



---

**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS  
DE HIDALGO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

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

**PROBLEMÁTICA DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN  
UN PORTAL DE SALIDA DE UN TÚNEL EN UNA ZONA  
DE DESLIZAMIENTOS ANTIGUOS.**

**TESIS PROFESIONAL PARA OBTENER DEL GRADO DE:  
MAESTRA EN INFRAESTRUTURA DEL TRANSPORTE EN  
LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES.**

**PRESENTA:**

***ING. ROSA ISELA MEDINA SANDOVAL***

**ASESOR:**

***DR. CARLOS CHÁVEZ NEGRETE***

**MORELIA, MICH.  
SEPTIEMBRE 2016**

---

## DEDICATORIAS

Dedico este trabajo de manera especial a mi madre, Rosa, por brindarme su apoyo incondicional siempre, por su ejemplo que me inspira a seguir, a ser una mujer independiente y amar lo que uno hace, trabajar por lo que se desea, y que, si bien nada es fácil, teniendo la meta fija, se puede lograr. Por darme buenas bases al hacerme responsable y desear superarme, por mostrarme siempre su gran corazón y calidad humana.

A mi hermana Rocío por escucharme siempre y brindarme su apoyo. A mi hermano Rafael por formar parte de mi desarrollo, quien ayudó a forjar mi carácter.

A mi padre, Andrés, por tener siempre una manera divertida de decir las cosas, y no tomarse la vida tan enserio, al final, no saldremos vivos de ella. Por su apoyo incondicional y a quien debo el gusto por la lectura.

A todos los amigos que me han acompañado a lo largo de este proceso, en especial a Horacio, Fernando, Alejandra, Gerardo, Gilberto, Cristal y Nubia.

Por último, a Dios por tantas bendiciones.

## AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco de manera general al posgrado por brindarme la oportunidad de formar parte de su programa de vías terrestres.

Agradezco al CONACYT por invertir en el desarrollo del país, y brindarnos el apoyo para continuar con nuestros estudios, por su gran labor para contribuir a la generación de ciencia y tecnología, considerando la deficiencia que existe en estas áreas.

Agradezco a mi asesor de tesis, al doctor Carlos Chávez Negrete, por estar siempre al pendiente de mi avance, por brindarme todas las herramientas necesarias a lo largo del desarrollo de mi trabajo de tesis, por su gran visión, y por su disponibilidad para evaluar cada aspecto que surgió, por no conformarse y siempre tratar de hacer las cosas lo mejor posible, por promover este trabajo, dando fe, de lo realizado en él.

Agradezco a todos los profesores que participaron en mi formación como maestra en ingeniería, por su disposición y sencillez para apoyar en los temas que dominan, en especial a: al Dr. Carlos Chávez, a la Dra. Luisa Nicté, al Dr. Eleazar Arreygue, al doctor Jorge Alarcón y al Dr. César Medina, los cuales considero recursos invaluable de la UMSNH. Por ponernos el ejemplo de que podemos cumplir nuestras metas propuestas, por compartimos de su experiencia y darnos las bases necesarias para desempeñarnos como profesionales en el área.

## ÍNDICE

DEDICATORIAS.....	i
AGRADECIMIENTOS.....	ii
ÍNDICE DE FIGURAS .....	vi
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
RESUMEN.....	xii
ABSTRACT .....	xiii
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Objetivos.....	2
1.1.1 Objetivo principal.....	2
1.1.2 Objetivos específicos.....	2
1.2 Justificación.....	2
1.3 Metodología.....	3
2 MARCO TEÓRICO.....	5
2.1 Métodos de Análisis de estabilidad de Taludes.....	5
2.1.1 Métodos de equilibrio límite.....	5
2.1.2 Método de elementos finitos.....	15
2.2 Modelos constitutivos; criterios de rotura.....	18
2.2.1 Hoek y Brown.....	20
2.2.2 Mohr - coulomb.....	27
2.2.3 Barton – Bandis .....	32
3 MARCO CONCEPTUAL.....	38
3.1 Estabilidad de taludes.....	38
3.1.1 Objetivos de la estabilidad de taludes.....	38
3.1.2 Factor de seguridad.....	39
3.1.3 Morfología y problemática de los taludes.....	40
3.2 Tipos de movimiento en roca.....	42
3.2.1 Caído.....	42
3.2.2 Inclinación o volteo.....	43

3.2.3	Reptación.....	44
3.3	Deslizamientos en suelo.....	44
3.3.1	Deslizamiento rotacional.....	45
3.3.2	Deslizamiento traslacional.....	45
3.3.3	Flujos.....	46
3.3.4	Extensión lateral.....	47
3.3.5	Combinados o mixtos.....	48
3.4	Comportamiento esfuerzos y deformaciones en las rocas.....	48
3.4.1	Relaciones Esfuerzo-Deformación en las rocas.....	48
3.4.2	Deformabilidad.....	49
3.4.3	Pruebas de compresión simple, triaxial y resistencia a tensión.....	50
4	ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LA MODELACIÓN.....	55
4.1	GENERALIDADES DE LA ZONA DE ESTUDIO, GEOLOGIA Y MATERIALES.....	55
4.2	ÁNÁLISIS CON MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	58
4.2.1	Análisis de estabilidad general del talud en condiciones normales.....	60
4.2.2	Estabilidad del portal durante la excavación.....	61
4.2.3	Estabilidad del talud derecho del portal de salida del túnel II.....	64
4.3	CALIBRACIÓN DE MODELO A EMPLEAR PARA EL ANÁLISIS CON ELEMENTO FINITO.....	66
4.3.1	Propiedades de la Roca intacta.....	69
4.3.2	Propiedades de las juntas.....	70
4.3.3	Modelos de roca con juntas.....	73
4.3.4	Modelos de bloques de roca empacados en arcilla.....	84
4.3.5	Círculos de Mohr.....	92
4.3.6	Comparación del modelo con juntas y modelos de bloques con el modelo de Hoek-Brown generalizado.....	94
4.4	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUD CON MEF. PROPUESTA DE NUEVA ESTRATIGRAFÍA.....	103
4.4.1	Análisis de la estratigrafía anterior.....	103
4.4.2	Análisis de la nueva estratigrafía.....	108
4.4.3	Comparación de resultados.....	123

5	CONCLUSIONES. ....	124
5.1	Simulaciones para entender el comportamiento de la roca.....	124
5.2	Análisis de estabilidad de taludes. ....	124
5.2.1	Análisis con el método de equilibrio límite.....	124
5.2.2	Análisis con el método de elemento finito. ....	125
5.3	Conclusiones generales.....	125
5.4	Trabajos futuros. ....	127
	BIBLIOGRAFÍA .....	128
	ANEXOS .....	130
	ANEXO 1.- SONDEO 2 (KM 4+195) Y SONDEO 3 (KM 4+100). ....	130

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1. Métodos de equilibrio límite, basados en dovelas, en las cuales se divide la masa que se desliza por encima de la superficie de falla. (Abramson, L. W et al., 2002). ....	7
Figura 2-2. División de la masa potencial deslizante en dovelas. (Abramson, L. W et al., 2002). ....	8
Figura 2-3. Fuerzas que actúan en una dovela típica. (Abramson, L. W et al., 2002). ....	9
Figura 2-4. Consideraciones del método Bishop. (Abramson, L. W et al., 2002). ....	14
Figura 2-5. Proceso de análisis por medio de MEF. (Pezzotti, S. y Antico, F., 2007). ....	16
Figura 2-6. Representación del criterio de rotura en términos bidimensionales. Modificada de según Melentijevic, 2005. (López, C., et al., 2003). ....	19
Figura 2-7. Determinación del GSI. (Hoek, E. y Carranza, T., 2002). ....	23
Figura 2-8. Determinación del GSI. (Hoek, E. y Carranza, T., 2002). ....	24
Figura 2-9. Guías para estimar el factor D. (Hoek, E. y Carranza, T., 2002). ....	26
Figura 2-10. Círculo de Mohr que muestra un estado de esfuerzos de un elemento bajo un terraplén. (Abramson, L. W et al., 2002). ....	29
Figura 2-11. Envoltente de falla de Mohr-Coulomb para resistencia al corte de suelos. (Abramson, L. W et al., 2002). ....	30
Figura 2-12. Envoltente típica no lineal de Mohr-Coulomb d resistencia al corte. (Abramson, L. W et al., 2002). ....	31
Figura 2-13. Valores típicos de ángulo de fricción básico. (Gonzáles, L. V. et al, 2004). ....	33
Figura 2-14. (A). Perfiles tipo para estimar el coeficiente de rugosidad JRC. (Barton y Choubey citados por (Gonzáles, L. V. et al, 2004). (B). Perfiles de rugosidad. La longitud de los perfiles está en el rango entre 1 y 10 metros (ISRM, 1981, citado por (Gonzáles, L. V. et al, 2004). ....	34
Figura 2-15. Influencia de la escala sobre las tres componentes de la expresión de Barton y Choubey. (Bandis et al, 1981, citado por (Gonzáles, L. V. et al, 2004)). ....	35
Figura 3-1. Diferentes definiciones del factor de seguridad (F.S). Fuente: (Abramson, L. W et al., 2002). ....	40
Figura 3-2. Partes de un deslizamiento. (Suárez, 1998). ....	41
Figura 3-3. Mecanismos de falla que provocan los caídos. (Suárez, J. D, 2016). ....	43
Figura 3-4. Proceso de falla de volcamiento. (Suárez, 1998). ....	44
Figura 3-5. Proceso de reptación. (Suárez, 1998). ....	44
Figura 3-6. Tipo de deslizamiento rotacional. (Suárez, 1998). ....	45
Figura 3-7. Desplazamientos traslacionales. (Suárez, 1998). ....	46
Figura 3-8. Tipos de flujos. (Suárez, J. D, 2016). ....	47
Figura 3-9. Esparcimiento lateral. (Suárez, 1998). ....	48
Figura 3-10. Curvas tensión-deformación de comportamiento frágil y dúctil. (Gonzáles, L. V. et al, 2004). ....	49

Figura 3-11. Relación esfuerzo – deformación obtenida en un ensayo de compresión simple en roca. (González, L. V. et al, 2004).....	51
Figura 3-12. Efecto de la presión de confinamiento sobre la resistencia en la roca. (González, L. V. et al, 2004).....	53
Figura 3-13. Efecto del agua y presiones de poro sobre la resistencia de la roca. (González, L. V. et al, 2004).....	54
Figura 4-1. Acercamiento el mapa geológico a la zona del portal de salida del Túnel II. (Universidad Nacional Autónoma de México, 2012).....	56
Figura 4-2. Mapa geológico de la zona en estudio. (Universidad Nacional Autónoma de México, 2012).....	57
Figura 4-3. Perfil geo-eléctrico del portal de salida del túnel II. (Universidad Nacional Autónoma de México, 2012).....	58
Figura 4-4. Estratigrafía de la ladera, donde se albergará el túnel II.....	59
Figura 4-5. F.S. =1.57, obtenido en el perfil natural. ....	61
Figura 4-6. Portal de salida del túnel II. (CONSULTEC, 2011).....	62
Figura 4-7. Perfil considerando la excavación, donde se obtuvo un F.S.=0.552. ....	63
Figura 4-8. Propuesta de refuerzo en el portal de salida. Se obtuvo un F.S. = 1.2.....	63
Figura 4-9. Patrón de refuerzo del talud del Portal Morelia del túnel II. (CONSULTEC, 2011).....	64
Figura 4-10. Estabilidad del talud del lado derecho del portal Morelia del túnel II, F.S=0.92. ....	65
Figura 4-11. Estabilidad del talud con refuerzo modificado, F.S=1.32.....	65
Figura 4-12. Problema axisimétrico respecto a un eje, la situación en todos los semiplanos del plano A, como el de la figura es idéntica.....	68
Figura 4-13. Modelos de roca con discontinuidades a separación de 0 m, sin relleno y a distintas inclinaciones, desde 0° hasta 45°. ....	73
Figura 4-14. Modelos de roca con discontinuidades a separación 0 y sin relleno, con inclinación 60°-90°.....	74
Figura 4-15. Gráfica Esfuerzo/deformación axial, comparación de roca sana, contra la roca con fracturas, a diferentes inclinaciones.....	74
Figura 4-16. Gráfica esfuerzo/deformación axial, sin incluir la roca sana.....	75
Figura 4-17. Variación de la resistencia de la roca con diferentes ángulos de inclinación de las juntas. Separación 0 m. ....	76
Figura 4-18. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial, separación 0 m.....	76
Figura 4-19. Modelos de roca con discontinuidades a separación 0.05 m. ....	77
Figura 4-20. Esfuerzo/deformación axial, se compara la gráfica obtenida del análisis de la roca sana, con la roca con fracturas. Separación entre juntas 0.05 m. ....	78
Figura 4-21. Variación de la resistencia de la roca con diferentes ángulos de inclinación de las juntas. Separación entre juntas 0.05m.....	78



Figura 4-22. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial, separación entre juntas 0.05m. ....	79
Figura 4-23. Modelos de roca con discontinuidades a separación 0.1 m, con relleno y a distintas inclinaciones.....	80
Figura 4-24. Esfuerzo/deformación axial, se compara la gráfica obtenida del análisis de la roca sana, contra la roca con fracturas. Separación entre juntas 0.1 m. ....	80
Figura 4-25. Variación de la resistencia de la roca con diferentes ángulos de inclinación de las juntas. Separación 0.1 m. ....	81
Figura 4-26. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial, separación 0.1 m.....	81
Figura 4-27. Modelos de roca con discontinuidades a separación 0.2 m, con relleno y a distintas inclinaciones, desde 0° hasta 90°. ....	82
Figura 4-28. Esfuerzo/deformación axial, se compara la gráfica obtenida del análisis de la roca sana, contra la roca con fracturas, a diferentes inclinaciones. ....	82
Figura 4-29. Grafica esfuerzo/deformación, sin incluir roca sana. Separación 0.2 m.....	83
Figura 4-30. Variación de la resistencia de la roca con diferentes ángulos de inclinación de las juntas. Separación 0.2 m. ....	83
Figura 4-31. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial, separación 0.2 m.....	84
Figura 4-32. Modelo de roca sana y de bloques de Andesita de 10 cm de diámetro empacados en arcilla. Fuente: elaboración propia en el programa RS2.....	85
Figura 4-33. Comparación de roca sana con bloques de andesita de 10 cm de diámetro, empacados en arcilla.....	85
Figura 4-34. Comparación de disminución de la resistencia, sin incluir la roca sana, para poder apreciar mejor los valores.....	86
Figura 4-35. Relación entre la carga máxima registrada en cada prueba y la separación de los bloques. Diámetro 10 cm.....	87
Figura 4-36. Disminución de la resistencia en función del aumento de la separación entre bloques. Diámetro 10 cm.....	87
Figura 4-37. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial, bloques de roca de 10 cm de diámetro. ....	88
Figura 4-38. Modelo de roca sana y de bloques de Andesita de 16 cm de diámetro empacados en arcilla. Fuente: elaboración propia en el programa RS2.....	89
Figura 4-39. Comparación de roca sana con bloques de andesita de 15 cm de diámetro empacados en arcilla.....	89
Figura 4-40. Comparación de disminución de la resistencia, sin incluir la roca sana.....	90
Figura 4-41. Relación entre la carga máxima registrada en cada prueba y la separación de los bloques. Diámetro 16 cm.....	90
Figura 4-42. Disminución de la resistencia en función del aumento de la separación entre bloques.....	91
Figura 4-43. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial, bloques de roca de 16 cm de diámetro. ....	91

Figura 4-44. Círculos de Mohr, obtenidos para la roca sana. ....	92
Figura 4-45. Izquierda: Modelo con juntas a 0 m de separación, a 70° de inclinación (HBO). Derecha: Modelo equivalente, GSI= 45, 60, 65, 70 (HBG). ....	96
Figura 4-46. Gráfica esfuerzo / deformación obtenida del análisis triaxial del modelo de roca con discontinuidades con relleno de arcilla a 70° de inclinación y separación de 0 m. ....	96
Figura 4-47. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial del modelo de roca con discontinuidades con relleno a 70° de inclinación y separación de 0 m. ....	97
Figura 4-48. Izquierda: Modelo de bloques de 10 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0.05 m de separación (HBO). Derecha: Modelo equivalente, GSI= 21, 28, 30 (HBG). ....	98
Figura 4-49. Gráfica esfuerzo / deformación obtenida del análisis triaxial del modelo de bloques de roca de 10 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0.05 m de separación. ....	99
Figura 4-50. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial del modelo de bloques de roca de 10 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0.05 m de separación. ....	99
Figura 4-51. Izquierda: Modelo de bloques de 16 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0 m de separación (HBO). Derecha: Modelo equivalente, GSI= 30, 35, 40 (HBG). ....	101
Figura 4-52. Gráfica esfuerzo / deformación obtenida del análisis triaxial del modelo de bloques de roca de 16 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0 m de separación. ....	101
Figura 4-53. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial del modelo de bloques de roca de 16 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0 m de separación. ....	102
Figura 4-54. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial del modelo de bloques de roca de 16 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0 m de separación. ....	102
Figura 4-55. Estratigrafía propuesta al principio de los análisis. ....	104
Figura 4-56. Análisis de la ladera, con la estratigrafía propuesta de manera general, obteniéndose un F.S. de 1.09. ....	106
Figura 4-57. Desplazamientos obtenidos en el análisis de la ladera. El mayor desplazamiento se tiene en la parte superior de 5.3 cm. ....	106
Figura 4-58. Análisis de la ladera, considerando sólo el área de los estratos de interés, se obtuvo un factor de seguridad de 2.59. ....	107
Figura 4-59. Desplazamientos obtenidos en el análisis. ....	107
Figura 4-60. Número de sistemas de fisuras, Jn. Fragmento de la tabla 7, clasificación de los parámetros individuales empleados en el índice de calidad de túneles (NGI). Fuente: (Hoek, E. y Brown, E. T, 1985). ....	110
Figura 4-61. Gráfica de la envolvente de falla de Barton, a partir del cual se obtienen los parámetros equivalentes de Mohr-Coulomb. ....	113
Figura 4-62. Distribución de estratos en la ladera, en la zona de la estratigrafía afinada. .	116
Figura 4-63. Modelado de la ladera con la estratigrafía afinada. ....	116
Figura 4-64. Análisis de la ladera en su fase continua de los materiales, con un F.S. = 1.16. ....	117
Figura 4-65. Análisis de la ladera en su fase continua de los materiales, con un F.S. = 1.16. Malla deformada. ....	117

Figura 4-66. Análisis de la ladera en la fase continua con área de búsqueda en la zona de interés. F.S.= 2.35. ....	118
Figura 4-67. Análisis de la ladera en la fase continua con área de búsqueda en la zona de interés. F.S.= 2.35. (Malla deformada).....	118
Figura 4-68. Patrón de juntas empleado para la Brecha –Andesítica. ....	119
Figura 4-69. Patrón de juntas empleado para la Andesita. ....	120
Figura 4-70. Patrones de juntas en los estratos afinados. ....	120
Figura 4-71. Análisis de la ladera completa en su fase discontinua con un F.S. = 1.23. ...	121
Figura 4-72. Análisis de la ladera completa en su fase discontinua con un F.S. = 1.23. Malla deformada. ....	121
Figura 4-73. Análisis de la ladera en su fase discontinua de los materiales, con un F.S. = 2.43. ....	122
Figura 4-74. Análisis de la ladera en su fase discontinua de los materiales, con un F.S. = 2.43. Malla deformada. ....	122
Figura 0-1. Perforación del sondeo 2 (izquierda) y sondeo 3 (derecha) en el portal de salida del túnel II.....	130
Figura 0-2. Tabla resumen de las pruebas realizadas al material recuperado del sondeo 2 (km 4+195), del portal de salida del túnel II.....	131
Figura 0-3. Tabla resumen de las pruebas realizadas al material recuperado del sondeo 3 (km 4+100), del portal de salida del túnel II.....	132
Figura 0-4. Estratigrafía, RQD y Recuperación del sondeo 2 (km 4+195) del portal Morelia del túnel II.....	133
Figura 0-5. Estratigrafía, RQD y Recuperación del sondeo 3 (km 4+100) del portal Morelia del túnel II.....	134

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1. Ecuaciones e incógnitas asociadas con el método de las dovelas. ....	8
Tabla 2-2. Condiciones de equilibrio estático que satisfacen los métodos de equilibrio límite. ....	9
Tabla 2-3. Lista de valores para la constante $m_i$ . ....	25
Tabla 2-4. Valores de relación de módulos. ....	27
Tabla 2-5. Parámetros resistentes de discontinuidades con rellenos. ....	36
Tabla 4-1. Parámetros para los materiales rocosos. ....	60
Tabla 4-2. Parámetros para materiales blandos. ....	60
Tabla 4-3. Propiedades de la roca andesita. ....	69
Tabla 4-4. Propiedades de la roca andesita. ....	69
Tabla 4-5. Propiedades el material de relleno. ....	70
Tabla 4-6. Resistencia de las juntas en función de la roca andesita. ....	71
Tabla 4-7. Resistencia de las juntas en función del relleno de arcilla. ....	72
Tabla 4-8. Criterio utilizado en las juntas. ....	72
Tabla 4-9. Valores de $c$ y $\phi$ obtenidos en los modelos que incluyen juntas. ....	93
Tabla 4-10. Valores de $c$ y $\phi$ obtenidos en los modelos que de bloques empacados en arcilla. ....	94
Tabla 4-11. Valores empleados en el modelo equivalente para representar el modelo con juntas. ....	95
Tabla 4-12. Valores empleados para representar el modelo de bloques empacados en arcilla. ....	97
Tabla 4-13. Valores empleados para representar el modelo equivalente de bloques empacados en arcilla. ....	100
Tabla 4-14. Parámetros utilizados para modelar los estratos que se muestran la Figura 4-55. ....	104
Tabla 4-15. Tamaño de bloque calculado a partir del segundo término de la ecuación 48 y propuesto en base a los sondeos 2 (km 4+163) y 3 (4+100). ....	109
Tabla 4-16. Parámetros a emplear en el modelo, para los materiales. ....	111
Tabla 4-17. Cálculo de $c$ y $\phi$ , a partir de la envolvente de Barton para el estrato de andesita comprendido en la profundidad de 15-30 m. ....	112
Tabla 4-18. Rigidez normal ( $K_s$ ) y de corte ( $K_n$ ) de las juntas. ....	113
Tabla 4-19. Resumen de parámetros calculados para las juntas. ....	114
Tabla 4-20. Resumen de Factores de seguridad obtenidos en el análisis. ....	123
Tabla 0-1. Núcleos extraídos en el sondeo número 2. ....	135
Tabla 0-2. Núcleos extraídos en el sondeo número 3. ....	136

## RESUMEN

La Universidad Autónoma de México (UNAM), realizó estudios en la zona de proyecto del Libramiento sur de la ciudad de Morelia, y sugirió ampliarlos en ciertos puntos de interés, previo a la construcción de la obra. Por lo que a petición de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH) realizó los estudios complementarios, en dichos sitios.

