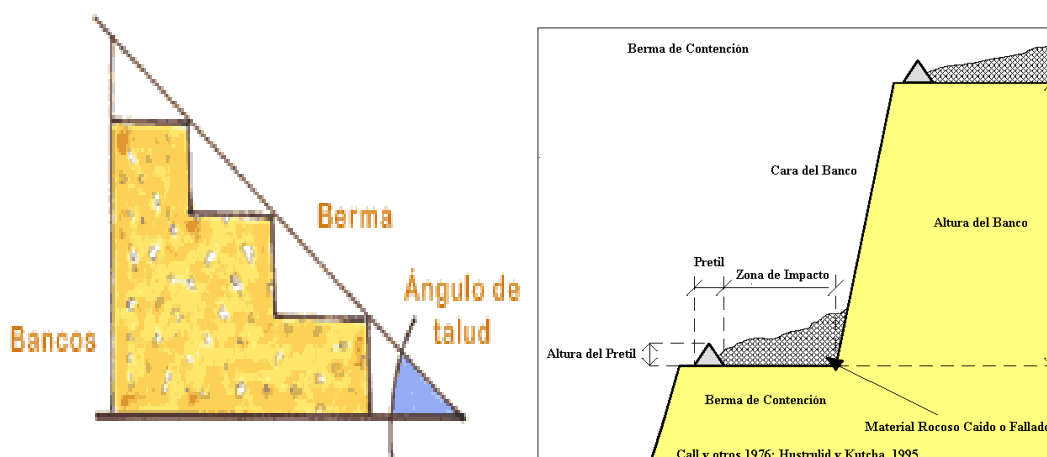


Figura 3.18.- Bermas y cunetas para proteger una vialidad de un talud de gran altura.

- b) Muros de contención: Se construyen en el pie del desmorte siguiendo el eje de la vía a la que protegen. Suelen ser de concreto armado, lo que los hace resistentes a cualquier impacto y permiten acumulación de rocas en la cuneta de almacenamiento (Fig. 3.19).



Figura 3.19.- Muros de contención de geomallas con suelo, concreto armado, y de mampostería.

Mallas de triple torsión: Este tipo de elementos cubren la totalidad de la superficie crítica de desprendimiento, impidiendo la salida de cualquier fragmento rocoso suelto. La malla se sujeta firmemente en la corona del talud mediante anclajes, lastrándose en el pie del mismo y empleando barras de acero o gaviones, jaulas metálicas de forma cúbica rellenas de material pétreo. Asimismo es conveniente disponer de puntos de anclaje cada 2 ó 3 metros a lo largo del talud para ceñir la malla del terreno, aunque no excesivamente para evitar bolsas de acumulación de fragmentos (Fig. 3.20).





Figura 3.20.- Armado de Colocación de malla triple torsión con sus anclajes correspondientes.

- c) Barreras dinámicas: Surgen como evolución de los anteriores, y suponen un complemento de aquellas a la hora de detener bloques de gran tamaño. El sistema se fundamenta en la absorción de impactos mediante la progresiva disipación de su energía cinética, convirtiéndola en trabajo de frenado. Para ello, se dispone de una malla de cables de acero montada sobre postes metálicos articulados en su base, a los que van unidos cables de disipación de energía, que son los que efectúan la disipación, lo anterior se muestra en la Figura 3.21.



Figura 3.21.- Barreras dinámicas para contener grandes bloques de roca.



3.6.3.- Anclajes

El anclaje es una técnica de refuerzo para la estabilización de las masas rocosas y es usada comúnmente en los problemas de estabilidad de laderas en roca (Fig. 3.20), para prevenir la caída de bloques, el volcamiento de bloques y los deslizamientos planares y de cuña (Casagli, 1993).



Figura 3.22.- Ejemplo de anclaje para la estabilización de un talud.

Los sistemas de anclaje y de tirantes se pueden clasificar con base en el tipo de ancla, y se distinguen los siguientes grupos: a) anclaje y tirante mecánico, b) anclaje cementado, c) cabos cementados, y d) anclaje con tirantes de fricción; en la Figura 3.22 se muestra un muro de gaviones anclado.

Las anclas están usualmente constituidas por una espiga (sólida o hueca) de acero los cabos están normalmente constituidos por hilos de acero, como se observa en la Figura 3.23 una espiga sólida. El anclaje y los cabos pueden estar pretensados y pueden estar cementados a la masa rocosa.





Figura 3.23.- Anclajes de acero sólidos y placas de fijación.

El anclaje y los cabos pretensados se dicen “activos”, el anclaje no pretensado se llama “pasivo”. Los métodos de comprobación de la estabilidad de taludes en rocas discontinuas reforzadas con anclaje activo y pasivo se comentan a continuación:

Refuerzos activos

Los sistemas de refuerzo activo de una masa rocosa por anclaje o cabos pretensados consisten en: a) la zona de anclaje donde la parte terminal del cabo o del ancla está conectada a la masa rocosa; b) la zona no sostenida del ancla o del cabo, y c) la cabeza del ancla o del cabo con la placa de anclaje (Fig. 3.24).



Figura 3.24.- Implementación de un anclaje activo con revisión periódica.

La instalación del anclaje o cabos pretensados estabiliza una masa rocosa potencialmente inestable, incrementando los esfuerzos normales y disminuyendo los esfuerzos de corte que actúan sobre planos de movimiento.



El incremento del esfuerzo normal determina un incremento de la resistencia al esfuerzo de corte empleada sobre el plano de deslizamiento. La disminución del esfuerzo de corte operante, se obtiene cuando la fuerza aplicada con la pretensión del ancla está orientada de tal manera que se opone al movimiento del deslizamiento planar o de cuña (Fig. 3.25).



Figura 3.25.- Aplicación de carga de tensión de diseño al anclaje.

El componente de resistencia al corte debido a la rugosidad de las paredes de las discontinuidades, después de aumentar o disminuir por efecto de la fuerza de pretensión, se da por:

- el cierre de las paredes de una discontinuidad debido a la pretensión, que incrementa el grado de engranaje de las asperezas de las superficies rugosas al contacto;
- el incremento del esfuerzo normal utilizado sobre una discontinuidad rugosa, que puede determinar la ruptura de la aspereza al contacto.

Utilizando el método del equilibrio límite no pueden considerarse las deformaciones inducidas en la masa rocosa, después de la pretensión y la variación de la atracción del anclaje, debido por ejemplo a sucesivos trabajos de excavación.

La simulación numérica de la construcción de un macizo rocoso anclado en más fases de excavación y de refuerzo, puede ser conducida con un método que tome en cuenta las relaciones esfuerzo deformación como el “método de elementos finitos” que puede tener la influencia de las características de deformación de la matriz rocosa de las discontinuidades y de los anclajes sobre un comportamiento estático del macizo rocoso (Barla et al., 1975).





Los métodos de análisis de los esfuerzos y de las deformaciones pueden ser utilizados para efectuar análisis a retroceso (back análisis), comparando las deformaciones calculadas y medidas en los elementos de refuerzo, hasta determinar las cargas de ejercicio en los anclajes.

La eficiencia de anclas y tirantes pretensados está condicionada por la necesidad de anclar los elementos de refuerzo en la masa rocosa estable.

Las pruebas in situ de rotura efectuadas en los anclajes y tirantes, pueden indicar valores óptimos a elegir como longitud de los elementos de refuerzo y como carga de pretensado a asignar, para el ejercicio; ver Figura 3.26.

La elección del eje interno de las anclas o de los tirantes depende de la distancia de las discontinuidades y por lo tanto del grado de fracturamiento de la masa rocosa que se refuerza.



Figura 3.26.- Pruebas en sitio efectuadas a tirantes y anclajes.

Dado que el efecto de estabilización de un anclaje pretensado tiene un área limitada de influencia, las redes metálicas y las trabes de cemento pueden ser aplicados para distribuir las cargas.(Fig. 3.27)





Figura 3.27.- Red metálica y anclajes de anclajes para distribuir las cargas.

La seguridad y la confiabilidad de un sistema de refuerzo activo dependen también del comportamiento en el tiempo de los anclajes o de los tirantes. Los principales problemas para la estabilidad, se deben a las variaciones de la masa rocosa y la corrosión de los elementos metálicos.

Las medidas de control periódicas de la carga de las anclas pueden realizarse para evaluar si los sistemas de refuerzo continúan siendo confiables (Fig. 3.28).



Figura 3.28.- Evaluación periódica de sistemas de refuerzo con anclajes.

La elección del sistema de refuerzo activo como método de estabilización de paredes de excavación o laderas en roca puede ser desarrollada, inclusive sobre las bases de criterios de economía (Fig.3.29). Un parámetro significativo que puede introducirse para esta finalidad es la relación entre la fuerza total de pretensión y el peso de la masa rocosa potencialmente inestable.



La fuerza total de pretensado es, para una dimensión unitaria de extensión lateral de la pendiente, dada por la suma de las cargas aplicadas a las diversas anclas que yacen en la sección en análisis. El valor de esta fuerza debe ser tal que modifique el factor de seguridad llevándolo al valor de ejercicio deseado.



Figura 3.29.- Proceso de estabilización con un sistema de mallas y anclaje como alternativa económica y viable para taludes rocosos.

Refuerzos pasivos

Un refuerzo pasivo está constituido por anclajes o por tirantes instalados, sin ser pretensados, en la masa rocosa (Fig. 3.30). Los anclajes pueden estar conectados a la masa rocosa con carga masa cementada o con resina o pueden actuar por fricción como Split Set o Swellex. Los tirantes pueden constituir refuerzos pasivos cuando están completamente conectados a la masa rocosa con carga masa cementada.



Figura 3.30.- Anclajes pasivos sin ser pretensados a la masa rocosa.



Un diámetro típico del asta de un anclaje de acero cementado es de 20 mm, con una tensión correspondiente de enervamiento variable entre 12 toneladas para el ancla fijada con resina y 28 toneladas para el ancla Dywidag fijada con carga masa cementada. Un tirante cementado “flexorope” tiene usualmente el diámetro de 28 mm y una tensión de enervamiento de 50 toneladas (Fig. 3.31).



Figura 3.31.- Anclajes pasivos de acero galvanizado.

Los refuerzos pasivos comienzan a tener un efecto estabilizado sólo si la masa rocosa reforzada sufre deformaciones. En este caso, incrementan la resistencia al corte empleada sobre las discontinuidades. Dado que en la naturaleza las paredes de discontinuidades son rugosas y pueden estar más o menos estrechas y, anclajes y tirantes no son usualmente instalados perpendicularmente a las discontinuidades, el movimiento de deslizamiento de la roca induce en el anclaje estados de fricción, de tensión y de corte. El mecanismo de interacción ancla-masa rocosa se complica finalmente por las diferencias de rigidez entre acero, carga masa cementada y masa rocosa (Arreygue, 2005), como se aprecia en la Figura 3.32.



Figura 3.32.- Anclajes pasivos que solo actuarán al incrementarse los esfuerzos en la roca.





4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.-1.- LOCALIZACIÓN

El sitio en estudio se ubica en la autopista México- Guadalajara (Figura 4.1), que es una de las autopistas más importantes del país ya que une dos de las principales ciudades de la Republica Mexicana; circulan diariamente miles de unidades de autotransporte. Es por ello que siempre debe estar en óptimas condiciones de seguridad y operación para garantizar la seguridad de los usuarios.



Figura 4.1.- Ruta de la Autopista México-Guadalajara.

Dicha autopista cuenta con una gran cantidad de taludes de suelo y roca que muchos de ellos han sufrido deslizamientos, aunque se han tomado medidas precautorias. Esta investigación se enfocó en el estudio de los taludes en roca, en un tramo en particular, como se puede ver en la Figura 4.2.





Figura 4.2.- Dirección de la zona en estudio de la zona en estudio (Google earth).

A partir del trébol que une las dos vías en dirección a la ciudad de de Guadalajara se inspeccionaron los siguientes 20 Kilómetros; encontrando como los más adecuados para su estudio los señalados en la figura 4.3 y 4.4.

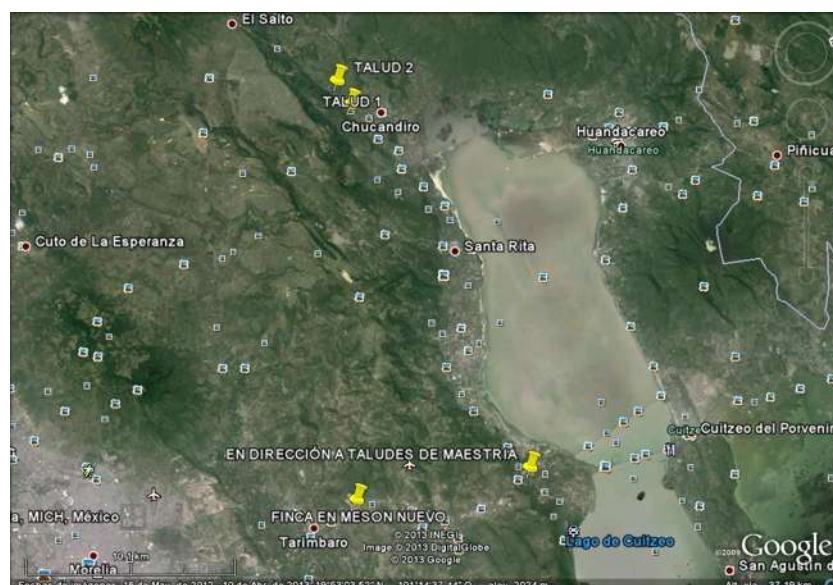


Figura 4.3.- Macro localización de los taludes analizados (Google earth).



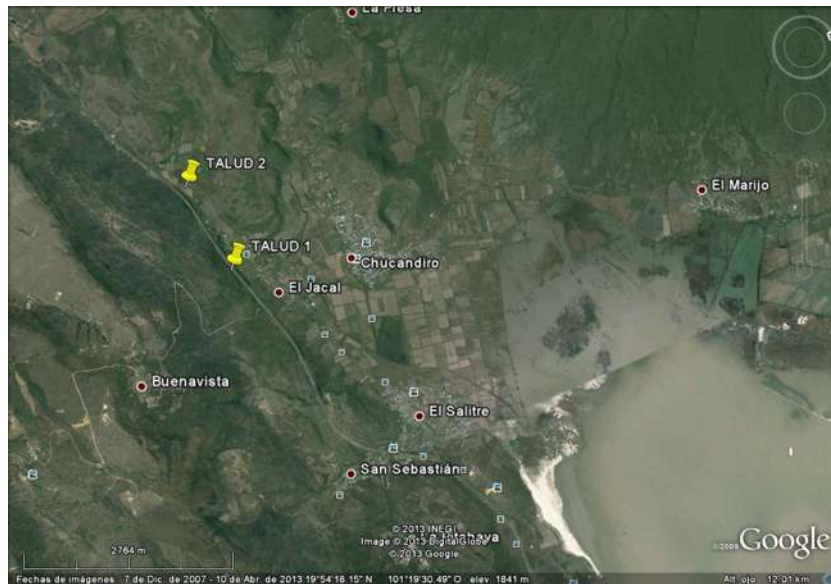


Figura 4.4.- Micro localización de los taludes analizados (Google earth).

4.2.- GEOLOGÍA DEL ÁREA EN ESTUDIO

La zona en estudio se localiza en una zona muy influenciada por fallas geológicas con dirección NE-SW, pero la falla principal tiene su dirección E-W. Litológicamente el área está caracterizada por flujos piroclásticos, que corresponden a diferentes periodos de actividades volcánicas, por tal motivo se pueden identificar materiales Riolíticos, Tobas (ceniza volcánica) y en algunos casos Basaltos, lo anterior se puede observar mucho mejor en la Figura 4.5, 4.6.





Figura 4.5.- Parte de la carta geológica de la zona analizada (78-E14-1).

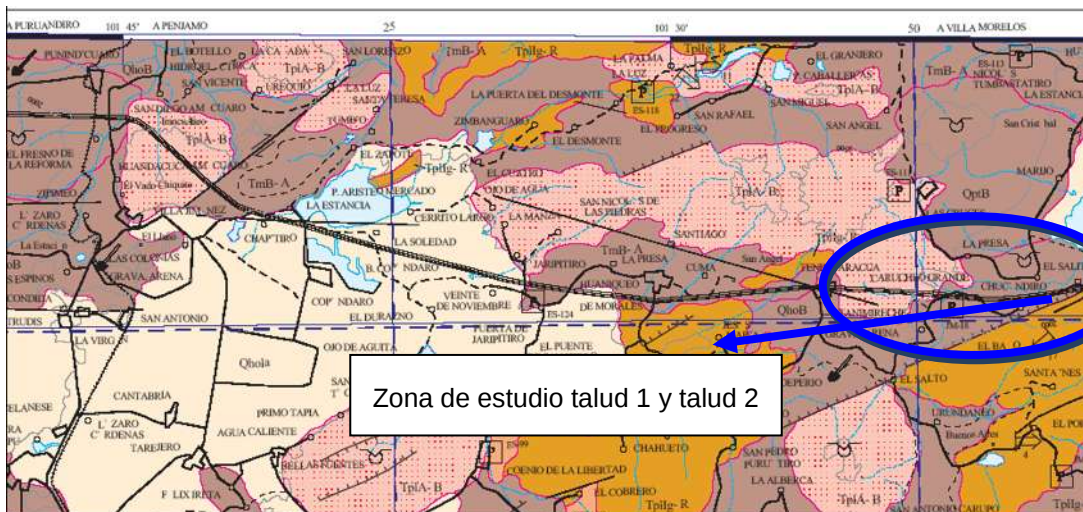


Figura 4.6.- Macro localización geológica de la zona analizada.

De acuerdo a la carta editada por el Servicio Geológico Mexicano y que se muestra en la Figura 4.7, indica que en la zona en estudio se encuentra en el límite de dos materiales la siguiente nomenclatura: QptB que corresponde a un Basalto y Tpllg-R que corresponde a una Ignimbrita- Riolita, lo cual verificaremos al realizar las pruebas correspondientes a los materiales de los taludes.





Figura 4.7.- Micro localización geológica de la zona analizada.

4.3.- DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS TALUDES EN ESTUDIO

Una vez investigado y teniendo los conceptos claros sobre el tema del presente trabajo, nos dimos a la tarea de realizar la primera visita al sitio de estudio y elegir los taludes que se apegaban más a las necesidades propuestas para el estudio y que se encontrarán dentro del rango de inestabilidad. La zona debería estar sobre la autopista México - Guadalajara, dirección a la ciudad de Guadalajara entre el km 240+000 y el Km 265+000.

En el recorrido de campo se localizaron al menos 10 taludes, entre roca, suelo o combinados, la mayoría propensos a moverse, en otras ocasiones se observó que ya presentan problemas de inestabilidad en el pasado (Fig. 4.8) que han recibido tratamientos, los cuales no son lo más conveniente o simplemente se hacen como una solución rápida y económica.

Así mismo en la Figura 4.8 se observa el talud que se ubica en el km 260+000, presentado condiciones de inestabilidad, como la caída de bloques de diferentes dimensiones. La empresa encargada del mantenimiento, solamente colocó malla electromecánica soldada con anclajes (varillas de 1/2", clavada en las discontinuidades), considerándola como una solución, la cual representaría un mecanismo temporal.





Por tal motivo la malla ya ha cumplido con su vida útil y necesita mantenimiento, algunos fragmentos de roca han soltado los anclajes y perforado la malla, se puede observar que los fragmentos de roca son grandes, dimensiones de más de un metro.



Figura 4.8.- Inspección preliminar para seleccionar los dos taludes en condiciones críticas.

En las Figuras 4.9 se muestra que la autopista tiene su acotamiento y que en algunas zonas está invadido por material producto del desprendimiento del talud (bloques de rocas y suelo); el problema principal, es que no se le da un mantenimiento periódico y para futuros deslizamientos caerán directamente sobre la superficie de rodamiento.



Figura 4.9.- Inspección preliminar para seleccionar los taludes en estudio.





En la Figura 4.10 se tiene el segundo talud por analizar, para evitar que los fragmentos de roca lleguen a la carpeta asfáltica se diseñó y construyó un muro de gavión, observándose que hace falta mantenimiento (retirar los fragmentos de roca y suelo detrás del muro, el cual ya está lleno).

En la primera visita a campo se vio que el muro de gaviones necesita mantenimiento con urgencia, esto para evitar accidentes lamentables, ya que puede actuar como trampolín para la caída de bloques, lo que facilitará que lleguen más lejos (dependiendo de las dimensiones de los bloques, pero podrían llegar hasta el segundo carril). Después de hacer la visita a la zona en estudio, recabar información y fotografías, se estuvo en condiciones de comenzar a trabajar.



Figura 4.10.- Inspección preliminar en el talud para evaluar la situación actual del muro de gavión.

Talud 1

En el kilómetro 261+000 se localiza el talud que denominaremos como talud 1 en lo sucesivo, está compuesto por dos tipos de rocas, suave que corresponde a una "Toba" y la roca dura que es una "Riolita". En la Figura 4.11 se muestra la zona, indicándose el sitio caracterizado por cada tipo litológico, así mismo del lado derecho se tienen sus longitudes y alturas.





Figura 4.11.- Vista en planta del Talud 1 con sus características particulares.

En la Figura 4.12 se muestra la vista en corte lateral del talud 1, donde se especifica las zonas con los dos materiales litológicos del talud (Riolita y Toba), los cuales debido a sus propiedades se analizaron de manera separada para la presente investigación.



Figura 4.12.- Vista lateral del talud 1 (Google earth).





Talud 2

En el kilómetro 260+000 se localiza el talud dos y está compuesto por dos tipos de rocas, la suave que es una “Toba” y la roca dura, una “Riolita”. En la Figura 4.13 se pueden ver las características de los taludes que conforman el área estudiada, así mismo se indica su litología y al lado derecho se presenta sus dimensiones.

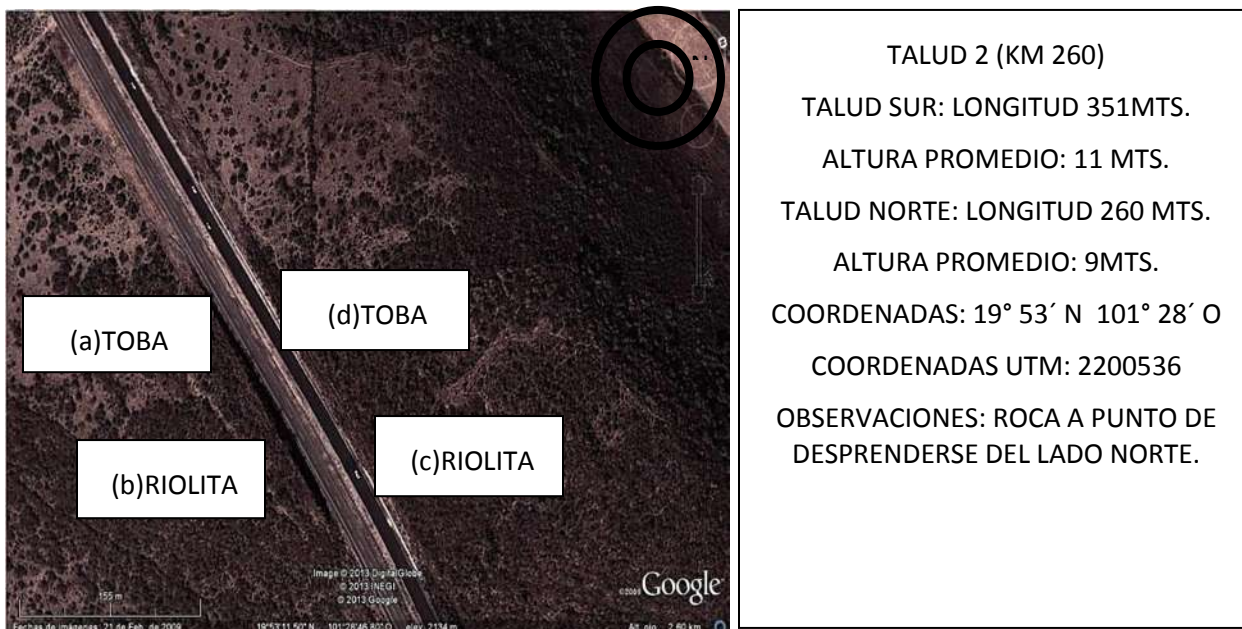


Figura 4.13.- Vista en planta del Talud 2 con sus características particulares (Google earth).

En la Figura 4.14 se muestra el corte del talud 2 donde se observa que en la zona posterior de la imagen, la roca que compone el talud carretero es de tipo Tobaceo, mientras que en la zona de enfrente, el material predominante es roca del tipo Riolita; por lo cual también fue necesario analizarla en forma particular.





Figura 4.14.- Vista del talud 2, dirección México-Guadalajara (Google earth).

4.4.- TRABAJOS DE CAMPO EN LOS TALUDES EN ESTUDIO

Después de varias visitas de campo y una vez que se decidió cuales eran los taludes que analizaríamos, se programó la mejor técnica para aplicar a cada caso en los trabajos de campo, lo cual se dividió en: levantamientos con brújula (brújula Brunton) de las principales discontinuidades, lecturas de la resistencia del macizo rocoso con esclerómetro, hacer secciones litológicas, distancias y alturas del macizo rocoso y por último muestreo de fragmentos de roca para llevarlos al laboratorio. En las Figuras 4.15, 4.16 y 4.17, se muestran la conformación del macizo rocoso para el primer análisis.



Figura 4.15.- Vista en corte del talud 1, en el Km 261+000, lado Este.



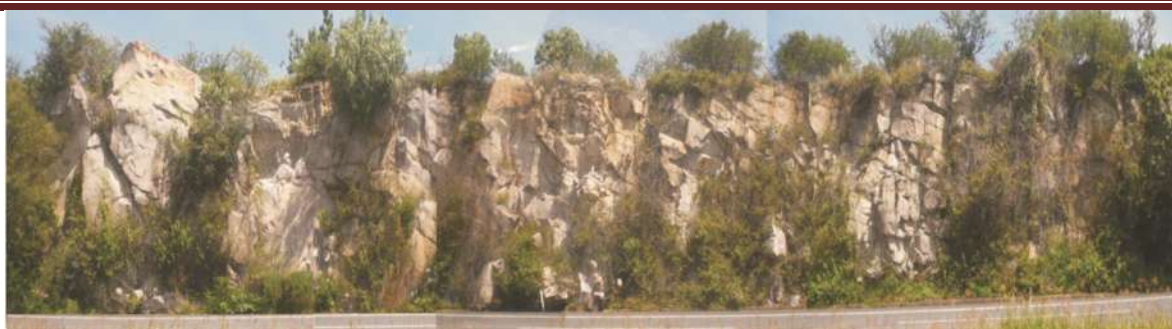


Figura 4.16.- Vista en corte del talud 1 en el Km 261+000, lado Oeste.



Figura 4.17.- Vista en corte del talud 2 Km 260+000, lado Norte.

Con ayuda del programa autocad en la modalidad de renders, se generaron los diseños de los taludes en estudio en 3D, se muestran en las Figuras 4.18, 4.19 y 4.20. Este programa permitió hacer una simulación de cada una de las zonas, considerando la litología de cada talud, incluso permitió poner los sitios donde se localizó los macizos rocosos, así como las principales discontinuidades.



Figura 4.18.- Vista en corte del talud 1, en el Km 261 lado Este (elaborado con renders de autocad).



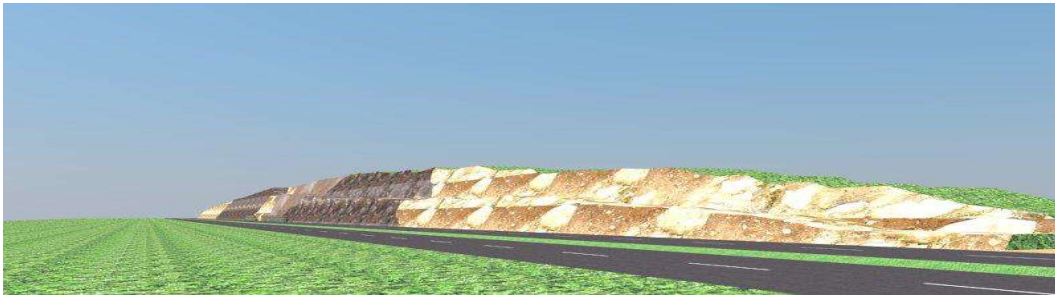


Figura 4.19.- Vista en corte del talud 1 del Km 261 lado Oeste (elaborado con renders de autocad).

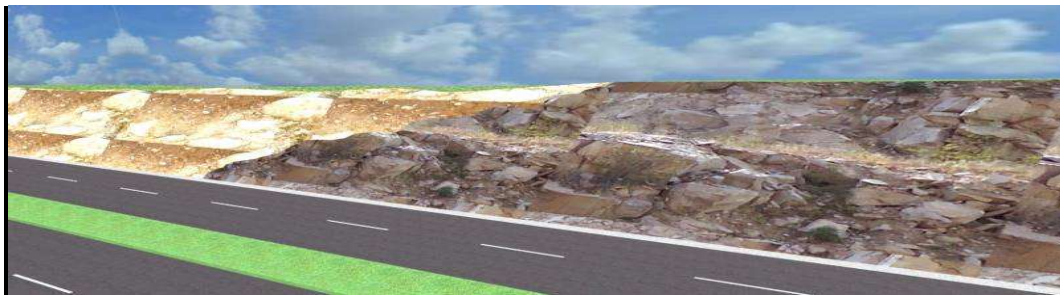


Figura 4.20.- Vista en corte del talud 2 del Km 260 lado Norte (elaborado con renders de autocad).

Estas imágenes serán de gran apoyo para la investigación, es decir como complemento para realizar el método de estabilización más adecuado una vez que se concluya la investigación.

4.4.1.- Lecturas con el esclerómetro

El sistema que se empleo en el talud 1 fue tomar un promedio de 50 lecturas, las cuales estuvieron distribuidas a lo largo de toda su longitud, anotándose en la libreta de campo, en la Figura 4.21 se muestran algunas imágenes donde se está aplicando el esclerómetro. Este proceso de lecturas se llevó a cabo de acuerdo a lo explicado en el Capítulo 3.2.1.





Figura 4.21.- Lecturas con el esclerómetro del talud 1 en el km 261+000 lado Este fragmentos de roca.

Se realizó el mismo procedimiento al km 261+000 en el lado Oeste (Fig. 4.22), en este caso se tomaron alrededor de 40 lecturas, considerando que su longitud era más pequeña, se anotaron en la libreta de campo y se tomaron las muestras correspondientes para su análisis en el laboratorio. Asimismo se basó en el Capítulo 3.2.1.



Figura 4.22.- Lecturas con el esclerómetro en el km 261+000 lado Oeste (Toba y Riolfita).

En lo que respecta al talud 2 también se procedió a realizar el mismo procedimiento de toma de lecturas y toma de muestras para ser llevadas al laboratorio, como se explicó en el Capítulo 3.2.1; tanto del lado norte como del lado sur, en esta ocasión se tomaron un promedio de 40 lecturas de cada lado. Cabe mencionar que para obtener el valor de carga uniaxial como se comentó en el Capítulo 3.3.4, se necesita obtener el valor de la densidad relativa de los fragmentos de roca y correlacionarlo con la gráfica de la Figura 3.11, donde el resultado final viene dado en MPa, Para los taludes en estudio los resultados se encuentran en las Tablas 4.6 y 4.7.



Figura 4.23.- Aplicación del esclerómetro en el talud 2, km 260+000 lado Sur, en Tobas y Riolítas.



Figura 4.24.- Utilizando el esclerómetro en el talud 2, km 260+000 lado Norte.

4.4.2.- Lecturas con brújula de geólogo en discontinuidades

Las principales discontinuidades se observaron por lo general en la parte central de los dos talud (talud 1, Km 261+000 y talud 2, Km 262+000), como se muestran en las Figuras 4.25, 4.26, 4.27. La metodología que se utilizó es la que se explicó en el Capítulo 3.2.1, así mismo para este trabajo se empleó una brújula Bronton.





Figura 4.25.- En rojo se muestran las principales discontinuidades del talud 1 Este.



Figura 4.26.- En rojo se muestran las principales discontinuidades del talud 1 Oeste.



Figura 4.27.- En rojo se muestran las principales discontinuidades del talud 2 Norte.

Para este caso se trabajó cada una de las discontinuidades, donde se tomaron su dirección como inclinación y se registraron visualmente por medio de fotografías y en libreta de campo. Los resultados obtenidos fueron utilizados para su aplicación en los métodos de Bieniawski, Romana y Robertson, los cuales se verán más adelante; así como su análisis cinemático con el programa Dips que también se verá en lo sucesivo.





En el talud 1 se tomaron las lecturas de cada discontinuidad con la brújula de geólogo, como dirección e inclinación, tanto del lado Este como del Oeste ver Figura 4.28, la información que se tomaba se iba registrando en la libreta de campo. Las lecturas obtenidas se muestran en la Tabla 4.1, las cuales serán utilizadas para realizar las proyecciones estereográficas de los planos, aplicando el programa Dips, el cual se mostrará más adelante, en este mismo capítulo.



Figura 4.28.- Lecturas talud 1 con la brújula bronton directamente sobre la roca.

Tabla 4.1.- Registro de discontinuidades obtenidas del talud 1 lado Oeste y Este.

TALUD 1 LADO OESTE			
TOBA (69°/75°)		RIOLITA (69°/75°)	
DIRECCIÓN	INCLINACIÓN	DIRECCIÓN	INCLINACIÓN
250°	49°	218°	26°
244°	66°	88°	29°
67°	77°	78°	7°
75°	6°	67°	32°
264°	88°	62°	33°





TALUD 1 LADO ESTE			
TOBA (75°/55°)		RIOLITA (75°/55°)	
DIRECCIÓN	INCLINACIÓN	DIRECCIÓN	INCLINACIÓN
250°	60°	86°	47°
75°	67°	248°	37°
85°	50°	8°	66°
87°	45°	261°	37°
25°	65°	254°	51°
79°	9°	248°	73°
290°	70°	15°	57°

En algunos casos se presentó la dificultad de hacer las lecturas con la brújula directamente sobre la roca, esto por la vegetación o la presencia de la malla electrosoldada o por la inclinación del talud o alguna otra complicación, por tal motivo se optó por hacerlo a distancia, es decir desde el camellón central de la autopista, claro está que se debería de tener mucho más cuidado al momento de ubicar la brújula sobre la discontinuidad a medir y tomar los dos registros, lo anterior se puede observarse en la Figura 4.29.



Figura 4.29.- Lecturas de las discontinuidades desde la parte central de la autopista.

En la Tabla 4.2 se muestra el registro que se obtuvo de cada una de las discontinuidades tomadas en el talud dos, sea al Sur como al Norte.





Esta información también será utilizada más adelante, servirá para hacer las proyecciones estereográficas empleando el programa Dips.

Tabla 4.2.- Lecturas obtenidas de las discontinuidades en el talud 2, lado Norte y Sur.

TALUD 2 LADO NORTE			
TOBA (170°/66°)		RIOLITA (170°/66°)	
DIRECCIÓN	INCLINACIÓN	DIRECCIÓN	INCLINACIÓN
243°	26°	76°	24°
69°	86°	276°	14°
242°	16°	126°	77°
236°	88°	77°	24°
245°	7°	238°	81°
108°	87°	252°	24°
140°	81°	114°	98°
264°	8°	125°	71°
133°	82°	269°	18°
246°	38°	244°	84°
82°	84°	156°	87°
211°	22°	85°	89°
115°	83°	252°	21°

TALUD 2 LADO SUR			
TOBA (354°/72°)		RIOLITA (354°/72°)	
DIRECCIÓN	INCLINACIÓN	DIRECCIÓN	INCLINACIÓN
260°	11°	48°	80°
96°	51°	58°	89°
61°	83°	59°	89°
256°	81°	102°	71°
74°	47°	81°	13°
254°	12°	350°	85°
266°	20°	85°	47°
248°	10°	315°	83°
87°	51°	77°	81°





262°	10°	28°	86°
52°	71°	45°	81°
258°	19°	323°	76°
253°	81°	82°	26°

4.5.- TRABAJOS DE LABORATORIO

Los materiales recabados en cada visita a campo y de cada talud se llevaron al laboratorio, para su análisis; una vez en el laboratorio, hubo la necesidad de romper las muestras para reducir los fragmentos y poder trabajar, ver la Figura 4.30. Esto se realizó sobre una cama de arena para evitar su fracturamiento interno a la hora de romperla, esto se hizo con un mazo. Una vez hecho esto se procedió a guardarlas en bolsas por separado dependiendo el talud del que se trataba y el tipo de roca que era, quedando listas para la primer prueba, que en este caso fue la de densidad y absorción.



Figura 4.30.- Rompiendo las rocas traídas de campo para su estudio.

4.5.1.- Prueba de Densidad y Absorción

La realización de la prueba se hizo de acuerdo a la norma (ASTM C127-04) descrita en el Capítulo 3.3.1, en la Figura 4.31 se observa la secuencia de izquierda a derecha, donde se ve la primera etapa en la cual los fragmentos son saturados en agua durante 24 horas, luego secados superficialmente por medio de una franela húmeda, pesados y finalmente se obtiene su volumen desalojado por medio del picnómetro y su peso seco después de 24 horas.





Figura 4.31.-Secuencia de la prueba de densidad y absorción.

En la tabla 4.3 Se presentan los promedios de los resultados de las de las densidades y absorciones, del talud 1 lado Este (Riolita y Toba) y del Talud 1 lado Oeste, donde observamos claramente la marcada diferencia entre una roca y otra en cuanto a esta característica.

Tabla 4.3.- Promedio de resultados de la prueba de densidad y absorción del talud 1.

TALUD 1 LADO ESTE Y OESTE		HUMEDAD		Densidad Rel Apar =	
TALUD 1KM 261	RIOLITA	Humedad =	4.34%	Densidad Rel Apar =	2.267
TALUD 1 KM 261	TOBA	Humedad =	14.17%	Densidad Rel Apar =	1.981
TALUD 1 KM 261	RIOLITA	Humedad =	3.75%	Densidad Rel Apar =	2.066
TALUD 1 KM 261	TOBA	Humedad =	17.33%	Densidad Rel Apar =	1.916

En las Tablas 4.4 y 4.5 se tiene los promedios de una serie de pruebas de densidad las cuales se anotaron en pares puesto que las muestras corresponde a lugares diferentes dentro del talud, aunque se observa no tuvieron una variación muy significativa, así que podemos considerarlo como un talud homogéneo en cuanto a este tipo de característica.

Tabla 4.4.- Resumen de resultados de la prueba de densidad y absorción del talud 2 lado Sur.

TALUD 2 LADO SUR		HUMEDAD		Densidad Rel Apar =	
TALUD 2 KM 260	TOBA	Humedad =	9.27%	Densidad Rel Apar =	1.993
TALUD KM 260	TOBA	Humedad =	7.60%	Densidad Rel Apar =	2.048
TALUD 2 KM 260	RIOLITA	Humedad =	3.21%	Densidad Rel Apar =	2.002
TALUD 2 KM 260	RIOLITA	Humedad =	4.98%	Densidad Rel Apar =	2.066





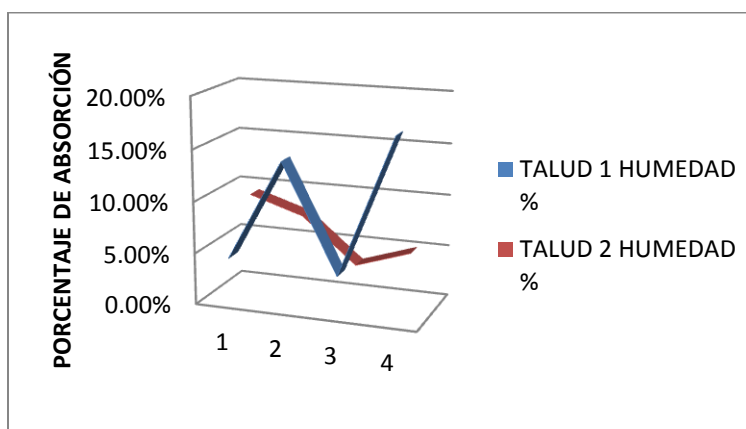
Tabla 4.5.- Resumen de resultados de la prueba de densidad y absorción del talud 2 lado Sur.

TALUD 2 LADO NORTE	HUMEDAD		Densidad Rel Apar =	
TALUD 2 KM 260 (RIOLITA)	Humedad =	3.31%	Densidad Rel Apar =	2.323
TALUD 2 KM 260 (RIOLITA)	Humedad =	3.35%	Densidad Rel Apar =	2.323
TALUD 2 KM 260 (TOBA)	Humedad =	17.85%	Densidad Rel Apar =	1.596
TALUD 2 KM 260 (TOBA)	Humedad =	16.76%	Densidad Rel Apar =	1.720

De acuerdo a los resultados obtenidos de la prueba de densidad y absorción (Tablas 4.3, 4.4 y 4.5) se observa que existe una clara diferencia en los resultados de ambos taludes, dependiendo de la roca que se trate (Riolita o Toba), también se observa que a mayor porcentaje de absorción menor es su densidad relativa aparente y mientras mayor absorción tenga, significa que la roca será más propensa a degradarse en un tiempo más corto; por lo tanto la Toba se degrada más rápidamente, lo que se traduce en un cambio acelerado de las condiciones físicas de un talud; por otro lado la roca Riolita aguanta más los agentes climáticos, pero al ser una roca con mayor densidad puede ocasionar mayor grado de daño en caso de un deslizamiento.

En la Grafica 4.1 se observa que para el talud 1 (trayectoria azul) los puntos 1 y 3 corresponden a la Toba y los puntos altos a la Riolita, por lo que se observa que tiene una variación considerable, lo que representa que los puntos bajos son de una roca con mayor grado de intemperización.

Caso contrario del talud 2 (trayectoria roja), los puntos dos y cuatro corresponden a la Riolita y los puntos 1 y 3 son de la Toba, observándose que cuando la Riolita presenta absorciones bajas, sufre un considerable grado de intemperización.

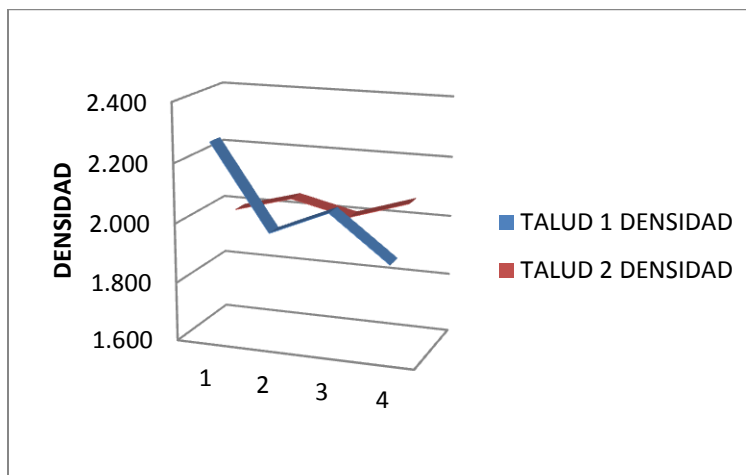


Gráfica 4.1.- Comparativa absorción de las muestras de los taludes 1 y 2





En la Figura 4.2 se refuerza el comentario anterior ya que el talud 1 (trayectoria azul) los valores de la densidad en la Toba son menores a dos, lo cual indica mayor grado de intemperización. En el talud 2 (trayectoria roja) los valores de la Riolita se encuentran cercanos a 2, lo que corresponde a una densidad baja para una roca dura de acuerdo a González de Vallejo, et al, 2002.



Gráfica 4.2- .Comparativa Densidad de las muestras de los taludes 1 y 2

De las Gráficas 4.1 y 4.2, se concluye que la roca dura (Riolita) es más densa y tiene menor grado de absorción, mientras que la roca suave en nuestro caso Toba, es menos densa y tiene mayor grado de absorción.

Una vez que tenemos los valores de densidad estamos en condiciones de estimar la carga uniaxial con el esclerómetro de acuerdo al procedimiento comentado en el Capítulo 3.2.1. Los resultados se muestran en las Tablas 4.6 y 4.7.

Tabla 4.6.- Promedios de resultados con el esclerómetro y la densidad talud 1.

Esclerómetro	Promedio	Resistencia uniaxial a la compresión
Talud 1 Lado Este		MPa
Toba	16	17.50
Riolita	37	52.00
Talud 1 Lado Oeste		MPa
Toba	22	18.00
Riolita	36	52.00





Tabla 4.7.- Promedios de resultados con el esclerómetro la densidad talud 2.

Esclerómetro	Promedio	Resistencia uniaxial a la compresión
Talud 2 Lado Norte		MPa
Toba	20	17
Riolita	37	52
Talud 2 Lado Sur		MPa
Toba	19	43
Riolita	36	43

Analizando los datos observamos que hay una clara diferencia en la resistencia uniaxial de la roca Riolita con respecto a la roca Toba; para los deslizamientos de taludes no siempre la roca más resistente será indicadora de estabilidad, aunque en buenas condiciones de mantenimiento del talud tal vez si será mejor una roca resistente respecto a una roca suave.

4.5.2.- Prueba de Durabilidad

Otra de las pruebas descritas en el Capítulo 3.3.3 es la que habla sobre la durabilidad (ASTM 4644-04); esta prueba sirvió para determinar la degradación que puede tener la roca a través del tiempo por los procesos de intemperismo y darnos más datos para proponer el método más adecuado de estabilización. En la Figura 4.32 se observa el procedimiento de la prueba tipo de durabilidad.



Figura 4.32.- Secuencia de la prueba de Durabilidad hecha a las muestras representativas de los taludes 1 y 2 de roca Toba.





En la Figura 4.32 (fotografía izquierda) podemos observar como se le quitaron las aristas a cada fragmento de roca con ayuda de un disco rotatorio y en presencia de agua, para obtener fragmentos más pequeños de aproximadamente 4 cm de diámetro, esto se hizo con la ayuda de un equipo mecánico que se cuenta en el laboratorio de Mecánica de Rocas de la FIC UMSNH.

En la Figura 4.32 (fotografía central) se encuentran algunas muestras que se secaron en el horno a 105°C. Al siguiente día (fotografía de la orilla), los fragmentos se colocaron en las canastillas metálicas del equipo haciéndose girar durante 10 minutos. Este procedimiento se repitió hasta completar tres ciclos, secando y pesando las muestras después de cada ciclo como se puede observar en la Figura 4.33. Los resultados se muestran en la Gráfica 4.3.

En la Figura 4.33 se observa en la izquierda el material (Toba) al momento de su pesado. En la imagen de la derecha se observa la Riolíta en el momento de la obtención de su peso por medio de la báscula digital.

En la Tabla 4.8 observamos un ejemplo de los cálculos de esta prueba, en este caso talud 2 (Toba), así se hizo para cada uno de los materiales de los taludes en estudio, para ver todas las tablas de la prueba de durabilidad se puede trasladar al Anexo A1 - A12.



Figura 4.33.- Pesado del Material previo a un ciclo de prueba.

En la serie de tablas de los anexos citados podemos ver que la tendencia general de los dos taludes es en la roca Riolíta, el primer ciclo da como resultado valores altos de acuerdo a lo propuesto por González de Vallejo (2002), donde se dice que es un material resistente al intemperismo y de acuerdo también a dicha bibliografía, corresponde a las rocas duras en donde se encuentra contenida la Riolíta; mientras que la Toba, sus valores se encuentran en los rangos de Medios a Altos, lo que indica rocas suaves.

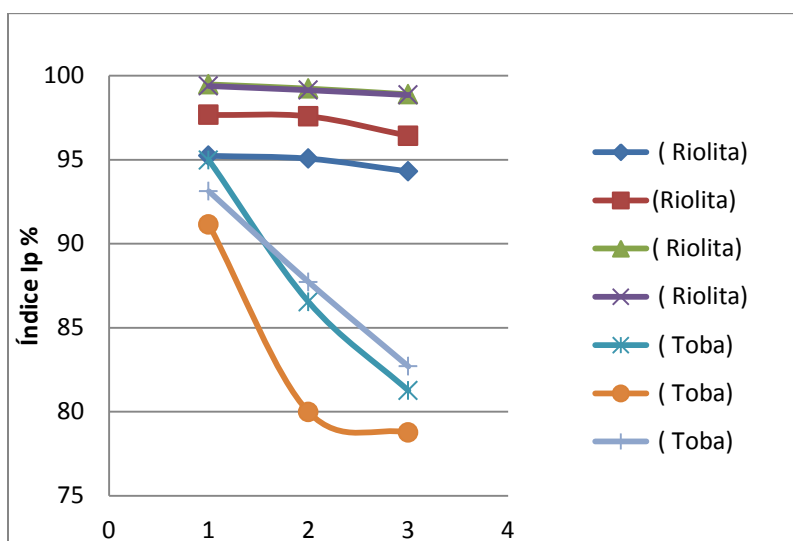




Tabla 4.8.- Ejemplo de tabla de resultados de la prueba de durabilidad en los taludes en estudio.

TALUD 2 KM 260		TOBA	
DURABILIDAD			
PRIMER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
542	508.9	93.89	MEDIA
SEGUNDO CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
542	457.9	84.48	ALTA
TERCER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
542	447.4	82.55	ALTA

En la Gráfica 4.3 se ilustra las diferentes pruebas de durabilidad que se le hicieron al talud 1 en sus dos frentes (Este y Oeste), en cada caso tres ciclos; en orden de arriba hacia abajo las primeras cuatro barras corresponden a la roca Riolita en donde se observa que tienen una durabilidad de acuerdo a Gonzales de Vallejo et al, (2002) de Extremadamente Alta a muy Alta, lo que indica que la Riolita durará algún tiempo sin degradarse, mientras que las últimas tres columnas en orden descendente si tienen un desgaste considerado como Medio, lo cual indica que tendrá cambios de degradación.

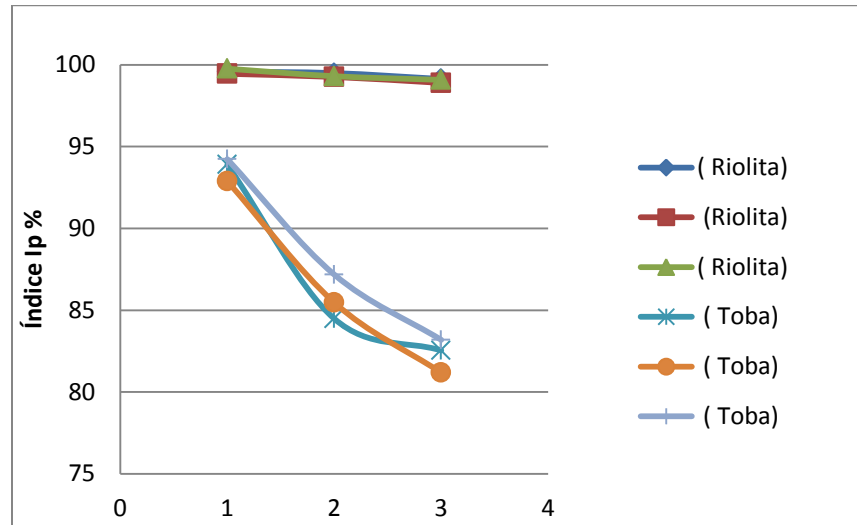


Gráfica 4.3.- Trayectoria de los resultados de la prueba de durabilidad para el talud 1 en sus dos tipos de Roca.





Similarmente en la Gráfica 4.4 se ve que las tres líneas superiores corresponden a la Riolita por lo tanto no sufren tanto el efecto de degradación con el paso del tiempo, y las últimas tres líneas son de la Toba, teniendo degradación en un corto tiempo. Además se puede decir que a partir del segundo ciclo se tiene pérdida de material, sobresaliendo el tercer ciclo, donde la pérdida es considerable.



Gráfica 4.4.- Trayectoria de resultados de la prueba de durabilidad para el talud 2 en sus dos tipo de Roca

4.5.3.- Prueba de Carga Puntual

Las pruebas de carga puntual se desarrollaron de acuerdo al procedimiento descrito en el Capítulo 3.3.4, es decir a la norma ASTM D 5731-05. Se tomaron materiales de cada uno de los taludes y se probaron de 10 a 15 especímenes para cada caso de roca, posteriormente se realizaron los cálculos y mediciones según lo indicado, ver Figuras 4.34 y 4.35





Figura 4.34.- Secuencia de la prueba de Carga Puntual con muestras de los taludes 1 y 2, roca Riofítica.



Figura 4.35.- Secuencia de la prueba de Carga Puntual con muestras de los taludes 1 y 2, Toba.

Cabe destacar que esta prueba es un procedimiento arduo y laborioso ya que para empezar fue necesario romper las muestras en fragmentos pequeños, ya que se habían traído rocas grandes. Ello para cumplir con las medidas especificadas por la norma ASTM D 5731-05, luego se clasificaron dependiendo del tipo de roca y su lugar de recolección, para finalmente probarse.

En total fueron 200 muestras representativas, las cuales fueron probadas en los dos equipos hechos para este fin, equipo que se encuentra tanto en la sección de Mecánica de Suelos como en la sección de Mecánica de Rocas del laboratorio de materiales “Luis Silva Rúelas” de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

De acuerdo a lo descrito en la norma y para este caso se utilizaron especímenes irregulares, una vez hechas todas las pruebas se procedió a realizar los cálculos correspondientes, considerando que se deberían realizar una serie de correcciones y conversiones para finalmente obtener la resistencia a compresión simple en Mega Pascales, esto para homogenizar los resultados y poder entrar a los métodos de análisis geomecánicos, ver la Tabla 4.9.



Tabla 4.9.- Resultados de la prueba de carga puntual de los taludes en estudio.

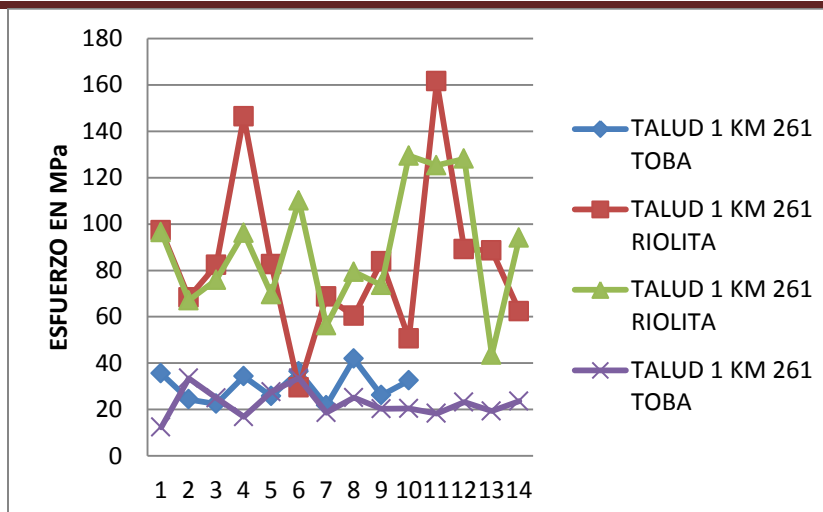
MUESTRA No.	W1 (mm)	W2 (mm)	(W1+W2)/2	De (mm)	De2 (mm)	Area (mm2)	lectura	Carga Kgf	Carga N	Is	F	Is 50 Mpa	C	Esf. Mpa
1	61	80	70.5	48.1	2313.61	3391.05	17	1141.27	11195.86	4.839	0.982718	4.75550	23	109.3765
2	40	75	57.5	47.8	2284.84	2748.5	15	1003.31	9842.471	4.308	0.979955	4.22138	22.5	94.98104
3	66.5	62	64.25	33.6	1128.96	2158.8	12	796.37	7812.39	6.920	0.836212	5.78657	19.5	112.8382
4	62	71	66.5	38.8	1505.44	2580.2	11	727.39	7135.696	4.740	0.89215	4.22874	21	88.80347
5	67	65	66	39.1	1528.81	2580.6	5	313.51	3075.533	2.012	0.895247	1.80098	21	37.82067
6	56.5	46.5	51.5	39.1	1528.81	2013.65	12	796.37	7812.39	5.110	0.895247	4.57481	21	96.07109
7	60.9	61.3	61.1	49.7	2470.09	3036.67	8	520.45	5105.615	2.067	0.997296	2.06139	23	47.41186
8	65.5	67.5	66.5	37.2	1383.84	2473.8	10	658.41	6459.002	4.667	0.875403	4.08590	20	81.71793
9	57.7	54.7	56.2	41.6	1730.56	2337.92	7	451.47	4428.921	2.559	0.920567	2.35595	21	49.47503
10	68.5	74.1	71.3	33.8	1142.44	2409.94	14	934.33	9165.777	8.023	0.838448	6.72685	19.5	131.1736
11	80.9	56.9	68.9	42.3	1789.29	2914.47	13	865.35	8489.084	4.744	0.927506	4.40045	21.5	94.6096
12	67.2	68.6	67.9	37.2	1383.84	2525.88	10	658.41	6459.002	4.667	0.875403	4.08590	20.5	83.76088
13	77.7	89.4	83.55	46	2116	3843.3	11	727.39	7135.696	3.372	0.963173	3.24807	22	71.45751
ROBERTSON (Is)												3.24807	Promedio	84.57672

La Tabla 4.9 muestra las etapas del cálculo de la muestra de Toba del talud 1 lado Este y su respectivo promedio; donde puede verse el número de fragmento de la muestra, sus dimensiones en W_1 y W_2 (mm), un promedio de las anteriores, el diámetro efectivo de fractura en mm, su $De2$ (área en mm^2), la columna de la lectura corresponde a la presión a rompimiento de la muestra (convertida en Kgf y enseguida se convirtió a Newtons). El Is es el Índice de resistencia; F es un factor de corrección; Is_{50} Índice de resistencia corregido; C coeficiente de tablas respecto a la norma oficial. El resultado del esfuerzo se da en MPa.

Para cada material analizado se aplicó el mismo procedimiento, esto puede verse en los Anexos de B1 a B11. En las Gráficas 4.5 y 4.6 se muestran los resultados de manera resumida de las dos caras de los dos taludes en estudio.