Uno de los sitios de interés, es el portal de salida del túnel II, por lo que el estudio de la estabilidad de la ladera que albergará el portal mencionado, es el objetivo general de la presente tesis. El propósito fue para determinar la estabilidad de la zona, y estimar los valores de factores de seguridad de la obra, que sirvan como referencia para la ejecución de la obra.

Este estudio incluye una recopilación de la información disponible en la bibliografía, de los datos de campo de los sondeos realizados en la zona, y del proyecto ejecutivo. Ésta información servirá como base para el modelado de la ladera en dos dimensiones, con métodos de equilibrio límite en el programa Slide y elementos finitos en el programa RS2 del paquete Rocscience®.

En los análisis por medio del método de equilibrio límite (Programa Slide), se incluyen los cortes que se construirán para generar el portal de salida, considerando los anclajes propuestos por el proyecto ejecutivo para estabilizar dichos cortes. Los anclajes propuestos no fueron suficientes para la estabilidad del corte, por lo que se hace la propuesta de anclaje necesaria para la estabilidad de los mismos.

De igual manera se presentan los resultados de la modelación de las pruebas triaxiales con deformación controlada, realizados en una roca del tipo Andesita en bloques de un metro por un metro. Se analizaron casos con: patrones de discontinuidades (con y sin relleno) y bloques de roca empacados en arcilla. Para elegir el modelo más representativo de las condiciones de campo y afinar la estratigrafía.

Para los análisis de estabilidad con equilibrio límite se consideró una estratigrafía general, sin incluir los agrietamientos que las rocas que se presentan. Por otro lado, se construyó un perfil muy detallado en el que incluye los agrietamientos de la roca que se observaron en campo. Se analizó el perfil mencionado de la ladera con elemento finito, aplicando la técnica de reducción de resistencia.

Los resultados obtenidos en ambas estratigrafías se compararon y se concluye que ambos análisis favorecen la estabilidad de la ladera y son muy similares. Además, que primera propuesta de estratigrafía está bien hecha. También, que los modelos constitutivos simplificados utilizados son adecuados para representar comportamientos complejos.

Palabras clave: Taludes, Modelación, Triaxial, Discontinuidades, estratigrafía.

## ABSTRACT

The National Autonomous University of Mexico (UNAM), performed a study in the project area of the south ringway of Morelia, and suggested expanding studies of certain points of interest as pre-construction works. So at the request of the Secretariat of Communications and Transportation (SCT), the Universidad Michoacana of San Nicolás de Hidalgo, conducted additional studies on these sites.

One of the sites of interest was the exit portal of the tunnel II, so the study of the stability of the slope that will house the site mentioned, is the main objective of this thesis. The purpose was to determine the stability of the region, and estimate the values of safety factors of the work, which serve as reference for the implementation of the work.

This study includes a compilation of the information available in the literature, data from field surveys conducted in the area, and the executive project. This information will serve as a basis for modeling the antique landslide in two dimensions. Limit equilibrium analysis with the program Slide and finite element with RS2 were made, both programs are of the Rocscience®.

The analysis, by the limit equilibrium method (Slide Program), include the cuts to be built in the exit portal, considering the anchors proposed by the executive project to stabilize the cuts. The proposed anchors were not sufficient for the stability of the cut, so a new proposal was needed.

Similarly, the results of the modeling of strain controlled triaxial tests, performed in a rock of type Andesite in blocks of one meter by one meter are presented. Patterns of discontinuities (filled and unfilled) and blocks of rock packed in clay were analyzed. To choose the most representative of field conditions and refine the stratigraphy model.

For limit equilibrium analysis was considered a general stratigraphy, excluding the rock discontinuities. On the other hand, was built, a very detailed profile that includes rock discontinuities observed in field. The profile of the slope was analyzed with finite element, applying the strength reduction technique.

The results of both tests were compared and was concluded that both analysis are very similar stratigraphy, which leads us to the conclusion that the slopes is stable and in both analyses have similar results. Moreover, that first proposal of the stratigraphy is well done. As well, the simplified constitutive models used are suitable to represent complex behaviors.

Key words: Slopes, Modeling, Triaxial, Discontinuities, Stratigraphy.

## 1 INTRODUCCIÓN.

La creciente demanda del uso de cortes y rellenos en obras de ingeniería ha incrementado la necesidad de entender métodos analíticos, de usar herramientas de investigación y métodos de estabilidad de taludes para dar solución a la problemática que se genera al construirlos o a los fenómenos de la naturaleza que los desestabilizan.

Para dar solución a los problemas se debe tomar en cuenta la geología, hidrología y las propiedades de los materiales. Los análisis deben estar basados en modelos que representen las condiciones de la superficie, el comportamiento del material y las cargas a las que estará sometido.

Los análisis se deben llevar a cabo desde el inicio de la obra, hasta en los programas de mejoramiento, rehabilitación y mantenimiento, posteriores a su conclusión. Estos análisis involucran ingenieros, geólogos, técnicos, y diversos expertos en el tema.

Los taludes o laderas son masas de tierra que poseen una pendiente o cambios de altura significativos. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente, por acción antropogénica.

Los taludes tienden a ser inestables por diversas razones que causan su deslizamiento, siendo uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daños en las propiedades, por valor de decenas de billones de dólares cada año (Brabb-1989, citado por Suárez, 2016); sin embargo, muy pocas personas son conscientes de su importancia. El 90% de las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se toman medidas de prevención o control.

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 y actividades antropogénicas, por supuesto. Por lo que debemos tener especial cuidado al hacer un análisis de estabilidad de taludes, y tomar en cuenta todos los factores que intervienen.

Los taludes son cuerpos muy complejos de analizar, pero con ayuda de software especializado, como el paquete de Rocscience<sup>®</sup>, es posible acercarnos cada vez más a representar las condiciones existentes en sitio, y tener más certeza del resultado obtenido al hacer un análisis de estabilidad de taludes, siempre respaldado por información de campo y laboratorio, la cual nos brinda parámetros para el análisis.



En este trabajo se llevó a cabo un análisis de estabilidad de la ladera que albergará el portal de salida del túnel II, del libramiento sur de la ciudad de Morelia. Se trató de representar de la manera más cercana a la realidad, las condiciones que se tienen en el sitio, a partir de los estudios disponibles, consultando literatura existente, para tomar parámetros adecuados de los materiales, y poder determinar la estabilidad de la ladera.

## **1.1 Objetivos.**

Los objetivos de la presente tesis se describen a continuación.

### **1.1.1 Objetivo principal.**

Analizar la estabilidad de la ladera que albergará el portal de salida de del túnel II del libramiento sur de Morelia, considerando las alteraciones que presenta el material provocadas por deslizamientos antiguos documentados.

### **1.1.2 Objetivos específicos.**

- Analizar los estudios geológicos de la zona, realizados por la UNAM y la UMSNH.
- Determinar los parámetros adecuados del suelo o roca de la zona, para definir sus propiedades mecánicas.
- Estimar los factores de seguridad con los métodos de equilibrio límite y elementos finitos en dos dimensiones; con los programas Slide, y RS2 del paquete Rocscience®.
- Proponer medidas de estabilización, en caso de que los factores de seguridad estimados, para la ladera, no garanticen su estabilidad.

## **1.2 Justificación.**

Este trabajo servirá para complementar los estudios previamente realizados en la zona, tanto por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, UNAM y UMSNH para la adecuada conclusión del proyecto del túnel II del Ramal Camelinas.

Se tiene registro de un deslizamiento antiguo y la presencia de una falla normal en la zona del portal de salida del túnel II. Se tienen asentamientos urbanos al pie de la ladera que albergará el portal del túnel II. Se tiene la creencia de que la zona es inestable, por lo que se debe de realizar un estudio profundo para verificar la viabilidad de la obra.

Hasta la concepción del proyecto del libramiento sur, no se habían realizado estudios geotécnicos con extracción de muestras y análisis de la zona aledaña a la falla de la Paloma. Con los estudios realizados por la UNAM y la UMSNH se está entendiendo de manera más certera el comportamiento de las zonas geológicamente inestables, en especial la zona del



portal de salida del túnel II. Este estudio presenta un análisis más riguroso de estabilidad afinando la estratigrafía y los métodos empleados.

La ciudad de Morelia tiene una problemática urbana en la zona sur muy importante, por lo que hace unos diez años se ha buscado ampliar las vialidades. Ha existido un obstáculo importante para el proyecto, el desnivel que presenta la falla de la Paloma. El proyecto actual es una alternativa viable, para poder mejorar las condiciones de tránsito y de vida de los habitantes de la ciudad de Morelia. El presente estudio, además, dará certeza técnica de las condiciones de estabilidad de la zona del portal de salida del túnel II.

### 1.3 Metodología.

Revisión de los mapas geológicos de la zona, realizados por la UNAM, para identificar los deslizamientos antiguos y su cercanía con la obra, incluso el hecho de que el portal de salida del túnel II, quedará albergado en uno de estos deslizamientos.

Revisión y análisis de los sondeos realizados por la UNAM y la UMSNH, para identificar los materiales que existen en la zona, sus características y propiedades, y poder elegir los parámetros a utilizar en la modelación de la ladera en 2 dimensiones, con métodos de equilibrio límite y elemento finito.

Revisión de los mapas topográficos de la zona para obtener perfiles de la ladera existente, y exportarlos a los programas mencionados, para llevar a cabo el análisis de estabilidad.

Propuesta de una estratigrafía general de la ladera, y análisis de la misma con métodos de equilibrio límite. Ésta estratigrafía se propondrá de manera rápida y no se considerarán los fracturamientos que presentan los materiales, por lo que la ladera sólo se dividirá en estratos generales. La propuesta se hará de manera rápida, debido a la necesidad de tener información previa a la construcción del túnel.

Para continuar con los análisis, se afinará la primera estratigrafía propuesta, para incluir en ella, los fracturamientos de los materiales, y proponer una estratigrafía de acuerdo a lo observado en campo. Los resultados obtenidos de la nueva estratigrafía serán comparados con los resultados de la primera estratigrafía.

Antes de proponer la nueva estratigrafía, se modelarán pruebas triaxiales, en el programa de análisis de elemento finito RS2, con un modelo axisimétrico. Se modelarán bloques de roca Andesítica de un metro por un metro, considerando diferentes patrones de fracturamiento con y sin relleno de arcilla (de acuerdo a lo observado en los sondeos realizados).

En el análisis triaxial se obtendrán gráficos esfuerzo deformación y deformación volumétrica contra deformación axial. Se evaluará la variación de la resistencia en dichos modelos y se

elegirá el modelo que mejor represente las condiciones de campo, para modelar los estratos de Andesita en la estratigrafía afinada de la ladera.

Se harán simulaciones en 2D de la ladera con la técnica de reducción de resistencia, en RS2, para obtener factores de seguridad de la misma, y determinar su estabilidad, evaluado diferentes condiciones.

Las condiciones a evaluar en las simulaciones 2D serán tres: (1) la estratigrafía propuesta de manera rápida, que no incluirá fracturas y presentará estratos generales, (2) la estratigrafía afinada, que incluirá diferentes estratos, considerando los fracturamientos por medio del parámetro índice de resistencia geológica (GSI), y (3) la estratigrafía afinada, que también incluirá diferentes estratos y patrones de discontinuidades en ellos.

Por último, se generará una conclusión acerca de las condiciones de la ladera y los factores de seguridad obtenidos, de las diferentes condiciones evaluadas.

## 2 MARCO TEÓRICO.

La problemática generada por la inestabilidad de taludes a nivel mundial genera pérdidas humanas y económicas de gran magnitud anualmente. El deslizamiento de taludes es un fenómeno difícil de controlar debido a la cantidad de variables que intervienen y de los elevados costos que requieren los sondeos exploratorios necesarios para hacer un análisis de las condiciones de sitio reales.

En esta problemática intervienen distintas áreas del conocimiento, tales como ingeniería civil, geotecnia, geología, etc.

Si bien, poco se puede hacer después de que un talud falla, como no sea reconstruirlo, o reubicar la obra o construcciones afectadas, estos fenómenos nos pueden servir para estudiar el comportamiento de dichos deslizamientos, así como las variables que intervienen, para prevenir que se presente en otros sitios, y poder proponer métodos adecuados de estabilización.

A continuación, se presentan los métodos teóricos de análisis que permitirán la elaboración del presente estudio, y los modelos constitutivos empelados para reproducir el comportamiento de los materiales.

### 2.1 Métodos de Análisis de estabilidad de Taludes.

Muchos de los programas de computación usados para el análisis de estabilidad de taludes están basados en el equilibrio límite aproximado mediante modelos bidimensionales, con un poco de análisis tridimensional. También se tienen programas más complejos que usan elementos finitos o métodos de elementos de contorno, los cuales ha permitido refinar los análisis en dos y tres dimensiones. De cualquier manera, cualquier análisis requiere un modelo completo del subsuelo y sus parámetros constitutivos determinados por ensayos de laboratorio. (Abramson, L. W et al., 2002).

Existen dos tipos de métodos más utilizados al análisis de estabilidad de taludes: el método de equilibrio límite y el método de elementos finitos con reducción de resistencia. A continuación, se describe de manera breve cada uno de los métodos mencionados, ya que serán utilizados en los análisis objetivos de estudio de esta tesis.

#### 2.1.1 Métodos de equilibrio límite.

Los métodos de equilibrio límite son métodos sencillos y confiables que están de lado de la seguridad (los más utilizados). Analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable y consiste en comparar las fuerzas tendentes a movimiento con las fuerzas resistentes que se

oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura ( (González, L. V. et al, 2004). Estos métodos establecen que la rotura del terreno se produce a través de una superficie de falla, explicando que el material por encima de la superficie de falla se desliza respecto del material por debajo de la misma. Al momento del deslizamiento, a lo largo de la superficie de falla se tiene una resistencia movilizada y el terreno se encuentra en equilibrio estático.

Los métodos se basan en la selección de una superficie teórica de rotura en el talud, el criterio de rotura Mohr-Coulomb y la definición de coeficiente de seguridad.

Entre los métodos de equilibrio límite existen diferentes técnicas, que se diferencian por el número y tipo de ecuaciones de equilibrio que emplean y en las suposiciones incluidas en las fuerzas entre las dovelas.

La aplicación de estos métodos requiere las siguientes etapas de cálculo:

1. Se busca un mecanismo de rotura cinemáticamente admisible. Usualmente se consideran masas de suelo rígidas que deslizan sobre superficies de rotura posibles de formas geoméricamente sencillas, tales como rectas, circunferencias y espirales logarítmicas. Si el suelo es heterogéneo estas superficies pueden ser más complejas.
2. Generalmente se define el coeficiente de seguridad a partir del concepto de esfuerzo o tensión de corte “movilizado”. Este esfuerzo se calcula dividiendo el máximo esfuerzo de corte disponible (calculable mediante la expresión de Mohr-Coulomb) por el factor de seguridad.
3. Mediante consideraciones de equilibrio se establecen relaciones entre las fuerzas (vectores) que intervienen en un problema dado. En general cabe distinguir entre fuerzas inductoras del desequilibrio (peso, cargas exteriores, presiones de agua) y fuerzas internas resistentes. En general las condiciones de equilibrio a satisfacer en un problema plano son: – Dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas (horizontales y verticales) – Una ecuación de equilibrio de momentos, con relación a un punto arbitrario.
4. Se obtiene el factor de seguridad “despejando F” en las ecuaciones de equilibrio mencionadas en 3. Será necesario buscar el F mínimo variando la geometría de la superficie de rotura, lo que conduce a un proceso de cálculo repetitivo. Una hipótesis común a todos los métodos de cálculo es la consideración del talud como indefinido en la dirección horizontal paralela a la superficie del mismo.

Los métodos basados en las superficies de rotura (equilibrio límite) pueden dividirse en dos grandes grupos según se considere el equilibrio global de todo el suelo o se introduzca, además, el equilibrio parcial de una serie de dovelas en las que se divide a la masa que se mueve, tal como se muestra en la Figura 2-1.

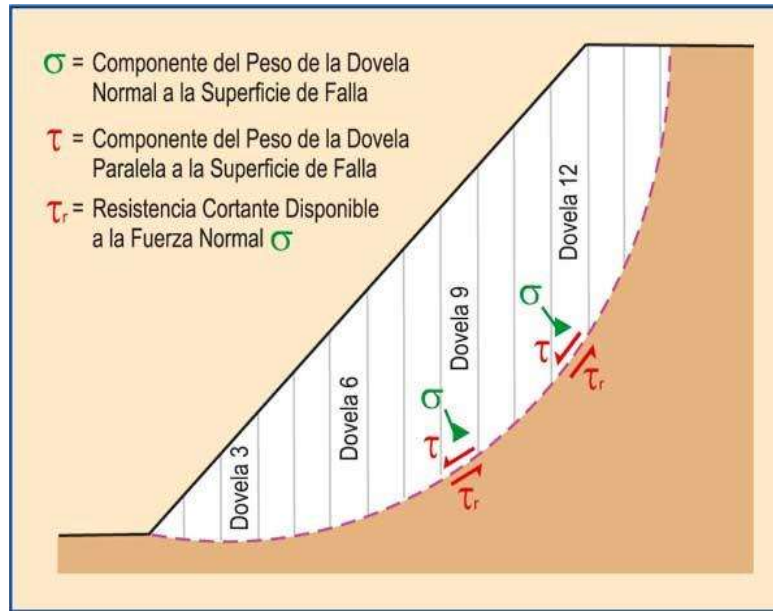


Figura 2-1. Métodos de equilibrio límite, basados en dovelas, en las cuales se divide la masa que se desliza por encima de la superficie de falla. (Abramson, L. W et al., 2002).

### 2.1.1.1 Método de las dovelas.

Si la resistencia movilizada del suelo para  $C - \phi$  debe calcularse, la distribución del esfuerzo efectivo normal a lo largo de la superficie de falla debe ser conocida. Esta condición es usualmente analizada por la discretización de la masa de la falla del talud en pequeñas dovelas y cada dovela individual es analizada como un único bloque deslizante único. El método de las dovelas es utilizado por muchos programas de cómputo, ya que se pueden acomodar a geometrías de taludes complejas, condiciones de suelo variables, y a la influencia de cargas externas de contorno.

Todos los métodos de equilibrio límite para el análisis de estabilidad de taludes dividen la masa deslizada en  $n$  número de dovelas, como se muestra en la Figura 2-2.

Cada dovela es afectada por un sistema general de fuerzas (Figura 2-3). La línea de empuje indicada en la figura conecta los puntos de aplicación de fuerzas interdovela,  $Z_i$ .

La localización de la línea de empuje puede ser asumida, con el método riguroso de Janbu, 1973, (citado por (Abramson, L. W et al., 2002), o su localización puede ser determinada usando el método riguroso de análisis que satisfaga completamente el equilibrio. Los populares métodos simplificados descuidan la localización de las fuerzas interdovelas porque no se satisface completamente el equilibrio en la masa fallada.

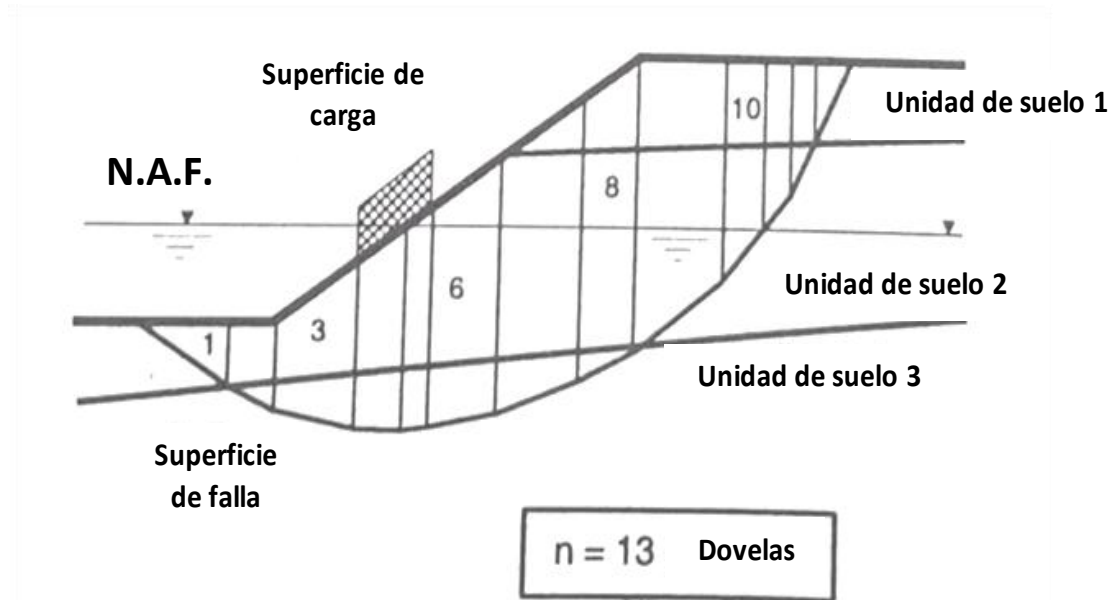


Figura 2-2. División de la masa potencial deslizante en dovelas. (Abramson, L. W et al., 2002).