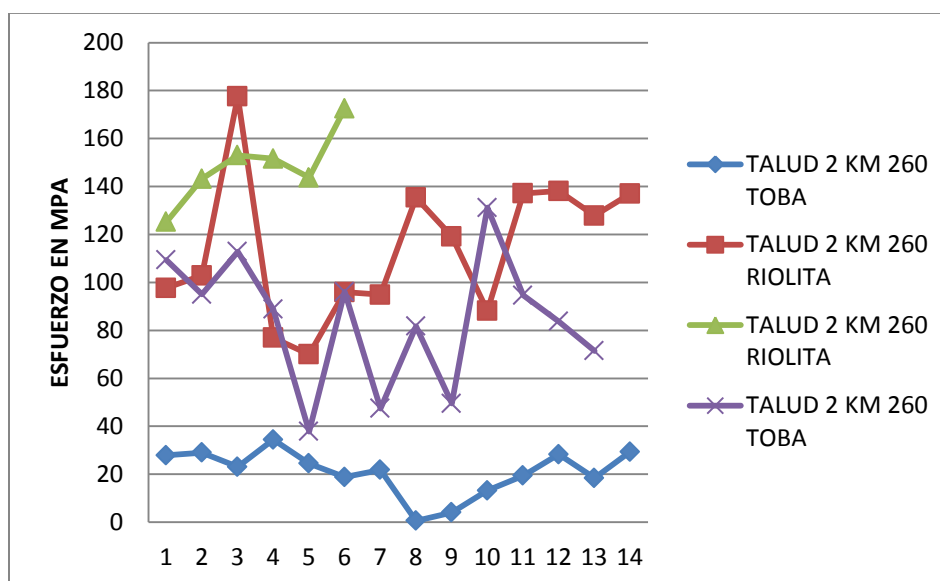
En la Gráfica 4.5 se muestran los resultados de las pruebas para las Tobas, teniendo un comportamiento uniforme con valores bajos, en cambio las Riolitas tienen un comportamiento más homogéneo, es decir sus valores a la resistencia son más altos. Ahora las rocas Riolíticas varían considerablemente de un sitio a otro, esto se puede deber a que en algunas zonas el talud puede estar más propenso a los agentes de intemperismo.





Gráfica 4.5.- Resumen de resultados de las pruebas de carga puntual del talud 1.

En la Gráfica 4.6 se observa que las Tobas varían mucho entre sí, esto se puede deber a que en el mismo talud, existan zonas que estén más intemperizadas que otras, además de que las muestras pudieron tener diferentes contenidos de humedad, lo que provocó que las de menor contenido resistieran un poco más. En cambio las Rioliñas tienen un mejor comportamiento, por lo que sus valores son más elevados.



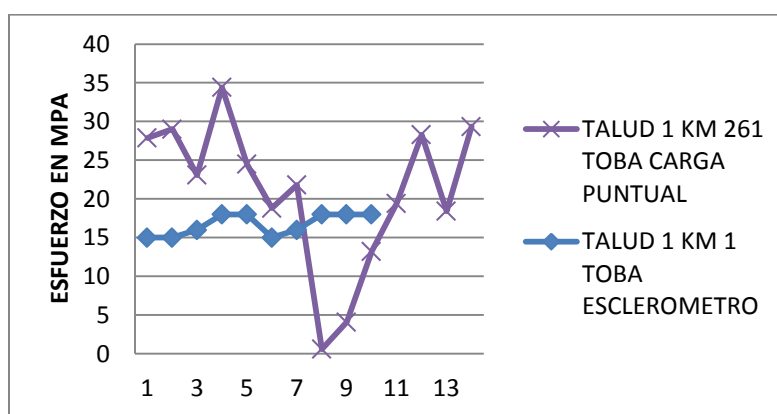
Gráfica 4.6.- Resumen de resultados de las pruebas de carga puntual del talud 2.





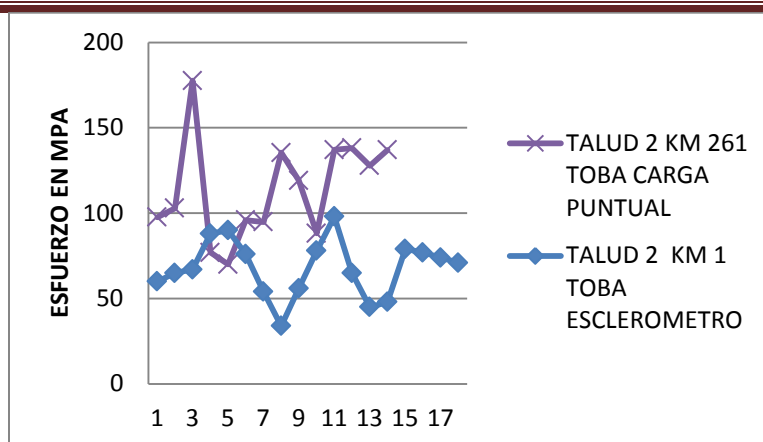
En las Gráficas 4.7 y 4.8 se aprecia la comparación que se hace de los resultados entre las pruebas del esclerómetro y la carga puntual. Datos reales de los taludes en estudio, demuestran que ciertos valores coinciden en algunos puntos, no obstante los resultados con la prueba de la carga puntual tienen valores más altos, esto puede ser debido a lo que se comentaba anteriormente; los fragmentos de rocas en campo están sujetos a condiciones de intemperismo y humedad con mucha variación, mientras que los de laboratorio al estar resguardados y con equipos más precisos arrojan resultados con mayor credibilidad y grado de certeza.

Se debe aclarar que la prueba con esclerómetro considera valores de lecturas superficiales, ya que consiste solamente en un rebote en la roca, por tal motivo se le considera como una prueba no destructiva. En cambio la prueba de carga puntual, lleva al espécimen a su ruptura, por lo que sus valores son más exactos.



Gráfica 4.7.- Comparativa de resultados de Carga puntual vs Esclerómetro.





Gráfica 4.8.- Comparativa de resultados de Carga puntual vs Esclerómetro.

4.5.4.- Resumen de resultados de las distintas pruebas realizadas

En la Figura 4.36 se muestran las zonas del talud 1 con su nueva nomenclatura, la cual usaremos de aquí en adelante para simplificar los resultados; en esta clave se tiene la letra “T” la cual indica que se trata de un talud, enseguida se encuentra un número que se refiere a que talud corresponde, posteriormente se presenta una letra “E, O, N, S” que indica el rumbo de la zona del talud y por último dependiendo el tipo de roca Riolita o Toba.



Figura 4.36.- Nomenclatura de los materiales del talud 1.





En las Tablas 4.10 a 4.13 se muestra el resumen de resultados de las cuatro zonas del talud 1 en estudio, donde se plasman sus características necesarias para la aplicación de los métodos en estudio.

Tabla 4.10.- Resultados del talud 1 lado Este Riolita

Talud 1 (km 261+000)	T1E-Ri
Longitud (mts)	302.00
Altura (mts)	13.00
Humedad	3.35 %
Densidad relativa aparente	2.20
Carga puntual (MPa)	215.00
Durabilidad ciclo 1	Alta
Durabilidad ciclo 2	Alta
Durabilidad ciclo 3	Alta
Esclerómetro (MPa)	48.00

Tabla 4.11.- Resultados del talud 1 lado Este Toba

Talud 1 (km 261+000)	T1E-To
Longitud (mts)	206.00
Altura	16.00
Humedad	13.30%
Densidad relativa aparente	1.98
Carga puntual (MPa)	56.00
Durabilidad ciclo 1	Media
Durabilidad ciclo 2	Alta
Durabilidad ciclo 3	Alta
Esclerómetro (MPa)	20.00

Tabla 4.12.- Resultados del talud 1 lado Oeste Toba.

Talud 1 (km 261+000)	T1O-To
Longitud (mts)	190.00
Altura (mts)	7.00
Humedad	3.31 %
Densidad relativa	2.32
Carga puntual (MPa)	151.22
Durabilidad ciclo 1	Alta
Durabilidad ciclo 2	Alta
Durabilidad ciclo 3	Alta
Esclerómetro (MPa)	98.00





Tabla 4.13.- Resultados del talud 1 lado Oeste Toba.

Talud 1 (km 261+000)	T1O-Ri
Longitud (mts)	190.00
Altura (mts)	8.00
Humedad	17.85%
Densidad relativa	1.60
Carga puntual (MPa)	51.72
Durabilidad ciclo 1	Media
Durabilidad ciclo 2	Media
Durabilidad ciclo 3	Media
Esclerómetro (MPa)	22.00

En la Figura 4.37 se muestra los distintos materiales que conforman el talud 2, con el propósito de resumir los datos recabados de las distintas pruebas realizadas, necesarias para realizar el análisis por los métodos propuestos.

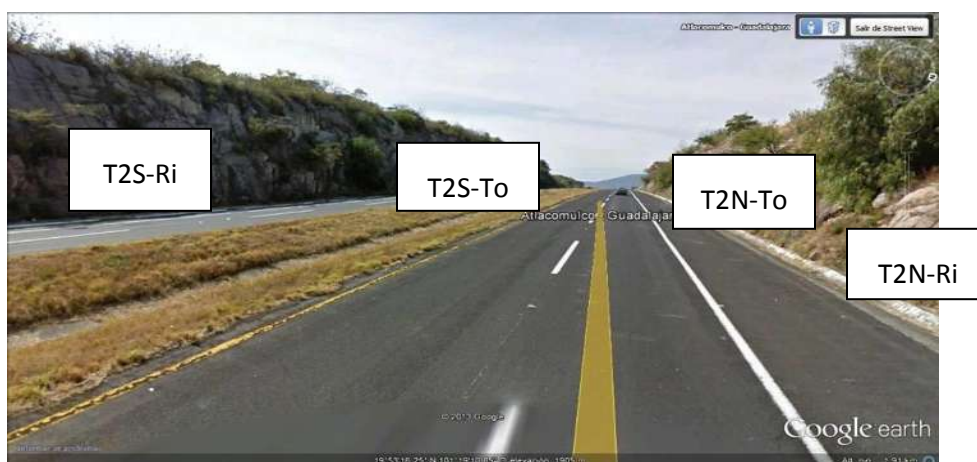


Figura 4.37.-Nomenclatura de los materiales del talud 2

En las Tablas 4.14 a 4.17 se muestran los resultados obtenidos de la serie de pruebas realizadas, para aplicar en los análisis que se harán más adelante por los distintos métodos propuestos para esta investigación.





Tabla 4.14.- Resultados del talud 2 lado Norte Toba.

Talud 2 (km 260+000)	T2N-To
Longitud (mts)	151.00
Altura (mts)	9.00
Humedad	4.98 %
Carga puntual (MPa)	92.00
Durabilidad ciclo 1	Muy Alta
Durabilidad ciclo 2	Extremadamente Alta
Durabilidad ciclo 3	Extremadamente Alta
Esclerómetro (MPa)	46.00

Tabla 4.15.- Resultados del talud 2 lado Norte Rioluta.

Talud 2 (km 260+00)	T2N-Ri
Longitud (mts)	200.00
Altura (mts)	10.00
Densidad relativa	2.02
Carga puntual (MPa)	132.14
Durabilidad ciclo 1	Muy alta
Durabilidad ciclo 2	Extremadamente. alta
Durabilidad ciclo 3	Extremadamente. alta
Esclerómetro (Mpa)	44.00

Tabla 4.16.- Resultados del talud 2 lado Sur Rioluta.

Talud 2 /(km 260+000)	T2S-Ri
Longitud (mts)	145.00
Altura (mts)	8.00
Humedad	7.60 %
Densidad relativa	2.048
Carga puntual (MPa)	114.32
Durabilidad ciclo 1	Muy alta
Durabilidad ciclo 2	Extremadamente Alta
Durabilidad ciclo 3	Extremadamente Alta
Esclerómetro (MPa)	41.00





Tabla 4.17.- Resultados del talud 2 lado Sur Toba.

Talud 2 (km 260+000)	T2S-To
Longitud (mts)	115.00
Altura (mts)	6.00
Humedad	14.17 %
Densidad relativa	1.98
Carga puntual (MPa)	20.917
Durabilidad ciclo 1	Media
Durabilidad ciclo 2	Alta
Durabilidad ciclo 3	Alta
Esclerómetro (MPa)	18.00

4.6.- APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS GEOMECÁNICOS

En las páginas siguientes se mostraran los resultados y su respectivo análisis de los métodos geomecánicos para la estabilidad de taludes de los diferentes autores objeto de estudio de la presente investigación y la estabilidad cinemática por medio de programa Dips.

4.6.1.- Resultados del Método de Bieniawski en los dos taludes

El primer método analizado fue el de Bieniawski el cual se realizó en cada frente de los dos taludes, separándolo por el tipo de material, ya que los valores de la carga puntual son muy distintos cuando se trata de Riolita o Toba, lo que hace necesario un análisis independiente en cada talud de acuerdo a su tipo de roca.

En la Tabla 4.18 se encuentra el resumen del método de Bieniawsk con sus respectivos coeficientes de acuerdo a los parámetros indicados, así mismo en la parte superior se indica a que talud corresponde cada caso, utilizando la nomenclatura para cada material. Así mismo en la parte baja de la misma tabla se incluye la corrección hecha para cada caso, basado en la propuesta del mismo autor, observándose que los valores en todos los casos bajan considerablemente.

Tabla 4.18.- Resumen de resultados del método de Bieniawski.

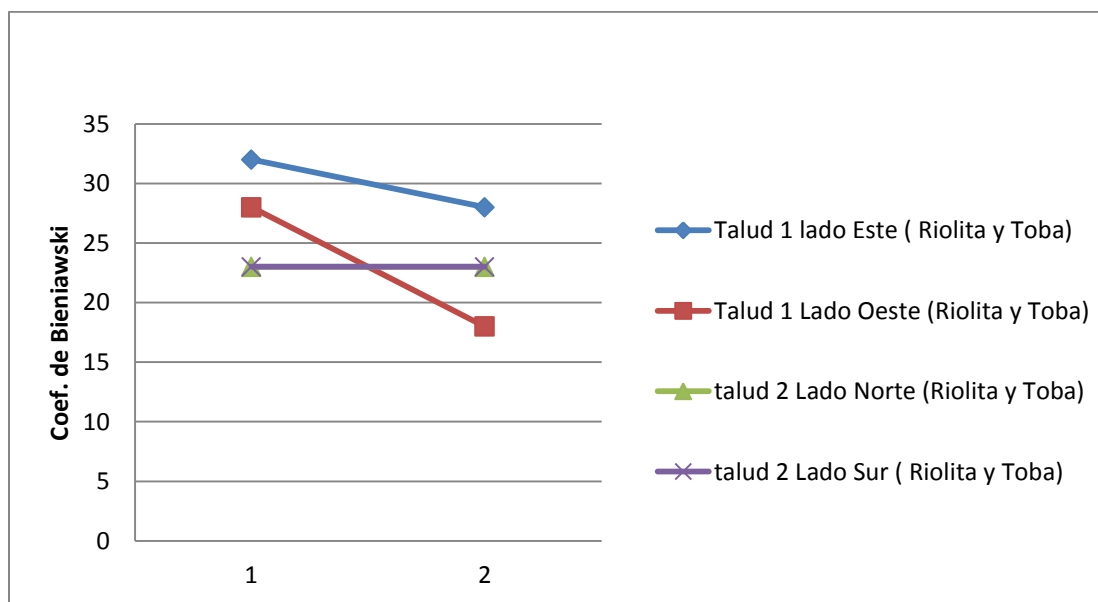
Parámetros		T1E-To	T1E-Ri	T1O-To	T1O-Ri	T2N-To	T2N-Ri	T2S-To	T2S-Ri
Resistencia		15	15	15	15	15	15	15	15
RQD (%)		17	13	8	3	8	8	8	8
Discontinuidad	Longitud	2	2	2	2	2	2	2	2
	Abertura	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rugosidad	5	5	5	5	5	5	5	5
	Relleno	2	2	2	2	2	2	2	2
	Alteración	3	1	1	1	1	1	1	1
Agua	Est.Gral.	15	15	15	15	15	15	15	15
Corrección del talud		-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25
TOTAL	Coeficiente	32	28	28	18	23	23	23	23





En la Gráfica 4.9 se observan los resultados de la valoración del talud 1 (líneas azul y roja), indicando que los puntos en 1 se refieren a la Toba y los puntos en 2 son de la Riollita, reflejando que los valores de las Tobas representarían un grado de estabilidad mayor que el de las Riollitas. Siendo la valoración para los dos materiales como roca tipo IV (roca Mala), con una cohesión de 10 a 15 ton/m² y un ángulo de fricción interna de 30° a 35°; por lo tanto y de acuerdo al autor si presenta problemas de inestabilidad el talud 1.

En cambio en el talud 2 los resultados se sobreponen en la misma línea (morada y verde), como se observa en la Gráfica 4.9, teniendo un comportamiento homogéneo en los dos tipos de roca y también se clasifica como roca tipo IV (roca Mala) con una cohesión de 10 a 15 ton/m² y un ángulo de fricción interna de 30° a 35°, también presenta problemas de inestabilidad.



Grafica 4.9.- Líneas de tendencia de los coeficiente de Bieniawski de los dos taludes.

4.6.2.- Resultados del Método de Romana en los dos taludes

El segundo método utilizado fue el de Romana el cual se aplicó a cada frente de los dos taludes, y el cual inicia a partir de RMR de Bieniawski, tomando en consideración la dirección e inclinación del talud y sus discontinuidades, como se explicó en el Capítulo 3.4.2 de la presente investigación.





En la Tabla 4.19 se muestran los resultados obtenidos del análisis de la propuesta de Romana, observando que parámetros por analizar son diferentes, pero también se les debe dar un valor. En la parte superior se muestra la misma nomenclatura para cada caso, asimismo el resultado del estudio para cada parte de los taludes parte de esta investigación.

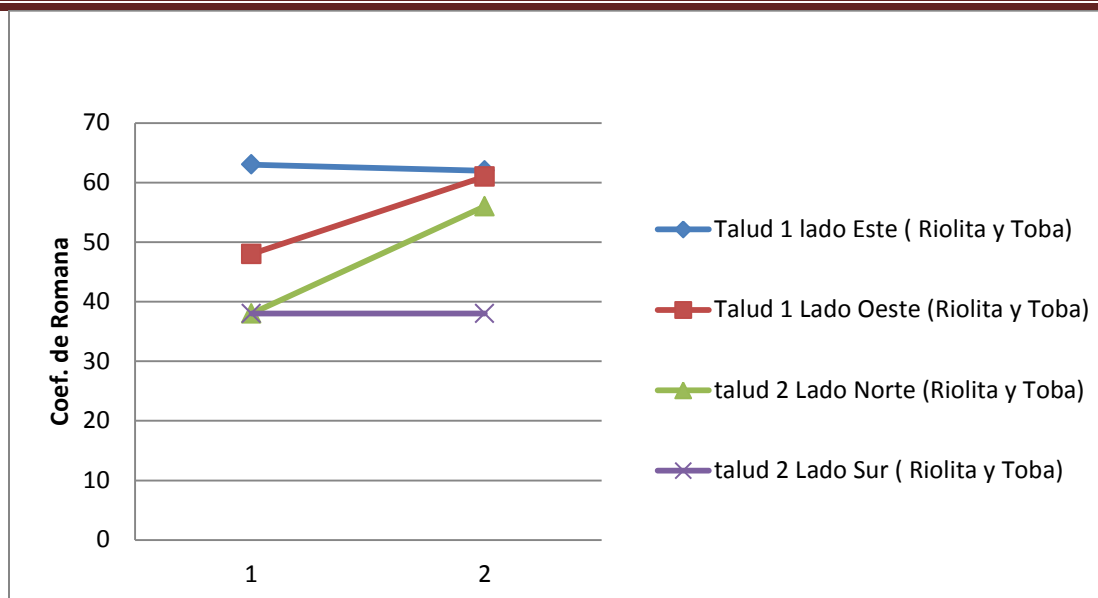
Tabla. 4.19. Resultados del Método de Romana para los dos taludes.

Parámetros		T1E-To	T1E-Ri	T1O-To	T1O-Ri	T2N-To	T2N-Ri	T2S-To	T2S-Ri
Bieniawski	RMR	53.00	57.00	38.00	53.00	48.00	48.00	48.00	48.00
Relación Dirección de discontinuidades y del talud		0.70	0.85	1.00	1.00	0.85	0.40	0.85	0.85
Inclinación de las discontinuidades		1.00	1.00	1.00	1.00	0.85	0.85	0.85	0.85
Relación Inclinación de discontinuidades y del talud		0.00	-6	0	0	-25	-6	-25	-25
Factor de Ajuste por el Método de Excavación		10.00	10.00	10.00	8.00	8.00	10.00	8.00	8.00
Coeficiente Total		63.00	62.00	48.00	61.00	38.00	56.00	38.00	38.00

En la Gráfica 4.10 se presentan los resultados de la Tabla 4.19 graficados, donde se ve que en lo que respecta al talud 1 (línea azul) representando una clase de estabilidad uniforme de tipo III de acuerdo a la Tabla 3.9 del Capítulo 3.4.2, en el lado Oeste (línea roja) si varía de un material a otro, pero también corresponde a una clase Tipo III. Esto indica que es una roca Normal, parcialmente inestable, con roturas en algunas discontinuidades y roturas en cuña, siendo necesario un tratamiento sistemático de acuerdo a su valoración como lo marca la tabla 3.10. en donde nos recomienda soluciones al talud para la inestabilidad.

Mientras que en el talud 2 (líneas verde y morada) se observa, que la zona Norte también la roca es del tipo III, y la zona Norte se encuentra en el tipo II, considerada como estabilidad mala, con roturas en discontinuidades y grandes cuñas y el talud requiere una corrección.





Gráfica 4.10. Líneas de tendencia de los coeficientes de Romana de los dos taludes.

4.6.3.- Resultados de método de Robertson en los dos taludes

El tercer método aplicado en esta investigación fue el de Robertson, el cual se hizo en cada frente de los dos taludes, siendo separado por el tipo de material, lo cual se basa en la explicación del Capítulo 3.4.3.

En la Tabla 4.20 se muestran los resultados obtenidos del Método de Robertson para las distintas zonas de los dos taludes en estudio, identificados con su respectiva nomenclatura y los coeficientes que indican la valoración registrada de acuerdo a la investigación realizada.

Tabla 4.20.- Resultados del Método de Robertson, para los dos taludes en estudio.

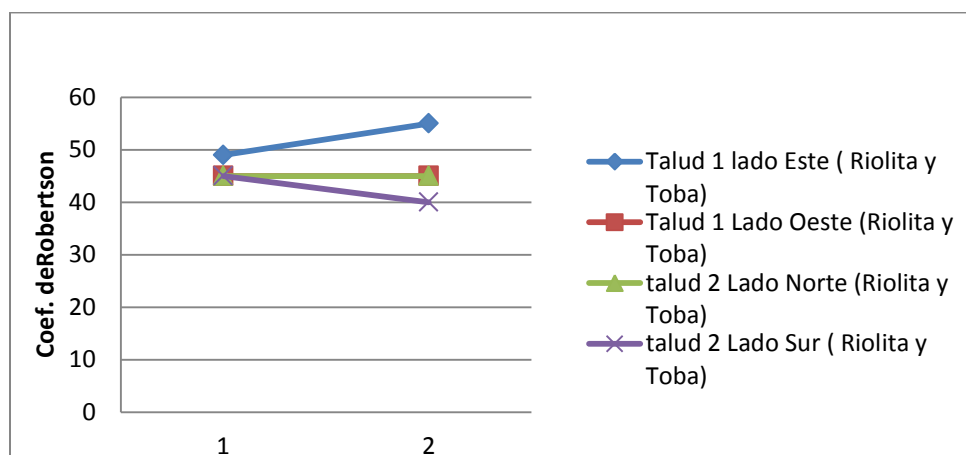
Parámetros	T1E-To	T1E-Ri	T1O-To	T1O-Ri	T2N-To	T2N-Ri	T2S-To	T2S-Ri
Resistencia de la Roca	22	27	22	27	27	27	27	22
RQD	17	13	8	3	8	8	8	8
Esp. de discontinuidades	10	15	15	15	10	10	10	10
Cond. De Discontinuidades	0	0	0	0	0	0	0	0
Coeficiente Total	49	55	45	45	45	45	45	40

En la Gráfica 4.11 se observan los resultados de la Tabla 4.20 graficados, donde se puede ver que los valores en los dos taludes dan coeficientes mayores de 40 (se aprecia que las líneas están muy próximas entre sí), de





acuerdo al Capítulo 3.4.3, estos valores obtenidos del SRMR indican, que los taludes están estables y que están gobernados por la orientación y su la resistencia al corte de las discontinuidades, mientras para valores inferiores a 40, la rotura sucede independientemente de la junta por deslizamiento roto-traslacional. La rotura está en función de las características del macizo rocoso



Grafica 4.11.- Líneas de tendencia de los Coeficientes de Robertson de los dos taludes.

4.7.- APLICACIÓN DEL ANÁLISIS CINEMÁTICO

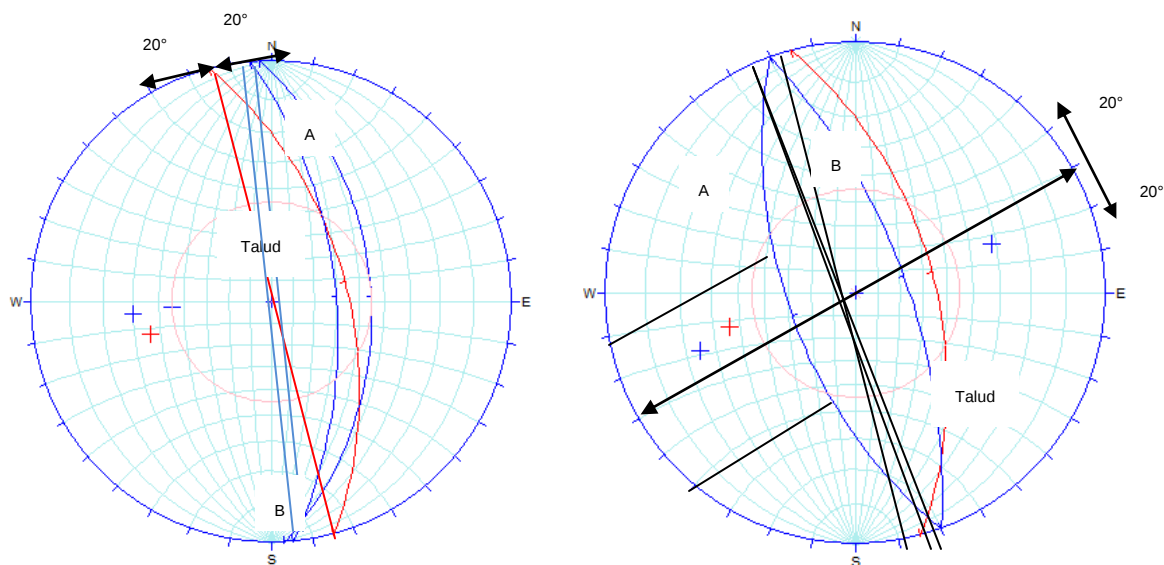
El análisis cinemático se basó en lo explicado en el Capítulo 3.5 de la presente investigación ya como sugiere Robertson que para casos mayores a 40 en su valoración se utilice este análisis y como en efecto resultaron mayores a esta cifra; se realizaron las proyecciones estereográficas con el programa Dips, en donde en cada zona del talud con su respectivo material, se realizó la toma de la dirección y la inclinación de la cara del talud, y las inclinaciones y direcciones de sus principales discontinuidades para hacer dichos análisis.

Se tomaron dos discontinuidades y la cara del talud para cada análisis, en total se realizaron 43 análisis cinemáticos los cuales se encuentran en los anexos (C1-C43), en este Capítulo solo se ponen dos análisis por material y zona del talud, el cual se escogió de entre la serie de proyecciones como las más desfavorable y donde si exista la posibilidad de algún tipo de deslizamiento y una grafica que muestra la tendencia de las fallas con su respectiva zona y material.





4.7.1 Cinematicos del talud 1



Ángulo de fricción	45°	Ángulo de fricción	45°
Talud	75°/55°	Talud	75°/55°
Plano A	85°/50°	Plano A	250°/60°
Plano B	87°/45°	Plano B	75°/67°

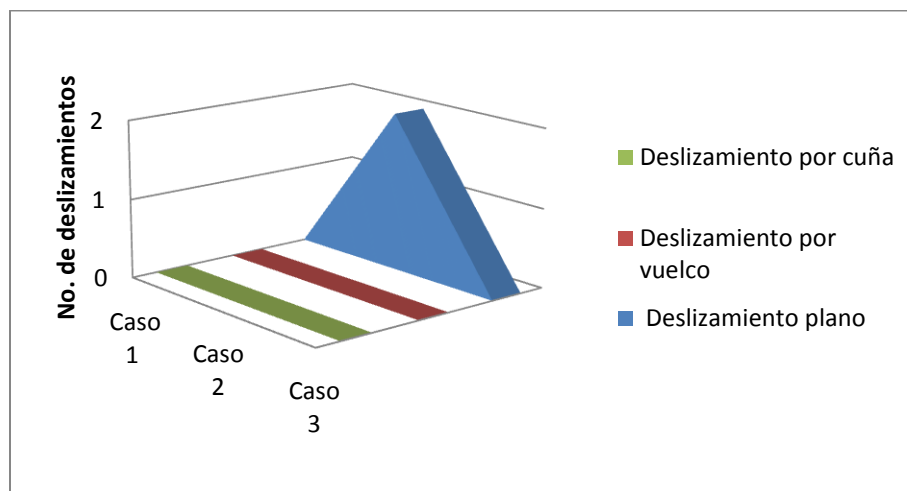
Figura 4.38.- Análisis cinemático tipo de la zona A talud 1.

En la figura Izquierda se observa que la inclinación de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, se encuentran contenidos en el círculo de fricción y cumplen la restricción de los 20°, por lo que presenta inestabilidad del tipo plano.

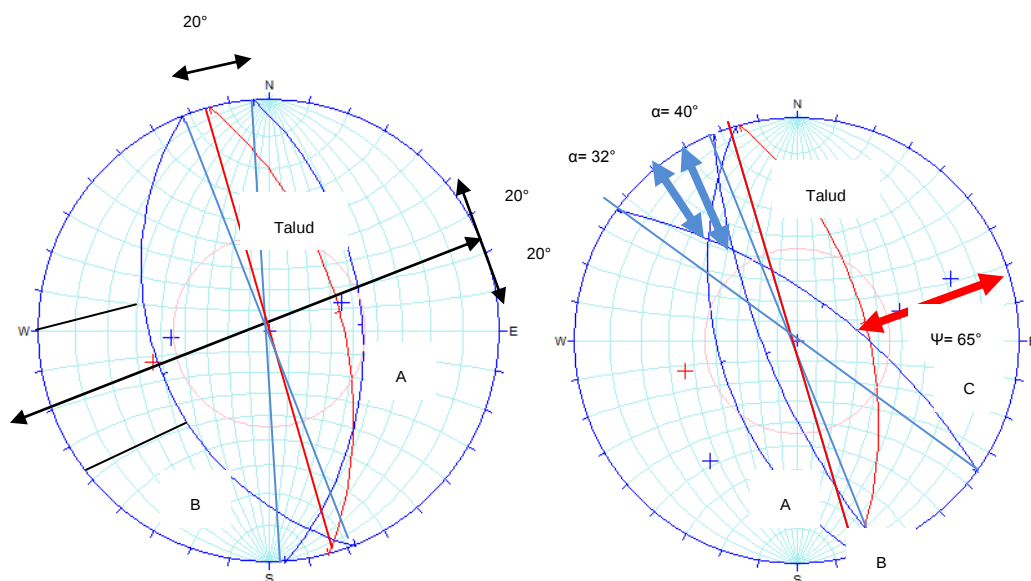
Mientras que la figura del lado derecho se ve que la inclinación de los planos de discontinuidad **A** y **B** son mayores que la inclinación del talud, por lo que no presenta inestabilidad del tipo vuelco.

Las proyecciones complementarias se encuentran en el anexo(C.1 a C.3), y por medio de la Gráfica 4.12, se llegó a la conclusión que el movimiento que se podría presentar en esta zona del talud seria del tipo plano.





Gráfica 4.12.- Deslizamientos zona A talud 1 (Toba).



Ángulo de fricción	42°	Ángulo de fricción	42°
Talud	75°/55°	Talud	75°/55°
Plano A	86°/46°	Plano A	254°/51°
Plano B	248°/37°	Plano B	248°/73°

Figura 4.39.- Análisis Cinemático tipo de la zona B talud 1 (Riolita).



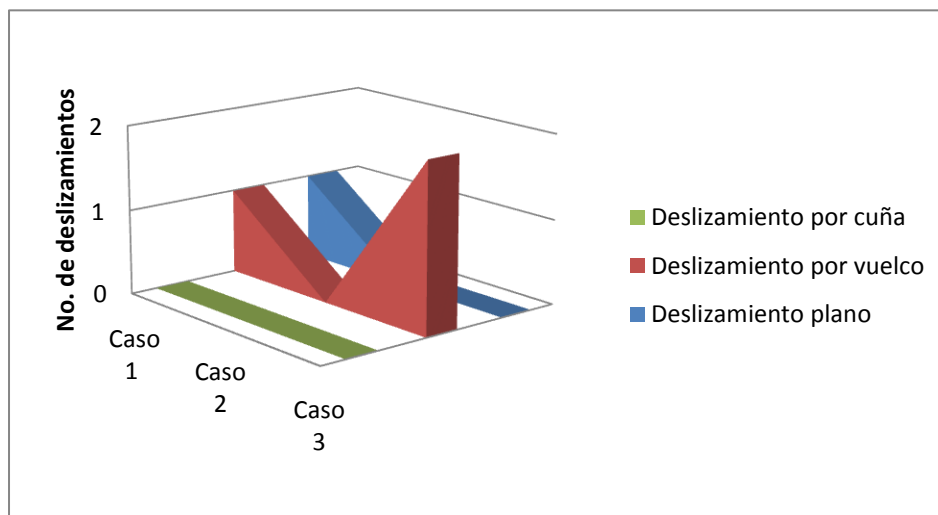


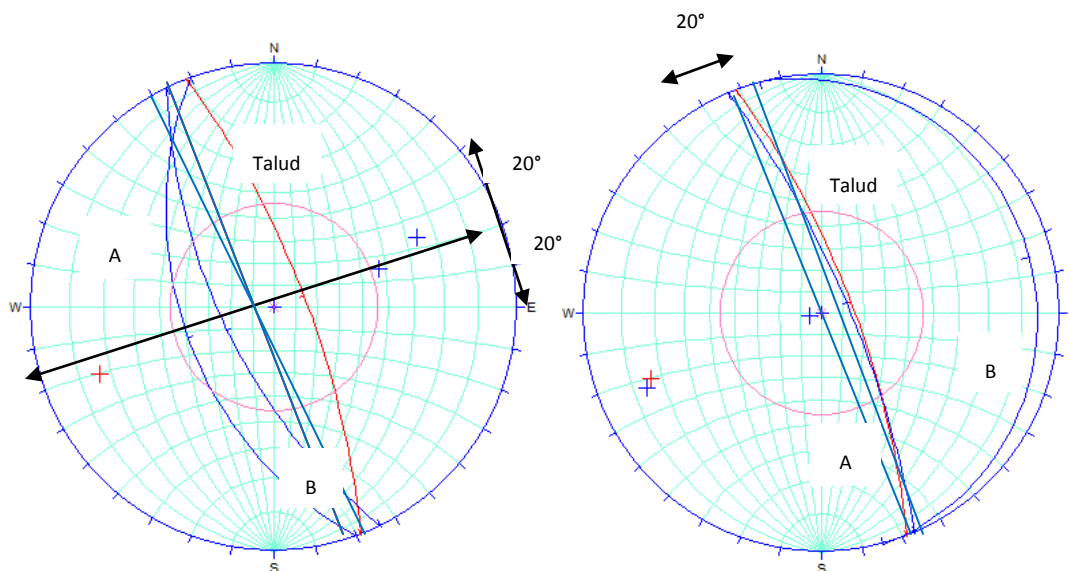
En la figura de la izquierda se observa que la inclinación del plano de discontinuidad **A** es mayor que el ángulo del talud y está en los límites del círculo de fricción, mientras que **B** es mayor que el ángulo del talud y es opuesto al mismo, por lo que tiene inestabilidad del tipo vuelco y plano. No hay posibilidades de presentarse deslizamiento por cuña porque la intersección de las discontinuidades no se encuentra dentro del círculo de fricción.

Mientras que en la figura de la derecha se ve que el ángulo de inclinación del plano de discontinuidad **A** es menor que el ángulo de inclinación del talud así como opuesto; por lo que presentará inestabilidad por deslizamiento por vuelco. El ángulo de inclinación del plano **B** es mayor que el ángulo de inclinación del talud; por lo que no presentará inestabilidad por deslizamiento por vuelco. La cuña no se presenta porque la intersección esta fuera del círculo de fricción.

Las proyecciones complementarias se encuentran en el anexo (C.4 a C.6), y por medio de la Gráfica 4.9, se llegó a la conclusión que el movimiento que se podría presentar en esta zona del talud sería del tipo plano en algunas zonas y vuelco.

Gráfica 4.13.- Deslizamientos zona B talud 1 (Riolita).





Angulo de fricción	46°	Angulo de fricción	46°
Talud	69°/75°	Talud	69°/75°
Plano A	250°/49°	Plano A	67°/77°
Plano B	244°/66°	Plano B	75°/06°

Figura 4.40.- Análisis Cinemático tipo de la zona C talud 1 (Toba).

En la imagen izquierda se tiene que la inclinación de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, se encuentran dentro del círculo de fricción y son opuestos a la cara del talud, por lo tanto presentará inestabilidad de vuelco. Un deslizamiento del tipo cuña no tiene posibilidad de presentarse al no cumplir la condición que la intersección se encuentre dentro del círculo de fricción.

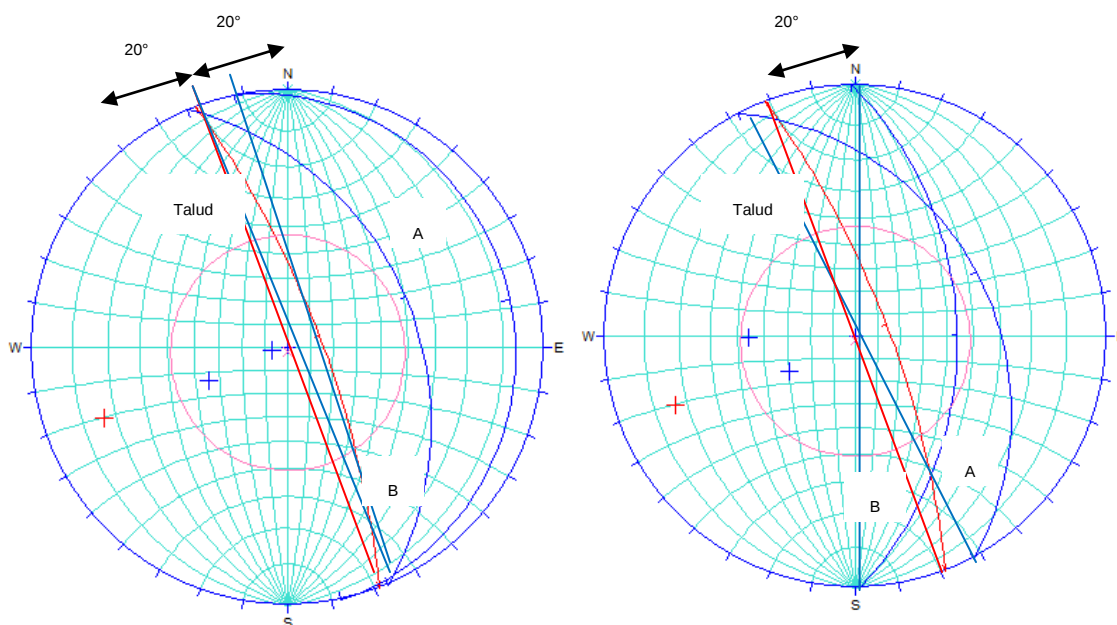
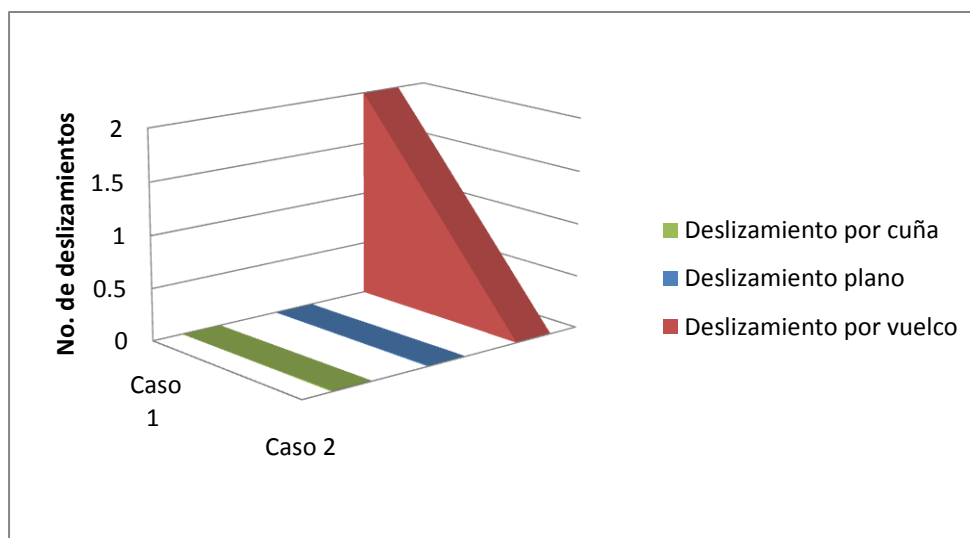
En la imagen derecha se observa que la inclinación del plano de discontinuidad **A** es mayor que la inclinación del talud; no hay inestabilidad planar. La inclinación de la discontinuidad **B** es menor que la inclinación del talud, pero esta fuera del círculo de fricción; por lo tanto no presentará inestabilidad por deslizamiento plano. No existe deslizamiento en cuña.

Las proyecciones complementarias se encuentran en el anexo (C.10 y C.11), y por medio de la Gráfica 4.14, se llegó a la conclusión que el movimiento que se podría presentar en esta zona del talud sería del tipo vuelco.





Gráfica 4.14.- Deslizamientos zona C talud 1. (Toba)



Angulo de fricción	41°	Angulo de fricción	41°
Talud	69°/75°	Talud	69°/75°
Plano A	78°/07°	Plano A	62°/33°
Plano B	67°/32°	Plano B	89°/46°

Figura 4.41. Análisis Cinemático tipo de la zona D talud 1 (Riolita).

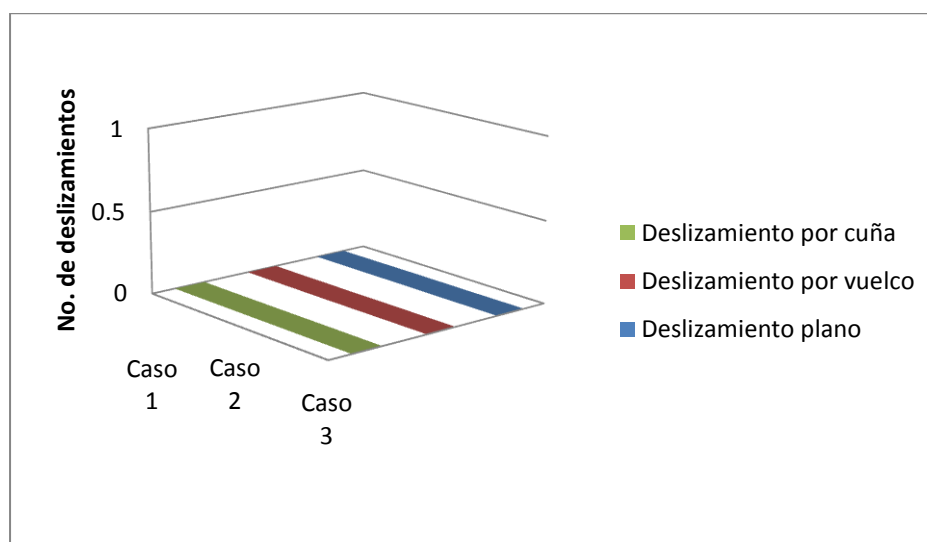




En la imagen derecha (Fig. 4.41) se tiene que el ángulo de inclinación de las discontinuidades **A** y **B** son menores que el ángulo de inclinación del talud, pero están fuera del círculo de fricción; en no este caso presentará inestabilidad del tipo plana. Un deslizamiento del tipo cuña no tiene posibilidad de presentarse ya que la intercepción se encuentra afuera del círculo de fricción.

Mientras la figura derecha se ve que la inclinación de la discontinuidad en **A** es paralela y menor a la inclinación del talud pero esta fuera del círculo de fricción y **B** es menor que la inclinación del talud, pero también está fuera del círculo de fricción lo que indica que no existe inestabilidad planar. Un deslizamiento del tipo cuña no tiene posibilidad de presentarse al no cumplirse la condición de de la intersección dentro del círculo de fricción.

Las proyecciones complementarias se encuentran en el anexo (C.7 y C.9), y por medio de la Gráfica 4.15, se llegó a la conclusión que el movimiento que se podría presentar en esta zona del talud sería del tipo vuelco.

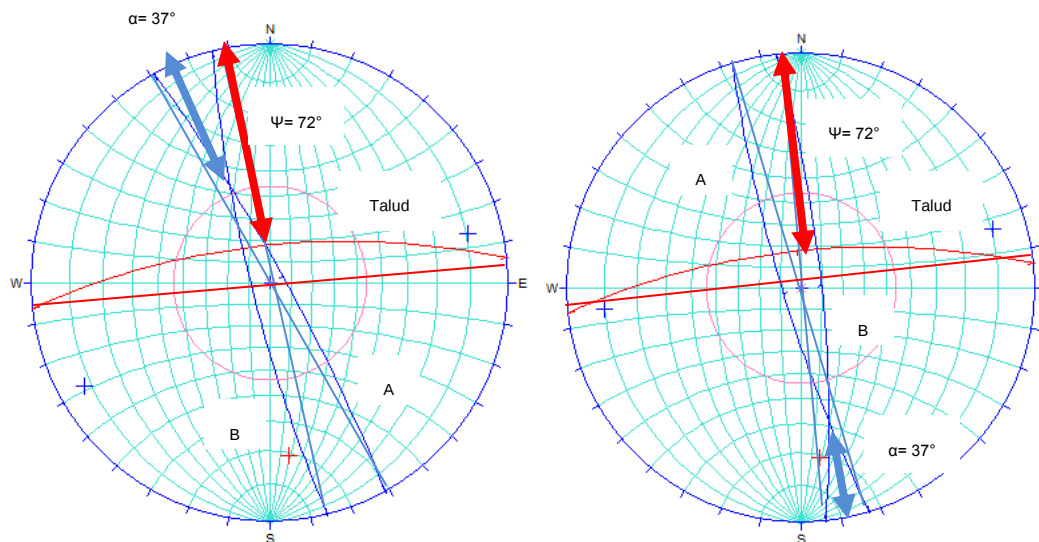


Gráfica 4.15.- Deslizamientos zona D talud 1. (Riolita)





4.7.2. Cinematicos Talud 2



Angulo de fricción	46°	Angulo de fricción	46°
Talud	354°/72°	Talud	354°/72°
Plano A	61°/83°	Plano A	253°/81°
Plano B	256°/81°	Plano B	84°/80°

Figura 4.42.- Análisis Cinemático tipo de la zona a talud 2 (Toba).

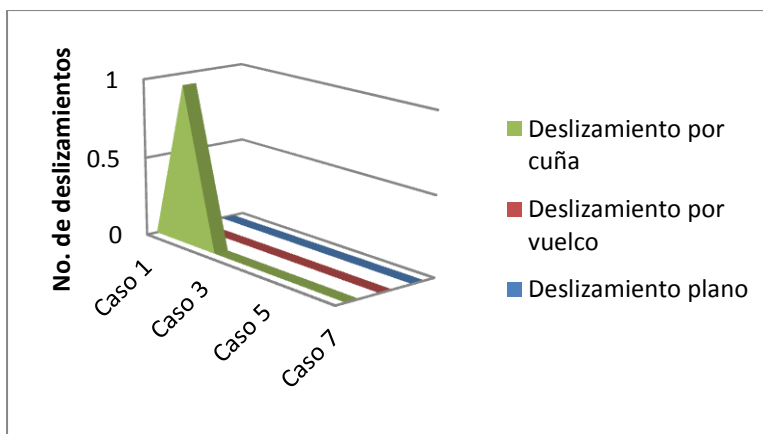
En la figura izquierda se tiene que la inclinación de los planos de discontinuidad **A** y **B** son mayores que la inclinación del talud y no son paralelos y opuestos; por lo cual no se presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. Un desplazamiento de cuña tiene posibilidad de presentarse al cumplir la condición de que la intercepción se encuentre por dentro del círculo de fricción (casi adentro en este caso) y en este caso $\Psi=72$ y $\alpha=37$ se cumple la condición también de $\alpha < \Psi$.

Mientras que en la figura derecha se ve que la inclinación de las discontinuidades **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelas a la cara del talud ni opuestas; por lo que no se presenta inestabilidad por deslizamiento de vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.

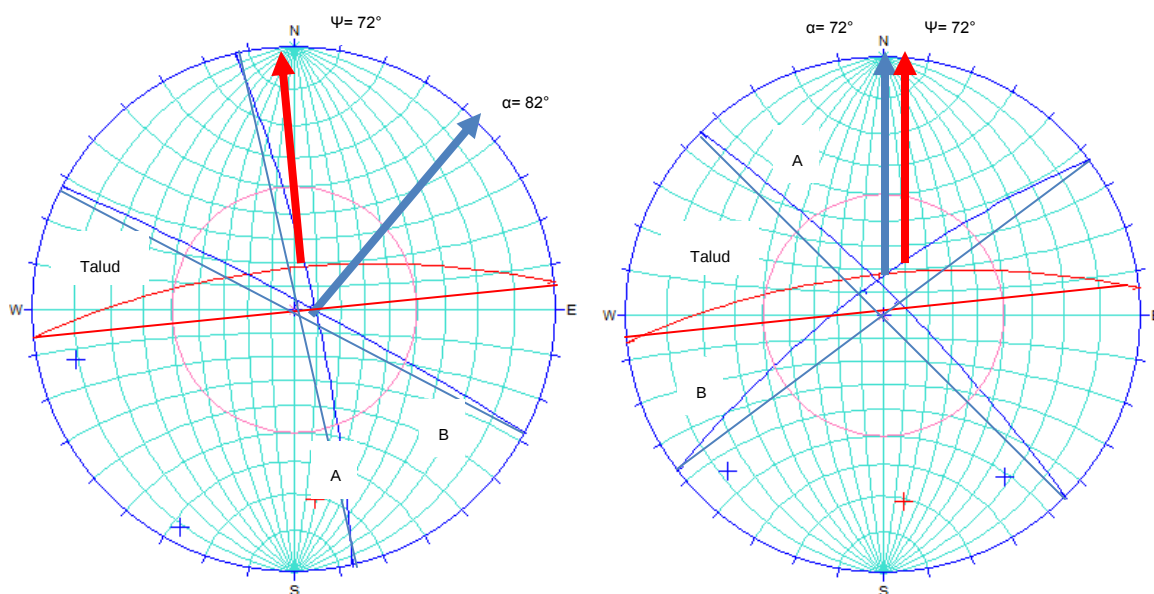




Las proyecciones complementarias se encuentran en el anexo (C.12 y C.18), y por medio de la Gráfica 4.16, se llegó a la conclusión que el movimiento que se podría presentar en esta zona del talud sería del tipo cuña.



Gráfica 4.16.- Deslizamientos zona a talud 2 (Toba).



Ángulo de fricción	40°	Ángulo de fricción	40°
Talud	354°/72°	Talud	354°/72°
Plano A	77°/81°	Plano A	45°/81°
Plano B	28°/86°	Plano B	323°/76°

Figura 4.43.- Análisis Cinemático tipo de la zona b Norte talud 2 (Riolita).

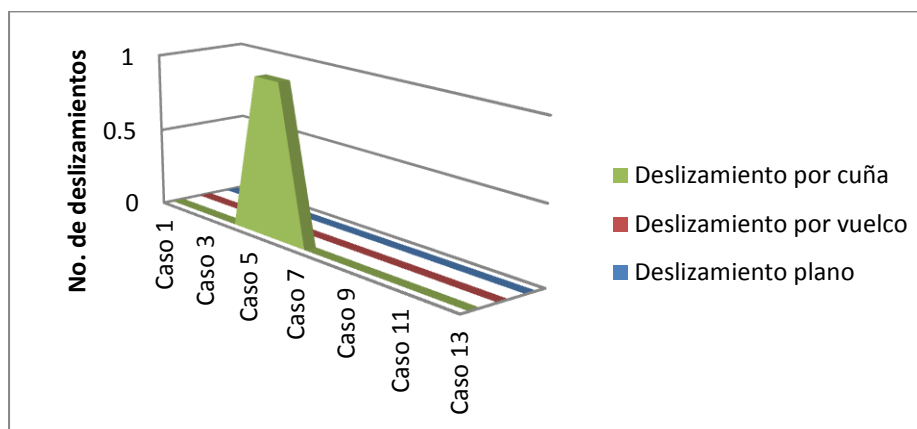




En la imagen derecha se analizan las inclinaciones de los planos de discontinuidades **A** y **B**, indicando que son mayores que la inclinación del talud; por lo que no se registra inestabilidad de ningún tipo. Al no cumplirse la condición $\psi \geq \alpha$, donde $\psi = 72^\circ$ y $\alpha = 82^\circ$, por lo tanto $\psi < \alpha$, por lo que no habrá ningún tipo de movimiento.

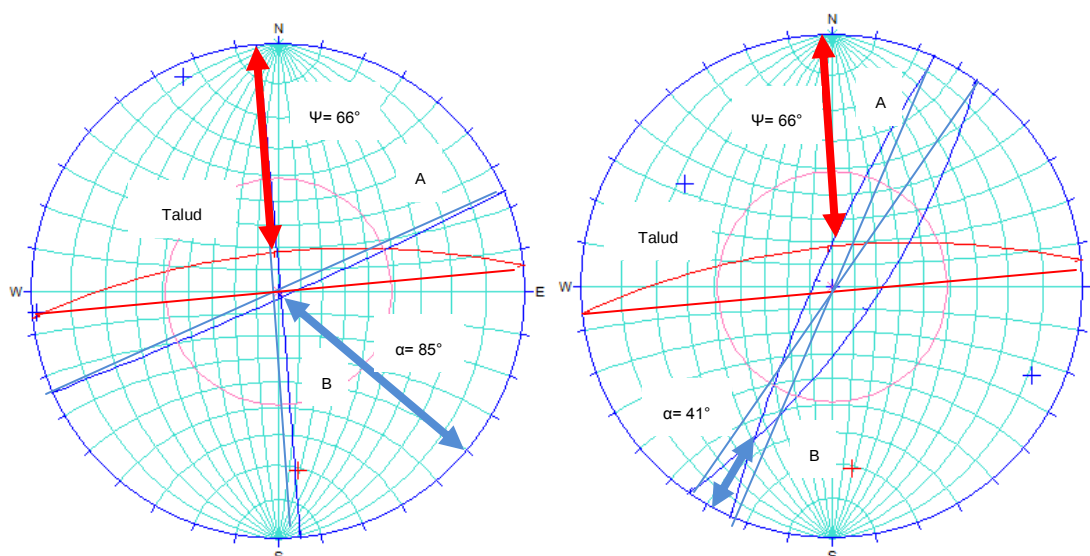
Mientras que en la imagen izquierda se observa que el ángulo de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que el ángulo del talud; lo que representa que no hay posibilidades de un deslizamiento plano o por vuelco. En cambio un deslizamiento de cuña tiene posibilidad de cumplirse la condición $\psi \geq \alpha$, donde $\psi = 72^\circ$ y $\alpha = 72^\circ$; por lo tanto $\psi = \alpha$, además la intercepción se dan dentro del círculo de fricción, por lo que se podría presentar el movimiento.

Las proyecciones complementarias se encuentran en el anexo (C.19 y C.31), y por medio de la Gráfica 4.17, se llegó a la conclusión que el movimiento que se podría presentar en esta zona del talud sería del tipo cuña.



Gráfica 4.17.- Deslizamientos zona b talud 2 (Riolita).





Ángulo de fricción	41°	Ángulo de fricción	41°
Talud	354°/72°	Talud	354°/72°
Plano A	156°/87°	Plano A	114°/98°
Plano B	85°/89°	Plano B	125°/71°

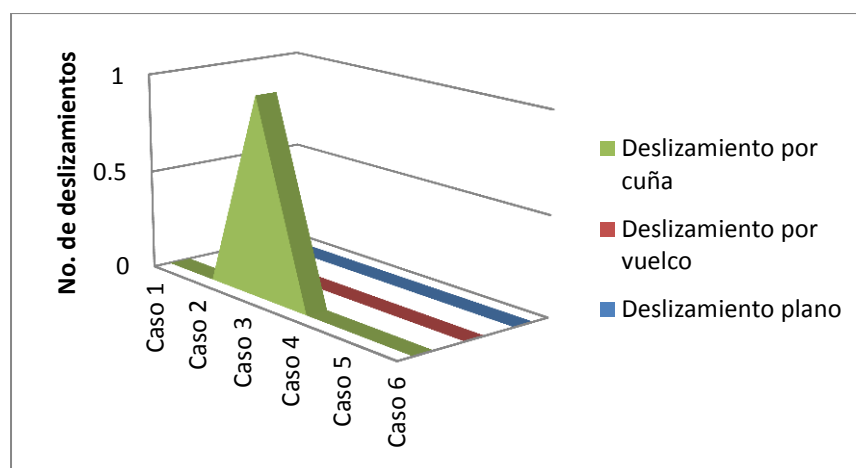
Figura 4.44.- Análisis Cinemático tipo de la zona c talud 2 Riolita).

En la imagen izquierda se tiene que la inclinación de los planos de discontinuidad **A** y **B** son mayores que la inclinación del talud; por lo que no presentará inestabilidad de ningún tipo. Tampoco es posible tener un deslizamiento de cuña, porque aunque la intercepción se encuentra dentro del círculo de fricción, no se cumple la condición $\psi \geq \alpha$, donde $\psi = 66^\circ$ y $\alpha = 85^\circ$; por lo tanto $\psi < \alpha$.