Para este sistema hay  $(6n - 2)$  incógnitas como se enlistan en la Tabla 2-1. También, puesto que sólo cuatro ecuaciones pueden ser escritas para el equilibrio límite del sistema, la solución es estáticamente indeterminada. De cualquier manera, una solución es posible siempre que el número de incógnitas pueda ser reducido por algunas simplificaciones supuestas. Una de las suposiciones comunes es que la fuerza normal en la base de la dovela actúa en el punto medio, así se reduce el número de incógnitas a  $(5n - 2)$ . Esto entonces requiere una suposición adicional  $(n - 2)$  para hacer la determinación del problema. En esta suposición que generalmente categoriza los métodos de análisis disponibles (Sharma y Lowell, 1983, citados por (Abramson, L. W et al., 2002).

Tabla 2-1. Ecuaciones e incógnitas asociadas con el método de las dovelas.

Ecuaciones	Condición
n	Equilibrio de momentos para cada dovela
2n	fuerza de equilibrio en dos direcciones (para cada dovela)
n	Mohr-Coulomb relación entre resistencia al corte y esfuerzo normal efectivo
4n	Número total de ecuaciones
incógnitas	Variable
1	F.S.
n	Fuerza normal en la base de cada dovela, $N'$
n	Localización de la fuerza normal, $N'$
n	Fuerza de corte en la base de cada dovela, $S_m$
n-1	Fuerza interdovela, Z.
n-1	Inclinación de la fuerza interdovela, $\theta$
n-1	Localización de la fuerza interdovela (línea de empuje).
6n-2	Número total de incógnitas

(Abramson, L. W et al., 2002).

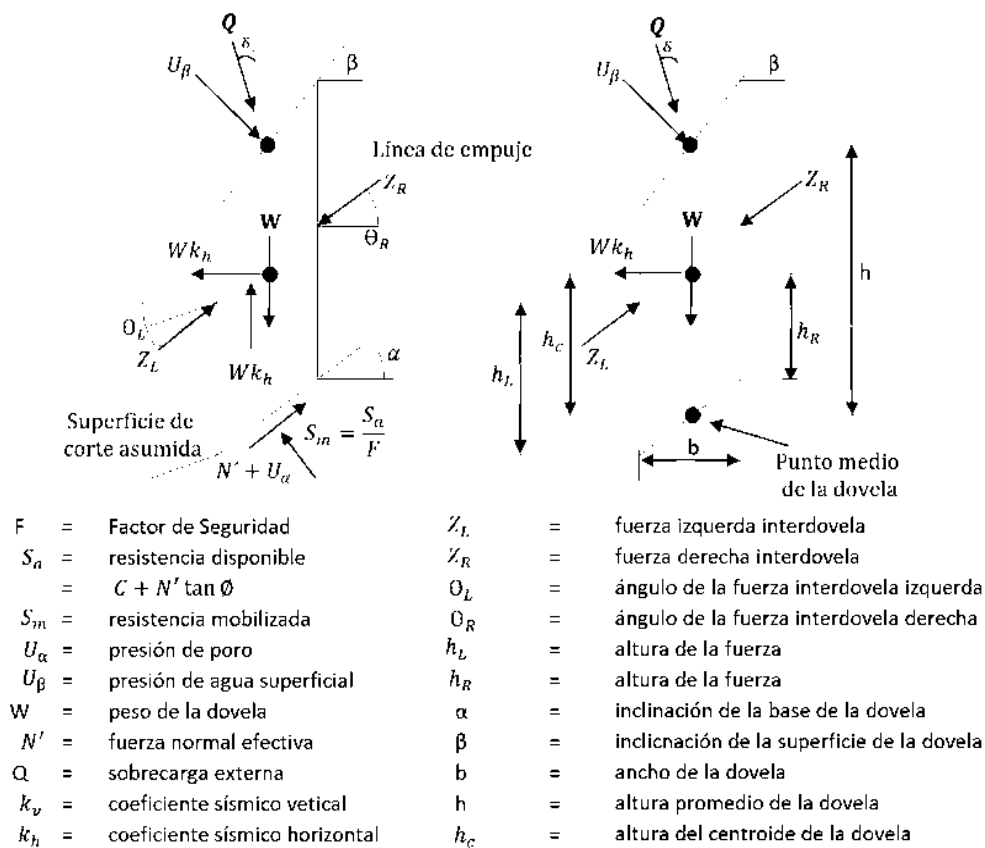


Figura 2-3. Fuerzas que actúan en una dovela típica. (Abramson, L. W et al., 2002).

La Tabla 2-2 enlista los métodos más comunes de análisis y las condiciones de equilibrio estático que se satisfacen en la determinación del F.S.

Tabla 2-2. Condiciones de equilibrio estático que satisfacen los métodos de equilibrio límite.

Método	Equilibrio de fuerzas		Equilibrio de momentos
	x	y	
Método ordinario de las dovelas	No	No	Si
Bishop simplificado	Si	No	Si
Janbu simplificado	Si	Si	No
Cuerpo de Ingenieros	Si	Si	No
Lowe y Karafiath	Si	Si	No
Janbu generalizado	Si	Si	No
Bishop riguroso	Si	Si	Si
Spencer	Si	Si	Si
Sarma	Si	Si	Si
Morgenstern-Price	Si	Si	Si

(Abramson, L. W et al., 2002).

### 2.1.1.1.1 Janbu simplificado.

El método simplificado de Janbu usa el método de las dovelas para determinar la estabilidad de la masa deslizante. Se basa en las fuerzas mostradas en la Figura 2-3, para un diagrama de cuerpo libre de una dovela típica. El procedimiento simplificado asume que no hay fuerzas de corte interdovela. La geometría de cada dovela se describe por su altura,  $h$ , medida a lo largo de la línea central, su ancho,  $b$ , y la inclinación de la base y de su superficie  $\alpha$  y  $\beta$  respectivamente.

El método de Janbu, satisface el equilibrio de fuerzas verticales para cada dovela, así como equilibrio global de fuerzas horizontales para toda la masa deslizante. El equilibrio de fuerzas verticales para cada dovela está dado por la ecuación 1.

$$\begin{aligned} \Sigma F_v = (N' + U_\alpha) \cos \alpha + S_m \sin \alpha - W(1 - k_v) - U_\beta \cos \beta - Q \cos \delta = 0 \end{aligned} \quad 1$$

La ecuación 1 puede ser arreglada para  $N'$  (ecuación 2).

$$N' = \frac{-U_\alpha \cos \alpha - S_m \sin \alpha + W(1 - k_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta}{\cos \alpha} \quad 2$$

Si el factor de seguridad contra la falla de corte es definido como  $F$ , y es asumido para ser igual para todas las dovelas, la resistencia al corte movilizada de Mohr – Coulomb,  $S_m$ , a lo largo de la base de cada dovela es dada por la ecuación 3.

$$S_m = \frac{C + N' \tan \phi}{F} \quad 3$$

Dónde  $C$  y  $N' \tan \phi$  son las componentes de la resistencia al corte cohesivas y friccionales del suelo. Por sustitución de la ecuación 3 en la ecuación 2, la fuerza normal efectiva actuante en la base de la dovela puede ser determinada por la ecuación 4.

$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \left[ W(1 - k_v) - \frac{C \sin \alpha}{F} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \quad 4$$

Dónde:



$$m_{\alpha} = \cos \alpha \left[ 1 + \frac{\tan \alpha \tan \emptyset}{F} \right] \quad 5$$

Se evalúa después el equilibrio horizontal global de fuerzas, para todas las dovelas de la masa deslizante. En este caso, para una dovela individual, i.

$$[F_H]_i = (N' + U_{\alpha}) \sin \alpha + Wk_h - U_{\beta} \sin \beta - Q \sin \delta - S_m \cos \alpha \quad 6$$

Al sustituir  $S_m$  en la ecuación 3, y reordenarla, el equilibrio global de la fuerza horizontal está dado por la ecuación 7

$$\sum_{i=1}^n [F_H]_i = \sum_{i=1}^n \left[ (N' + U_{\alpha}) \sin \alpha + Wk_h - U_{\beta} \sin \beta - \sum_{i=1}^n \left[ Q \sin \delta + \frac{C + N' \tan \emptyset}{F} \cos \alpha \right] \right] \quad 7$$

Reordenando la ecuación 7, se obtiene la ecuación 8.

$$\sum_{i=1}^n \left[ (N' + U_{\alpha}) \sin \alpha + Wk_h - U_{\beta} \sin \beta - Q \sin \delta \right] = \sum_{i=1}^n \left[ \frac{1}{F} (C + N' \tan \emptyset) \cos \alpha \right] \quad 8$$

Si cada dovela tiene el mismo factor de seguridad.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [C + N' \tan \emptyset] \cos \alpha}{\sum_{i=1}^n A_4 + \sum_{i=1}^n N' \sin \alpha} \quad 9$$

Dónde  $N'$  está dada por la ecuación 4, y el término  $A_4$  está dado por la ecuación 10.

$$A_4 = U_\alpha \sin \alpha + Wk_h - U_\beta - Q \sin \delta \quad 10$$

La ecuación 9 presenta esencialmente la relación de la resistencia al corte disponible y la fuerza de corte conducida a lo largo de la superficie de falla. Este formato permite que se determine el estado o el esfuerzo efectivo, y se implementa una apropiada corrección si  $N'$  es calculada para ser menos que cero.

El valor del Factor de seguridad reportado por Janbu, es calculado multiplicando el factor  $F$  por un factor de modificación  $f_0$ .

$$FS_{Janbu} = f_0 \cdot F_{calculado} \quad 11$$

Este factor de modificación está en función de la geometría de la dovela y los parámetros de resistencia del suelo.

$$f_0 = 1 + b_1 \left[ \frac{d}{L} - 1.4 \left( \frac{d}{L} \right)^2 \right] \quad 12$$

Dónde  $b_1$  varía de acuerdo al tipo de suelo: c, solo suelos:  $b_1 = 0.69$

$\emptyset$  solo suelos:  $b_1 = 0.31$

c y  $\emptyset$  suelos:  $b_1 = 0.50$

El valor apropiado  $b_1$  es seleccionado para usarse en la ecuación 12, de acuerdo a el tipo de suelo entrado en el análisis de la superficie de falla. Si se encuentra una mezcla de suelo, se debe usar c y  $\emptyset$  descrito en la expresión anterior.

#### 2.1.1.1.2 Bishop simplificado (1995).

El método de Bishop simplificado propone que la superficie de falla del material es circular, tal como se muestra en la Figura 2-4, donde se pueden observar las consideraciones que este método hace respecto de las fuerzas entre las dovelas. Asume que todas las fuerzas cortantes interdovela son cero. Reduciendo el número de incógnitas a  $(n - 1)$ . Estas incógnitas  $(4n - 1)$  dejan una solución sobredeterminada que no puede ser satisfacer el equilibrio de fuerzas horizontales de una dovela. (Abramson, L. W et al., 2002).

El equilibrio de momentos de las fuerzas actuando en cada dovela está dado por la ecuación 13.

La ecuación 13, puede ser simplificada dividiéndola entre el radio para obtener la ecuación 14.

Se debe notar que la fuerza normal efectiva y la presión de poro, actuantes en la base de la dovela, no afecta la expresión de equilibrio de momentos, ya que se dirigen a través del centro del círculo. Por lo que este método no se debe usar para calcular el factor de seguridad de superficies de falla no circulares.

$$\begin{aligned} \Sigma M_o = \sum_{i=1}^n [W(1 - k_v) + U_\beta \\ + \cos \beta + Q \cos \delta] R \sin \alpha \\ - \sum_{i=1}^n [U_\beta \sin \beta \\ + Q \cos \delta] (R \cos \alpha - h) \\ - \sum_{i=1}^n [S_m] R \\ + \sum_{i=1}^n [k_h W (R \cos \alpha - h_c)] \\ = 0 \end{aligned} \quad 13$$

Dónde: R, es el radio de la superficie de falla circular. h la altura media de la dovela. h<sub>c</sub>, es la altura vertical entre el centro de la base de la dovela y el centroide de la dovela.

$$\begin{aligned} \Sigma \frac{M_o}{R} = \sum_{i=1}^n [(W(1 - k_v)) + U_\beta \\ + \cos \beta + Q \cos \delta] \sin \alpha \\ - \sum_{i=1}^n [S_m] \\ - \sum_{i=1}^n [U_\beta \sin \beta \\ + Q \cos \delta] \left( \cos \alpha - \frac{h}{R} \right) \\ + \sum_{i=1}^n \left[ k_h W \left( \cos \alpha - \frac{h_c}{R} \right) \right] \end{aligned} \quad 14$$

Si el factor de seguridad es asumido para ser igual para todas las dovelas, substituyendo el criterio de Mohr – Coulomb de la ecuación 3 en la ecuación 14, se tiene:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C + N' \tan \phi)}{\sum_{i=1}^n A_5 - \sum_{i=1}^n A_6 + \sum_{i=1}^n A_7} \quad 15$$

Donde:

$$A_5 = (W(1 - k_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta) \sin \alpha \quad 16$$

$$A_6 = (U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta) \left( \cos \alpha - \frac{h}{R} \right) \quad 17$$

$$A_7 = k_h W \left( \cos \alpha - \frac{h_c}{R} \right) \quad 18$$

Las fuerzas son asumidas en la dirección vertical para cada dovela para determinar la fuerza normal efectiva en la misma manera que se usa en el método de Janbu. (Ecuación 19).

Donde  $m_\alpha$ , es otra vez dada por la ecuación 20.

Las ecuaciones 15 a la 20 son las expresiones que se usan para calcular el factor de seguridad para superficies circulares de acuerdo al método de Bishop simplificado.

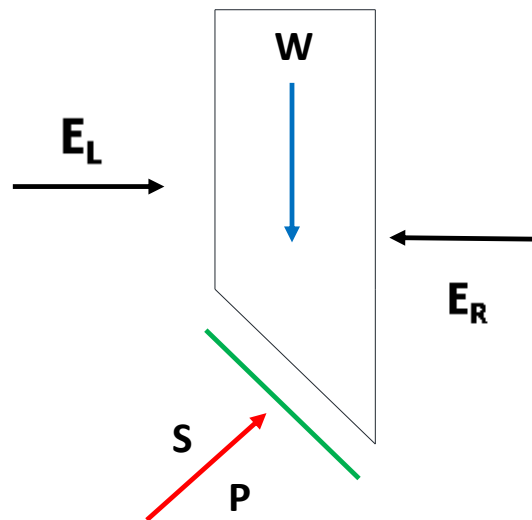


Figura 2-4. Consideraciones del método Bishop. (Abramson, L. W et al., 2002).

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \left[ W(1 - k_v) - \frac{C \sin \alpha}{F} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta + Q \cos \delta \right] \quad 19$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[ 1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right] \quad 20$$

### 2.1.2 Método de elementos finitos.

El método de los elementos finitos MEF, es un método de cálculo utilizado en diversos problemas de ingeniería, se base en considerar al cuerpo o estructura dividido en elementos discretos, con determinadas condiciones de vínculo entre sí, generándose un sistema de ecuaciones que se resuelve numéricamente y proporciona el estado de tensiones y deformaciones, también se utiliza en matemáticas como un método nodal aproximado para resolver ecuaciones diferenciales en forma numérica. (Pezzotti, S. y Antico, F., 2007).

Es un procedimiento numérico aplicable a un gran número de problemas con condiciones de borde impuestas (en las estructuras las condiciones de borde serian: restricciones y cargas externas). Varios de estos problemas no tienen solución analítica o es muy difícil obtenerla, por lo que a veces se convierte en la única alternativa de solución. Con éste método se pueden resolver sistemas, lo cuales no son fáciles de resolver mediante modelos matemáticos simples.

Este método fue originalmente desarrollado para el análisis de estructuras, con este método se pueden representar entre otros, los siguientes fenómenos físicos: (1) fenómenos termodinámicos; distribución de temperaturas en un sólido. (2) simulación de efectos dinámicos (choque de dos cuerpos). (3) Geomecánica (comportamiento de masas de tierra y las obras que albergan).

La base del método de los elementos finitos es la representación de un cuerpo por un ensamble de subdivisiones llamadas elementos. Estos elementos se interconectan a través de puntos llamados nodos.

Una manera de discretizar un cuerpo o estructura es dividirla en un sistema equivalente de cuerpos pequeños, tal que su ensamble representa el cuerpo original. La solución que se obtiene para cada unidad se combina para obtener la solución total. Por ende, la solución del problema consiste en encontrar los desplazamientos de estos puntos y a partir de ellos, las deformaciones y las tensiones del sistema analizado. Las propiedades de los elementos que

nes a los nodos, están das por el material asignado al elemento, que definen la rigidez del mismo, y la geometría de la estructura a modelizar (a partir de las leyes de la elástica). Las deformaciones y las fuerzas externas se relacionan entre sí mediante la rigidez y las relaciones constitutivas del elemento. Trabajando en régimen elástico, las ecuaciones que definen el sistema pueden expresarse de forma matricial, como se muestra a continuación:

$$[K] \cdot \{\delta\} = \{F\}$$

21

Dónde:  $[K]$ : es la matriz de rigidez del sistema.  $\{\delta\}$ : es el vector de desplazamientos.  $\{F\}$ : es el vector de esfuerzos.

El proceso de análisis por elementos finitos se puede describir como se muestra en la Figura 2-5.

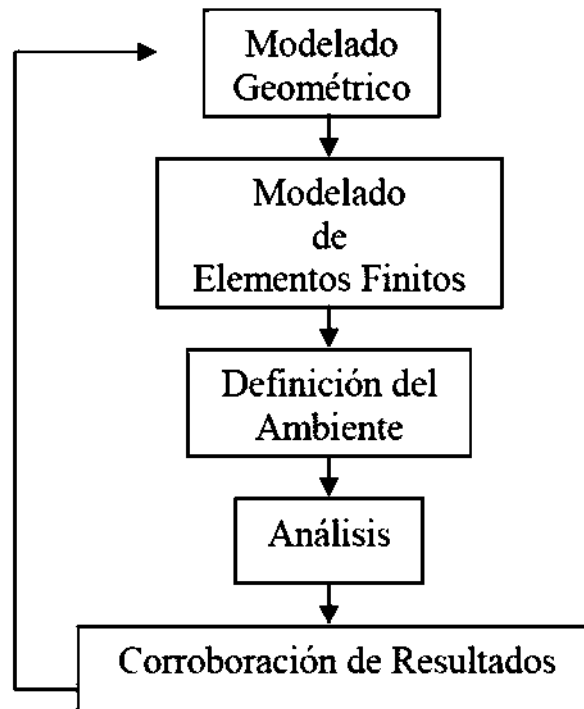


Figura 2-5. Proceso de análisis por medio de MEF. (Pezzotti, S. y Antico, F., 2007).

El modelado geométrico es la creación del modelo matemático del objeto o del conjunto. Es la reproducción del sólido en forma precisa y de la geometría de la superficie. Que en el caso de la geomecánica y para la estabilidad de taludes se pueden generar perfiles a través de la topografía disponible. El modelado de los elementos finitos, es subdividir la geometría del modelo en elementos discretos, y asignar las propiedades del material y del elemento, el cual en el caso del programa RS2 se hace mediante la elección un tipo de malla disponible en el

mismo. La definición del ambiente es aplicar las cargas y las condiciones para simular el ambiente de la operación. El análisis se trata de computar los resultados (tensiones, deformaciones, etc.) a partir de análisis estáticos, dinámicos o de transferencia de calor. La corroboración de los resultados consiste en comparar los resultados con los criterios de diseño. Rediseñar la estructura y repetir el proceso si fuese necesario, hasta que los resultados sean coherentes.

Actualmente la utilización de este método ha crecido notablemente debido a la utilización de software cada vez más avanzado, que en el caso de este estudio se trata del programa RS2, del paquete Rocscience<sup>®</sup>, el cual es muy interactivo, y fácil de manejar, lo difícil aquí es definir los parámetros con los cuales se alimentará el programa.

Se debe considerar que la utilización de software no implica la obtención del resultado exacto y real, es sólo una aproximación y está en el criterio del usuario el saber discernir entre un resultado coherente y uno que no lo es; además de conocer los márgenes de error y las limitaciones del modelo y el método utilizado.

#### *2.1.2.1 Análisis de reducción de resistencia al corte.*

En el método de los elementos finitos (método numérico) se emplea la técnica de reducción de resistencia de los materiales, la cual es una técnica para determinar el factor de seguridad de taludes, este método es particularmente usado cuando varios criterios de falla pueden ser empleados, el método automáticamente encuentra el mecanismo de falla crítico.

Ésta técnica es poco utilizada debido a que los profesionales tienen una gran experiencia en el uso de los métodos de equilibrio límite. Éstas técnicas requieren la implementación de las leyes constitutivas que deben determinarse sobre la base de la investigación detallada de campo y de laboratorio. (Bojorque, J. I., 2011).

Las ventajas de éste método son que no es necesario hacer supuestos, ni de la forma ni de la ubicación de la superficie de falla, ya que el mecanismo de falla se encuentra a través de las zonas donde la masa de suelo es incapaz de resistir los esfuerzos aplicados. Es así que la superficie de falla se desarrolla de manera automática, sin forzar su ubicación, ni su forma. A menos que se quiera focalizar el análisis en cierta zona, el programa RS2 cuenta con una herramienta para insertar un área de búsqueda en la zona de interés. Que La masa de suelo no se divide en dovelas, por lo que no son necesarias las suposiciones en cuanto a las fuerzas interdovelas.

Otra ventaja de éste método es que si se emplean parámetros elasto-plásticos reales en la modelación, la solución encontrada por este método, proporciona información de desplazamientos y deformaciones a esfuerzos reales de trabajo. El método de elemento finito

se puede emplear para determinar las deformaciones desarrolladas por diferentes combinaciones de carga y por diferentes procesos constructivos.

Éste método es adecuado para modelar la falla progresiva desde el inicio hasta la culminación de la misma.

Otra ventaja de este método es que casos complejos, por ejemplo, estratigrafía compleja, pueden ser modelados con facilidad, lo cual nos es de gran utilidad para éste análisis, ya que se tiene una estratigrafía muy compleja, que presenta diversos fracturamientos. Además de que la interacción suelo estructura puede ser considerada, por ejemplo, en pendientes donde es necesario el empleo de estructuras de refuerzo, y las características del comportamiento en tres dimensiones pueden ser fácilmente acopladas.