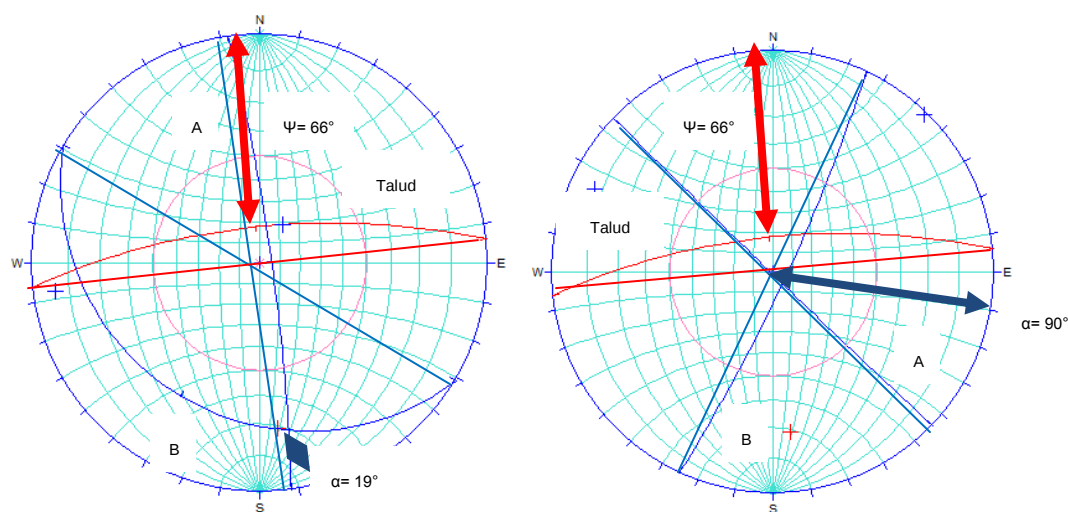
En la figura Derecha se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.

Las proyecciones complementarias se encuentran en el anexo (C.32 y C.37), y por medio de la Gráfica 4.18, se llegó a la conclusión que el movimiento que se podría presentar en esta zona del talud seria del tipo cuña.





Gráfica 4.18.- Deslizamientos zona c talud 2 (Riolita).



Ángulo de fricción	40°	Ángulo de fricción	40°
Talud	354°/72°	Talud	354°/72°
Plano A	82°/84°	Plano A	115°/83°
Plano B	211°/22°	Plano B	224°/89°

Figura 4.43.- Análisis Cinemático de la zona Sur d del talud 2 (Toba).

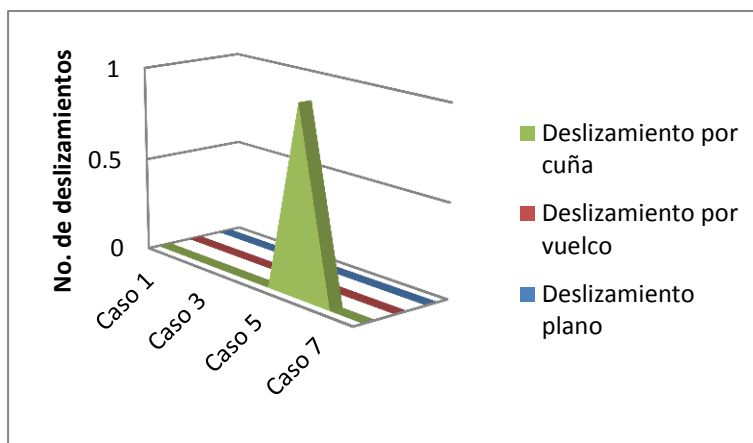




En la imagen izquierda se ve que la inclinación del plano **A** es menor que la inclinación del talud; esto indica que no habrá inestabilidad. Pero el ángulo del plano **B** es también menor que el ángulo del talud, por lo tanto tampoco se presentará inestabilidad. Asimismo no habrá deslizamiento de cuña, porque aunque se cumple lo de la intercepción en el círculo de fricción, no se cumple la condición $\psi \geq \alpha$, dando $\psi = 66^\circ$ y $\alpha = 19^\circ$.

En la figura derecha se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan en los límites del círculo de fricción pero se cumple la condición $\alpha < \Psi$ ya que $\alpha = 90$ y $\Psi = 66$.

Las proyecciones complementarias se encuentran en el anexo (C.39 y C.45), y por medio de la Gráfica 4.18, se llegó a la conclusión que el movimiento que se podría presentar en esta zona del talud sería del tipo cuña.

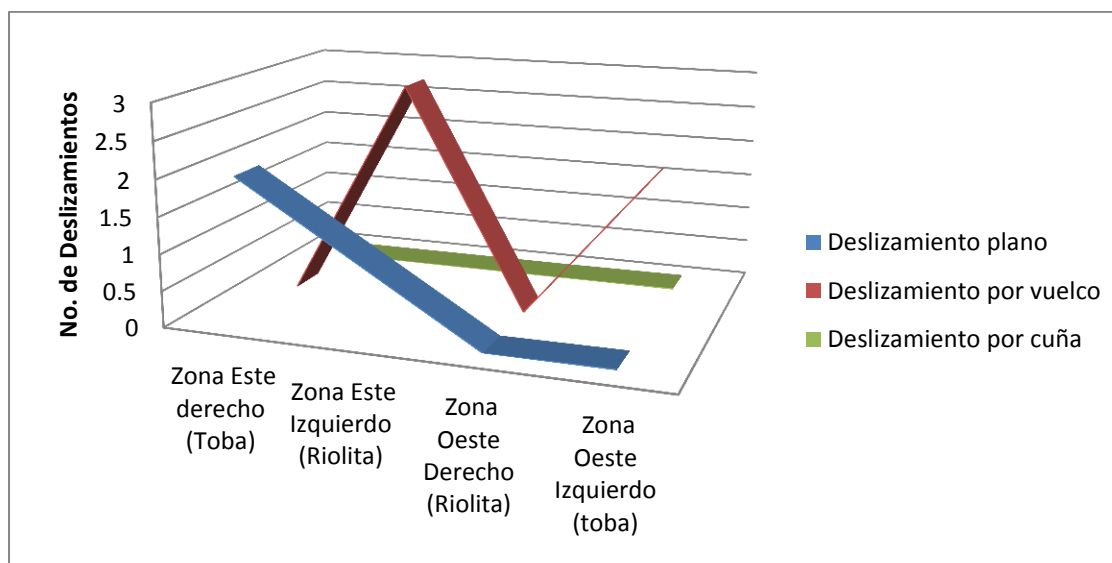


Gráfica 4.19.- Deslizamientos en el talud 2 (Toba).





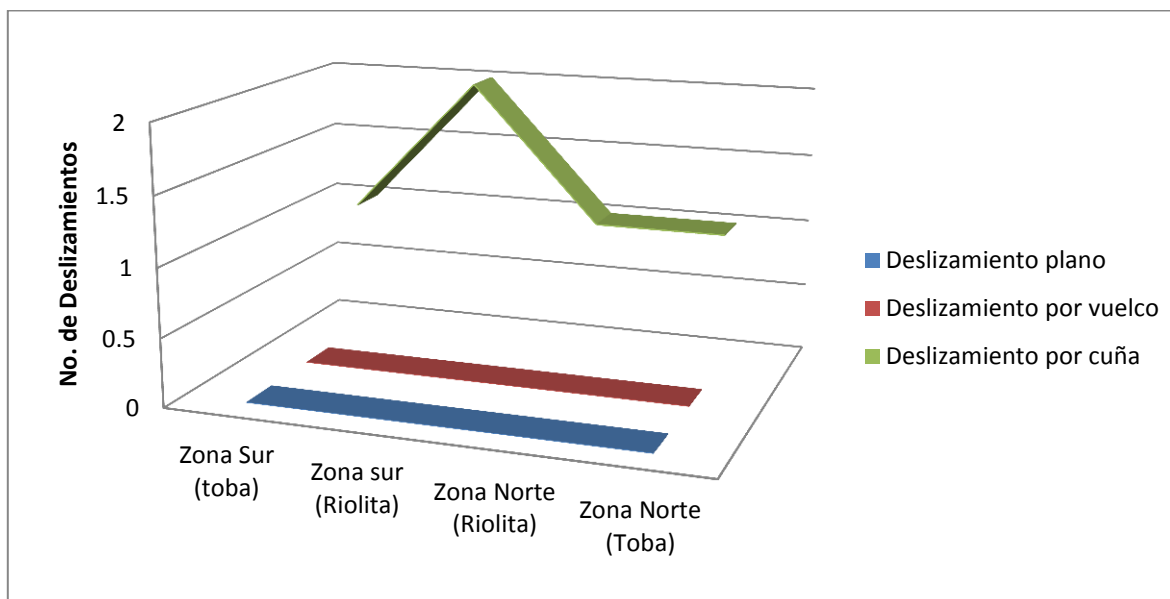
En la Grafica 4.20 se resumen los resultados de los posibles deslizamientos encontrados en el talud 1 en sus dos frentes en el cual se puede observar cómo pueden ocurrir deslizamientos por vuelco en en específico en las zonas de Riolita, así como también son probables deslizamientos en algunos sectores de la Toba, del tipo planar y difícilmente de acuerdo a la orientación e inclinación tendrán lugar deslizamientos por cuña. Esto se debe a que la fracturación en el macizo rocoso se encuentra paralela a la inclinación del talud o en su caso opuesta.



Gráfica 4.20.- Resumen deslizamientos zona talud 1.

En la grafica 4.21 se muestra el resumen de los deslizamientos que se pueden presentar en el talud 2 en sus dos frentes, en donde se observa que este talud es propenso a deslizamiento por cuña, prácticamente a lo largo de todo el talud., tanto en la Roca Riolita como Toba; esto se puede deber a la fracturación del macizo rocoso del talud ya que se encuentra con un gran número de discontinuidades en todas direcciones e inclinaciones.





Gráfica 4.21.- Resumen deslizamientos zona talud 2.





5.- CONCLUSIONES

Las investigaciones encaminadas a la caracterización geomecánica de los macizos rocosos en nuestro país, no han alcanzado un desarrollo importante, utilizándose muy poco en el análisis del comportamiento de los macizos rocosos. Se han empleado principalmente para el estudio del macizo rocoso en obras con fines hidráulicos, así como la mitigación de los riesgos, le siguen el estudio en laderas y taludes, en obras civiles.

En lo que respecta a los métodos de Bieniawski, Romana y Robertson son estudiados e implementados desde hace varios años en diversos países, principalmente Europeos. Caso contrario en cuanto se refiere a México, donde la aplicación de técnicas con fines de detectar problemas de inestabilidad en taludes rocosos en carreteras, no es utilizado. Por consiguiente es más sencillo realizar medidas correctivas y no de mitigación de riesgo.

En muchas ocasiones se tratan de hacer medidas de prevención a corto plazo solo para evitar deslizamientos temporales, interponiendo casi siempre el aspecto económico y dejando en segundo término el desarrollo óptimo de la ingeniería en las vías terrestres.

Para los taludes en estudio se llegó a la conclusión de que cada talud tendrá medidas correctivas diferentes, por tal motivo las propuestas de medidas de estabilización varían, debido a su características físicas (material, densidad, durabilidad, discontinuidades, etc.) y sus propiedades mecánicas (carga uniaxial, compresión simple, etc.). Primeramente resumiendo los resultados de los diferentes métodos y del análisis cinemático (ver Capítulo 4.6), se presentan en la Tabla 5.1.

Se observa que el lado Este tanto en la Riolita como en la Toba, la valoración según Bieniawski queda en el Rango 40- 60, lo que corresponde a una roca regular con una cohesión de 15 a 20 ton/m² y un ángulo de fricción entre 30° y 45°, siendo "roca Regular", con posibilidades de presentar inestabilidad.

En cambio con el método de Romana, el talud se ubica dentro de la "roca Buena", con inestabilidad parcial, pudiendo presentar roturas en algunos bloques, siendo necesario un tratamiento ocasional,

Robertson indica que es necesaria una revisión de la orientación de las discontinuidades y por último haciendo esta revisión cinemática encontramos que en general el talud puede presentar roturas planas o por vuelco.





Tabla 5.1 Resumen de resultados del Talud 1 del kilometro 261+000, untando toda la información

Método	Lado Este		Lado Oeste	
	Riolita	Toba	Riolita	Toba
Bieniawski	53.00	57.00	38.00	53.00
Romana	63.00	62.00	48.00	61.00
Robertson	55.00	49.00	45.00	45.00
Cinemático	Vuelco	Plano	Plano	Plano, Vuelco

Una manera simple de comprobar que los cuatro métodos aplicados tienen coherencia con sus resultados, es el hecho que este talud de roca Riolítica ya ha tenido problemas de inestabilidad, así como tratamientos ocasionales, como el muro de gavión que tiene en una parte del talud (ver Fig. 5.1), el cual se encuentra en mal estado por lo que se debe reparar o reconstruir, además de colocación de nueva malla electrosoldada o de triple torsión, así como limpieza en su parte interior entre el muro y el talud ya que actualmente se encuentra llena, se propone realizarle inspecciones periódicas, además como se puede observar en la Tabla 3.10 del Capítulo 3.4.2 del Método de Romana los tratamientos que ha recibido si corresponde a las recomendaciones de acuerdo a la valoración.



Figura 5.1. Muro de Gavión con necesidad de refuerzo y Limpieza en su zona interior (opcion1)

Otra alternativa de solución como lo marca por su valoración la tabla 3.10 de Recomendaciones de Romana (SRM 20-60) es colocar concreto lanzado previo a una excavación para corregir un poco el ángulo de inclinación del talud, reforzado con un sistema de anclajes activos para distribuir las cargas que podría tener un mayor costo inicial pero los resultados se verían reflejados con el tiempo, dicha recomendación se puede observarse en la Figura 5.2.





Figura 5.2. Vista preliminar del talud con concreto lanzado y anclajes activos para distribuir los esfuerzos (opción 2)

De acuerdo a la Tabla 5.1 y en lo que respecta al talud 1 lado Oeste (Toba y Riolita) se tiene una valoración de 40 a 60 según Bieniawski, aunque como se observa la Riolita no llega a la numeración de 40 debido a que se encuentra muy fracturada, pero está muy próxima por lo que se tomó ese rango de la valoración quedando como roca tipo III que corresponde también a un tipo de roca Media, con cohesión de 15 a 20 ton/m^2 y un ángulo de fricción de 30° a 45° .

En cuanto al método de Romana, se ubica el talud dentro del tipo Normal, con inestabilidad parcial, pudiendo presentar roturas en algunos bloques y es necesario un tratamiento sistemático. Como supera el límite de 40 indicado por Robertson, este sigue un análisis de la orientación de sus discontinuidades tipo cinemático, indicando que puede tener roturas de los dos tipos Plana y Vuelco. Dado lo anterior este talud es inestable y requiere de más atención, sugiriendo Romana un tratamiento adecuado, en este caso como protección una malla de triple torsión reforzada con anclajes de tipo pasivo para distribuir los esfuerzos, como se puede idealizar en la Figura 5.3.

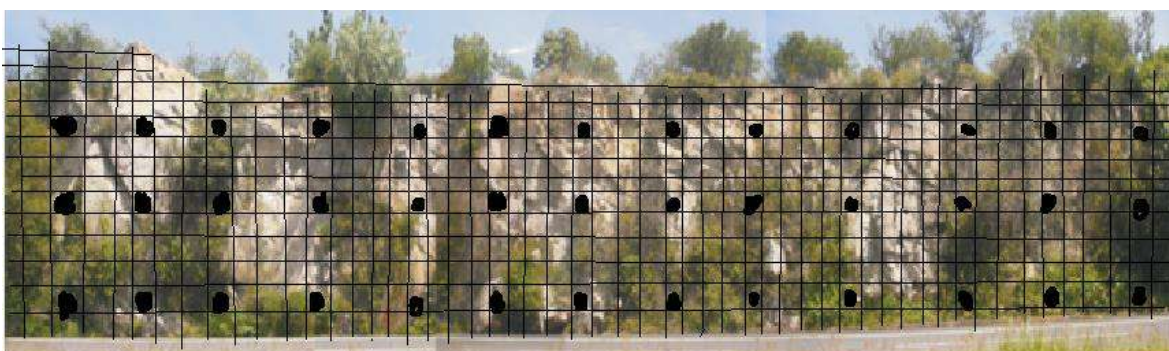


Figura 5.3.-Refuerzo de malla de triple torsión con anclajes pasivos, para el talud 1 lado Oeste.



Otra alternativa de estabilización sería el concreto lanzado con refuerzo de anclajes pasivos, como lo marca Romana en el capítulo 3.4.2 en la tabla 3.10; lo que generaría un mayor costo económico, pero con mayor duración, esto se puede ver en la Figura 5.4. Cabe aclarar que si se decide realizar esta estabilización, será necesario también la colocación de drenes para sacar el agua que se irá almacenando entre la roca y el concreto.

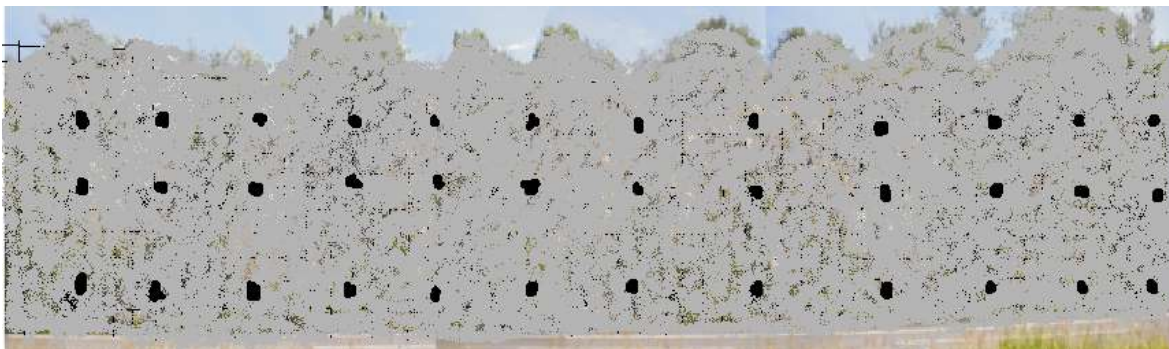


Figura 5.4.- Concreto lanzado con sistema de anclajes pasivos para distribuir las cargas y drenes para el flujo de agua.

En la Tabla 5.2 se presentan los resultados del talud 2 lado Norte para las Riolitas y Tobas, donde se tiene una valoración en el rango de 40 a 60 de acuerdo a Bieniawski, lo que da como roca tipo III y que corresponde a una roca Media, con cohesión de 15 a 20 ton/m² y un ángulo de fricción de 30° a 45°.

Tabla 5.2 Resumen de Resultados del Talud 2 del kilometro 262+000.

Método	Lado Norte		Lado Sur	
	Riolita	Toba	Riolita	Toba
Bieniawski	48.00	48.00	48.00	48.00
Romana	56.00	38.00	38.00	38.00
Robertson	45.00	45.00	40.00	40.00
Cinemático	Plano, vuelco	Plano, Vuelco, Cuña	Plano, vuelco	Plano, Vuelco





El método de Romana indica que es una roca Normal que se considera parcialmente inestable, que puede tener roturas en muchas juntas o algunas cuñas y ocupa un tratamiento sistemático, se propone una malla Triple Torsión y anclajes pasivos, de acuerdo a la tabla 3.10 del capítulo 3.4.2 en las recomendaciones de Romana en la Figura 5.5 se hace la propuesta de como quedaría.

De acuerdo a Robertson es necesario analizar la orientación e inclinación de sus discontinuidades; con dicho análisis arroja que se pueden presentar desplazamientos en cuña.

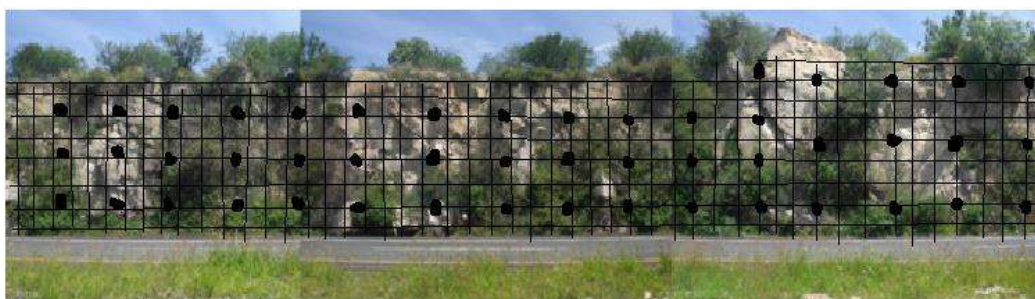


Figura 5.5 Estabilización del talud 2 Lado Norte con la malla triple torsión y anclajes pasivos.

Por último en lo que respecta al talud 2 lado Sur, los resultados se presentan en la Tabla 5.2, observando que de acuerdo a Bieniawski la valoración está en el rango de 40 a 60, lo que resulta como una roca tipo III que corresponde a roca Media, con una cohesión de 15 a 20 ton/m² y un ángulo de fricción de 30° a 45°.

En la valoración de Romana se encuentra una roca Mala que se considera inestable, que puede tener roturas en juntas o grandes cuñas y es necesario realizar una corrección. En este talud se tiene un considerable acotamiento, por tal motivo y de acuerdo a la tabla 3.10, del Capítulo 3.4.2 la propuesta de estabilización es colocar malla de Triple Torsión con anclajes pasivos y un muro de gavión para mayor seguridad, o en su defecto corregir la excavación y adicionarle concreto lanzado con Anclajes Activos, como puede verse en la Figura 5.6, que es una idea de cómo quedaría.

Igualmente de acuerdo a Robertson es necesario analizar la orientación e inclinación de sus discontinuidades, con el análisis arroja que se pueden presentar desplazamientos de roca del tipo cuña.





Figura 5.6. Muro de Gavión y malla Electro soldada con sistema de anclajes pasivos para distribuir las cargas.





6.- REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- Arreygue Rocha E. (2005). Anclajes, tirantes y otras obras de prevención para la inestabilidad de taludes en macizos rocosos. Ciencia Nicolaita Vol. 42 Instituto Coordinación de la Investigación Científica, UMSNH, pp 145-160.
- Arreygue Rocha E. (2011). Cátedra de Mecánica de Rocas. Facultad de Ingeniería Civil. UMSNH.
- Arreygue Rocha E, Chávez Negrete C, Tosky Juarez Arturo y Alarcón Ibarra J.(2012) Caracterización Mecánica de las rolitas y andesitas de la zona de Morelia, Michoacán. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica.
- ASTM D75 Standard Test Method for rock relative density.
- ASTM C127-04, Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate.
- ASTM 4644 - 04 Standard Practice For Preparation of Rock Slabs for Durability
- ASTM D 5731 – 05 Standard Test Method for Determination of the point load strength Index of Rock.
- Barton, N. Lien, R. and Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics. Springer Verlag, Vol. 6 pp. 189-236
- Barton N. (2008). Rock Quality, Seismic Velocity, attenuation and anisotropy. Kindle Edition
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications. John Wiley and Sons, Inc.
- Chávez Aguirre J. M. (2006). Manual de Geotecnia. FESA UNAM-CAMPUS ACATLAN.





- Cortez X., Morales R., Morales R., y Sotelo V. (2012) Estabilización de taludes en la carretera a Xichú, Gto. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica.
- Espita Martín J. (2010) Geología estructural e interpretación de datos(estabilidad de Taludes) UPTC
- *Moya Giménez J.L, Pérez García T, Fernández del Castillo y J. Chacón Montero.(2013) Análisis Cinemático de un Talud Carretero de la Provincia de Jaén Mediante Técnicas de Laser Escáner Terrestre. VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Palma de Mallorca. pp. 881-892.*
- Galera J. M. (1997) Caracterización Geotécnica de macizos rocosos. En: Manual de túneles y obras subterráneas. Cap. 4. Editorial: Lopez Jimeno, entorno Grafico Madrid.
- González Duque Escovar (2003). Manual de Geología para Ingenieros. Capítulo 8 “ intemperismo y meteorización”.
- González de Vallejo L. Ferrer M., Ortuño L., Oteo C.(2004), Ingeniería Geológica. Editorial Pearson Educación, Madrid.
- Hudson y Harrison. Engineering Rock Mechanics“ Tomo 1.
- *Pérez García J.L., Fernández del Castillo T., Mata de Castro E., Hernández Caro M.A., López Arenas A., Cardenal Escarcena F.J., Mozas Calvache A. y Delgado García J..(2013) Medida de los Desplazamientos en un Talud Inestable Sobre la Autovia A-44 Mediante Técnicas de Láser Escáner Terrestre. III Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Palma de Mallorca, pp. 833-844. V*
- *Rius Gibert J, Massanet C. y. Raïmat C. (2013) Actuaciones de Protección ante Desprendimientos Rocosos en las Carreteras de la Serra de Tramuntana. El Caso del Gorg Blau del 31 de Diciembre de 2008. VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Palma de Mallorca. pp 683-684.*
- Martínez Pastor v., (2002). La tierra y su Dinamica. http://fresno.pntic.mec.es/msap0005/2eso/Tema_08/Tema_08html.





- *Cano M., Tomás R. y García-Barba J. (2013) Análisis de las Medidas Correctoras en Inestabilidades de Taludes con Litologías Carbonatadas tipo Flysch de la Provincia de Alicante VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Palma de Mallorca. pp. 726-740.*
- *Mora Ortiz R. y Rojas González E. (2009). Análisis del humedecimiento en la falla de un talud en el km 240+000 del cuerpo A de la Autopista Cuernavaca –Acapulco. XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*
- *Pérez, D. Macedo. Martínez, L. y Schmitter, J. (2012). Estabilidad del corte Tepapatlaxco, en el tramo Nuevo Necaxa-Ávila Camacho, de la autopista México-Tuxpan. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*
- *Luis-Fonseca R, Sanz A y Raimat. C. Experiencias de Aplicación de Barreras Dinámicas de Alta Energía como Elemento para la Creación de una Zona de Sombra frente a Desprendimientos en Obras Lineales. VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Palma de Mallorca. pp. 661-672.*
- *Reyes, J. Vázquez, J. Cruz J. y Luna O. (2012). Falla y rehabilitación de un talud carretero en el Estado de Guerrero. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica.*
- *Romana M. A (2003). Geomechanics Classification For Slopes: Slope Mass Rating. Comprehensive Rock Engineering. Vol 3, 575-600 Pergamon.*
- *Ruiz Rodríguez I. (2005) Cátedra de Geotecnia. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad de Granada España.*
- *Suárez Díaz J. (1998). Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. UIS, Colombia.*
- *Tosky Juárez A. (2012). Determinación de parámetros para la estabilidad de taludes en roca, mediante la caracterización en materiales de la región Morelia. Tesis Maestría. Facultad de Ingeniería Civil, U.M.S.N.H.*





Páginas Web:

1. Caminos y Puentes Federales (CAPUFE) (2013). Comunicados de prensa. Consultado el 28 de Septiembre del 2013 en pagina web oficial: <http://www.capufe.gob.mx/portal/site/wwwCapufe/menuitem.3f2bae007eb1f5239a034bd7316d8a0c/>
2. El Siglo de Durango. Reportan Derrumbes en carretera Federal. Publicada el viernes 23 de agosto del 2013 en la página web <http://www.sesiglodedurango.com.mx/noticia/fotos.php?nota=457181>.
3. El informador. Provocan intensas lluvias 80 derrumbes en Hidalgo. Publicada el 23 de Julio del 2013 en la página web :<http://www.informador.com.mx/mexico/2010/220379/6/provocan-intensas-lluvias-80-derrumbes-en-hidalgo.htm>
4. La voz del sur de Jalisco. Deslizamiento en carretera Ocotlan –La barca provoca cierre de la vialidad. Publicada el 6 de octubre del 2013 en la página web <http://www.lavozdelsur.com.mx/general/general>.
5. Agenda hidalguense. Diario Digital. Por trabajos de mantenimiento continúan los cierres en la México-Tampico. Publicada el 24 de agosto del 2010 en la página web <http://agendahidalguense.com/2010/08/24/por-trabajos-de-mantenimiento-continuan-los-cierres-en-la-mexico-tampico/>





7.- ANEXOS

ANEXO A.- PRUEBA DE DURABILIDAD

TALUD 1KM 261 LADO OESTE		RIOLITA	
DURABILIDAD			
PRIMER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
402.4	400.3	99.48	MUY ALTA
SEGUNDO CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
402.4	399.3	99.23	EXT. ALTA
TERCER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
402.4		0.00	MUY ALTA

Anexo.A.1.- Resultados de muestreo de la Prueba de durabilidad talud 1.



Anexo A- Imagen1.- Proceso de prueba de Durabilidad talud 1 lado Oeste (Riolita)





TALUD 1 KM 261		LADO ESTE	TOBA
DURABILIDAD			
PRIMER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
497.1	453	91.13	MEDIA
SEGUNDO CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
497.1	397.6	79.98	ALTA
TERCER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
497.1	391.5	78.76	ALTA

Anexo.A.2.- Resultados de muestreo de la Prueba de durabilidad talud 1.



Anexo A- Imagen 2.- Poces de prueba de Durabilidad talud 1 lado Este (Toba).

DURABILIDAD			
PRIMER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
485.6	482.6	99.38	MUY ALTA
SEGUNDO CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
485.6	481.4	99.14	EXT. ALTA
TERCER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
485.6	480	98.85	EXT. ALTA

Anexo A.3.- Resultados de muestreo de la Prueba de durabilidad talud 1.





Anexo A- Imagen 3. Pocos de prueba de Durabilidad talud 1 lado Este (Riolita).

DURABILIDAD			
PRIMER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
444.5	413.9	93.12	MEDIA
SEGUNDO CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
444.5	389.9	87.72	ALTA
TERCER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
444.5	367.6	82.70	ALTA

Anexo A.4.- Resultados de muestreo de la Prueba de durabilidad talud 1.



Anexo A Imagen 4.- Pocos de prueba de Durabilidad del tal 1 lado Este (Toba).





TALUD 2 KM 260 LADO NORTE TOBA			
DURABILIDAD			
PRIMER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
542	508.9	93.89	MEDIA
SEGUNDO CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
542	457.9	84.48	ALTA
TERCER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
542	447.4	82.55	ALTA

Anexo A.5.- Resultados de muestreo de la Prueba de durabilidad talud 2.



Anexo A-Imagen 5.- Proceso de prueba de Durabilidad talud 2 lado Norte (Toba).

TALUD 2 KM 260 LADO NORTE RIOLITA			
DURABILIDAD			
PRIMER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
362.1	360.1	99.45	MUY ALTA
SEGUNDO CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
362.1	359.4	99.25	EXT. ALTA
TERCER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
362.1	0	0.00	

Anexo A.6.- Resultados de muestreo de la Prueba de durabilidad talud 2.





Anexo A-Imagen 6.- Pceso de prueba de Durabilidad Talud 2 Lado Norte (Riolita)

TALUD 2 KM 260 LADO SUR		TOBA	
DURABILIDAD			
PRIMER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
542	508.9	93.89	MEDIA
SEGUNDO CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
542	457.9	84.48	ALTA
TERCER CICLO			
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD
542	447.4	82.55	ALTA

Anexo A.7.- Resultados de muestreo de la Prueba de durabilidad talud 2.



Anexo A- Imagen 7.- Pceso de prueba de Durabilidad Talis 2 lado Sur (Toba).





TALUD 2 KM 260		LADO SUR	RIOLITA	
DURABILIDAD				
PRIMER CICLO				
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD	
443.1	440	99.30	MUY ALTA	
SEGUNDO CICLO				
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD	
443.1	439.2	99.12	EXT. ALTA	
TERCER CICLO				
PESO INICIAL (GRS)	PESO FINAL (GRS)	INDICE IP	DURABILIDAD	
443.1	439	99.07	EXT. ALTA	

Anexo A.8.- Resultados de muestreo de la Prueba de durabilidad talud 2.



Anexo A-Imagen 8.- Pocesio de prueba de Durabilidad talud 2 lado Sur (Riolita)





ANEXO B.- PRUEBA DE CARGA PUNTUAL

MUESTRA No.	W1 (mm)	W2 (mm)	(W1+W2)/2	De (mm)	De2 (mm)	Area (mm2)	lectura	Carga Kgf	Carga N	Is	F	Is 50 Mpa	C	Esf. Mpa
1	67	71.2	69.1	25.8	665.64	1782.78	3	175.55	1722.146	2.587	0.742493	1.92098	18.5	35.53813
2	74.2	62.4	68.3	45.6	2079.36	3114.48	4	244.53	2398.839	1.154	0.959396	1.10680	22	24.3496
3	106.7	56.5	81.6	37.1	1376.41	3027.36	3	175.55	1722.146	1.251	0.874343	1.09397	20.5	22.4263
4	60.5	103.7	82.1	42.3	1789.29	3472.83	5	313.51	3075.533	1.719	0.927506	1.59425	21.5	34.27637
5	61	57	59	63.7	4057.69	3758.3	6	382.49	3752.227	0.925	1.115132	1.03118	25	25.77962
6	57.1	64.1	60.6	46.9	2199.61	2842.14	6	382.49	3752.227	1.706	0.971608	1.65743	22	36.46342
7	77.7	59.3	68.5	50.5	2550.25	3459.25	4	244.53	2398.839	0.941	1.004488	0.94485	23	21.73156
8	73.8	77.6	75.7	41.6	1730.56	3149.12	6	382.49	3752.227	2.168	0.920567	1.99599	21	41.91575
9	69.6	64.98	67.29	42.9	1840.41	2886.741	4	244.53	2398.839	1.303	0.933403	1.21662	21.5	26.15738
10	101.4	62	81.7	44.4	1971.36	3627.48	5	313.51	3075.533	1.560	0.947951	1.47891	22	32.53591
11														
12														
13														
14														
15														
ROBERTSON (Is)												1.40410	Promedio	30.1174

Anexo B.1.- Resultados de muestreo de carga puntual del talud 1 lado Este (Toba).



Anexo B- Imagen 9.- Pceso de prueba carga puntual de la tabla A.B.1.

MUESTRA No.	W1 (mm)	W2 (mm)	(W1+W2)/2	De (mm)	De2 (mm)	Area (mm2)	lectura	Carga Kgf	Carga N	Is	F	Is 50 Mpa	C	Esf. Mpa
1	71.9	65.3	68.6	42.6	1814.76	2922.36	13.5	899.84	8827.43	4.864	0.93046	4.52598	21.5	97.30864
2	59	63.5	61.25	53.1	2819.61	3252.375	12	796.37	7812.39	2.771	1.027439	2.84676	24	68.32225
3	68.4	65.8	67.1	27.6	761.76	1851.96	7	451.47	4428.921	5.814	0.765372	4.44992	18.5	82.32354
4	77.1	64.7	70.9	43.9	1927.21	3112.51	21	1417.19	13902.63	7.214	0.943132	6.80363	21.5	146.278
5	81.1	64.5	72.8	53.3	2840.89	3880.24	14.5	968.82	9504.124	3.345	1.029179	3.44309	24	82.63417
6	88.9	75.1	82	53.5	2862.25	4387	5.5	348	3413.88	1.193	1.030915	1.22960	24	29.51037
7	77.8	67.3	72.55	47.9	2294.41	3475.145	11	727.39	7135.696	3.110	0.980877	3.05056	22.5	68.63763
8	64.4	57.6	61	57.5	3306.25	3507.5	12	796.37	7812.39	2.363	1.064913	2.51630	24	60.39117
9	83.4	68.9	76.15	50.2	2520.04	3822.73	14	934.33	9165.777	3.637	1.001798	3.64370	23	83.80499
10	57.4	47.3	52.35	46.3	2143.69	2423.805	8	520.45	5105.615	2.382	0.965995	2.30071	22	50.61552
11	72.4	74.7	73.55	43.1	1857.61	3170.005	22.5	1520.66	14917.67	8.03057	0.935359	7.5114686	21.5	161.4966
12	75.3	75.8	75.55	53.1	2819.61	4011.705	15.5	1037.8	10180.82	3.61072	1.027439	3.7097929	24	89.03503
13	66.4	70.9	68.65	41.2	1697.44	2828.38	12	796.37	7812.39	4.60245	0.916573	4.218487	21	88.58823
14	68.7	63.1	65.9	43.2	1866.24	2846.88	9	589.43	5782.308	3.09837	0.936335	2.9011149	21.5	62.37397
15														
ROBERTSON (Is)												3.79651	Promedio	83.66572





Anexo B.2.- Resultados de muestreo de carga puntual talud 1 Lado Este (Toba).



Anexo B- Imagen 10. Pceso de prueba carga puntual de la tabla A.B.2

MUESTA No.	W1 (mm)	W2 (mm)	(W1+W2)/2	De (mm)	De2 (mm)	Area (mm2)	lectura	Carga Kgf	Carga N	Is	F	Is 50 Mpa	C	Esf. Mpa
1	123.2	100.7	111.95	34.5	1190.25	3862.275	8.4444	453.0147	4444.074	3.734	0.846218	3.15955	20	63
2	104.7	110.3	107.5	45.4	2061.16	4880.5	25.333	1656.344	16248.74	7.883	0.9575	7.54825	22	166
3	112.3	112.8	112.55	30.9	954.81	3477.795	21.111	1355.512	13297.57	13.927	0.805276	11.21502	19	213
4	130.8	128.3	129.55	45.2	2043.04	5855.66	29.555	1957.176	19199.9	9.398	0.955599	8.98045	22	198
5	104.1	109.3	106.7	58.4	3410.56	6231.28	16.889	1054.679	10346.4	3.034	1.072381	3.25322	24	78
6	129.6	132.4	131	22.7	515.29	2973.7	8.4444	453.0147	4444.074	8.624	0.700931	6.04512	18	109
7	113.2	75.9	94.55	51.4	2641.96	4859.87	33.778	2258.009	22151.07	8.384	1.012504	8.48917	23	195
8	115.7	114.5	115.1	33.9	1149.21	3901.89	8.4444	453.0147	4444.074	3.867	0.839563	3.24665	19.5	63
9	110.7	108	109.35	50.3	2530.09	5500.305	38	2558.841	25102.23	9.921	1.002696	9.94822	23	229
10	98.8	105.2	102	32.4	1049.76	3304.8	21.111	1355.512	13297.57	12.667	0.822638	10.42056	19	198
11	81.2	83.7	82.45	56.9	3237.61	4691.405	29.555	1957.176	19199.9	5.930	1.059898	6.28548	24	151
12	63.6	61.1	62.35	52.8	2787.84	3292.08	16.889	1054.679	10346.4	3.711	1.024823	3.80339	23	87
13	115.4	108.1	111.75	46.3	2143.69	5174.025	38	2558.841	25102.23	11.710	0.965995	11.31163	22	249
14	112	81.3	96.65	45.7	2088.49	4416.905	40.111	2709.257	26577.81	12.726	0.960342	12.22117	22	269
15	68.7	96.4	82.55	33.7	1135.69	2781.935	10.556	603.4309	5919.657	5.212	0.837331	4.36449	19.5	85
16	151.4	154.1	152.75	30.7	942.49	4689.425	12.667	753.8471	7395.24	7.846	0.802926	6.30016	19	120
17	100.8	88.8	94.8	54.9	3014.01	5204.52	46.444	3160.506	31004.56	10.287	1.042968	10.72882	24	257
18			0		0	0		-148.65	-1458.26	#i DIV/0!	0	#i DIV/0!		#i DIV/0!
19			0		0	0		-148.65	-1458.26	#i DIV/0!	0	#i DIV/0!		#i DIV/0!
20			0		0	0		-148.65	-1458.26	#i DIV/0!	0	#i DIV/0!		#i DIV/0!
ROBERTSON (Is)												7.48949	Promedio	151

Anexo B.3.- Resultados de muestreo de carga puntual talud 1. (Arriba del Muro de Gavión).





Maestría en Infraestructura del Transporte en la rama de la Vías Terrestres Facultad de Ingeniería Civil

MUESTRA No.	W1 (mm)	W2 (mm)	(W1+W2)/2	De (mm)	De2 (mm)	Area (mm2)	lectura	Carga Kgf	Carga N	Is	F	Is 50 Mpa	C	Esf. Mpa
1	115.6	116	115.8	64.1	4108.81	7422.78	63.333	4363.835	42809.22	10.419	1.118278	11.65121	24.5	285
2	160	135.1	147.55		0	0	0	-148.65	-1458.26	#DIV/0!	0	#DIV/0!		#DIV/0!
3	96.3	78.9	87.6	66.1	4369.21	5790.36	80.222	5567.165	54613.89	12.500	1.133846	14.17276	24.5	347
4	137.3	160	148.65	44.3	1962.49	6585.195	33.778	2258.009	22151.07	11.287	0.94699	10.68888	22	235
5	94.4	96.4	95.4	53.9	2905.21	5142.06	38	2558.841	25102.23	8.640	1.034376	8.93744	24	214
6	113.2	110.4	111.8	50.4	2540.16	5634.72	46.444	3160.506	31004.56	12.206	1.003592	12.24960	23	282
7	90.1	90.2	90.15		0	0	0	-148.65	-1458.26	#DIV/0!	0	#DIV/0!		#DIV/0!
8	90	77	83.5		0	0	0	-148.65	-1458.26	#DIV/0!	0	#DIV/0!		#DIV/0!
9	96.8	92.8	94.8	49.5	2450.25	4692.6	6.3333	302.5985	2968.492	1.212	0.995488	1.20604	23	28
10	142.9	126.3	134.6	37.8	1428.84	5087.88	29.555	1957.176	19199.9	13.437	0.881728	11.84814	20	237
11	83.3	85.4	84.35	38.9	1513.21	3281.215	23.222	1505.928	14773.15	9.763	0.893184	8.71997	20	174
12	89.4	86.5	87.95	29.3	858.49	2576.935	8.4444	453.0147	4444.074	5.177	0.786238	4.07005	19	77
13	81.3	98.3	89.8	44.4	1971.36	3987.12	25.333	1656.344	16248.74	8.242	0.947951	7.81339	22	172
14	124.7	130	127.35	45.4	2061.16	5781.69	50.667	3461.338	33955.73	16.474	0.9575	15.77393	22	347
15	73.6	86.2	79.9	51.4	2641.96	4106.86	50.667	3461.338	33955.73	12.852	1.012504	13.01319	23	299
16	118.9	121.4	120.15	46.4	2152.96	5574.96	19	1205.096	11821.99	5.491	0.966933	5.30947	22	117
17	125.4	128.9	127.15	52.9	2798.41	6726.235	38	2558.841	25102.23	8.970	1.025696	9.20067	23	212
18	90.6	97.9	94.25	54.3	2948.49	5117.775	38	2558.841	25102.23	8.514	1.037823	8.83560	23	203
19	124.3	132.1	128.2	33.7	1135.69	4320.34	23.222	1505.928	14773.15	13.008	0.837331	10.89207	20	218
20	127	101	114	61.7	3806.89	7033.8	44.333	3010.09	29528.98	7.757	1.099238	8.52648	24.5	209
ROBERTSON (Is)											9.58288	Promedio		215

Anexo B.4.- Resultados de muestreo de carga puntual talud 1 Lado Oeste (Riolita).

MUESTRA No.	W1 (mm)	W2 (mm)	(W1+W2)/2	De (mm)	De2 (mm)	Area (mm2)	lectura	Carga Kgf	Carga N	Is	F	Is 50 Mpa	C	Esf. Mpa
1	64.6	69.8	67.2	40.4	1632.16	2714.88	8	485.8823	4766.505	2.920	0.908521	2.65322	21	56
2	55.8	70.9	63.35	42	1764	2660.7	9	543.7735	5334.418	3.024	0.92454	2.79585	21.4	60
3	73.8	74.7	74.25	31.3	979.69	2324.025	4	208.0047	2040.526	2.083	0.80995	1.68699	19	32
4	74	54.2	64.1	42.9	1840.41	2749.89	7	416.4129	4085.01	2.220	0.933403	2.07180	21.4	44
5	82.7	73	77.85	52.6	2766.76	4094.91	11	659.5558	6470.242	2.339	1.023074	2.39252	23.5	56
6	85.1	78.7	81.9	27.5	756.25	2252.25	6	370.0999	3630.681	4.801	0.764123	3.66848	18.5	68
7	89.8	85	87.4	34.5	1190.25	3015.3	6	370.0999	3630.681	3.050	0.846218	2.58126	20	52
8	70.1	83.3	76.7	39.7	1576.09	3044.99	6	346.9435	3403.516	2.159	0.901403	1.94655	21	41
9	10.9	95.2	53.05	42	1764	2228.1	8	462.7258	4539.34	2.573	0.92454	2.37914	21.4	51
10	66.1	63	64.55	44.1	1944.81	2846.655	9	555.3517	5448	2.801	0.945063	2.64741	21.8	58
11	80.3	70.4	75.35	30.9	954.81	2328.315	8	445.3585	4368.967	4.576	0.805276	3.68474	21.2	78
12	83.5	94	88.75	46.1	2125.21	4091.375	8	485.8823	4766.505	2.243	0.964115	2.16236	22.2	48
13	60.8	72.8	66.8	55.8	3113.64	3727.44	6	346.9435	3403.516	1.093	1.050628	1.14844	21.4	25
14	77.8	101.3	89.55	42.6	1814.76	3814.83	10	601.6646	5902.33	3.252	0.93046	3.02623	21.4	65
15	66.2	60.7	63.45	49.1	2410.81	3115.395	7	427.9911	4198.593	1.742	0.99186	1.72739	23	40
16	86.1	90	88.05	41.6	1730.56	3662.88	7	393.2564	3857.845	2.229	0.920567	2.05217	21.4	44
17	68.1	70.2	69.15	38.9	1513.21	2689.935	11	647.9776	6356.66	4.201	0.893184	3.75207	20.6	77
18	58.8	85.7	72.25	43.9	1927.21	3171.775	8	456.9367	4482.549	2.326	0.943132	2.19366	21.8	48
19	57.3	64.2	60.75	47.2	2227.84	2867.4	11	671.134	6583.825	2.955	0.9744	2.87960	22.6	65
20	75.8	81.8	78.8	34.1	1162.81	2687.08	6	370.0999	3630.681	3.122	0.841788	2.62834	18.5	49
ROBERTSON (Is)											2.50391	Promedio		52

Anexo B.5.- Resultados de muestreo de carga puntual talud 1 Lado Oeste (Toba).





MUESTRA No.	W1 (mm)	W2 (mm)	(W1+W2)/2	De (mm)	De2 (mm)	Area (mm2)	lectura	Carga Kgf	Carga N	Is	F	Is 50 Mpa	C	Esf. Mpa
1	54.6	52.3	53.45	39	1521	2084.55	12	796.37	7812.39	5.136	0.894216	4.59301	21	96.45318
2	54.5	56.7	55.6	28.8	829.44	1601.28	6	382.49	3752.227	4.524	0.780172	3.52935	19	67.05757
3	44.9	57.1	51	47.6	2265.76	2427.6	12	796.37	7812.39	3.448	0.978108	3.37254	22.5	75.88206
4	50.9	73.3	62.1	33.5	1122.25	2080.35	10	658.41	6459.002	5.755	0.835091	4.80628	20	96.12569
6	32.8	67.2	50	51	2601	2550	12	796.37	7812.39	3.004	1.008951	3.03050	23	69.70139
7	32.3	51.5	41.9	34.7	1204.09	1453.93	12	796.37	7812.39	6.488	0.848422	5.50474	20	110.0948
8	58.8	61.3	60.05	56.8	3226.24	3410.84	11	727.39	7135.696	2.212	1.059059	2.34239	24	56.21745
9	44.1	65.7	54.9	49.5	2450.25	2717.55	13	865.35	8489.084	3.465	0.995488	3.44894	23	79.32573
10	72.9	76.1	74.5	53.4	2851.56	3978.3	13	865.35	8489.084	2.977	1.030047	3.06645	24	73.59471
11	94.9	72.9	83.9	46.7	2180.89	3918.13	20	1348.21	13225.94	6.06447	0.969742	5.8809689	22	129.3813
12	74.8	76	75.4	46.1	2125.21	3475.94	19	1279.23	12549.25	5.90494	0.964115	5.6930462	22	125.247
13	91.5	78	84.75	33.2	1102.24	2813.7	13	865.35	8489.084	7.70167	0.831717	6.4056068	20	128.1121
14	60.5	69.4	64.95	67.8	4596.84	4403.61	11	727.39	7135.696	1.5523	1.146877	1.7803025	24.5	43.61741
15	47.7	57.6	52.65	43.1	1857.61	2269.215	13	865.35	8489.084	4.5699	0.935359	4.2744923	22	94.03883
ROBERTSON (Is)												4.12347	Promedio	88.91781

Anexo B.6.- Resultados de muestreo de carga puntual talud 1 Lado Oeste (Toba).



Anexo B- Imagen 11. Pocos de prueba carga puntual de la Tabla A.B.6.

MUESTRA No.	W1 (mm)	W2 (mm)	(W1+W2)/2	De (mm)	De2 (mm)	Area (mm2)	lectura	Carga Kgf	Carga N	Is	F	Is 50 Mpa	C	Esf. Mpa
1	45	34	39.5	40	1600	1580	2	106.57	1045.452	0.653	0.904462	0.59098	21	12.41063
2	45	62	53.5	34.9	1218.01	1867.15	4	244.53	2398.839	1.969	0.850619	1.67527	20	33.50543
3	48.5	85	66.75	44.8	2007.04	2990.4	4	244.53	2398.839	1.195	0.951784	1.13758	22	25.02686
4	55	78	66.5	46.7	2180.89	3105.55	3	175.55	1722.146	0.790	0.969742	0.76576	22	16.8467
5	50	50	50	30.9	954.81	1545	3	175.55	1722.146	1.804	0.805276	1.45244	19	27.59633
6	56	87	71.5	42.9	1840.41	3067.35	5	313.51	3075.533	1.671	0.933403	1.55982	21.5	33.53618
7	77	83	80	57.3	3283.29	4584	4	244.53	2398.839	0.731	1.063244	0.77683	24	18.64388
8	52	66	59	33.4	1115.56	1970.6	3	175.55	1722.146	1.544	0.833968	1.28744	19.5	25.10504
9	25	72.5	48.75	40.2	1616.04	1959.75	3	175.55	1722.146	1.066	0.906495	0.96601	21	20.28627
10	46.5	49.2	47.85	40	1600	1914	3	175.55	1722.146	1.076	0.904462	0.97351	21	20.44371
11	44	47	45.5	44.3	1962.49	2015.65	3	175.55	1722.146	0.87753	0.94699	0.8310125	22	18.28228
12	58	61.7	59.85	35.7	1274.49	2136.645	3	175.55	1722.146	1.35124	0.859338	1.1611748	20	23.2235
13	38.2	45	41.6	41.5	1722.25	1726.4	3	175.55	1722.146	0.99994	0.919571	0.9195149	21	19.30981
14	37	54.5	45.75	35.3	1246.09	1614.975	3	175.55	1722.146	1.38204	0.854992	1.1816328	20	23.63266
15														
ROBERTSON (Is)												1.09136	Promedio	22.70352

Anexo B.7.- Resultados de muestreo de carga puntual talud 1 Lado Oeste (Toba).





Anexo B. Imagen 12. Pceso de prueba carga puntual de la tabla A.B.7

TALUD 2 KM 260 LADO NORTE TOBA

MUESTA No.	W1 (mm)	W2 (mm)	(W1+W2)/2	De (mm)	De2 (mm)	Area (mm2)	lectura	Carga Kgf	Carga N	Is	F	Is 50 Mpa	C	Esf. Mpa
1	86.7	83	84.85	30.7	942.49	2604.895	3	175.55	1722.146	1.827	0.802926	1.46713	19	27.87549
2	49.9	63	56.45	57.5	3306.25	3245.875	6	382.49	3752.227	1.135	1.064913	1.20856	24	29.00539
3	60.5	60.9	60.7	24.7	610.09	1499.29	2	106.57	1045.452	1.714	0.728077	1.24763	18.5	23.08123
4	67	52.6	59.8	34.3	1176.49	2051.14	4	244.53	2398.839	2.039	0.844007	1.72091	20	34.41825
5	77	71	74	34.5	1190.25	2553	3	175.55	1722.146	1.447	0.846218	1.22437	20	24.48746
6	71.9	61.1	66.5	35.52	1261.6704	2362.08	2.5	141.06	1383.799	1.097	0.857386	0.94038	20	18.8076
7	52.5	78.3	65.4	51.8	2683.24	3387.72	4	244.53	2398.839	0.894	1.016043	0.90835	24	21.80042
8	49.5	63.8	56.65	26.9	723.61	1523.885	0.5	3.1	30.411	0.042	0.756575	0.03180	18.5	0.588234
9	45.1	55.6	50.35	41.9	1755.61	2109.665	1	37.59	368.7579	0.210	0.923549	0.19399	21	4.073731
10	58	72	65	78.9	6225.21	5128.5	4.5	279.02	2737.186	0.440	1.227858	0.53988	24.5	13.2271
11	75.5	81.3	78.4	55.8	3113.64	4374.72	4	244.53	2398.839	0.77043	1.050628	0.8094344	24	19.42643
12	74.5	85.4	79.95	51.4	2641.96	4109.43	5	313.51	3075.533	1.16411	1.012504	1.1786668	24	28.288
13	39.6	66.1	52.85	42.8	1831.84	2261.98	3	175.55	1722.146	0.94012	0.932423	0.876588	21	18.40835
14	63.9	51.5	57.7	29.7	882.09	1713.69	3	175.55	1722.146	1.95235	0.79105	1.5444037	19	29.34367
15														
ROBERTSON (Is)												1.5444037	Promedio	20.91652

Anexo B.8.- Resultados de muestreo de carga puntual talud 2 Lado Norte (Toba).



Anexo B- Imagen 13.- Pceso de prueba carga puntual de la tabla A.B.8





MUESTA No.	W1 (mm)	W2 (mm)	(W1+W2)/2	De (mm)	De2 (mm)	Area (mm2)	lectura	Carga Kgf	Carga N	Is	F	Is 50 Mpa	C	Esf. Mpa
1	67	67.2	67.1	65.8	4329.64	4415.18	23	1555.15	15256.02	3.524	1.131528	3.98708	24.5	97.68339
2	62.8	49.1	55.95	52.7	2777.29	2948.565	18	1210.25	11872.55	4.275	1.023949	4.37725	23.5	102.8653
3	86.7	70.8	78.75	44.1	1944.81	3472.875	25	1693.11	16609.41	8.540	0.945063	8.07120	22	177.5663
4	54.6	64.9	59.75	52.5	2756.25	3136.875	13.5	899.84	8827.43	3.203	1.022198	3.27379	23.5	76.93408
5	32.6	58.8	45.7	39.5	1560.25	1805.15	9	589.43	5782.308	3.706	0.899357	3.33303	21	69.99363
6	51.5	65.1	58.3	46.8	2190.24	2728.44	15	1003.31	9842.471	4.494	0.970676	4.36201	22	95.9642
7	55.3	63.9	59.6	43.3	1874.89	2580.68	13.5	899.84	8827.43	4.708	0.93731	4.41308	21.5	94.88117
8	54.2	75.4	64.8	44.6	1989.16	2890.08	19.5	1313.72	12887.59	6.479	0.94987	6.15412	22	135.3907
9	70.5	70.3	70.4	39.5	1560.25	2780.8	15	1003.31	9842.471	6.308	0.899357	5.67338	21	119.1411
10	63.1	86.4	74.75	59.8	3576.04	4470.05	18	1210.25	11872.55	3.320	1.083875	3.59849	24.5	88.1631
11	76.3	63.5	69.9	48.6	2361.96	3397.14	22	1486.17	14579.33	6.17255	0.987302	6.094173	22.5	137.1189
12	38.2	72.8	55.5	42	1764	2331	19	1279.23	12549.25	7.11409	0.92454	6.5772559	21	138.1224
13	39.4	75.3	57.35	53.8	2894.44	3085.43	22.5	1520.66	14917.67	5.15391	1.033512	5.3266247	24	127.839
14	43.1	68.9	56	58	3364	3248	27	1831.07	17962.8	5.33971	1.06907	5.708527	24	137.0046
15														
ROBERTSON (Is)												5.06786	Promedio	114.1906

Anexo B.9.- Resultados de muestreo de carga puntual talud 2 lado Norte (Riolita).



Anexo B- Imagen 14.- Pceso de prueba carga puntual de la tabla A.B.9.

MUESTA No.	W1 (mm)	W2 (mm)	(W1+W2)/2	De (mm)	De2 (mm)	Area (mm2)	lectura	Carga Kgf	Carga N	Is	F	Is 50 Mpa	C	Esf. Mpa
1	45.2	64.7	54.95	35.4	1253.16	1945.23	14	934.33	9165.777	7.314	0.856081	6.26149	20	125.2298
2	59.3	60	59.65	34	1156	2028.1	15	1003.31	9842.471	8.514	0.840677	7.15773	20	143.1546
3	53	63.5	58.25	35.4	1253.16	2062.05	17	1141.27	11195.86	8.934	0.856081	7.64832	20	152.9663
4	50	57.4	53.7	31.7	1004.89	1702.29	15	1003.31	9842.471	9.795	0.814592	7.97858	19	151.5931
5	52	77	64.5	35.4	1253.16	2283.3	16	1072.29	10519.16	8.394	0.856081	7.18604	20	143.7208
6	50	55	52.5	43.1	1857.61	2262.75	24	1624.13	15932.72	8.577	0.935359	8.02257	21.5	172.4853
ROBERTSON (Is)												7.37579	Promedio	148.1917

Anexo B.10.- Resultados de muestreo de carga puntual talud 2 lado Sur (Riolita).





Anexo B-Imagen 15.- Pceso de prueba carga puntual de la tabla A.B.10.

MUESTA No.	W1 (mm)	W2 (mm)	(W1+W2)/2	De (mm)	De2 (mm)	Area (mm2)	lectura	Carga Kgf	Carga N	Is	F	Is 50 Mpa	C	Esf. Mpa
1	61	80	70.5	48.1	2313.61	3391.05	17	1141.27	11195.86	4.839	0.982718	4.75550	23	109.3765
2	40	75	57.5	47.8	2284.84	2748.5	15	1003.31	9842.471	4.308	0.979955	4.22138	22.5	94.98104
3	66.5	62	64.25	33.6	1128.96	2158.8	12	796.37	7812.39	6.920	0.836212	5.78657	19.5	112.8382
4	62	71	66.5	38.8	1505.44	2580.2	11	727.39	7135.696	4.740	0.89215	4.22874	21	88.80347
5	67	65	66	39.1	1528.81	2580.6	5	313.51	3075.533	2.012	0.895247	1.80098	21	37.82067
6	56.5	46.5	51.5	39.1	1528.81	2013.65	12	796.37	7812.39	5.110	0.895247	4.57481	21	96.07109
7	60.9	61.3	61.1	49.7	2470.09	3036.67	8	520.45	5105.615	2.067	0.997296	2.06139	23	47.41186
8	65.5	67.5	66.5	37.2	1383.84	2473.8	10	658.41	6459.002	4.667	0.875403	4.08590	20	81.71793
9	57.7	54.7	56.2	41.6	1730.56	2337.92	7	451.47	4428.921	2.559	0.920567	2.35595	21	49.47503
10	68.5	74.1	71.3	33.8	1142.44	2409.94	14	934.33	9165.777	8.023	0.838448	6.72685	19.5	131.1736
11	80.9	56.9	68.9	42.3	1789.29	2914.47	13	865.35	8489.084	4.744	0.927506	4.40045	21.5	94.6096
12	67.2	68.6	67.9	37.2	1383.84	2525.88	10	658.41	6459.002	4.667	0.875403	4.08590	20.5	83.76088
13	77.7	89.4	83.55	46	2116	3843.3	11	727.39	7135.696	3.372	0.963173	3.24807	22	71.45751
ROBERTSON (Is)												3.24807	Promedio	84.57672

Anexo B.11.- Resultados de muestreo de carga puntual talud 2 lado Sur (Toba).