Cabe mencionar también que los resultados obtenidos por MEF, tanto en los valores de factor de seguridad, como en la ubicación y forma de la superficie de falla, son similares a los resultados obtenidos con métodos tradicionales. Y cabe mencionar también que el programa RS2 cuenta con un tutorial, dónde describe el procedimiento de uso del análisis de reducción de resistencia, el cual es el tutorial número 8. (RS2, del paquete Rocscience® disponible en el año 2016).

## 2.2 Modelos constitutivos; criterios de rotura.

Existen dos formas para definir el comportamiento de una roca en rotura; mediante el estado de esfuerzos o, mediante el de deformaciones. Normalmente se utiliza la primera. (González, L. V. et al, 2004). De tal manera que se toma como resistencia de la roca, el máximo esfuerzo que ésta pueda soportar.

Para cualquier punto del macizo el tensor de esfuerzos viene definido por seis componentes, tres componentes normales;  $\sigma_{xi}$ ,  $\sigma_{yi}$  y  $\sigma_{zi}$ , y tres componentes tangenciales;  $\tau_{xyi}$ ,  $\tau_{yzi}$  y  $\tau_{xzi}$ , en su sistema de coordenadas x, y, z. Dependiendo de la magnitud y dirección de las seis componentes del tensor, se obtienen los tres esfuerzos principales;  $\sigma_{1i}$ ,  $\sigma_{2i}$  y  $\sigma_{3i}$ . Dónde:  $\sigma_{1i}$ , es el esfuerzo mayor,  $\sigma_{2i}$ , el esfuerzo intermedio y  $\sigma_{3i}$  el esfuerzo menor. En el caso de un material isótropo (material que presenta las mismas características físicas en cualquier dirección), cualquier dirección es dirección principal, con lo que los tres esfuerzos principales se representan como  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ . En este caso se define como criterio de rotura a la superficie f, que delimita en el espacio de esfuerzos principales ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ ), un cierto dominio que llamamos dominio elástico viene expresado por la siguiente ecuación:

$$f = (\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$$

22

En general, los equipos utilizados para la obtención de resultados experimentales nos dan datos sobre los esfuerzos principales, si a esto le añadimos que el esfuerzo intermedio ( $\sigma_2$ ) se



suele ignorar, el criterio de rotura se define bidimensionalmente en función del esfuerzo mayor ( $\sigma_1$ ) y el esfuerzo menor ( $\sigma_3$ ), como:

$$f = (\sigma_1, \sigma_3) = 0$$

23

$f$  es la superficie que limita el dominio elástico del material, en el espacio bidimensional de esfuerzos principales, y la ecuación que describe esta superficie de fluencia es el criterio de rotura (Figura 2-6).

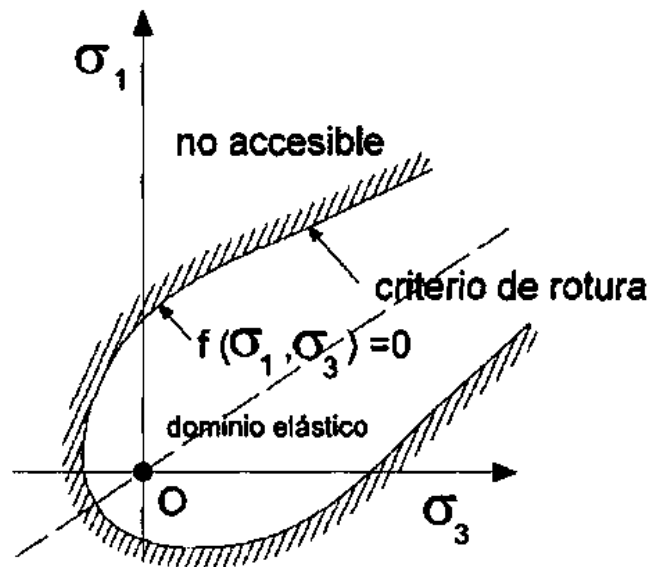


Figura 2-6. Representación del criterio de rotura en términos bidimensionales. Modificada de según Melentijevic, 2005. (López, C., et al., 2003).

Los puntos representados encima del dominio elástico ( $f(\sigma_1, \sigma_3) = 0$ ) están en situación de rotura, por el contrario, los puntos del macizo con estado de esfuerzos en el interior del dominio elástico no están en rotura, sino que están en estado elástico. Los puntos del exterior del dominio elástico son puntos de esfuerzos inaccesibles, es decir no se pueden obtener dichos esfuerzos para el macizo en cuestión. Dependiendo de cómo se defina la ecuación de la superficie de fluencia ( $f$ ) se obtienen distintos criterios de rotura.

Un modelo constitutivo es el conjunto de relaciones de esfuerzos que permiten establecer las cargas a que debe ser sometido un material para que su comportamiento en plastificación sea lo más realista posible. (López, C., et al., 2003).

En mecánica de rocas son más adecuados los criterios de rotura no lineales, la representación gráfica de rotura es curva, del tipo cóncavo. El uso incorrecto del modelo lineal puede sobre o infravalorar las capacidades mecánicas del material rocoso. El criterio Mohr Coulomb no

se ajusta al comportamiento real de los materiales rocosos y las discontinuidades. La resistencia crece menos con el aumento de la presión normal de confinamiento que la obtenida al aplicar una ley lineal. (González, L. V. et al, 2004).

### 2.2.1 Hoek y Brown.

Hoek y Brown introdujeron su criterio de rotura en un intento de proporcionar los datos de partida para el análisis necesario en el diseño de excavaciones subterráneas en roca competente. El criterio se dedujo a partir de los resultados de las investigaciones de Hoek de roturas frágiles de rocas intactas y de un modelo de estudio del comportamiento de macizos rocosos de Brown. El criterio parte de las propiedades de la roca intacta y entonces se introducen factores reductores de estas propiedades a base de las características de un macizo rocoso diaclasado. Los autores intentando relacionar el criterio empírico con las observaciones geológicas, por medio de uno de los sistemas de clasificación de los macizos rocosos, eligieron para este propósito el RMR (Rock Mass Rating) propuesto por Bieniawski. Pero era necesario reexaminar estas relaciones e introducir nuevos elementos cada vez que dicho criterio era aplicado a un rango de problemas prácticos, de aquí surgió la idea de macizos rocosos inalterados y alterados por Hoek y Brown, y la introducción del criterio modificado para obligar a la resistencia a tensión del macizo rocoso a tender a cero para macizos de muy mala calidad. (Hoek, E. y Carranza, T., 2002).

En el ámbito de estabilidad de taludes es más conveniente tratar el criterio original de Hoek-Brown en términos de esfuerzos normales y al corte, más que en términos de esfuerzos efectivos principales según la ecuación original:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left[ m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^{0.5} \quad 24$$

Dónde: ( $\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$ ) son los esfuerzos principales efectivos mayor y menor en el momento de rotura, ( $\sigma_{ci}$ ) es la resistencia a compresión uniaxial del material intacto, (m y s) son las constantes del material, donde s=1 para roca intacta.

Fue necesario examinar después estas relaciones e introducir nuevos elementos cada vez que el criterio era aplicado a un amplio rango de problemas prácticos. Surgiendo la idea de macizos rocosos inalterados y alterados por Hoek y Brown, y la introducción de un criterio modificado para obligar a la resistencia a tensión del macizo rocoso a tender a cero para macizos de calidad muy mala. (Hoek, E., Wood, D. y Shah S., 1992).

Hoek sugirió que la resistencia cohesiva determinada al ajustar una tangente a la envolvente de Mohr es un valor sobredimensionado y puede dar unos resultados optimistas en los cálculos de estabilidad, puede ser más apropiado un valor medio determinado al ajustar una

relación lineal de Mohr-Coulomb por métodos de mínimos cuadrados. Se introdujo el concepto de Hoek- Brown generalizado en el que la forma de la curva de la tensión principal o la envolvente de Mohr podría ajustarse por medio de un coeficiente variable,  $a$ , en lugar del término de la raíz cuadrada de la ecuación 24. También se encontró que el RMR de Bieniawski no era adecuado como vehículo para relacionar el criterio de rotura con las observaciones geológicas en campo, particularmente para macizos rocosos muy débiles. Lo que condujo a la introducción del índice de resistencia geológica (GSI), (Hoek, E., Wood, D. y Shah S., 1992). (Hoek, E. y Brow, E. T., 1997).

El criterio de Hoek-Brown generalizado introduce parámetros de resistencia propios, para el material rocoso (resistencia a la compresión uniaxial;  $\sigma_{ci}$ , para la roca intacta;  $m_i$ ), y para el macizo rocoso ( $m_b$ ) y ( $s$ ) a través del índice GSI.

De acuerdo a lo anterior, la formulación general para el criterio Hoek-Brown generalizado, es la siguiente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left[ m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^a \quad 25$$

Dónde: ( $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ ) son los esfuerzos principales máximos y mínimos respectivamente (eventualmente efectivos) al momento de la rotura; ( $m_b$ ) la constante de Hoek para el macizo rocoso, el cual es un valor reducido de la constante  $m_i$  del material (dada por la ecuación 27); ( $s$  y  $a$ ) son las constantes de Hoek que dependen de las características geomecánicas del macizo rocoso (dadas por la ecuación 28 y 29 respectivamente); y ( $\sigma_{ci}$ ) la resistencia a la compresión uniaxial del material rocoso. (Hoek, E. y Brow, E. T., 1997).

Para el material rocoso: ( $m_b = m_i$ ); ( $s=1$ ); ( $a=0.5$ ), por lo que el criterio se transforma:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad 26$$

Para el macizo rocoso (cuando  $GSI \geq 25$ ), los parámetros  $m_b$ ,  $s$  y  $a$ , valen:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad 27$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad 28$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad 29$$

Para el macizo rocoso (cuando  $GSI < 25$ ), los parámetros  $m_b$ ,  $s$  y  $a$ , valen:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad 30$$

$$s = 0, a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \quad 31$$

El GSI, fue presentado por Hoek et al., (1995), como complemento a su criterio generalizado de falla en roca, para estimar los parámetros  $s$ , y  $m_b$ , y estimar la reducción de la resistencia del macizo para diferentes condiciones geológicas.

La caracterización del macizo rocoso, se basa en la impresión visual de la estructura rocosa, en términos de bloques y de la condición superficial de las discontinuidades indicadas por la rugosidad y alteración de las juntas. El GSI es útil para macizos rocosos blandos con RMR menor a 20. Es sólo una relación empírica. ( Hoek, E. y Carranza, T., 2002).

El GSI se determina a partir de dos tablas a las que se ingresa de manera horizontal: referente al tamaño y trabamiento de los bloques, composición y estructura; y de manera vertical: referente a las condiciones de las discontinuidades, se converge en el valor del GSI dispuesto en las líneas diagonales. (Ver Figura 2-7 y Figura 2-8).

La evaluación del GSI se hace por comparación del caso que interesa con las condiciones típicas, y el mismo puede variar de 0 a 100, lo que permite definir 5 clases de macizos rocosos:

Macizos de calidad MUY MALA (Clase V,  $0 < GSI < 20$ ). Macizos de calidad MALA (Clase IV,  $20 < GSI < 40$ ). Macizos de calidad REGULAR (Clase III,  $40 < GSI < 60$ ). Macizos de calidad BUENA (Clase II,  $60 < GSI < 80$ ). Macizos de calidad MUY BUENA (Clase I,  $80 < GSI < 100$ ).

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

Respecto al uso del índice GSI para caracterizar geotécnicamente el macizo rocoso, es conveniente indicar lo siguiente:

1.- No es aplicable en aquellos casos en que el comportamiento del macizo rocoso presenta un claro control estructural. De hecho, cuando el macizo presenta solo dos sets de estructuras el criterio de Hoek-Brown (para el cual fue desarrollado el GSI) debe aplicarse con mucho cuidado.

2.- No considera la resistencia en compresión uniaxial de la roca intacta, ya que al evaluar la resistencia del macizo se incluyen los parámetros que definen el criterio de Hoek-Brown (si se incluyera se “contaría dos veces”).

3.- No considera el espaciamiento entre estructuras, ya que éste está implícitamente incluido al evaluar la blocosidad del macizo rocoso (a mayor espaciamiento el macizo es más masivo y a menor espaciamiento es de mayor blocosidad).

4.- No considera la condición de aguas porque el criterio de Hoek-Brown se define en términos de esfuerzos efectivos (si se incluyera se “contaría dos veces”).

El índice GSI debe definirse en un rango y no como un valor específico. En la práctica es usual definir un rango de unos 15 puntos.

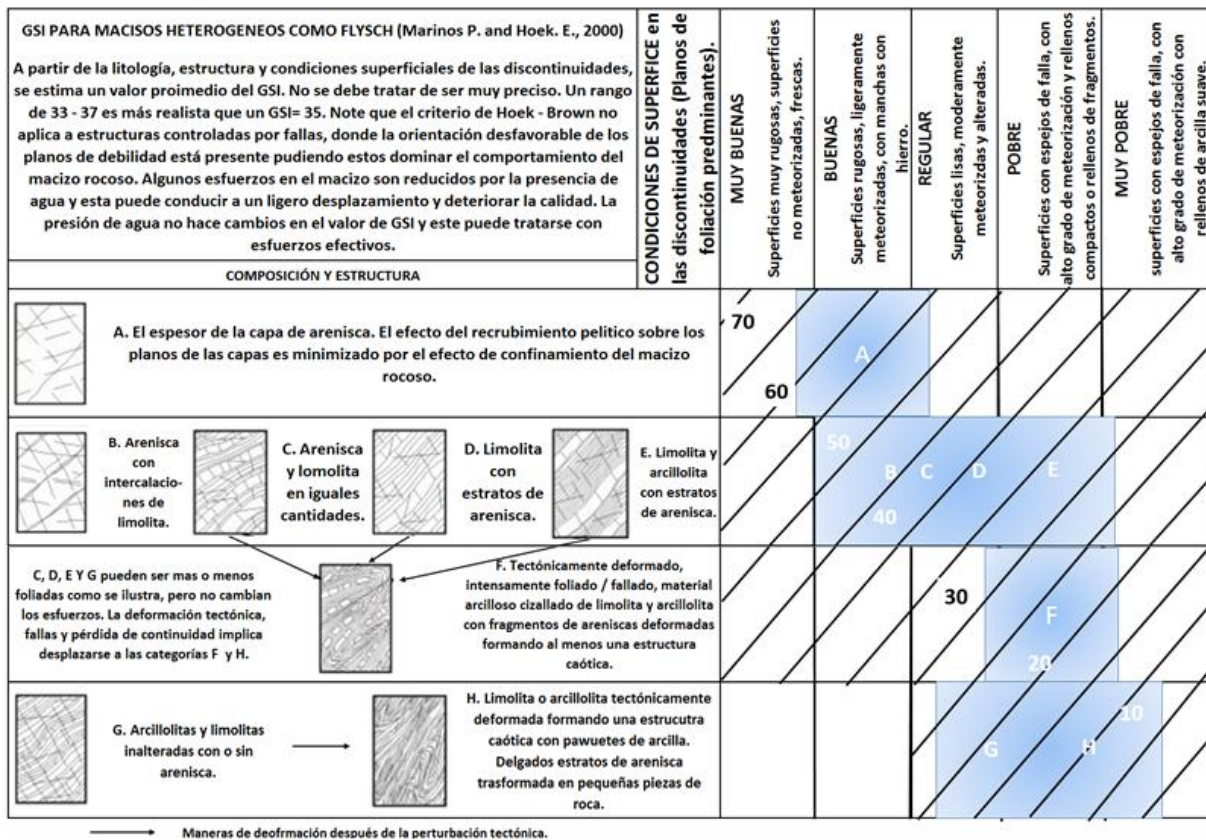


Figura 2-7. Determinación del GSI. (Hoek, E. y Carranza, T., 2002).









<b>ROCAS DIACLASADAS (Hoek and Marinos, 2000)</b>  Apartir de la litología, estructura y condiciones superficiales de las discontinuidades, se estima un valor mayor promedio del GSI. No se debe tratar de ser muy preciso. Un rango de 33-37 es más realista que un GSI = 35. Note que la tabla a macizos estructuralmente controlados por fallas, donde planos estructurales débiles están presentes en un dirección desfavorable con respecto al frente de excavación, estos podrán dominar el comportamiento del macizo rocoso. las zonas de falla son propensas a la alteración como resultado de los cambios de humedad que pueden reducirse cuando el agua esta presente. Cuando trabajamos en rocas de regular o mala calidad, cambian las condiciones por el cambio de humedad. La presión de agua es tratada por análisis de tensión efectiva.		CONDICIONES DE SUPERFICIE				
		MUY BUENAS	BUENAS	REGULAR	POBRE	MUY POBRE
		Superficies muy rugosas, superficies no meteorizadas, frescas.	Superficies rugosas, ligeramente meteorizadas, con manchas con hierro.	Superficies lisas, moderadamente meteorizadas y alteradas.	Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización y rellenos compactos o rellenos de fragmentos.	Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización con rellenos de arcilla suave.
		<b>DECRECE LA CALIDAD DE LA SUPERFICIE</b> →				
	<b>INTACTA O MASIVA-</b> Especímenes de roca intacta o masiva in-situ, roca con discontinuidades amplias y espaciadas.	90	80	70	N/A	N/A
	<b>FRACTURADA-</b> Macizo rocoso con bloques entrelazados, consistente en bloques cúbicos formados por tres intersecciones de familias de discontinuidades.	80	70	60	50	40
	<b>MUY FRACTURADA -</b> Macizo parcilamente perturbado con bloques entrelazados y angulares, formados por cuatro o más familias de dscontinuidades.	70	60	50	40	30
	<b>FRACTURADA / PERTURBADA -</b> Macizo rocoso plegado formado por bloques angulares, formados por la intersección de varias familias de discontinuidades. Persistencia de los planos de estratificación y esquistocidad.	60	50	40	30	20
	<b>DESINTEGRADA -</b> Macizo rocoso altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados, pobremente entrelazados.	50	40	30	20	10
	<b>FOLIADA / LAMINADA -</b> Se carece de bloques debido a la estrecha separación entre los planos de esquistocidad o de corte.	N/A	N/A	30	20	10
		← <b>DECRECE EL ENTRETIAMIENTO DE LOS BLOQUES</b>				

Figura 2-8. Determinación del GSI. (Hoek, E. y Carranza, T., 2002).

El parámetro D es empleado por Hoek con el objetivo de considerar los daños ocasionados al macizo rocoso por influencia de las voladuras. Depende del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por efecto de voladuras o por la relajación de esfuerzos. Varía de 0; para macizos rocosos in situ inalterados, hasta 1; para macizos rocosos muy alterados.

Sobre el grado de alteración en el macizo rocoso circundante a una excavación pueden influir un gran número de factores y nunca es posible cuantificarlos de manera precisa. Pero a partir de la experiencia y análisis de todos los detalles recogidos en varios artículos, se ha intentado establecer una guía para estimar el factor D, resumidas en la Figura 2-9, la influencia de este factor puede ser grande.

La constante mi depende del tipo de roca, Tabla 2-3.

Tabla 2-3. Lista de valores para la constante mi.

Tipo de roca	Valores de mi	Tipo de roca	Valores de mi	Tipo de roca	Valores de mi
<b>Aglomerado</b>	19 ± 3	<b>Dolorita</b>	16 ± 5	<b>Norita</b>	20 ± 5
<b>Anfibolitas</b>	26 ± 6	<b>Dolomitas</b>	9 ± 3	<b>Obsidiana</b>	19 ± 3
<b>Andesita</b>	25 ± 5	<b>Gabro</b>	27 ± 3	<b>Peridotita</b>	25 ± 5
<b>Anhidrita</b>	12 ± 2	<b>Gneis</b>	28 ± 5	<b>Filitas</b>	7 ± 3
<b>Basalto</b>	25 ± 5	<b>Granito</b>	32 ± 3	<b>Pórfidos</b>	20 ± 5
<b>Brecha</b>	19 ± 5	<b>Granidiorita</b>	29 ± 3	<b>Cuarcitas</b>	20 ± 3
<b>Brechas</b>	19 ± 5	<b>Areniscas</b>	18 ± 3	<b>Riolita</b>	25 ± 5
<b>Tiza</b>	7 ± 2	<b>Yeso</b>	8 ± 2	<b>Arenizcas</b>	17 ± 4
<b>Rocas arcillosas</b>	4 ± 2	<b>Hornfels</b>	19 ± 4	<b>Esquistos</b>	12 ± 3
<b>Conglomerados</b>	21 ± 3	<b>Mármol</b>	9 ± 3	<b>Esquistos</b>	6 ± 2
<b>Caliza cristalina</b>	12 ± 3	<b>Marls</b>	7 ± 2	<b>Limolitas</b>	7 ± 2
<b>Dacita</b>	25 ± 3	<b>Metasandstone</b>	19 ± 3	<b>Pizarras</b>	7 ± 4
<b>Diabasa</b>	15 ± 5	<b>Caliza micritic</b>	9 ± 2	<b>Caliza sparitic</b>	10 ± 2
<b>Diorita</b>	25 ± 5	<b>Migmatita</b>	29 ± 3	<b>Toba</b>	13 ± 5

(Base de datos del programa RS2).


Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor <i>D</i> sugerido
	<p>Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel</p>	<p><math>D = 0</math></p>
	<p>Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante.</p> <p>Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.</p>	<p><math>D = 0</math></p> <p><math>D = 0.5</math></p> <p>sin solera</p>
	<p>Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante.</p>	<p><math>D = 0.8</math></p>
	<p>Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.</p>	<p><math>D = 0.7</math></p> <p>Buena voladura</p> <p><math>D = 1.0</math></p> <p>pobre voladura</p>
	<p>Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.</p> <p>En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.</p>	<p><math>D = 1.0</math></p> <p>voladura de producción</p> <p><math>D = 0.7</math></p> <p>excavación mecánica</p>

Figura 2-9. Guías para estimar el factor *D*. (Hoek, E. y Carranza, T., 2002).



El valor de la relación de módulos también se tiene en función del material y estos valores se muestran en la Tabla 2-4.