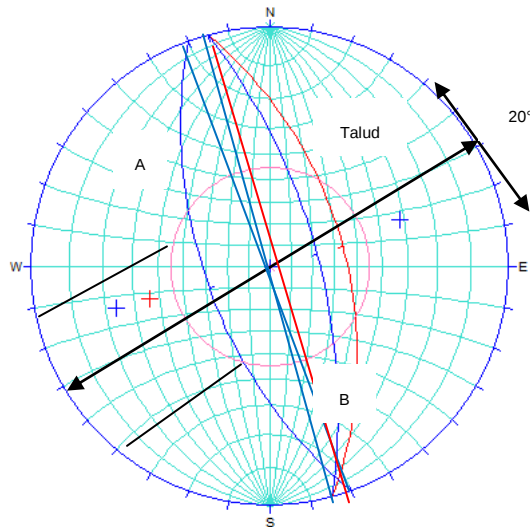
Anexo B-Imagen 16.- Pceso de prueba carga puntual de la tabla A.B.11.





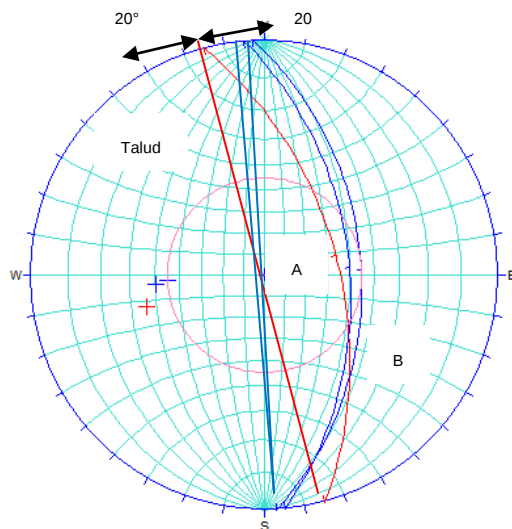
ANEXO C.- ANÁLISIS CINEMÁTICO

Análisis talud 1 lado Este (Toba)



TALUD: 75°/55°
 PLANO A: 250°/60°
 PLANO B: 75°/67°
 ÁNGULO DE FRICCIÓN: 45°

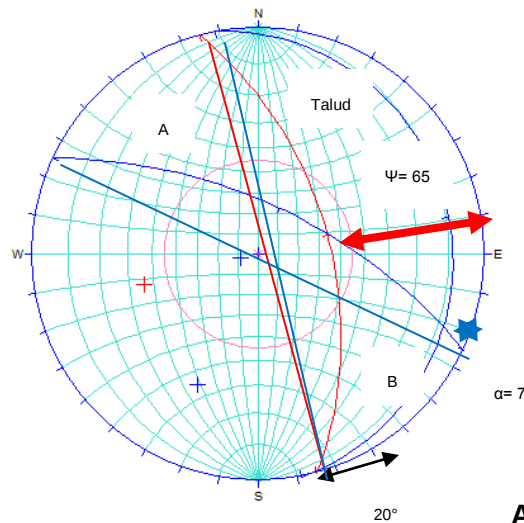
Anexo C.1.- Se observa que el ángulo de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que el ángulo del talud, por lo que no presenta inestabilidad del tipo vuelco.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 45°
 TALUD: 75°/55°
 PLANO A: 85°/50°
 PLANO B: 87°/45°

Anexo C.2.- plana En la figura se observa que el ángulo de los planos de discontinuidad **A** y **B** son mayores que el ángulo del talud, se encuentran contenidos en el círculo de fricción y cumplen la restricción de los 20° por lo que presenta inestabilidad del tipo plano.





ÁNGULO DE FRICCIÓN: 45°

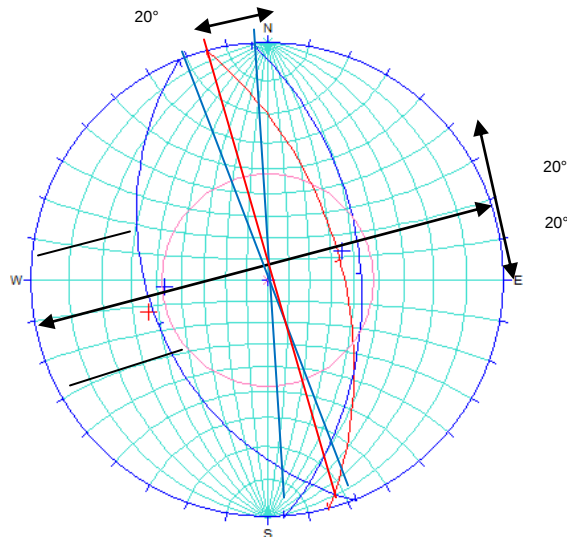
TALUD: 75°/55°

PLANO A: 25°/65°

PLANO B: 79°/9°

Anexo C.3.- En la imagen se observa que el ángulo del plano de discontinuidad **A** aunque cumple las condiciones de ser menor que la inclinación del talud y ser paralelo no se localiza en dentro del círculo de fricción por lo tanto no es probable el deslizamiento plano y por lo que respecta la discontinuidad **B** tampoco se cumplen las condiciones. Deslizamiento por cuña tampoco es posible ya que la intersección se encuentra por fuera del círculo de fricción.

Talud 1, arriba del muro de gavión, lado Este izquierdo. (Riolita)



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 42°

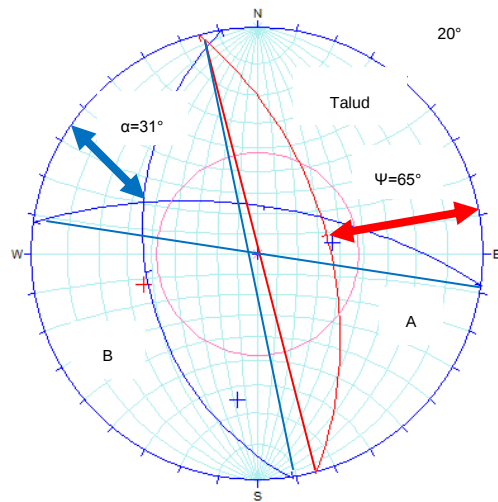
TALUD: 75°/55°

PLANO A: 86°/47°

PLANO B: 248°/37°

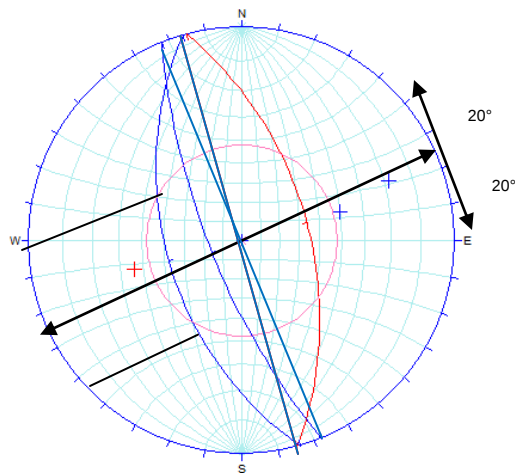
Anexo C.4.- En la figura se observa que el ángulo del plano de discontinuidad **A** es mayor que el ángulo del talud y está en los límites del círculo de fricción, mientras que **B** es mayor que el ángulo del talud y es opuesto al mismo, por lo que tiene inestabilidad del tipo vuelco y plano. No hay posibilidades de presentarse deslizamiento por cuña porque la intersección de las discontinuidades no se encuentra dentro del círculo de fricción.





ÁNGULO DE FRICCIÓN: 42°
 TALUD: $75^\circ/55^\circ$
 PLANO A: $8^\circ/66^\circ$
 PLANO B: $261^\circ/37^\circ$

Anexo C.5.- Se observa que el ángulo del plano de discontinuidad **A** aunque esta dentro del círculo de fricción, no es paralelo a la inclinación del talud por lo que no hay deslizamiento plano, la discontinuidad **B** es contraria y paralela a la inclinación del talud pero se sale del círculo de fricción por lo que no es probable deslizamiento por vuelco. Un deslizamiento de cuña difícilmente se podría dar ya que la intersección no se encuentra dentro del círculo de fricción y no es aproximadamente paralela a la inclinación del talud.



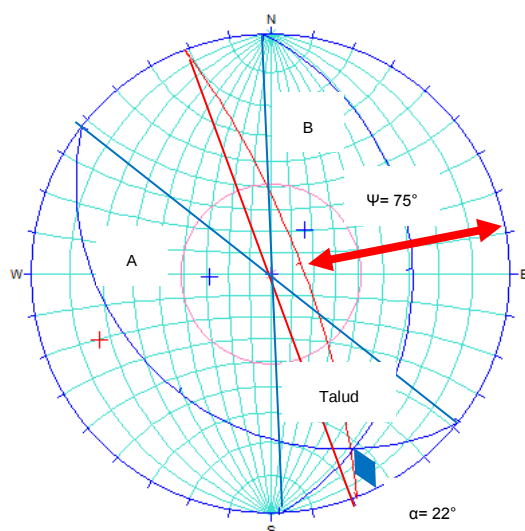
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 42°
 TALUD: $75^\circ/55^\circ$
 PLANO A: $254^\circ/51^\circ$
 PLANO B: $248^\circ/73^\circ$
 PLANO C: $15^\circ/57^\circ$

Anexo C.6.- En la figura se observa que el ángulo de inclinación del plano de discontinuidad **A** es menor que el ángulo de inclinación del talud así como opuesto; por lo que presentará inestabilidad por deslizamiento por vuelco. El ángulo de inclinación del plano **B** es mayor que el ángulo de inclinación del talud; por lo que no presentará inestabilidad por deslizamiento por vuelco. La cuña no se presenta porque la intersección esta fuera del círculo de fricción.





Talud 1, lado Oeste derecho (Riolita)



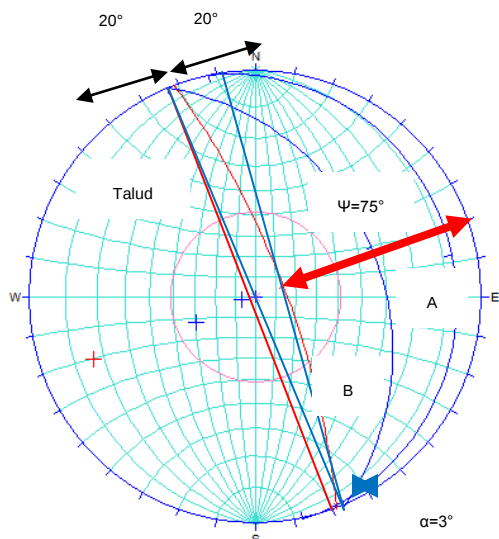
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 49°

TALUD: 69°/75°

PLANO A: 218°/26°

PLANO B: 88°/29°

Anexo C.7.- En la imagen se observa que en ninguno de los planos de discontinuidad **A y B** no se presenta falla plana ya que no se encuentran dentro del ángulo de fricción ni paralelos a la cara del talud, no se presenta falla por vuelco ya que la discontinuidad no es opuesta a la cara del talud. Mientras que la intercepción de las discontinuidades se encuentra fuera del círculo de fricción y no está en la misma dirección.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 49°

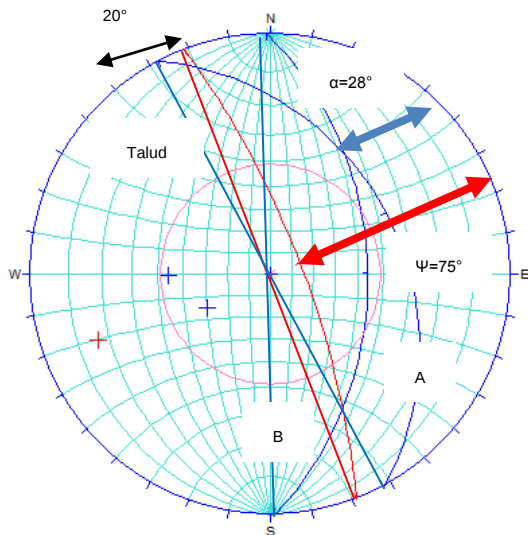
TALUD: 69°/75°

PLANO A: 78°/7°

PLANO B: 67°/32°

Anexo C.8.- En la imagen se tiene que el ángulo de inclinación de las discontinuidades **A y B** son menores que el ángulo de inclinación del talud, pero están fuera del círculo de fricción; en no este caso presentará inestabilidad del tipo plana. Un deslizamiento del tipo cuña no tiene posibilidad de presentarse ya que la intercepción se encuentra afuera del círculo de fricción.





ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

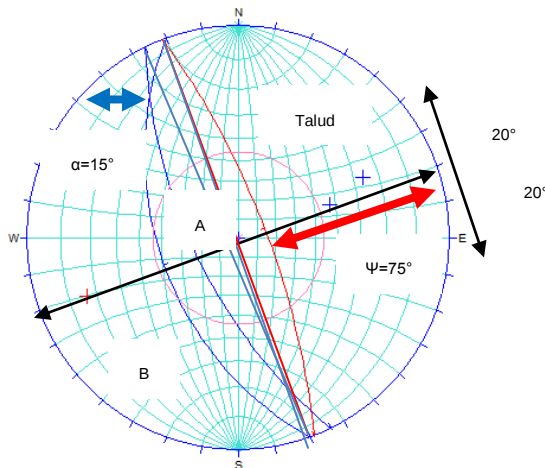
TALUD: $69^\circ/75^\circ$

PLANO A: $62^\circ/33^\circ$

PLANO B: $89^\circ/46^\circ$

Anexo C.9.- En la figura se ve que la inclinación de la discontinuidad en **A** es paralela y menor a la inclinación del talud pero esta fuera del círculo de fricción y **B** es menor que la inclinación del talud, pero también está fuera del círculo de fricción lo que indica que no existe inestabilidad planar. Un deslizamiento del tipo cuña no tiene posibilidad de presentarse al no cumplirse la condición de de la intersección dentro del círculo de fricción.

Talud 1 Oeste lado izquierdo (Toba).



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 46°

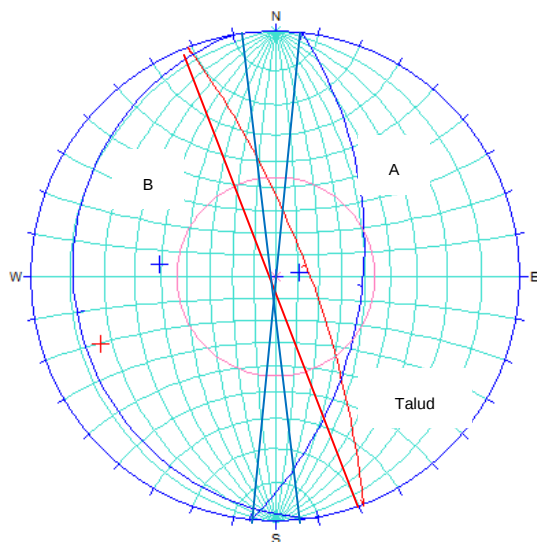
TALUD: $69^\circ/75^\circ$

PLANO A: $250^\circ/49^\circ$

PLANO B: $244^\circ/66^\circ$

Anexo C.10.- En la imagen se tiene que el ángulo de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, se encuentran dentro del círculo de fricción y son opuestos a la cara del talud, por lo tanto presentará inestabilidad de vuelco. Un deslizamiento del tipo cuña no tiene posibilidad de presentarse al no cumplir la condición que la intersección se encuentre dentro del círculo de fricción.





ÁNGULO DE FRICCIÓN: 46°

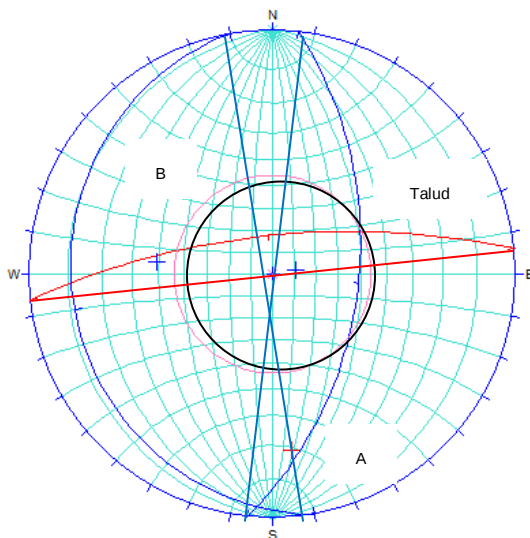
TALUD: $69^\circ/75^\circ$

PLANO A: $67^\circ/77^\circ$

PLANO B: $75^\circ/6^\circ$

Anexo C.11.- Se observa que la inclinación del plano de discontinuidad **A** es mayor que la inclinación del talud; no hay inestabilidad planar. La inclinación de la discontinuidad **B** es menor que la inclinación del talud, pero esta fuera del círculo de fricción; por lo que no presentará inestabilidad por deslizamiento plano. No existe deslizamiento en cuña.

Análisis talud 2 lado Sur (Toba)



TALUD: $354^\circ/72^\circ$

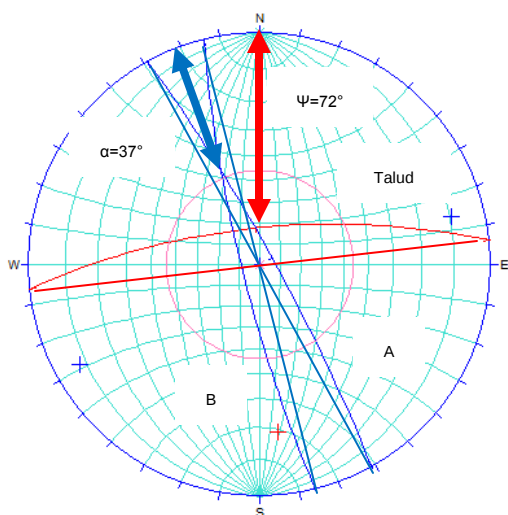
PLANO A: $260^\circ/11^\circ$

PLANO B: $96^\circ/51^\circ$

ÁNGULO DE FRICCIÓN: 46°

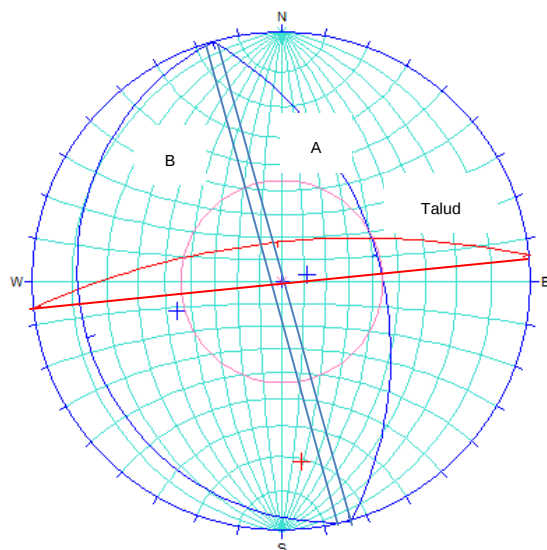
Anexo C.12.- En la imagen se aprecia que la inclinación en **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos a la cara del talud y se encuentran fuera del círculo de fricción; por lo que no presenta inestabilidad del tipo vuelco y plana.





TALUD: 354° / 72°
PLANO A: 61° / 83°
PLANO B: 256° / 81°
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 46°

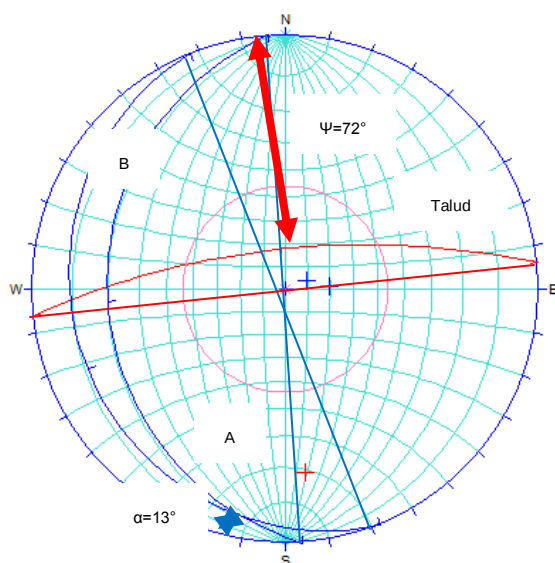
Anexo C.13.- En la figura se tiene que la inclinación de los planos de discontinuidad **A** y **B** son mayores que la inclinación del talud; por lo cual no se presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. Un desplazamiento de cuña no tiene posibilidad de presentarse al no cumplir la condición de que la intercepción se encuentre por dentro del círculo de fricción.



TALUD: 354°/72°
PLANO A: 74°/47°
PLANO B: 254°/12°
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 46°

Anexo C.14.- En la figura se ve que la inclinación de las discontinuidades **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelas a la cara del talud ni opuestas; por lo que no se presenta inestabilidad por deslizamiento de vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad no se cruzan en ningún punto.





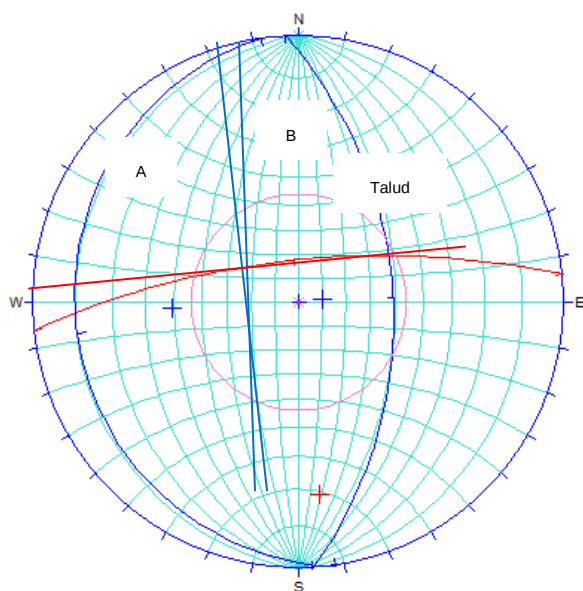
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 46°

TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $266^\circ/20^\circ$

PLANO B: $248^\circ/10^\circ$

Anexo C.15.- En la figura se ve que la inclinación de las discontinuidades **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelas a la cara del talud ni opuestas; por lo que no se presenta inestabilidad por deslizamiento de vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 46°

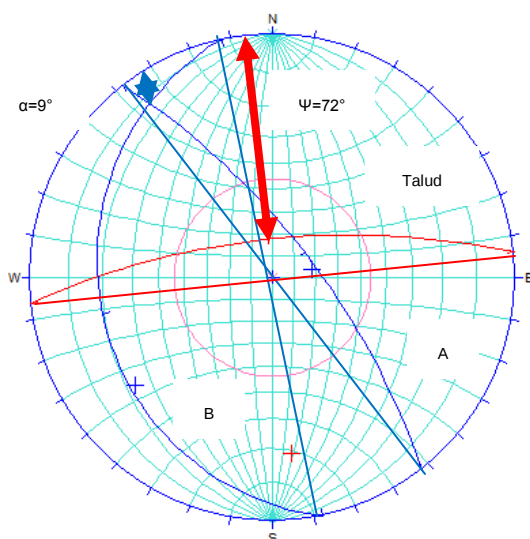
TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $87^\circ/51^\circ$

PLANO B: $262^\circ/10^\circ$

Anexo C.16.- En la figura se ve que la inclinación de las discontinuidades **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelas a la cara del talud ni opuestas; por lo que no se presenta inestabilidad por deslizamiento de vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad no se interceptan.





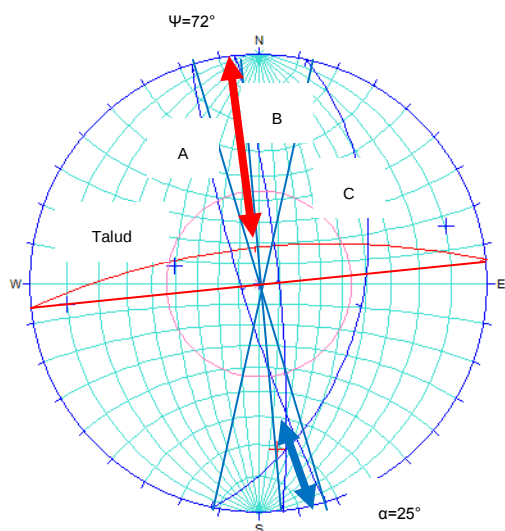
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 46°

TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $52^\circ/71^\circ$

PLANO B: $258^\circ/19^\circ$

Anexo C.17.- En la figura se ve que la inclinación de las discontinuidades **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelas a la cara del talud ni opuestas; por lo que no se presenta inestabilidad por deslizamiento de vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 46°

TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $253^\circ/81^\circ$

PLANO B: $84^\circ/80^\circ$

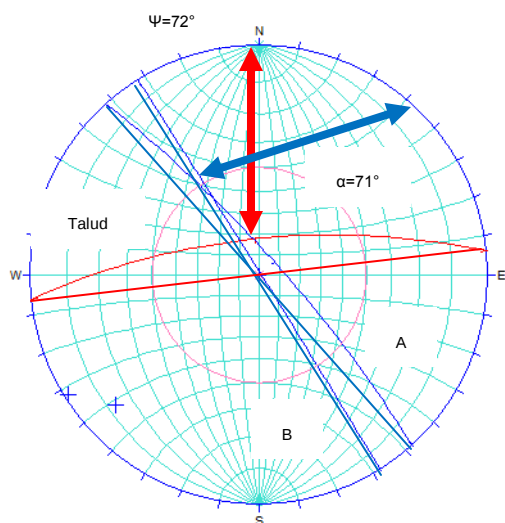
PLANO C: $102^\circ/41^\circ$

Anexo C.18.- En la figura se ve que la inclinación de las discontinuidades **A, B** y **C** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelas a la cara del talud ni opuestas; por lo que no se presenta inestabilidad por deslizamiento de vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.





Talud 2 lado Sur (Riolita)



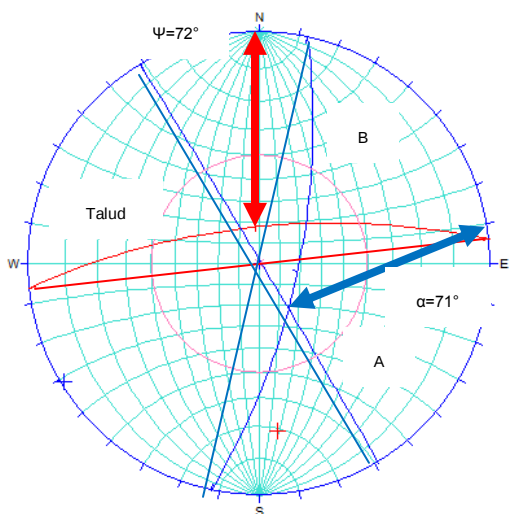
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 40°

TALUD: 354 °/72°

PLANO A: 48 °/80°

PLANO B: 58°/89°

Anexo C.19.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son mayores que la inclinación del talud; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 40 °

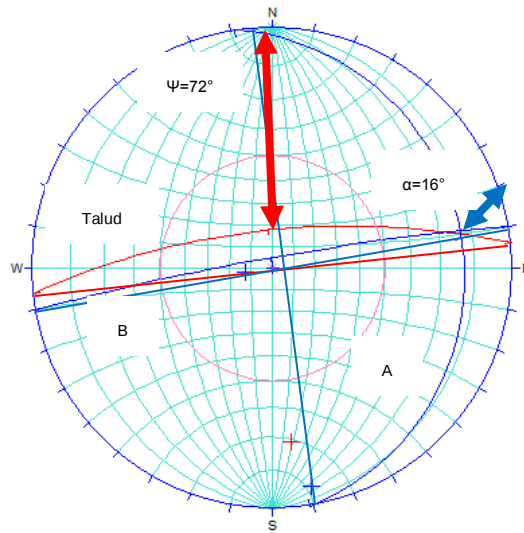
TALUD: 354 °/72°

PLANO A: 59 °/89°

PLANO B: 102°/71°

Anexo C.20.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan dentro del círculo de fricción pero en dirección contraria a la cara del talud.