Tabla 2-4. Valores de relación de módulos.

Tipo de roca	Valores de MR	Tipo de roca	Valores de MR	Tipo de roca	Valores de MR
<b>Aglomerado</b>	500 ± 100	Dolorita	350 ± 50	Norita	375 ± 25
<b>Anfibolitas</b>	450 ± 50	Dolomitas	425 ± 75	Peridotita	275 ± 25
<b>Andesita</b>	400 ± 100	Gabro	450 ± 50	Filitas	550 ± 250
<b>Anhidrita</b>	350 ± 0	Gneis	525 ± 225	Pórfidos	400 ± 0
<b>Basalto</b>	350 ± 100	Granito	425 ± 125	Cuarcitas	375 ± 75
<b>Brecha</b>	500 ± 0	Granidiorita	425 ± 25	Riolita	400 ± 100
<b>Brechas</b>	290 ± 60	Areniscas	350 ± 0	Arenizcas	275 ± 75
<b>Tiza</b>	1000 ± 0	Yeso	350 ± 0	Esquistos	675 ± 425
<b>Rocas arcillosas</b>	250 ± 50	Hornfels	550 ± 150	Esquistos	200 ± 50
<b>Conglomerados</b>	350 ± 50	Mármol	850 ± 150	Limolitas	375 ± 25
<b>Caliza cristalina</b>	500 ± 100	Marls	175 ± 25	Pizarras	500 ± 100
<b>Dacita</b>	400 ± 50	Metasandstone	250 ± 50	Caliza sparitic	700 ± 100
<b>Diabasa</b>	325 ± 5	Caliza micritic	900 ± 100	Toba	300 ± 100
<b>Diorita</b>	325 ± 25	Migmatita	375 ± 25		

(Base de datos del programa RS2)

### 2.2.2 Mohr - coulomb.

Una masa de suelo saturado consiste en dos diferentes fases: la estructura del suelo y los poros llenos de agua entre las partículas de suelo. Cualquier esfuerzo impuesto en la masa de suelo será soportado por la estructura del suelo y el agua de los poros. La estructura del suelo puede transmitir esfuerzos normales y de corte entre sus partículas, y el agua en los poros solo puede ejercer presión hidrostática de igual magnitud en todas direcciones. El esfuerzo soportado por la estructura del suelo es conocido como esfuerzo efectivo, y la presión hidrostática del agua en los vacíos es conocida como presión de poro. (Abramson, L. W et al., 2002).

Son los esfuerzos efectivos los que controlan el comportamiento de la masa de suelo en lugar del esfuerzo total o la presión de poro. Así si las partículas de suelo han de ser compactadas

en una disposición más densa, es el esfuerzo efectivo, en lugar del esfuerzo total es el que se incrementa. Si el esfuerzo total se incrementa, se incrementa en igual magnitud la presión de poro, sin cambios en el esfuerzo efectivo.

Esta correlación de esfuerzo efectivo con el comportamiento del suelo, especialmente compresibilidad y resistencia, es conocido como el esfuerzo efectivo principal. El esfuerzo efectivo  $\sigma'$ , actúa en cualquier plano dentro de la masa de suelo, está definido por:

$$\sigma' = \sigma - u$$

32

Dónde  $\sigma$  es el esfuerzo total, que actúa en el plano y  $u$  es la presión de poro. El esfuerzo total es igual a la fuerza por unidad de área que actúa perpendicular al plano, y la presión de poro puede ser determinada a partir de las condiciones de agua subterránea. Nótese que el esfuerzo efectivo no puede ser determinado directamente. Siempre se calcula de manera indirecta con la información del esfuerzo total y la presión de poro.

La mayoría de los suelos saturados naturalmente, deben su resistencia al contacto entre sus partículas. Ya que los esfuerzos de corte en el contacto de las partículas son de fricción, la fuerza es controlada por las tensiones efectivas. La resistencia al corte de suelos es descrita mediante la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, que puede ser determinada usando estudios de laboratorio y pruebas de campo.

En una masa de suelo en dos direcciones, el esfuerzo en un punto puede ser representado de manera conceptual, por el infinitamente pequeño elemento A, mostrado en la Figura 2-10. Si estos tres esfuerzos  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  y  $\tau_{xy}$ , son graficados en un plano esfuerzo de corte – esfuerzo normal (por ejemplo,  $\tau$ - $\sigma$ ), con la misma escala usada para cada eje, el círculo dibujado mediante estos dos puntos es conocido como el círculo de esfuerzos de Mohr. Todas las combinaciones de  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  y  $\tau_{xy}$ , para cualquier plano que pase a través de ese punto A, deben encontrarse en el círculo de Mohr. (Abramson, L. W et al., 2002).

Para reducir el número de variables que describen el estado de esfuerzos en un plano definido a partir de tres, los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , pueden ser usados también para definir el régimen de esfuerzos en ese punto. Los esfuerzos principales son el mayor (máximo) y el menor (mínimo), valores definidos por el círculo de Mohr. Los planos en los que estos esfuerzos ortogonales actúan se definen de manera similar al esfuerzo mayor y menor de los planos principales. Como el máximo y mínimo punto del círculo de Mohr en el eje  $\sigma$  corresponde a cero esfuerzo de corte, sólo el esfuerzo normal ( $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ ) actuará en el plano principal, que podrá ser orientado en la dirección mostrada en la Figura 2-10.

La magnitud de los esfuerzos principales y la inclinación los planos principales pueden ser determinados gráficamente, o usando las ecuaciones publicadas en muchos libros de texto en

mecánica de suelos. Este concepto es ampliamente usado dentro del marco de trabajo de la resistencia al corte como estado de esfuerzos en el suelo, puede ser relacionado con la resistencia disponible a partir de un criterio de falla.

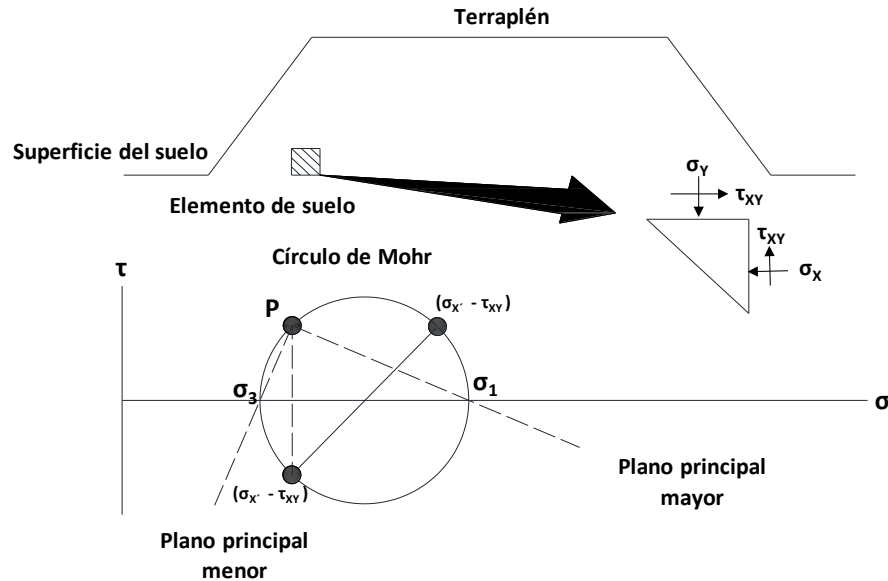


Figura 2-10. Círculo de Mohr que muestra un estado de esfuerzos de un elemento bajo un terraplén. (Abramson, L. W et al., 2002).

La magnitud de los esfuerzos principales y la inclinación los planos principales pueden ser determinados gráficamente, o usando las ecuaciones publicadas en muchos libros de texto en mecánica de suelos. Este concepto es ampliamente usado dentro del marco de trabajo de la resistencia al corte como estado de esfuerzos en el suelo, puede ser relacionado con la resistencia disponible a partir de un criterio de falla.

Se requiere un criterio de falla para relacionar la resistencia de un suelo como función de sus propiedades medibles, y las condiciones de esfuerzo impuestas. El criterio de falla de Mohr-Coulomb es comúnmente usado para describir la resistencia de los suelos. Su principal hipótesis está basada en la premisa de que una combinación de esfuerzo normal y esfuerzo de corte, crea un estado límite más crítico que si sólo se considera el esfuerzo mayor principal o el máximo esfuerzo de corte de manera individual. Esto se ilustra con la envolvente de falla de Mohr-Coulomb mostrada en la Figura 2-11.

En la Figura 2-11, el círculo de Mohr A, graficado bajo la envolvente de Mohr-Coulomb, indica un estado de esfuerzos seguro, el círculo de Mohr B es tangencial a la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, sugiriendo que una combinación de estado de esfuerzos crítica,  $\sigma_n$  y  $\tau_f$  ha sido alcanzada y este estado de esfuerzos corresponde a la falla. Así que, aunque la combinación de esfuerzos  $\sigma_n$  y  $\tau_{max}$ , para el círculo A es obviamente mayor que la del círculo B, es el círculo B el que está al borde de la falla. Finalmente, se debe notar que los estados

de esfuerzos representados por círculos de Mohr que se extienden más allá de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb no pueden existir. (Abramson, L. W et al., 2002).

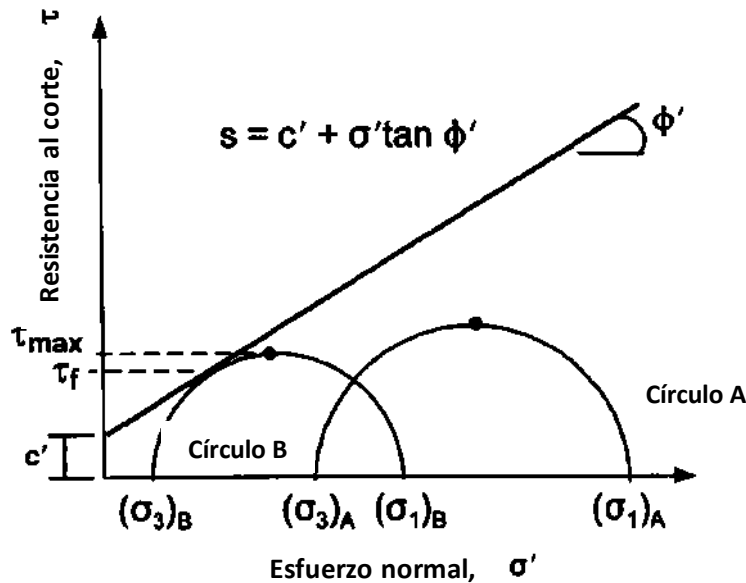


Figura 2-11. Envolvente de falla de Mohr-Coulomb para resistencia al corte de suelos. (Abramson, L. W et al., 2002).

En la Figura 2-11, el círculo de Mohr A, graficado bajo la envolvente de Mohr-Coulomb, indica un estado de esfuerzos seguro, el círculo de Mohr B es tangencial a la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, sugiriendo que una combinación de estado de esfuerzos crítica,  $\sigma_n$  y  $\tau_f$  ha sido alcanzada y este estado de esfuerzos corresponde a la falla. Así que, aunque la combinación de esfuerzos  $\sigma_n$  y  $\tau_{max}$ , para el círculo A es obviamente mayor que la del círculo B, es el círculo B el que está al borde de la falla. Finalmente, se debe notar que los estados de esfuerzos representados por círculos de Mohr que se extienden más allá de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb no pueden existir. (Abramson, L. W et al., 2002).

Este criterio también puede ser representado por una curva, como se muestra en la Figura 2-12, y puede ser expresado como una función de potencia de la forma:

$$s = A(\sigma')^b$$

33

Dónde A y B son constantes determinadas como parte de un procedimiento de ajuste de curvas después de las pruebas de laboratorio. La función de potencia es una popular aproximación, pero hay muchas otras formas parecidas de expresar una envolvente no lineal también.

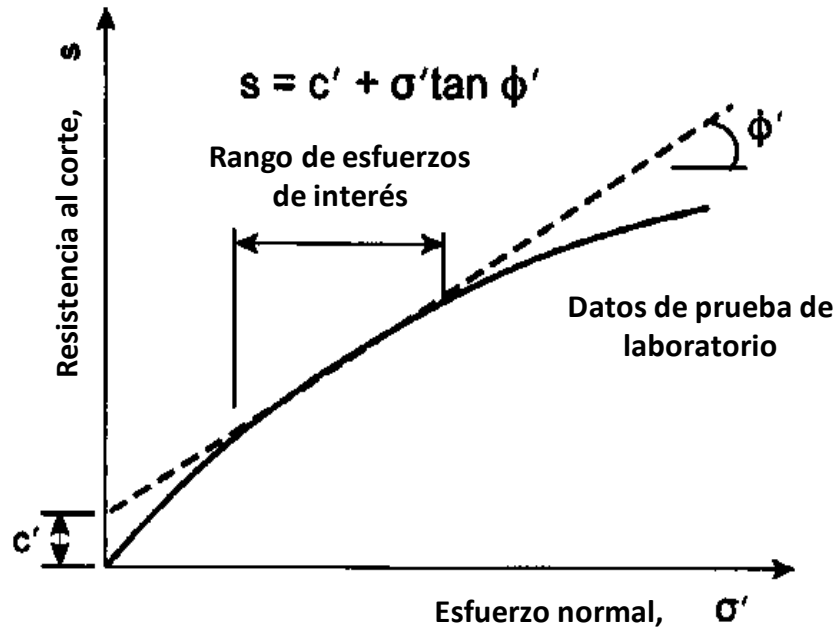


Figura 2-12. Envolvente típica no lineal de Mohr-Coulomb de resistencia al corte. (Abramson, L. W et al., 2002).

Si se elige no definir la envolvente de Mohr-Coulomb como una curva, una línea recta puede ser utilizada para aproximar la envolvente dentro de un rango de esfuerzos seleccionados, como se muestra en la Figura 2-12. Para este caso, la envolvente de falla de Mohr-Coulomb puede ser descrita por:

$$s = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad \text{ó} \quad s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad 34$$

Dónde  $c'$  es la intersección con el eje de resistencia al corte (llamado cohesión) y  $\phi'$  es el ángulo de fricción interna relacionado con la pendiente de la línea de Mohr-Coulomb mostrada en la Figura 2-12.

En su famosa Memoria de 1773, Coulomb planteó a partir de observaciones reales que las tierras situadas tras un muro de contención que vuelca, se rompen por deslizamiento a lo largo de una superficie plana inclinada.

Mohr- Coulomb es un modelo elástico que se aplica a materiales cuya resistencia a la compresión es mayor que su resistencia a la tensión.

Explica que el corte o falla en un material es una combinación entre el esfuerzo normal y el esfuerzo tangencial. Y que entre mayor sea el esfuerzo normal, mayor será el esfuerzo tangencial necesario para generar la rotura.

La hipótesis de Coulomb se emplea para determinar la combinación de esfuerzo cortante y normal que causa una fractura del material. El círculo de Mohr se utiliza para determinar los ángulos donde esos esfuerzos sean máximos.

### 2.2.3 Barton – Bandis

Las discontinuidades son planos de origen mecánico o sedimentario que separa los bloques de la matriz roca en macizo rocoso. La resistencia a la tensión en los planos de discontinuidad es baja o nula, se define por su resistencia al corte o por la del material de relleno. (González, L. V. et al, 2004).

El criterio de falla Barton-Bandis es una relación empírica ampliamente usada para modelar la resistencia al corte de discontinuidades en roca. El criterio de Barton-Bandis es no lineal y relaciona la resistencia al corte con el esfuerzo normal usando la ecuación 35, que es la ecuación original para la resistencia al corte de discontinuidades en roca:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[ \phi_b + JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad 35$$

Dónde  $\phi_b$  es el ángulo de fricción básico de la superficie de falla (ver Figura 2-13 valores típicos de  $\phi_b$ ) JRC es el coeficiente de rugosidad de la junta, y JCS es la resistencia a la compresión simple de la pared de la junta (Barton, 1973, 1976, citado en la teoría del paquete Rocscience®). En base a resultados de ensayos de corte directo de 130 muestras de variable erosión en las juntas, Barton y Choubey revisaron esto en la siguiente ecuación:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[ \phi_r + JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad 36$$

Dónde  $\phi_r$  es el ángulo de fricción residual de la superficie de falla el cual es inferior al ángulo de la roca sana  $\phi_b$ , ya que en general la pared de la junta está alterada (Barton y Choubey 1997, citado en la teoría del paquete Rocscience®). Barton y Choubey sugirieron que  $\phi_r$  puede ser estimado mediante la siguiente ecuación:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \left( \frac{r}{R} \right) \quad 37$$

Dónde r es el número de rebote del martillo Schmidt en la superficie de la fractura mojada e intemperizada, y R el número de rebote del martillo Schmidt en la superficie del materia sano y seco. Las ecuaciones 36 y 37 se han convertido en parte del criterio Barton-Bandis para la resistencia en juntas de roca y deformabilidad. (Barton y Bandis, 1990, citado en la teoría del paquete Rocscience®).

Si las paredes de la discontinuidad están sanas,  $\phi_r = \phi_b$ . Los valores típicos de  $\phi_b$  en discontinuidades planas sin meteorizar son del orden de 25° a 37° para rocas sedimentarias, de 29° a 38° en rocas ígneas y de 21° a 30° en rocas metamórficas.

**Valores típicos de  $c$  y  $\phi$  para roca sana**

Roca	Cohesión $c$ (kp/cm <sup>2</sup> )	Ángulo de fricción básico $\phi_b$ (grados)
Andesita	280	45
Arenisca	80-350	30-50
Basalto	200-600	48-55
Caliza	50-400	35-50
Caliza margosa	10-60	30
Cuarcita	250-700	40-55
Diabasa	900-1.200	40-50
Diorita	150	50-55
Dolomía	220-600	25-35
Esquisto	250	25-30*
	20-150*	20-30*
Gabro	300	35
Gneiss	150-400	30-40
Granito	150-500	45-58
Grauvaca	60-100	45-50
Mármol	150-350	35-45
Lutita	30-350	40-60
		15-25*
Pizarra	100-500	40-55
	< 100*	15-30*
Toba	7	—
Yeso	—	30

(\*) En superficies de laminación o esquistosidad.  
 Datos seleccionados a partir de Walthan (1999), Rahn (1986), Goodman (1989), Farmer (1968), Jiménez Salas y Justo Alpáñes (1975).

Figura 2-13. Valores típicos de ángulo de fricción básico. (González, L. V. et al, 2004).

Para el valor JCS, resistencia de la pared de la junta se toma el siguiente criterio: si las paredes de la junta no están meteorizadas se toma el valor de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa,  $\sigma_{ci}$ . Si la pared está alterada, como ocurre habitualmente, el valor de JCS puede obtenerse a partir de los resultados del esclerómetro sobre la pared de la junta, mediante la expresión, donde JCS en MN/m<sup>2</sup>;  $\gamma_{roca}$  en kN/m<sup>3</sup>.

$$\log_{10} JCS = 0.00088 \gamma_{roca} r + 1.01 \quad 38$$

El coeficiente de rugosidad de la junta JRC depende de la rugosidad de las paredes de la discontinuidad, y varía entre 1 y 20. Se puede obtener a partir de:

- Perfiles de rugosidad estándar a los que corresponden unos ciertos valores de JRC (Figura 2-14 (A)). La rugosidad de las paredes de la junta se debe clasificar previamente atendiendo tanto a la macro escala, como a la micro escala (según los perfiles de rugosidad de la Figura 2-14 (B)).

- Ensayo tilt test. Para ellos se pueden emplear bien fragmentos de roca o bien testigos de sondeos. Se determina en ángulo  $\alpha$  a partir del cual se inicia el movimiento de uno de los fragmentos de roca con respecto a los otros, y se aplica la expresión:

$$JRS = \frac{\alpha - \phi_r}{\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)_{ensayo}}$$

39

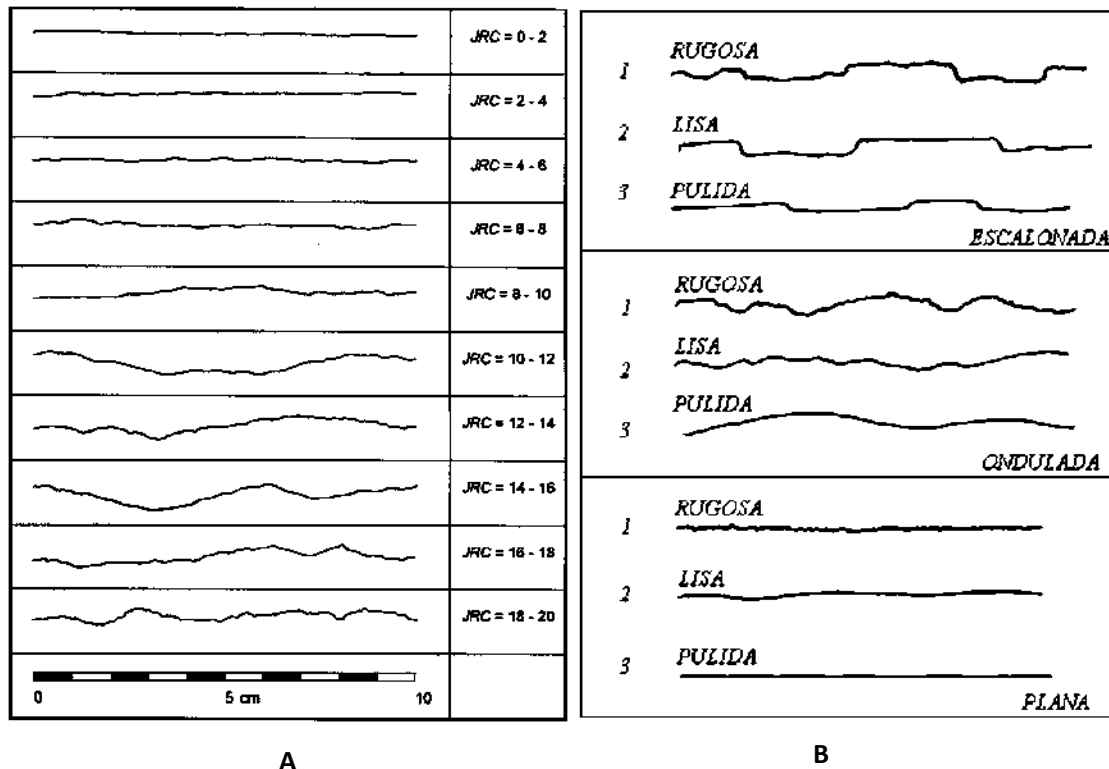


Figura 2-14. (A). Perfiles tipo para estimar el coeficiente de rugosidad JRC. (Barton y Choubey citados por (González, L. V. et al, 2004). (B). Perfiles de rugosidad. La longitud de los perfiles está en el rango entre 1 y 10 metros (ISRM, 1981, citado por (González, L. V. et al, 2004).