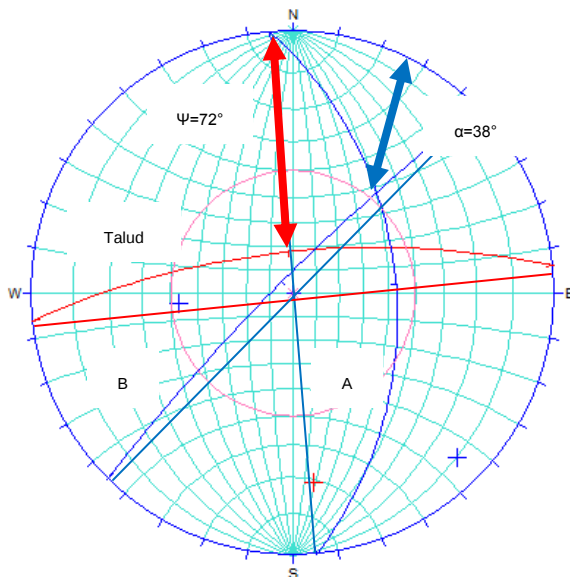
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 40°

TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $81^\circ/13^\circ$

PLANO B: $350^\circ/85^\circ$

AnexoC.21.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 40°

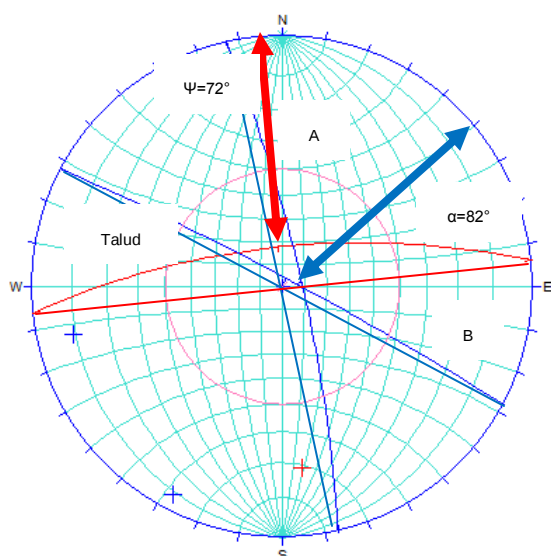
TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $85^\circ/47^\circ$

PLANO B: $315^\circ/83^\circ$

Anexo C.22.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción





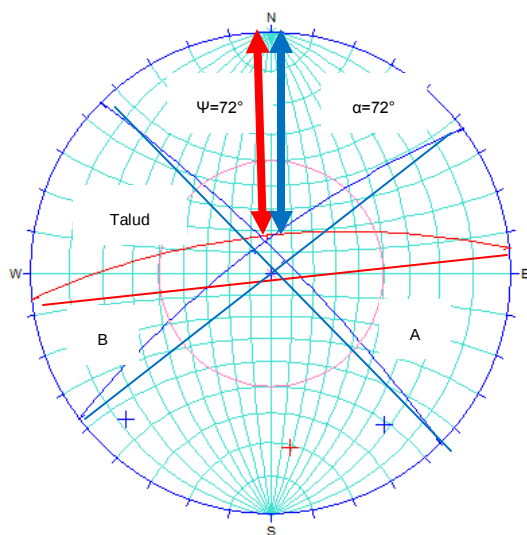
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 40°

TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $77^\circ/81^\circ$

PLANO B: $28^\circ/86^\circ$

Anexo C.23.- En la imagen se analizan las inclinaciones de los planos de discontinuidades **A** y **B**, indicando que son mayores que la inclinación del talud; por lo que no se registra inestabilidad de ningún tipo. Al no cumplirse la condición $\psi \geq \alpha$, donde $\psi = 72^\circ$ y $\alpha = 82^\circ$, por lo tanto $\psi < \alpha$, por lo que no habrá ningún tipo de movimiento.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 40°

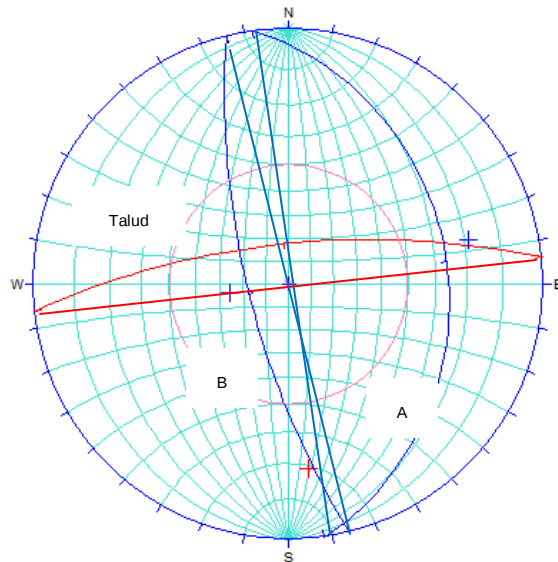
TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $45^\circ/81^\circ$

PLANO B: $323^\circ/76^\circ$

Anexo C.24.- En la imagen se observa que el ángulo de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que el ángulo del talud; lo que representa que no hay posibilidades de un deslizamiento plano o por vuelco. En cambio un deslizamiento de cuña tiene posibilidad de cumplirse la condición $\psi \geq \alpha$, donde $\psi = 72^\circ$ y $\alpha = 72^\circ$; por lo tanto $\psi = \alpha$, además la intersección se dan dentro del círculo de fricción, por lo que se podría presentar el movimiento.





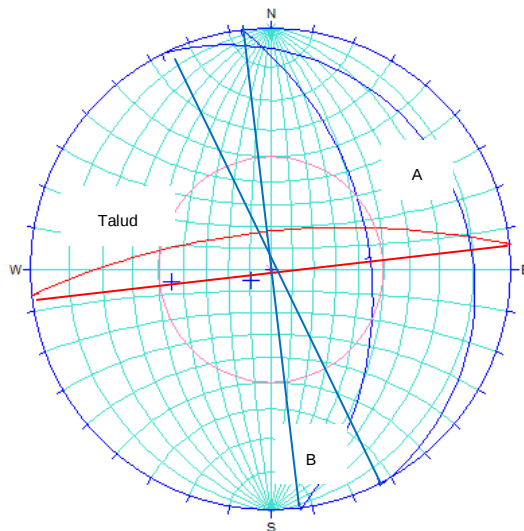
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 40°

TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $82^\circ/26^\circ$

PLANO B: $256^\circ/72^\circ$

Anexo C.25.- En la imagen se ve que la inclinación del plano de la discontinuidad **A** es menor que la inclinación del talud, pero no es paralela ni opuesta a la cara del talud, lo que indica que no podrá presentarse algún deslizamiento, sea plano o por vuelco. Mientras que el ángulo del plano **B** es mayor con respecto al ángulo de talud, lo cual no es susceptible al deslizamiento. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 40°

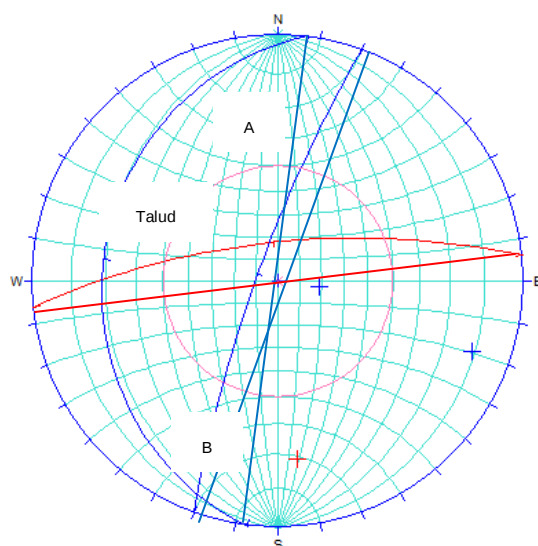
TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $63^\circ/11^\circ$

PLANO B: $83^\circ/45^\circ$

Anexo C.26.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad no se interceptan.





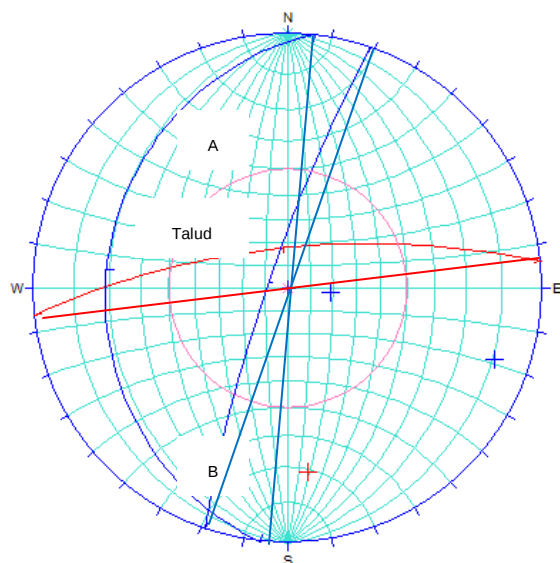
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 40°

TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $277^\circ/19^\circ$

PLANO B: $290^\circ/80^\circ$

Anexo C.27.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad no se interceptan.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 40°

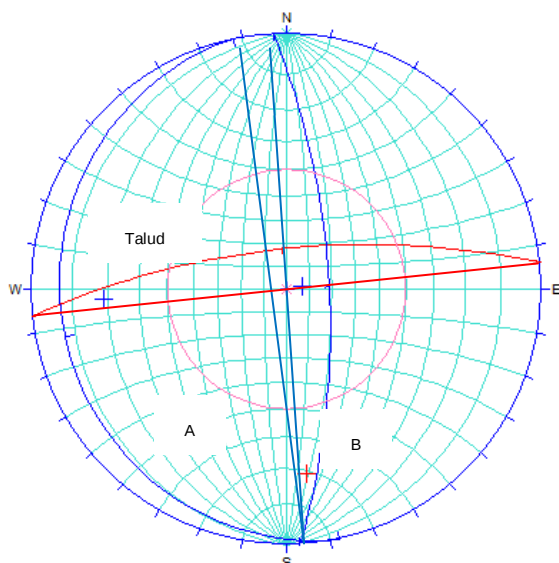
TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $289^\circ/81^\circ$

PLANO B: $276^\circ/19^\circ$

A.C.28.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad no se interceptan.





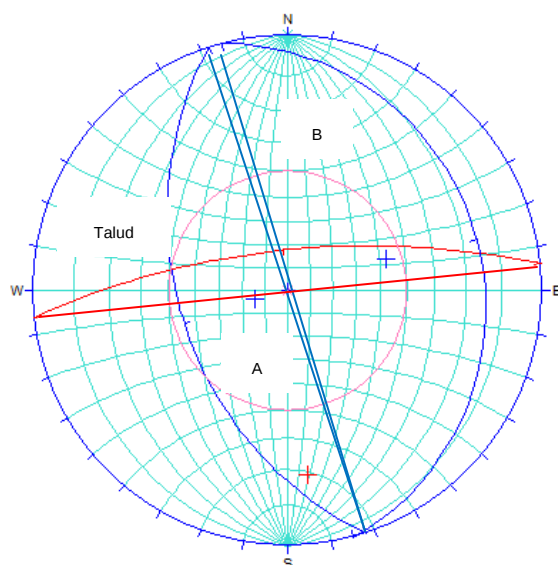
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 40°

TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $258^\circ/7^\circ$

PLANO B: $87^\circ/71^\circ$

A.C.29.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad no se interceptan



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 40°

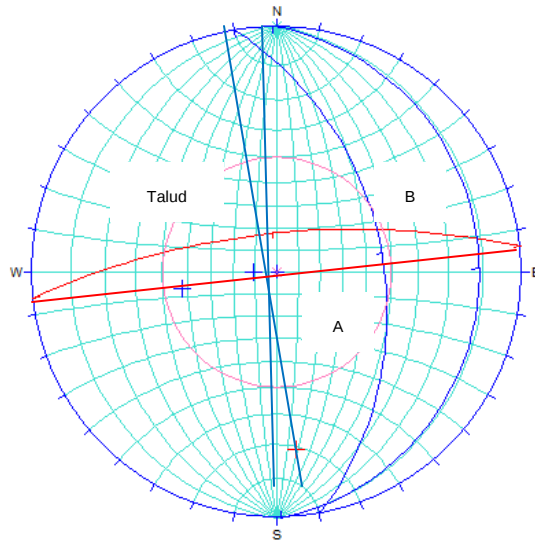
TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $252^\circ/44^\circ$

PLANO B: $75^\circ/15^\circ$

Anexo C.30.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad no se interceptan





ÁNGULO DE FRICCIÓN: 40°

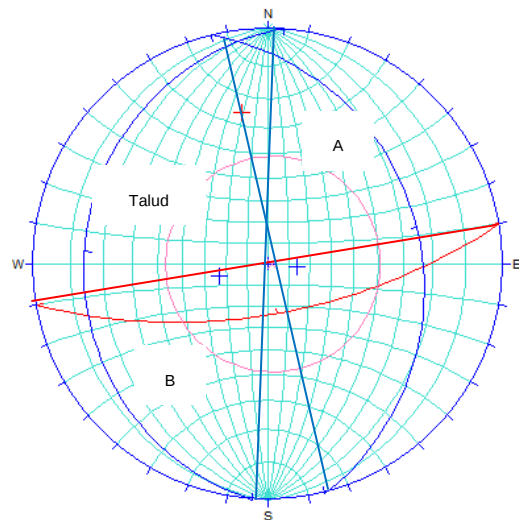
TALUD: $354^\circ/72^\circ$

PLANO A: $80^\circ/43^\circ$

PLANO B: $89^\circ/11^\circ$

Anexo C.31.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.

Talud 2 lado Norte (Riolita)



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

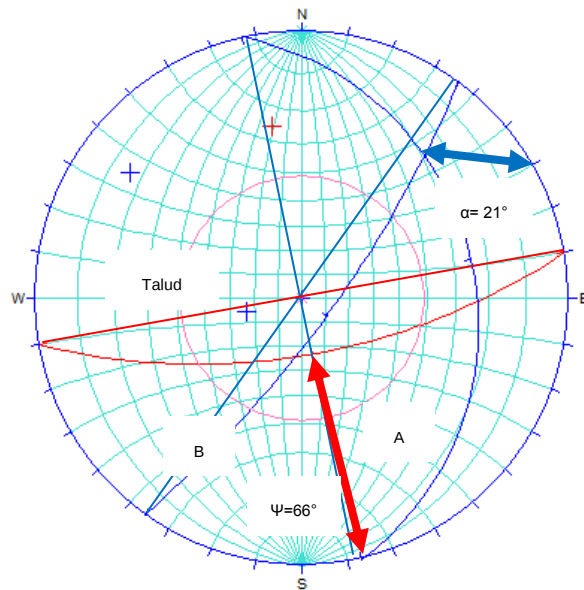
TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $76^\circ/24^\circ$

PLANO B: $276^\circ/14^\circ$

Anexo C.32.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.





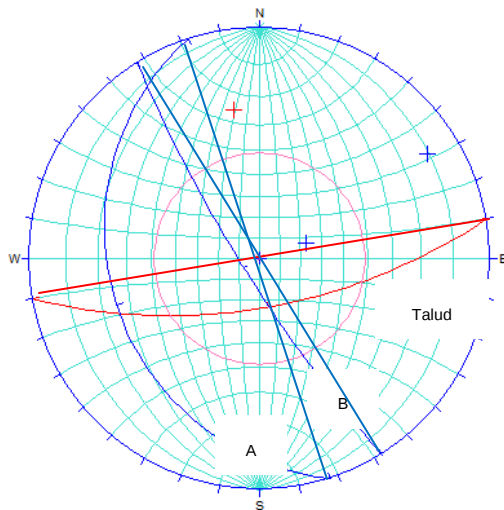
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $126^\circ/77^\circ$

PLANO B: $77^\circ/24^\circ$

Anexo C.33.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

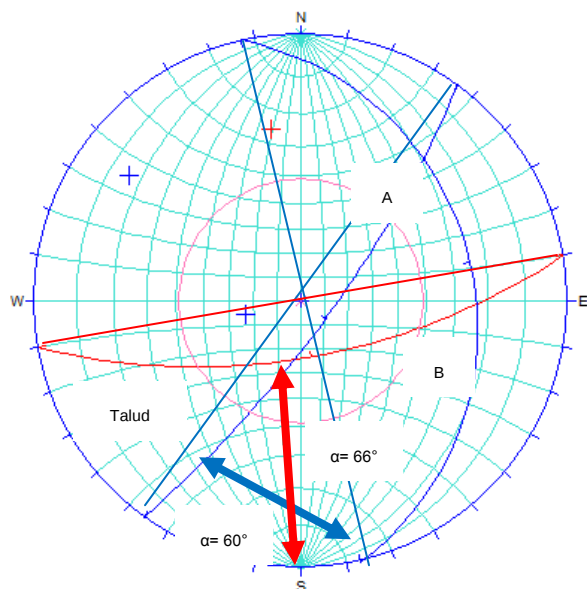
TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $238^\circ/81^\circ$

PLANO B: $252^\circ/24^\circ$

Anexo C.34.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.





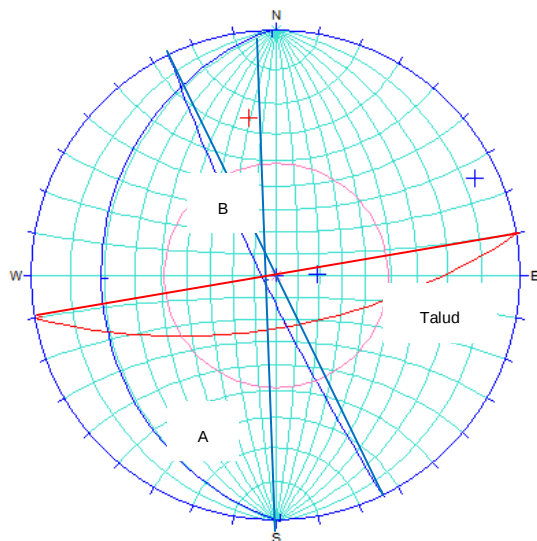
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $114^\circ/98^\circ$

PLANO B: $125^\circ/21^\circ$

Anexo C.35.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

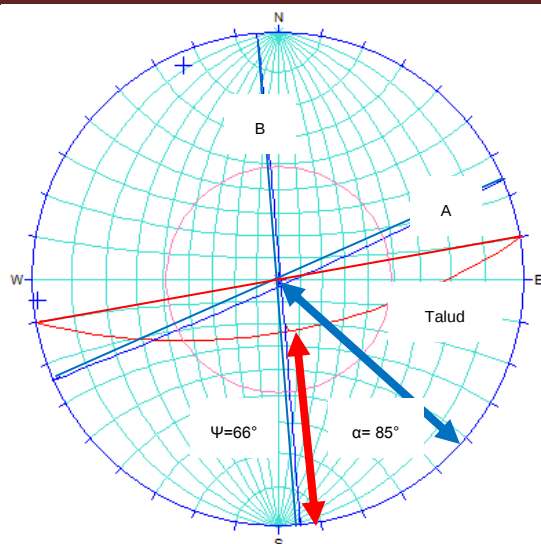
TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $269^\circ/19^\circ$

PLANO B: $244^\circ/84^\circ$

Anexo C.36.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.





ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

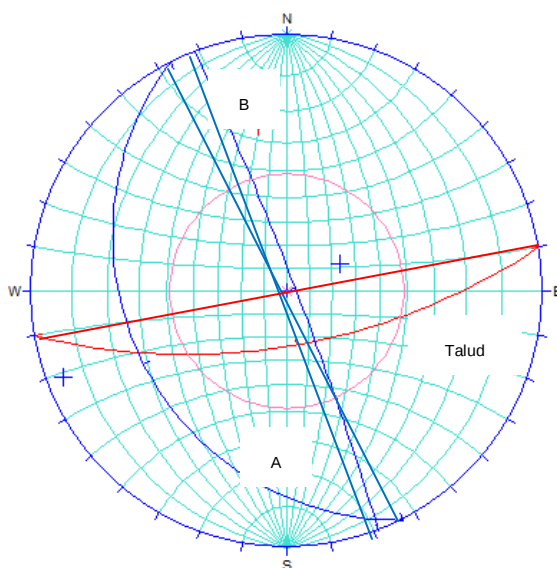
TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $156^\circ/87^\circ$

PLANO B: $85^\circ/89^\circ$

Anexo C.37.- En la imagen se tiene que el ángulo de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que el ángulo del talud; por lo que no presentará inestabilidad de ningún tipo. Tampoco es posible tener un deslizamiento de cuña, porque aunque la intercepción se encuentra dentro del círculo de fricción, no se cumple la condición $\psi \geq \alpha$, donde $\psi = 66^\circ$ y $\alpha = 85^\circ$; por lo tanto $\psi < \alpha$.

Talud 2 lado Norte (Toba)



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

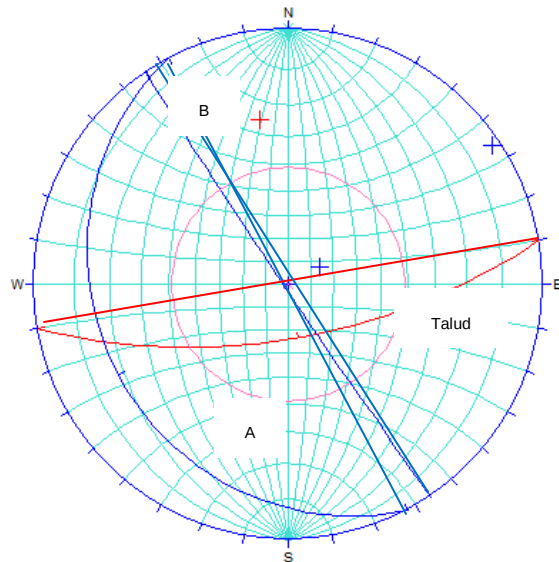
TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $243^\circ/26^\circ$

PLANO B: $69^\circ/86^\circ$

Anexo C.38.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.





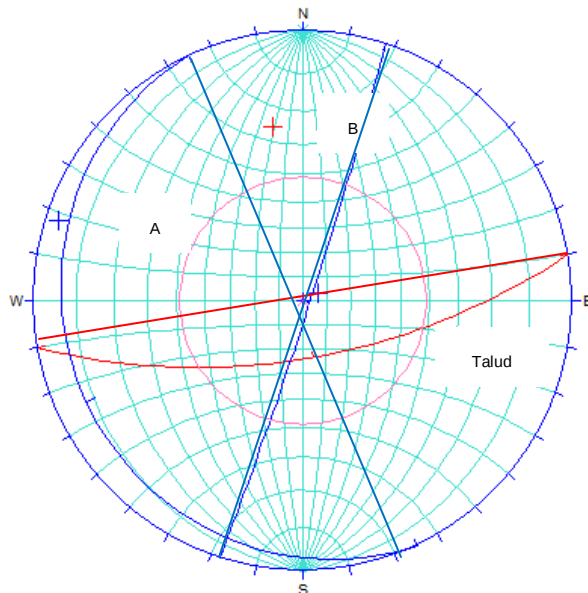
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $242^\circ/16^\circ$

PLANO B: $236^\circ/88^\circ$

Anexo C.39.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

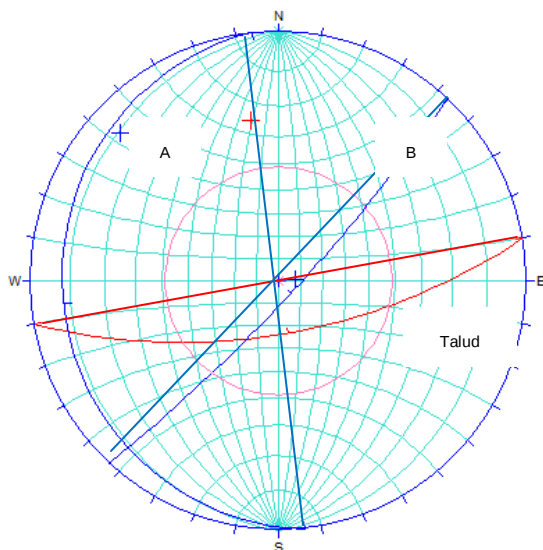
TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $245^\circ/7^\circ$

PLANO B: $108^\circ/87^\circ$

Anexo C.40.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.





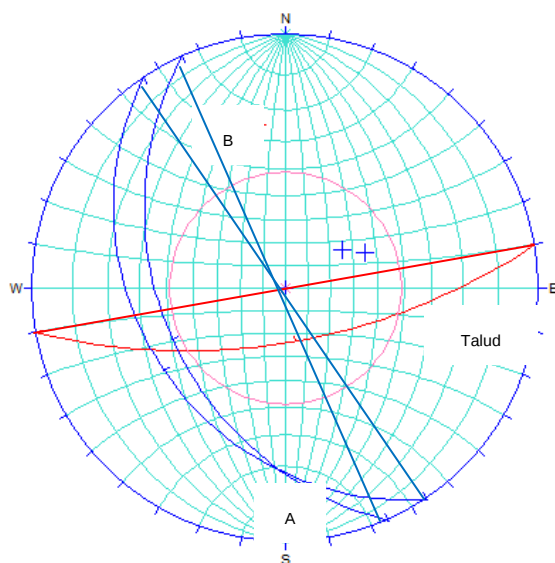
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $264^\circ/8^\circ$

PLANO B: $133^\circ/82^\circ$

A.C.41.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

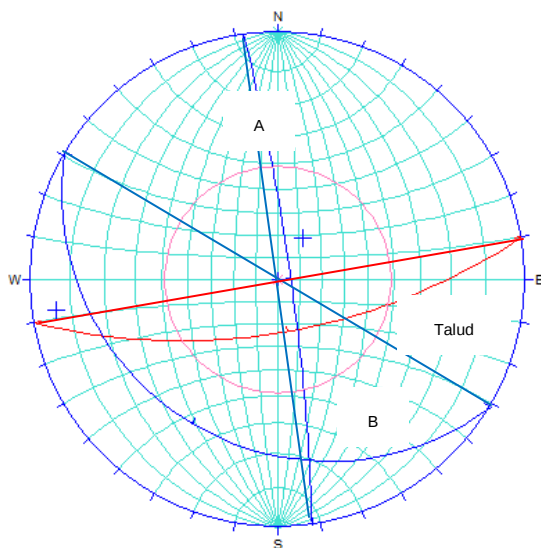
TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $236^\circ/30^\circ$

PLANO B: $246^\circ/38^\circ$

A.C.42.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.





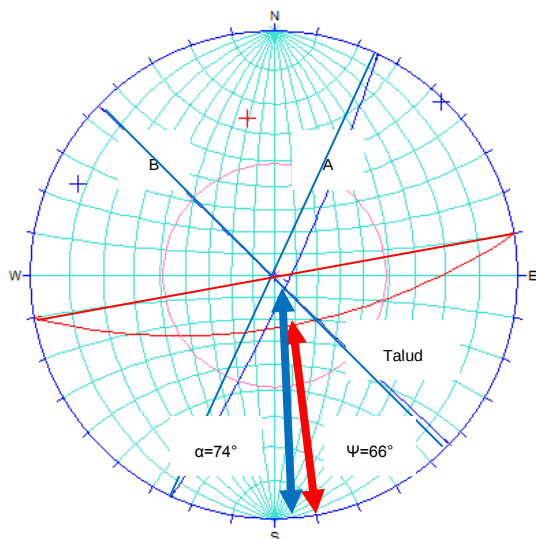
ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $82^\circ/84^\circ$

PLANO B: $211^\circ/22^\circ$

Anexo C.43.- En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.



ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

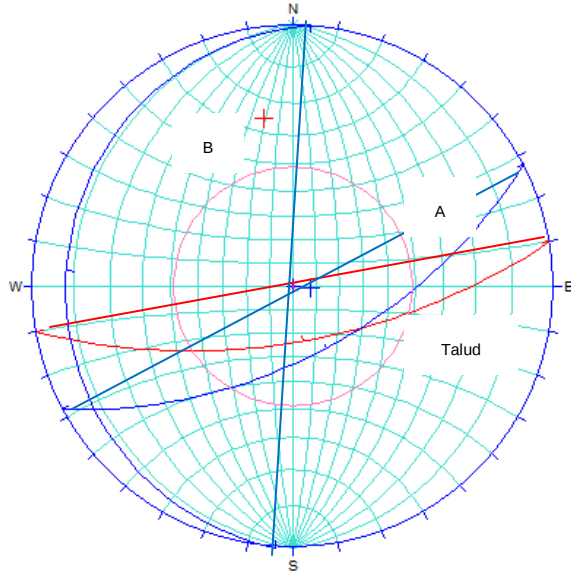
TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $115^\circ/83^\circ$

PLANO B: $224^\circ/89^\circ$

Anexo C.44.- En la imagen se ve que la inclinación del plano **A** es menor que la inclinación del talud; esto indica que no habrá inestabilidad. Pero el ángulo del plano **B** es también menor que el ángulo del talud, por lo tanto tampoco se presentará inestabilidad. Asimismo no habrá deslizamiento de cuña, porque aunque se cumple lo de la intercepción en el círculo de fricción, no se cumple la condición $\psi \geq \alpha$, dando $\psi = 66^\circ$ y $\alpha = 74^\circ$.





ÁNGULO DE FRICCIÓN: 41°

TALUD: $170^\circ/66^\circ$

PLANO A: $152^\circ/60^\circ$

PLANO B: $274^\circ/8^\circ$

A.C.45 En la figura se muestra que las inclinaciones de los planos de discontinuidad **A** y **B** son menores que la inclinación del talud, pero no son paralelos; por lo que no presenta inestabilidad por deslizamiento plano o por vuelco. En este caso no se presenta un análisis por cuña ya que los planos de discontinuidad se interceptan fuera del círculo de fricción.