Los parámetros JRC y JCS dependen de la escala que se considere, como se representan en la Figura 2-15; el primero es función de la magnitud y amplitud de las ondulaciones o irregularidades. Al aumentar la escala el valor de  $i$  es menor (al influir las ondulaciones del plano además de las rugosidades a pequeña escala), y si se permite la dilatancia de la discontinuidad (para bajos esfuerzos normales), el valor de  $\phi_p$  decrece; si no tiene lugar la dilatancia, el efecto de la escala es menos importante. Los valores de JRC obtenidos empíricamente corresponden a juntas de 10 cm de longitud. Para analizar el comportamiento de juntas de mayor longitud es necesario corregir los valores para otras escalas. El valor de la resistencia a compresión JCS, y por tanto de la componente  $JCS/\sigma'_n$  disminuye al aumentar



la escala. Para contrarrestar estos efectos Bandis et al 1981, (citado por (González, L. V. et al, 2004). Han establecido las siguientes relaciones para obtener los parámetros en juntas de longitud real  $L_n$  ( $L_0=10$  cm):

$$JCS_n = JCS_0 \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03JCS_0} \quad 40$$

$$JRC_n = JRC_0 \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02JRC_0} \quad 41$$

La resistencia de las juntas a escala real puede ser estimada entonces por la expresión (Barton, 1990, citado por (González, L. V. et al, 2004):

$$\tau = \sigma'_n \tan \left[ \phi_r + i + JRC_n \log_{10} \left( \frac{JCS_n}{\sigma'_n} \right) \right] \quad 42$$

Dónde  $i$  es el ángulo de la ondulación a gran escala de las discontinuidades.

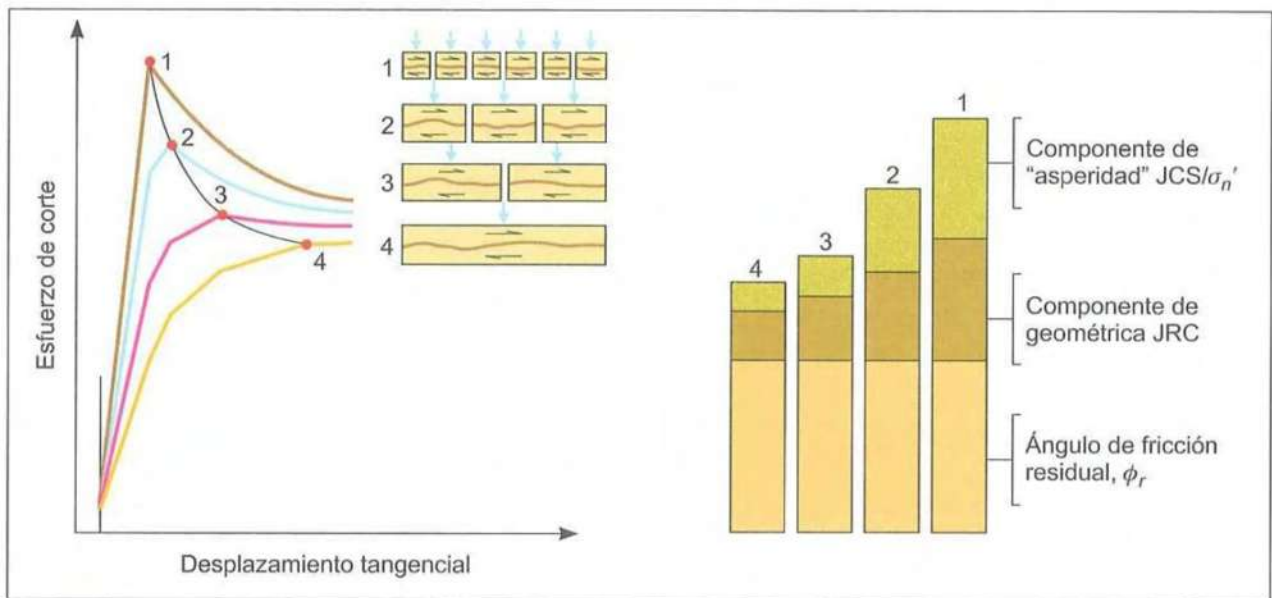


Figura 2-15. Influencia de la escala sobre las tres componentes de la expresión de Barton y Choubey. (Bandis et al, 1981, citado por (González, L. V. et al, 2004)).

En el caso de discontinuidades con relleno arcilloso o de otra naturaleza (proveniente de alteración o de la rotura por cizalla de paredes, depositado por el agua, etc.), la resistencia al corte de los planos estará condicionada por su tipo y espesor. Si el espesor es importante, generalmente la rotura por corte tendrá lugar a través del relleno, y la resistencia del plano

de discontinuidad será la del relleno. Si éste es duro y consolidado. La rotura puede producirse a favor del contacto roca-relleno.

Las propiedades de los rellenos, como la resistencia al corte, deformabilidad y permeabilidad, pueden ser muy variables, y controlan el comportamiento de la discontinuidad. Al contrario que las discontinuidades limpias, los rellenos presentan cohesión (a no ser que el relleno sea una milonita o una brecha sin cementar). Un aspecto definitivo es el tipo de relleno, que, en términos generales, puede ser: arcilloso, brechas o fragmentos angulares rocosos con mayor o menor proporción de matriz arcillosa, materiales cristalizados (calcita, yeso, etc.).

Dependiendo del espesor del relleno, la rugosidad de los planos, parámetro definitivo en la resistencia al corte de discontinuidades limpias, puede tener una influencia nula en la resistencia al corte. En la Tabla 2-5 se incluyen valores de los parámetros resistentes cohesivos y friccionales para discontinuidades con rellenos.

Tabla 2-5. Parámetros resistentes de discontinuidades con rellenos.

<b>Parámetros resistentes de discontinuidades con rellenos</b>					
<b>Roca</b>	<b>Descripción</b>	<b>Resistencia pico</b>		<b>Resistencia residual</b>	
		<b>Cohesión (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ángulo de fricción (°)</b>	<b>Cohesión (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ángulo de fricción (°)</b>
<b>Basalto</b>	Brecha arcillosa con fragmentos rocosos.	2.4	42		
<b>Caliza</b>	Relleno arcilloso de 6 mm.			0	13
	Id. De 1 a 2 cm.	1	13-14		
	Id. < 1 mm.	0.5 - 2	17 - 21		
	Marga de 2 cm.	0	25	0	15 - 24
<b>Diorita</b>	Relleno de arcilla	0	26.5		
<b>Dolomía</b>	Relleno arcilloso de ≈ 15 cm de espesor	0.41	14.5	0.22	17
<b>Esquistos y cuarcitas</b>	Relleno arcilloso 10 - 15 cm de espesor.	0.3 - 0.8	32		
	Relleno arcilloso fino en planos de estratigrafía.	6, 1 - 7, 4	41		
	Relleno arcilloso espeso en planos de estratificación.	3.8	31		

<b>Granito</b>	Fallas con relleno arcilloso	0 - 1	24 -25		
	Fallas con relleno arenoso	0.5	40		
	Zona de cizalla, granito roto, roca desintegrada y rellenos arcillosos.	2.42	42		
<b>Grauvaca</b>	Relleno arcilloso de 1 - 2 mm en planos de estratificación			0	21
<b>Lutita</b>	Relleno de arcilla	0.6	32		
	Arcilla en planos de estratificación			0	19.5
<b>Pizarra</b>	Alteradas y laminadas	0.5	33		

(González, L. V. et al, 2004).

Es importante el estudio de la estructura geológica y las discontinuidades, ya que los planos de debilidad controlan los procesos de deformación y rotura de los macizos, a niveles superficiales donde se alojan la mayoría de las obras. Las obras de ingeniería modifican los estados de esfuerzos a corto plazo, en comparación con los procesos geológicos, por lo que es importante evaluar el estado de esfuerzos previo y su influencia sobre la obra a construir. (González, L. V. et al, 2004).

### **3 MARCO CONCEPTUAL**

Los conceptos que intervienen en la estabilidad de taludes son muchos y de diferentes naturalezas, por lo que es necesario establecer una base con los conceptos más relevantes para esta tesis, tales como el concepto mismo de estabilidad de taludes, el factor de seguridad, etc. A fin de llevar a cabo el análisis objetivo de esta tesis con una buena base en la teoría existente, para poder aplicarla de manera adecuada.

#### **3.1 Estabilidad de taludes.**

Un talud constituye la estructura más compleja de las vías terrestres, por lo que se requiere definir criterios de estabilidad de taludes para poder definir una inclinación apropiada en un corte o terraplén. (Suárez, 1998).

Los problemas que presentan los taludes naturales, difieren de los problemas que presentan los taludes artificiales. Las principales diferencias son, la naturaleza de los materiales involucrados y el conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y su historia geológica. Así como las condiciones climáticas a lo largo de la historia y la influencia que el hombre ejerce en la actualidad o en el pasado.

Las fallas de un talud se presentan en derrumbes o colapsos de toda índole. Su análisis es muy complejo, debido a la cantidad de variables que intervienen y debido a que no existe un método general de análisis aplicable a todos los taludes.

Para realizar el análisis de la falla de un talud, se deben obtener los parámetros de resistencia de los materiales que lo forman. Esto implica hablar de homogeneidad o de una estratificación bien conocida y bien definida, lo cual depende de un grupo de especialistas, para realizar sondeos exploratorios y ensayos de laboratorio, y esto requiere tiempo y dinero, para llevar a cabo un análisis adecuado.

##### **3.1.1 Objetivos de la estabilidad de taludes.**

El principal propósito de la estabilidad de taludes es contribuir al diseño seguro y económico de excavaciones, terraplenes, presas de tierra, vertederos, etc. La estabilidad de taludes se concentra en identificar parámetros que puedan afectar el proyecto, ya sea geológicos, del material, del medio ambiente y económicos. También se centra en entender la naturaleza, magnitud y frecuencia de los problemas más potenciales de los taludes. Para lo cual es de suma importancia tener previos conocimientos en el área de geotecnia y geología. (Abramson, L. W et al., 2002).

El análisis de estabilidad de taludes involucra varios factores relacionados tal como la topografía, geología y las propiedades de los materiales, incluso si fueron taludes formados naturalmente o de manera artificial.

### 3.1.2 Factor de seguridad.

El entendimiento de la función del factor de seguridad (F.S.) es de vital importancia en el diseño adecuado de taludes. Una de las funciones del F.S. es dar cuenta de la inseguridad del talud, y por lo tanto para proteger contra la ignorancia acerca de la confiabilidad de los elementos que entran en el análisis, como, por ejemplo, parámetros de fuerza, la distribución de la presión de poro, y la estratigrafía. En general, cuanto menor es la calidad de la investigación del sitio, mayor será el deseo de determinar el F.S, particularmente si el diseñador tiene una experiencia limitada con los materiales en cuestión. Otro papel del F.S es constituir una herramienta empírica mediante el cual las actuaciones de estabilidad-deformación se limitan a cantidades tolerables dentro de las restricciones económicas. De esta manera, la elección del F.S está fuertemente influenciado por la experiencia acumulada con una masa de suelo particular. Dado que el grado de riesgo que se pueden tomar es también en gran medida influenciado por la experiencia, la magnitud del F.S utilizado en el diseño puede variar con el tipo de requisitos de rendimiento y el tipo de materiales. (Abramson, L. W et al., 2002).

En muchos análisis de equilibrio límite, se calcula la resistencia al corte requerida a lo largo de una superficie de falla para mantener la estabilidad y luego se compara con la magnitud de la resistencia al corte disponible. En este caso el F.S es asumido como una constante para toda la superficie de falla. Por ejemplo, en el punto A mostrado en el talud superior de la Figura 3-1, este promedio de F.S. puede ser dado por la relación de la resistencia disponible y la resistencia al corte requerida. Así una constante proporción de la resistencia disponible es movilizada para cada punto en la superficie de falla para resistir el potencial de deslizamiento.

Si  $\tau_{req}$  es la resistencia al corte requerida, entonces:

$$\tau_{req} = \frac{S_u}{F}$$
$$\tau_{req} = \frac{c'}{F_c} + \frac{\sigma' \tan \phi}{F_\phi}$$

43

Dónde  $S_u$  es la resistencia al esfuerzo total,  $c'$  y  $\phi$  son los parámetros efectivos de resistencia,  $F$  es el factor de seguridad en términos de esfuerzos totales,  $F_c$  y  $F_\phi$  son los factores de seguridad en términos de esfuerzos efectivos.

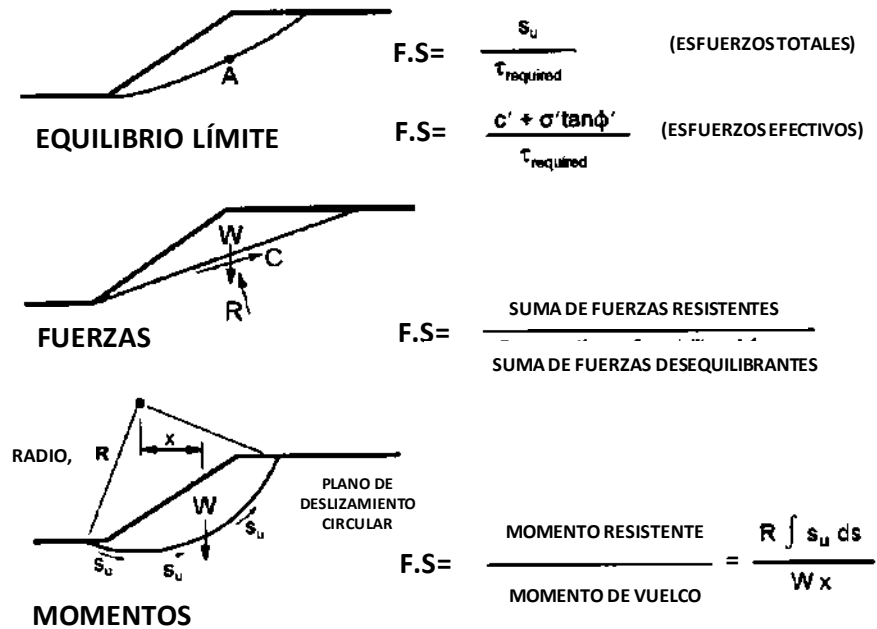


Figura 3-1. Diferentes definiciones del factor de seguridad (F.S.). Fuente: (Abramson, L. W et al., 2002).

La adopción de  $F_c$  y  $F_\phi$  permite diferentes proporciones de las componentes  $C'$  y  $\phi$  de la resistencia que será movilizada a lo largo de la superficie de falla. Sin embargo, muchos métodos de equilibrio límite asumen  $F_c = F_\phi$ , implicando que la misma proporción de  $C'$  y  $\phi$  es movilizadas al mismo tiempo a lo largo de la superficie de falla.

Otra definición del factor de seguridad considerada a menudo es la relación de las fuerzas totales resistentes con las fuerzas desestabilizadoras para superficies de falla planares o la relación de la resistencia total con los momentos desestabilizadores, en el caso de superficies de falla circulares. Sin embargo, uno debe darse cuenta que estos diferentes valores de factor de seguridad obtenidos utilizando tres métodos, es decir, la fuerza movilizada, la relación de fuerzas o la relación de momentos pueden no dar valores idénticos para  $C'$  y  $\phi$  de suelo.

Par el diseño de taludes en carreteras, el F.S. requerido (no sísmico) está usualmente entre el rango de 1.25 y 1.5. Pueden ser requeridos factores más altos si hay un alto riesgo de pérdidas de vidas o si se tiene desconfianza con respecto a los parámetros de diseño pertinentes.

### 3.1.3 Morfología y problemática de los taludes.

Los deslizamientos son movimientos hacia abajo y hacia afuera de toda la masa que participa del mismo, y éstos pueden producirse de distintas maneras, de manera rápida o lenta, con o sin provocación aparente. Generalmente ocurren a lo largo de superficies de falla por caída libre, movimientos de masa, erosión o flujos.

Existen diversos tipos de deslizamientos que se presentan en los taludes, los cuales dependen principalmente de los factores de estabilidad, dichos factores pueden agruparse de la siguiente forma:

- Factores litológicos: características de composición, texturales, estructurales, estratigráficas, mecánicas, de alteración de los materiales.
- Factores tectónicos: historia tectónica del área, sismicidad.
- Factores morfológicos: topografía, morfometría del talud y de los arroyos.
- Factores meteorológicos: condiciones climáticas generales del área y microclimáticas de cada subcuena.
- Factores conexos al tipo y al uso de suelo: características edafológicas, tipo y estado de la cobertura vegetal, utilización del suelo y técnicas de cultivo.
- Factores antrópicos: acciones del hombre sobre el ambiente que determinan la alteración de las condiciones de equilibrio de los taludes.

Las partes que componen un deslizamiento son: cabeza, cuerpo, corona, escarpe principal, escarpe secundario, superficie de falla, pie de la superficie de falla, base, punta, costado, y se ilustran en la Figura 3-2.

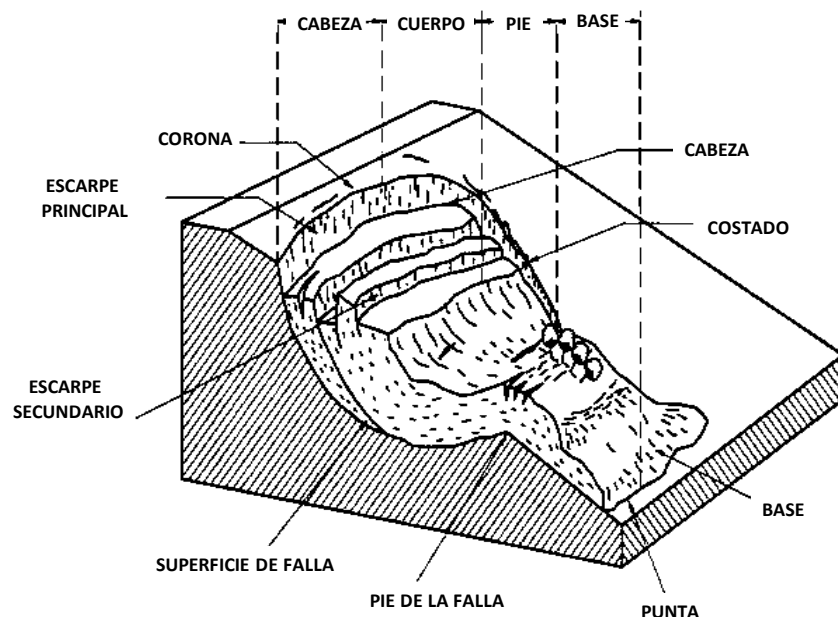


Figura 3-2. Partes de un deslizamiento. (Suárez, 1998).

La Cabeza es la parte superior de la masa de material que se mueve. La cabeza del deslizamiento no corresponde necesariamente a la cabeza del talud. Arriba de la cabeza está la corona. La cima corresponde al punto más alto de la cabeza, en el contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

La corona es el material que se encuentra en el sitio, (prácticamente inalterado), adyacente a la parte más alta del escarpe principal, por encima de la cabeza.

El escarpe principal es una superficie muy inclinada a lo largo de la periferia posterior del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material conforma la superficie de la falla.

El escarpe secundario es una superficie muy inclinada producida por el desplazamiento diferencial dentro de la masa que se mueve. En un deslizamiento pueden formarse varios escarpes secundarios.

La superficie de falla es el área por debajo del movimiento y que delimita el volumen del material desplazado. El suelo por debajo de la superficie de la falla no se mueve, mientras que el que se encuentra por encima de ésta, se desplaza. En algunos movimientos no hay superficie de falla.

El pie de la superficie de falla es la línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno. La base es el área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla. La punta o uña es el punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.

El cuerpo principal del deslizamiento es el material desplazado que se encuentra por encima de la superficie de falla. Se pueden presentar varios cuerpos en movimiento. La superficie original del terreno es la superficie que existía antes de que se presentara el movimiento. Y el costado o flanco es un lado (perfil lateral) del movimiento. Se debe diferenciar el flanco derecho y el izquierdo. (Suárez, 1998).

## **3.2 Tipos de movimiento en roca.**

### **3.2.1 Caído.**

Un caído se genera cuando una masa de cualquier tamaño se desprende de un talud con pendiente fuerte, a lo largo de una superficie, en la cual ocurre ningún o poco desplazamiento de corte y desciende a través del aire por caída libre, a saltos o rodando.

Los movimientos tienden a comportarse como caídos de caída libre cuando la pendiente superficial es mayor a  $75^\circ$ , en taludes de ángulo menor rebotan y en taludes menores a  $45^\circ$  los materiales ruedan (Figura 3-3).



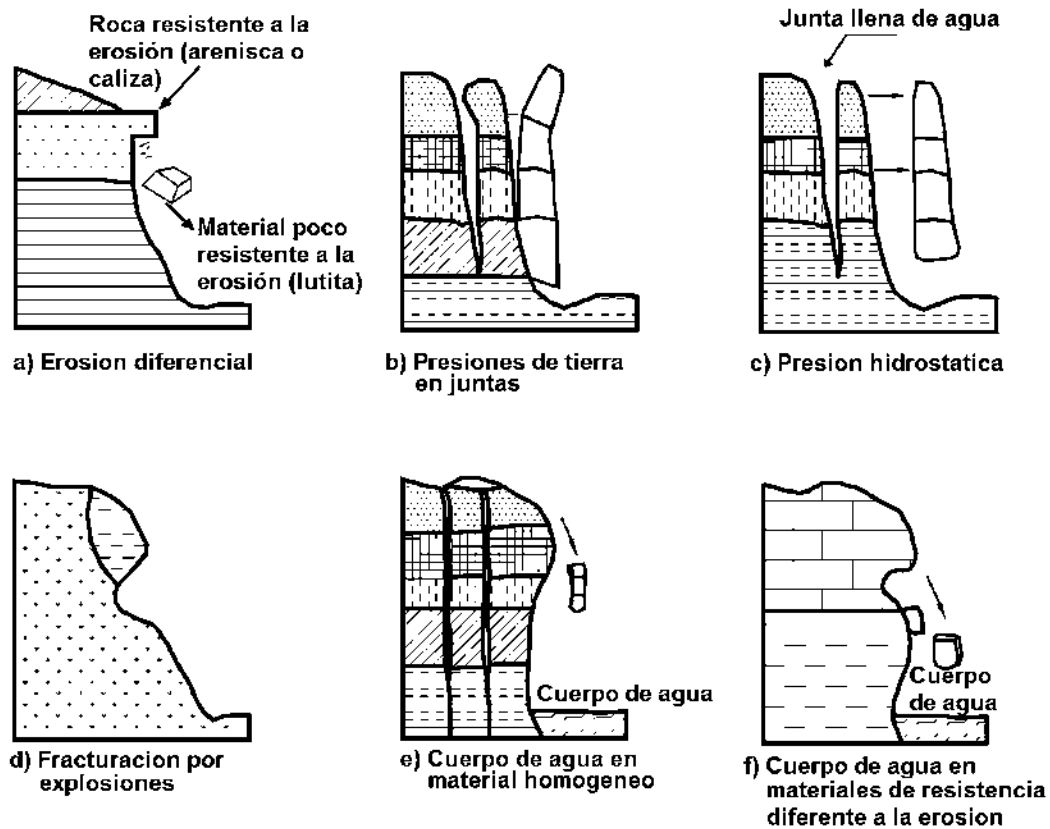


Figura 3-3. Mecanismos de falla que provocan los caídos. (Suárez, J. D, 2016).

Algunas de las causas de los caídos pueden ser: lluvia, roca fracturada, viento, escorrentía, fracturas planares adversas, movimiento de animales, erosión diferencial, raíces de los árboles, nacimientos de agua, vibraciones de maquinaria y vehículos, descomposición del suelo, terremotos, cortes, explotación de materiales y actividades humanas. (Suárez, 1998).

### 3.2.2 Inclinación o volteo.

Este tipo de movimiento consiste en una rotación hacia delante de una unidad o varias de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad y generalmente ocurren en las formaciones rocosas, pero también se pueden presentar en suelos cohesivos secos y en suelos residuales.

Las fuerzas que producen este movimiento son generadas por las unidades adyacentes, el agua en las grietas o juntas, expansiones y los movimientos sísmicos.

En los volcamientos de roca, las fracturas son las que definen las características del movimiento. En las inclinaciones del suelo las grietas de tensión, la cohesión de los materiales, la altura y la pendiente de los taludes, determinan el volumen de la masa, la magnitud del movimiento y la posibilidad de desmoronamiento, caído o flujo (Figura 3-4).

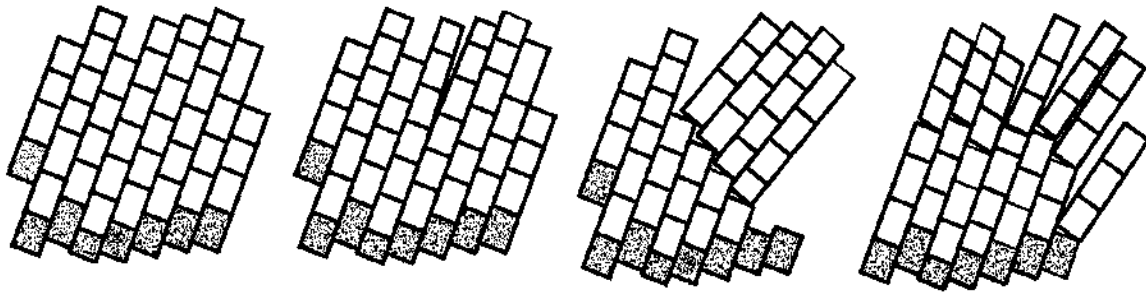


Figura 3-4. Proceso de falla de volcamiento. (Suárez, 1998).

### 3.2.3 Reptación.

La reptación o “creep” consiste en movimientos del suelo subsuperficial desde muy lentos a extremadamente lentos sin una superficie definida de falla. Generalmente, el desplazamiento horizontal es de pocos centímetros al año.

La reptación ocurre en laderas con pendiente baja a media. Se generan debido a alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en los suelos, usualmente arcillosos, muy blandos o alterados con características expansivas. La reptación puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos (Figura 3-5).

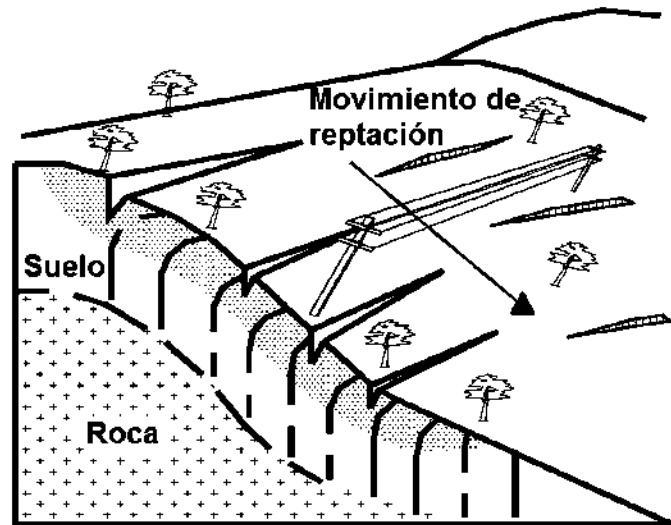


Figura 3-5. Proceso de reptación. (Suárez, 1998).

## 3.3 Deslizamientos en suelo

Los deslizamientos consisten en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies de falla. Los deslizamientos pueden ser debidos a procesos naturales o a desestabilización de masas de tierra por el efecto de cortes, rellenos, deforestación, etc. Los

deslizamientos se pueden dividir en dos: deslizamientos rotacionales y deslizamientos traslacionales.

### 3.3.1 Deslizamiento rotacional.

En la Figura 3-6 se pueden observar diferentes tipos de deslizamientos rotacionales, de acuerdo al tipo de estructura. En este tipo de movimientos superficiales se forma una curva cuyo centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del deslizamiento. Estos movimientos son típicos de los cortes y terraplenes realizados en las obras carreteras.

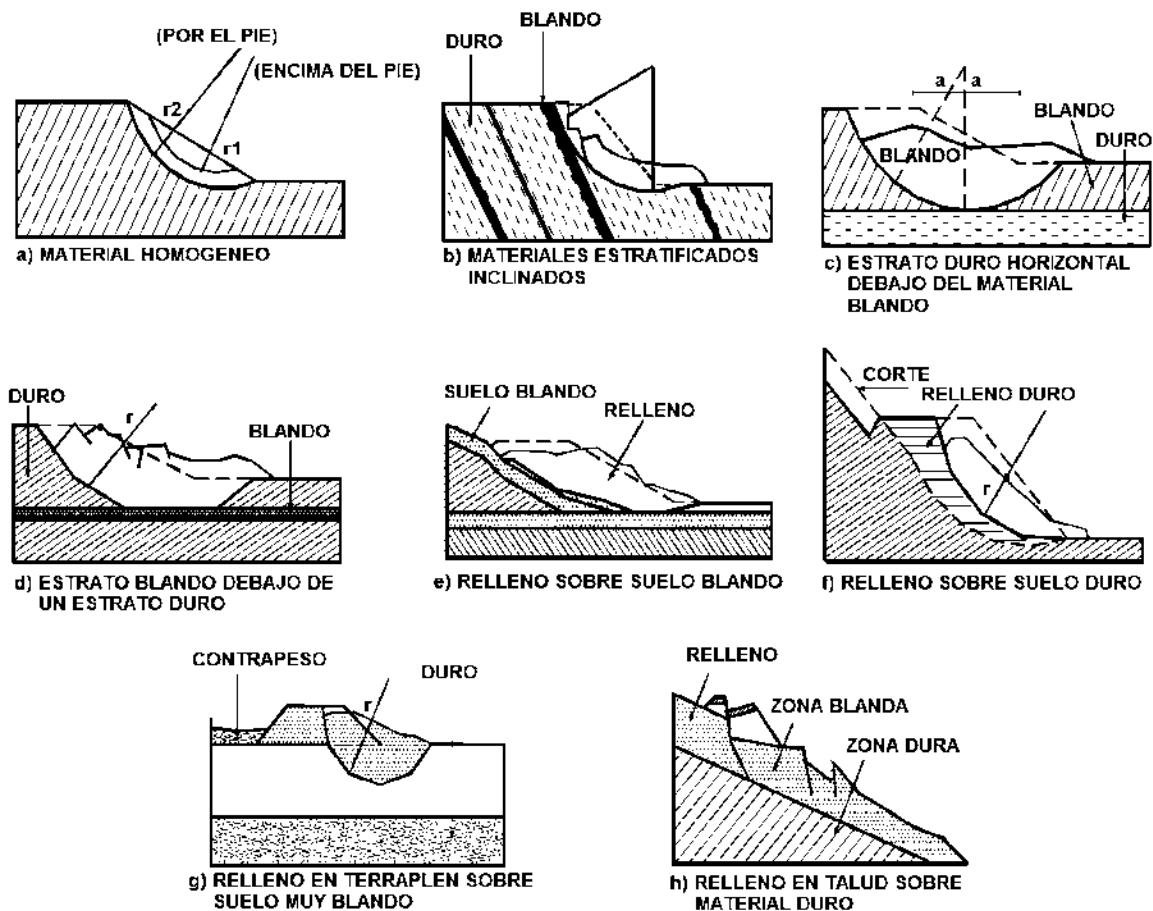


Figura 3-6. Tipo de deslizamiento rotacional. (Suárez, 1998).

### 3.3.2 Deslizamiento traslacional.

En este movimiento la masa se desplaza hacia fuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada y tiene poco o nada de movimiento de rotación o volteo.

Un movimiento de rotación trata de autoestabilizarse, mientras uno de traslación puede avanzar indefinidamente a lo largo de la ladera hacia abajo. Los movimientos de traslación son controlados por superficies de falla, juntas, fracturas, planos de estratificación y zonas de cambio de estado de meteorización, que corresponden a cambios en la resistencia al corte de los materiales. Ver Figura 3-7, donde se muestran desplazamientos traslacionales como ejemplos.

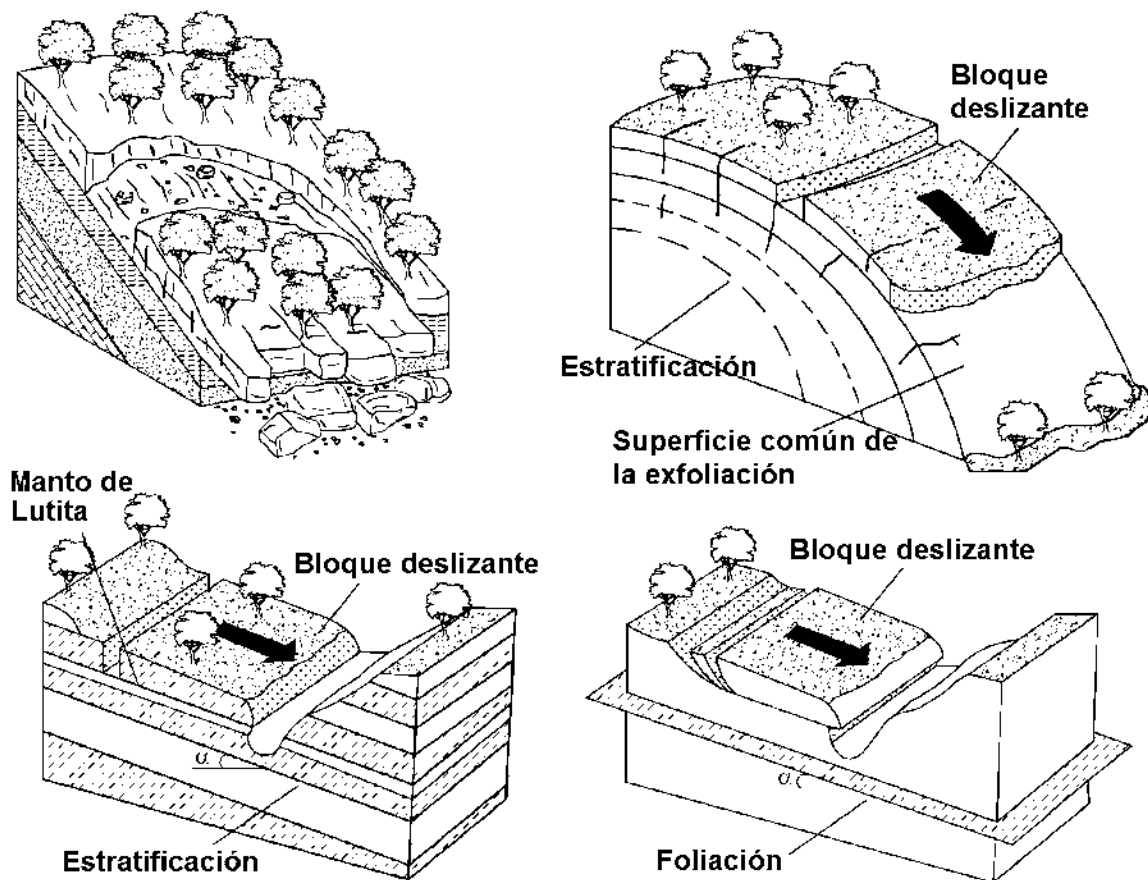


Figura 3-7. Desplazamientos traslacionales. (Suárez, 1998).

### 3.3.3 Flujos.

Un flujo es un movimiento de partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie; el material se encuentra disgregado con una excesiva presencia de agua, por lo que se comporta como un fluido, deformándose continuamente sin presentar superficies de falla definidas. Los depósitos de materiales finos de origen volcánico son muy susceptibles a este tipo de procesos.

En la Figura 3-8 podemos observar algunos tipos de flujo de acuerdo a su velocidad. La ocurrencia de flujos puede estar relacionada por los siguientes factores: lluvias, deshielo de nevados, sismos, alteración de suelos sensitivos y deslizamientos en zonas de alta pendiente.

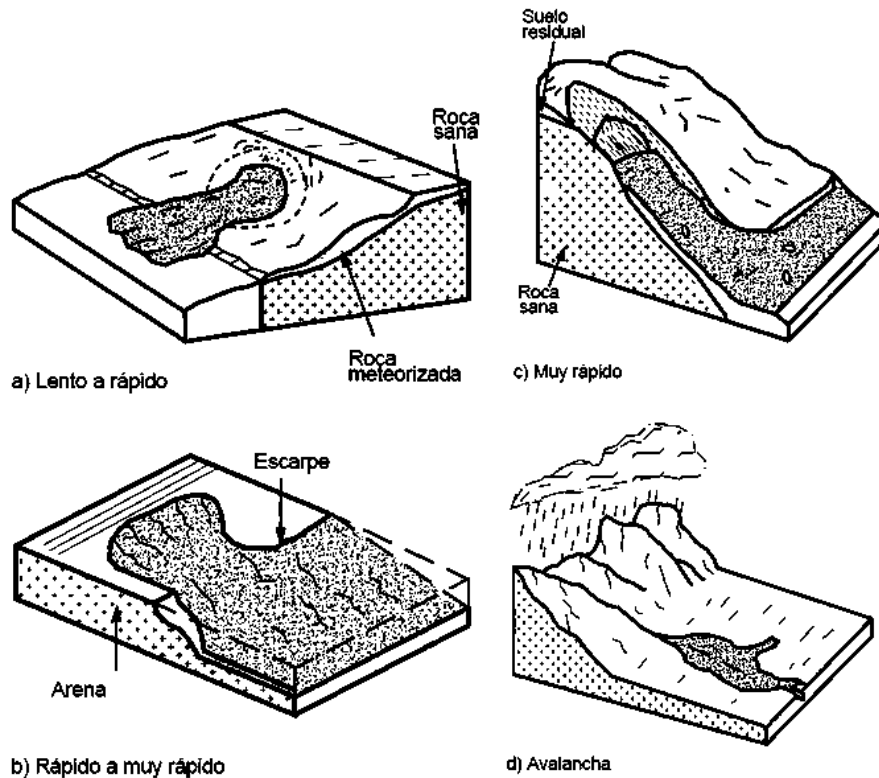


Figura 3-8. Tipos de flujos. (Suárez, J. D, 2016).

### 3.3.4 Extensión lateral.

Se denomina extensión o esparcimiento lateral a los movimientos en taludes de baja pendiente con componentes, principalmente laterales, En los esparcimientos laterales el modo del movimiento dominante, es la extensión lateral acomodada por fracturas de corte y tensión sobre roca o sobre suelos plásticos.

Las extensiones laterales ocurren comúnmente en las masas de roca, sobre suelos plásticos o finos, tales como arcillas y limos sensitivos que pierden gran parte de su resistencia al remoldearse. Los esparcimientos laterales son muy comunes en los sedimentos glaciales y marinos, pero no lo son en las zonas de suelos tropicales residuales. El mecanismo de falla de una extensión lateral puede incluir, además, elementos de rotación, traslación, o de flujo sobre materiales plásticos.

Generalmente, los movimientos son complejos y difíciles de caracterizar. La rata de movimiento es extremadamente lenta. La falla es progresiva, o sea, que se inicia en un área local relativamente pequeña y progresa rápidamente a áreas mayores.

En la Figura 3-9, se puede observar un esquema de este tipo de movimiento.

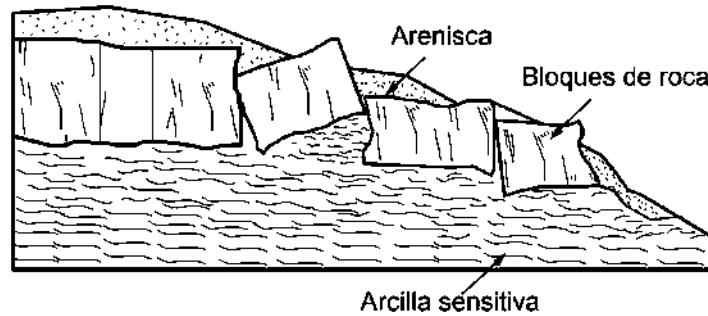


Figura 3-9. Esparcimiento lateral. (Suárez, 1998).

### 3.3.5 Combinados o mixtos.

Frecuentemente los movimientos de un talud incluyen una combinación de dos o más de los principales tipos de desplazamiento descritos anteriormente, se les denomina “complejos” o “mixtos”

Un tipo de proceso activo puede convertirse en otro a medida que progresa el fenómeno de desintegración, por ejemplo, una inclinación puede terminar en caído o un deslizamiento en flujo.

## 3.4 Comportamiento esfuerzos y deformaciones en las rocas.

Es de suma importancia conocer los esfuerzos que se aplican a las rocas en campo, ya sea por el peso propio del material, o por la construcción de alguna obra, para de esta manera predecir si el material presentará deformaciones y conocer su comportamiento ante estas, para poder evaluar la resistencia del material y su estabilidad.

### 3.4.1 Relaciones Esfuerzo-Deformación en las rocas.

El comportamiento esfuerzo-deformación viene definido por la relación entre los esfuerzos aplicados y la deformación producida, es la manera en que se va deformando y cómo va variando el comportamiento del material rocoso mediante la aplicación de una carga, es la variación de la resistencia en determinados niveles de deformación.

Comportamiento antes de llegar a la rotura, forma en que se produce la rotura, comportamiento después de la rotura. Se ensaya a partir de aplicación de fuerzas compresivas registradas en curvas esfuerzo-deformación, donde la rama ascendente de la curva, antes de la resistencia pico es lineal o elástico para la mayor parte de las rocas. Al aplicar carga se puede presentar un comportamiento frágil (la resistencia pico y residual difieren bastante), frágil-dúctil o dúctil (la resistencia pico y residual son iguales) (Ver Figura 3-10).

El comportamiento elástico del material se define con el coeficiente de Poisson y el módulo de Young o módulo de elasticidad.

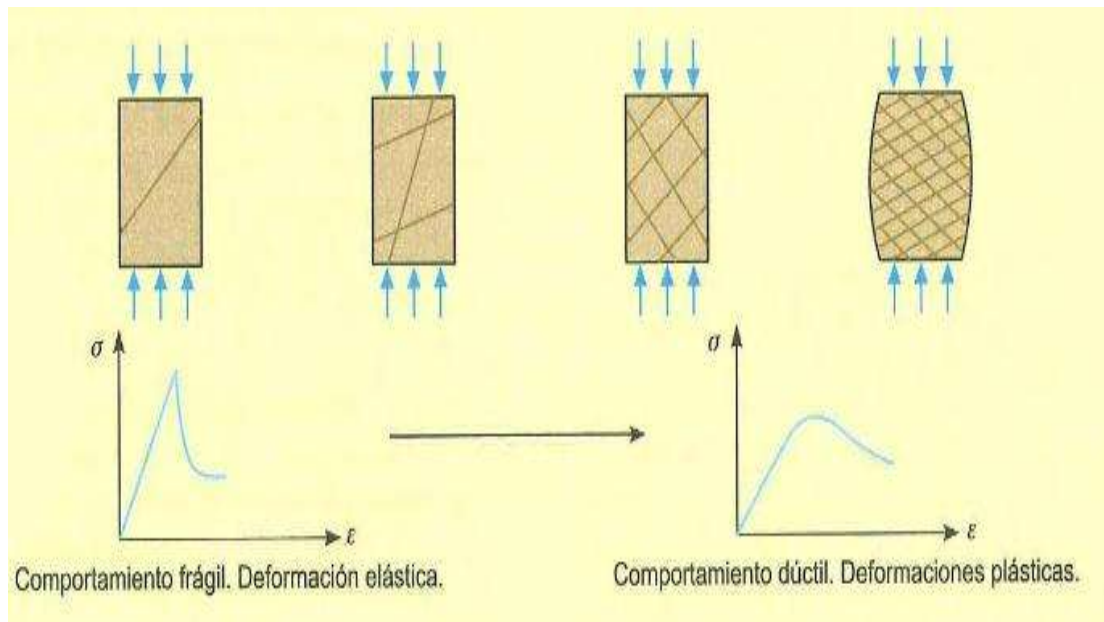


Figura 3-10. Curvas tensión-deformación de comportamiento frágil y dúctil. (González, L. V. et al, 2004).

Módulo de Young: define la relación elástica entre el esfuerzo aplicado y la deformación producida en la dirección de aplicación del esfuerzo.

Coefficiente de Poisson: define la relación ente la deformación transversal y axial. Ambos se obtienen del ensayo de compresión simple y/ó del ensayo de velocidad sónica.

La composición de la roca no es uniforme ni homogénea, por lo que los resultados de los ensayos que se realicen, deben ser interpretados teniendo en consideración sus limitaciones y grado de representatividad.

### 3.4.2 Deformabilidad.

Propiedad de la roca para alterar su forma como respuesta a la actuación de fuerzas. Existe deformación permanente (no recuperable) y elástica (recuperable).



La resistencia de los macizos rocosos es función de la resistencia de la matriz rocosa y de las discontinuidades, siendo extremadamente variables, y de las condiciones geoambientales a las que se encuentra sometido el macizo, como las tensiones naturales y las condiciones hidrogeológicas. La presencia de zonas tectonizadas, alteradas o de diferente composición litológica, implica zonas de debilidad y anisotropía con diferentes comportamientos y características resistentes. Características que determina gran complejidad en la evaluación de la resistencia de los macizos rocosos.

La resistencia puede evaluarse en términos del máximo esfuerzo que puede soportar para unas determinadas condiciones y términos de sus propiedades resistentes; cohesión y ángulo de fricción, que habitualmente se necesitan para los cálculos de los proyectos de las obras de ingeniería.

Según el grado de fracturación del macizo rocoso su comportamiento y propiedades resistentes quedarán definidas por: la resistencia de la matriz rocas, resistencia al corte de una familia de discontinuidades, resistencia al corete de 2 ó 3 familias de discontinuidades, representativas del macizo y de la resistencia global de un sistema de bloques rocosos con comportamiento isótropo.

### **3.4.3 Pruebas de compresión simple, triaxial y resistencia a tensión.**

Para buscar parámetros de mayor relevancia en la roca, necesarios para el cálculo de esfuerzos in situ, como, por ejemplo: La resistencia a la compresión uniaxial, el ángulo de fricción interna y la cohesión; se realizan pruebas de laboratorio y de campo, las cuales pueden ser uniaxiales o triaxiales.

#### **3.4.3.1 Prueba uniaxial.**

Permite determinar la resistencia uniaxial no confinada de la roca, o resistencia a compresión simple y las constantes elásticas; módulo de Young, módulo de elasticidad y coeficiente Poisson. Es un ensayo para clasificación de roca por resistencia y para la determinación de su deformabilidad. (González, L. V. et al, 2004).

Con este ensayo se determina la resistencia de las rocas sometidas a un esfuerzo normal en una sola dirección. Esto se puede realizar cuando la presión radial o de confinamiento es igual a cero. La resistencia a la compresión uniaxial es una propiedad mecánica de falla de las rocas y numéricamente nos indica la dureza y la fuerza máxima que soportan las rocas antes de su fractura. La resistencia a la compresión axial es inversamente proporcional a la porosidad, ya que cuando un esfuerzo de sobrecarga aumenta, la roca se vuelve más compacta y resistente a la fractura. La resistencia a compresión uniaxial, se puede determinar mediante correlaciones establecidas para algunas formaciones en específico y pruebas de laboratorio.



Las principales características de esta prueba son, que no existe confinamiento radial (presión de confinamiento) y que la falla puede ser muy violenta, comúnmente por la aparición de grietas paralelas al esfuerzo máximo.

En relación al comportamiento de esfuerzo-deformación, para unas condiciones dadas de presión y temperatura, un material responderá a la aplicación de un esfuerzo primero con una deformación elástica (reversible), que es directamente proporcional al esfuerzo; luego con una deformación plástica (irreversible), que crece más de prisa que el esfuerzo; por último, con una deformación rígida (rotura), que, a diferencia de la anteriores, rompe la continuidad original de los puntos materiales.

En la Figura 3-11 se muestra el resultado de una probeta en una gráfica esfuerzo – deformación de una roca. La curva presenta diferentes regiones: el esfuerzo en el punto C, es definido como la resistencia a la compresión uniaxial y es el máximo esfuerzo que una roca en particular puede soportar sin que esta sufra una fractura.

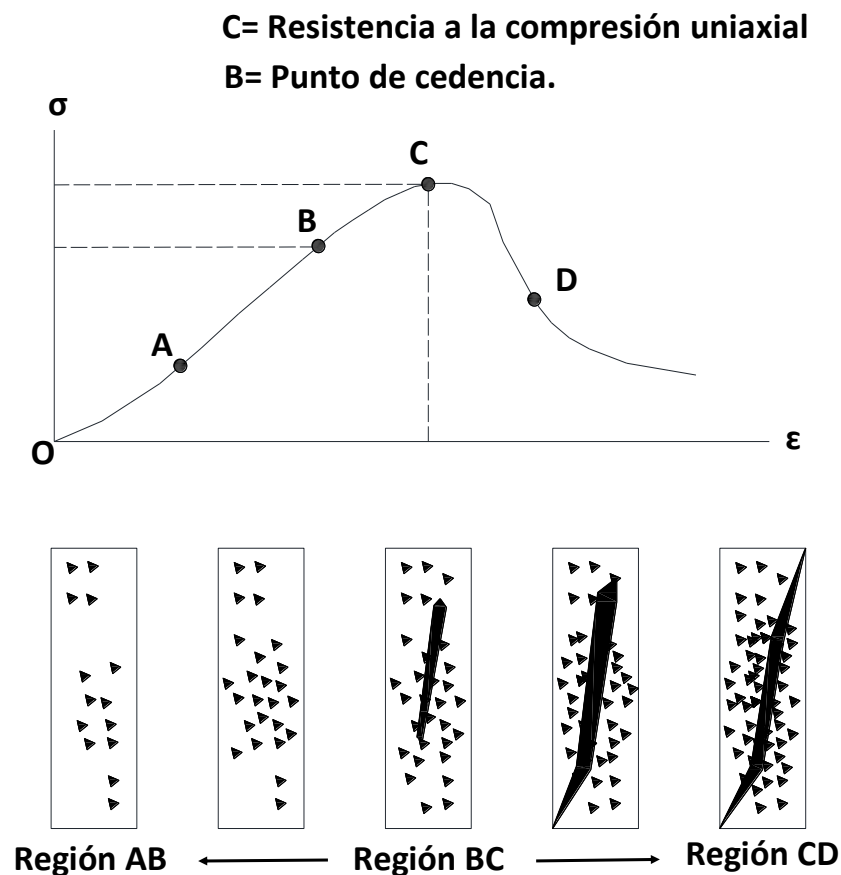


Figura 3-11. Relación esfuerzo – deformación obtenida en un ensayo de compresión simple en roca. (González, L. V. et al, 2004).

De acuerdo a la Figura 3-11 se establece que: 1.- En la región OA y AB el núcleo exhibe un comportamiento esencialmente elástico, es decir el esfuerzo aplicado genera una

deformación mientras este continúe actuando. El punto B, se define como el punto de cedencia o límite elástico. Y es un punto de deflexión que marca la transición de la región elástica OB a la región dúctil BC. El esfuerzo en esta región siempre induce a una deformación permanente. 2.- La región CD es definida como la región quebradiza o dúctil (dependiendo del tipo de roca) en donde la habilidad de la roca de mantener una carga decrece con el incremento de la deformación. Y 3.- La formación de microfracturas en las diferentes regiones contribuye al debilitamiento de la matriz de la roca.

El comportamiento de la curva esfuerzo – deformación depende de la composición mineralógica de la roca por lo tanto es diferente en cada tipo de roca. Este tipo de prueba no se puede realizar en suelos de baja cohesión o en arcillas y limos muy blandos; ya que dichas muestras no pueden mantenerse firmes en la máquina sin colapsarse antes de que la carga sea aplicada. En el caso de suelos fisurados o quebradizos los resultados son menores a la verdadera fuera in situ de éstos.

#### *3.4.3.2 Prueba triaxial.*

Representa las condiciones de las rocas in situ, sometidas a esfuerzos confinantes, mediante la aplicación de presión hidráulica uniforme alrededor de la probeta. Permite determinar la envolvente o línea de resistencia del material rocoso ensayado, a partir de la que se obtienen los valores de sus parámetros resistentes; cohesión, y ángulo de fricción. Es el ensayo más extendido de los ensayos de compresión multiaxial en mecánica de rocas. (González, L. V. et al, 2004).

Se describen 3 tipos de ensayo de compresión triaxial. La prueba de compresión se puede aplicar a un rango más amplio de tipos de suelos que la de compresión no confinada; por lo tanto, las condiciones de prueba y observación se pueden variar para aplicar a diversos problemas de ingeniería. Dicha prueba a menudo se utiliza para determinar la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna de la falla ( $\phi$ ) de un suelo, como se define en la ecuación de Mohr - Coulomb.

Como ya se mencionó, el ángulo de fricción interna de la falla puede ser encontrado con este tipo de pruebas, la determinación de este parámetro en el laboratorio consiste en realizar una serie de ensayos triaxiales a diferentes presiones de confinamiento (donde  $\sigma_3 = \sigma_h$  es la presión de confinamiento). La pendiente que forma los diferentes círculos de Mohr para diferentes ensayos con diferentes presiones de confinamiento corresponde al ángulo de fricción interna de la roca.

Los tres tipos principales de pruebas triaxiales son: No drenada (UU), consolidación – no drenada (CU), drenada (CD).

En l prueba no drenada se impide que el núcleo se drene durante la aplicación de la presión completa o del esfuerzo confinante, con lo cual se evita que la presión del poro se disipe en alguna fase de la prueba.

El procedimiento para la prueba consolidada - no drenada es permitir que el núcleo se drene mientras se aplica la presión completa; de esta manera se deja que el núcleo se consolide totalmente en esta etapa de la prueba. El drenado se impide durante la aplicación de la fuerza confinante.

En el caso de la prueba drenada, se permite el drenado del agua o el fluido existente de los poros del núcleo, mientras dure la etapa de consolidación bajo la presión completa; así mismo, durante la aplicación de la fuerza confinante. El lapso entre la consolidación bajo la presión completa y la aplicación de la fuerza confinante debe ser lo suficientemente lento para asegurarse de que no habrá aumento de la presión sobre el poro en ninguna fase de la prueba.

Las pruebas triaxiales se limitan a arcillas, limos y rocas débiles. Aún si existiera la posibilidad de obtener muestras no alteradas de arena y grava en perforaciones o pozos de prueba, sería imposible extraer especímenes para las pruebas triaxiales de los tubos de muestras sin alterar el suelo.

La Figura 3-12 expresa el comportamiento del esfuerzo axial en función de la deformación del núcleo a diferentes presiones de confinamiento. De acuerdo a este comportamiento, cuando mayor es la presión de confinamiento, la roca difícilmente fallará, de igual forma, cuando el confinamiento es cero (prueba de la resistencia a la compresión uniaxial), la roca tendrá un comportamiento plástico, con lo cual, una rotura será inminente.

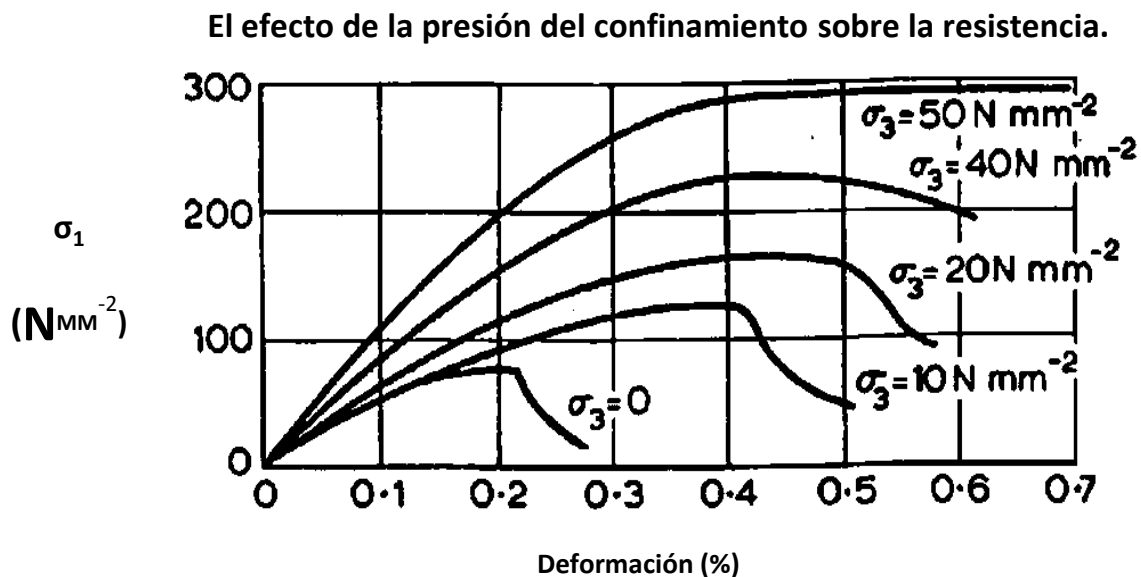


Figura 3-12. Efecto de la presión de confinamiento sobre la resistencia en la roca. (González, L. V. et al, 2004).

En una relación esfuerzo - deformación (Figura 3-13), se describen algunas propiedades del comportamiento de la roca, de la cual se puede observar que: 1.- La presión intersticial  $u$ , en caso de rocas permeables, contrarrestan la influencia de la presión confinante, de tal forma que la respuesta mecánica de la roca es controlada por la presión efectiva:  $\sigma'3 = \sigma3 - u$ . Para un mismo valor de  $\sigma3$ , el incremento de  $u$  da lugar a la disminución de la resistencia de pico de la roca y a los modelos de comportamiento más frágiles. Es decir, se producen efectos contrarios a los que provoca el aumento de la presión confinante. 2.- Describiendo el efecto de la porosidad sobre un núcleo, podemos decir que a mayor porosidad la roca tendrá un comportamiento frágil, sin embargo, cuando la porosidad es casi nula, la roca será dúctil.

### El efecto del agua y presiones de poro sobre la resistencia

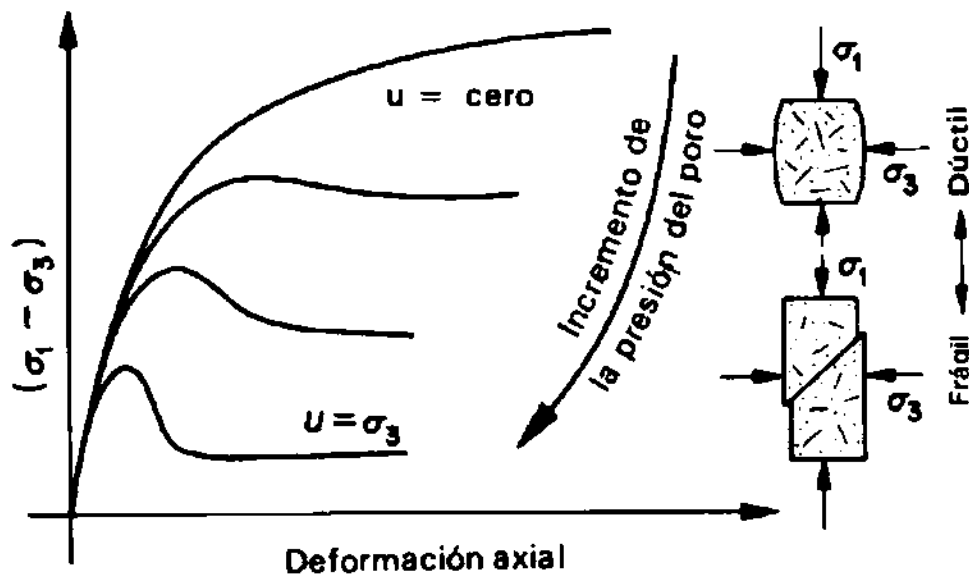


Figura 3-13. Efecto del agua y presiones de poro sobre la resistencia de la roca. (González, L. V. et al, 2004).

El incremento de la temperatura en ensayos triaxiales produce generalmente un descenso de la resistencia de pico y de la presión de transición frágil – dúctil. La presencia de microfisuras preexistentes en las rocas influye en los resultados obtenidos en los ensayos y en el modelo de las curvas esfuerzo – deformación. La presión confinante no influye sobre la orientación del plano de rotura.

## **4 ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LA MODELACIÓN.**

En este capítulo se presenta una breve recopilación de la información disponible sobre la zona de estudio, lo cual servirá como base para los análisis a realizar.

Se presentarán también, un análisis del tipo equilibrio límite en la ladera en estudio, en el programa Slide, evaluando la condición de la ladera natural y los cortes que se realizarán para la construcción del portal de salida del túnel II. Se consideraron los anclajes propuestos en el proyecto para estabilizar los taludes, y determinó si son adecuados, y en los casos donde no fue así, se dieron propuestas para que sean estables dichos taludes.

Se incluye en los resultados de la modelación una calibración de un modelo, en una muestra de un metro por un metro, mediante ensayos triaxiales, considerando distintos patrones de grietas (con y sin relleno) y bloques de roca empacados en arcillas. Esto para estudiar el comportamiento de los materiales y su resistencia, con la influencia de grietas y patrones de discontinuidades.

Con base en lo anterior se pretende llevar a cabo un ajuste de la estratigrafía empleada en los primeros análisis (equilibrio límite), para incluir los agrietamientos encontrados en los estratos, mediante los sondeos que se realizaron, en la zona del portal de salida. De esta manera se recreó una estratigrafía lo más parecida a la realidad posible. Y comparar los resultados de ambas estratigrafías.

### **4.1 GENERALIDADES DE LA ZONA DE ESTUDIO, GEOLOGIA Y MATERIALES.**

En la ladera en estudio se han verificado movimientos de terreno, que por su morfología están relacionados a eventos sísmicos (Garduño, V. M. et al, 2001). La inestabilidad del talud, o bien del terreno, está ligada a la dinámica del escarpe de la falla La Paloma, es un ejemplo de inestabilidad generada por una falla con evidencias de actividad sísmica histórica (Suter et al., 1992, 2001, citado por (Garduño, V. M. et al, 2001).

La falla La Paloma, es una falla de tipo normal con desniveles de más de 200 m y que forma parte del sistema Morelia-Acambay.

En esta zona se han caracterizado diferentes tipos de inestabilidad de terreno, como son caída de bloques, flujos de lodo y detrito, y deslizamientos en masa, los cuales están ligados principalmente a eventos sísmicos. La falla está caracterizada por una fuerte inestabilidad observada en las diferentes coronas y en los diferentes tipos de materiales que ocupan la falda.

La principal problemática se debe a que se tiene conocimiento de dos deslizamientos antiguos en la zona en estudio, deslizamientos que se pueden observar en la Figura 4-2 y la mancha urbana ya alcanzó la base de la ladera, además de que albergará el túnel II del libramiento sur, ramal camelinas de Morelia y su portal de salida.

Debido a que el material de la zona, proviene de un antiguo deslizamiento, presenta fracturamientos y planos de debilidad, por lo que se realizaron sondeos exploratorios por parte de la UMSNH, a petición de la SCT, como complemento a los estudios realizados por la UNAM, quien recomendó ampliar los estudios en la zona del portal de salida del túnel II, por la complejidad que presenta la zona, debido a la pendiente, los materiales, la presencia de la falla, y la proximidad de la zona urbana.

En la Figura 4-1 se muestra un acercamiento del mapa geológico (Figura 4-2) a la zona del portal de salida del Túnel II, en donde se observa que el portal de salida quedará dentro del deslizamiento antiguo denominado Ocolusen II.

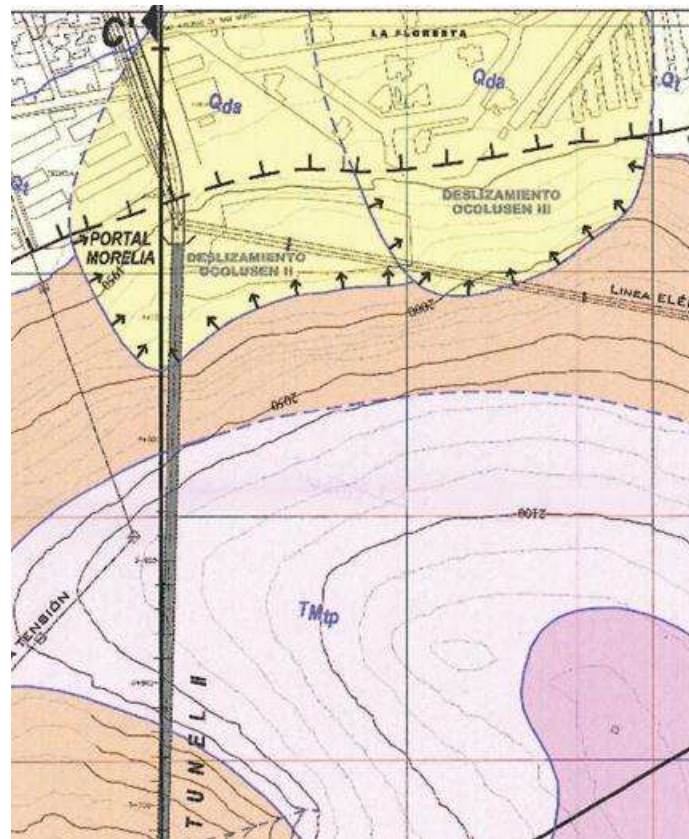


Figura 4-1. Acercamiento el mapa geológico a la zona del portal de salida del Túnel II. (Universidad Nacional Autónoma de México, 2012).



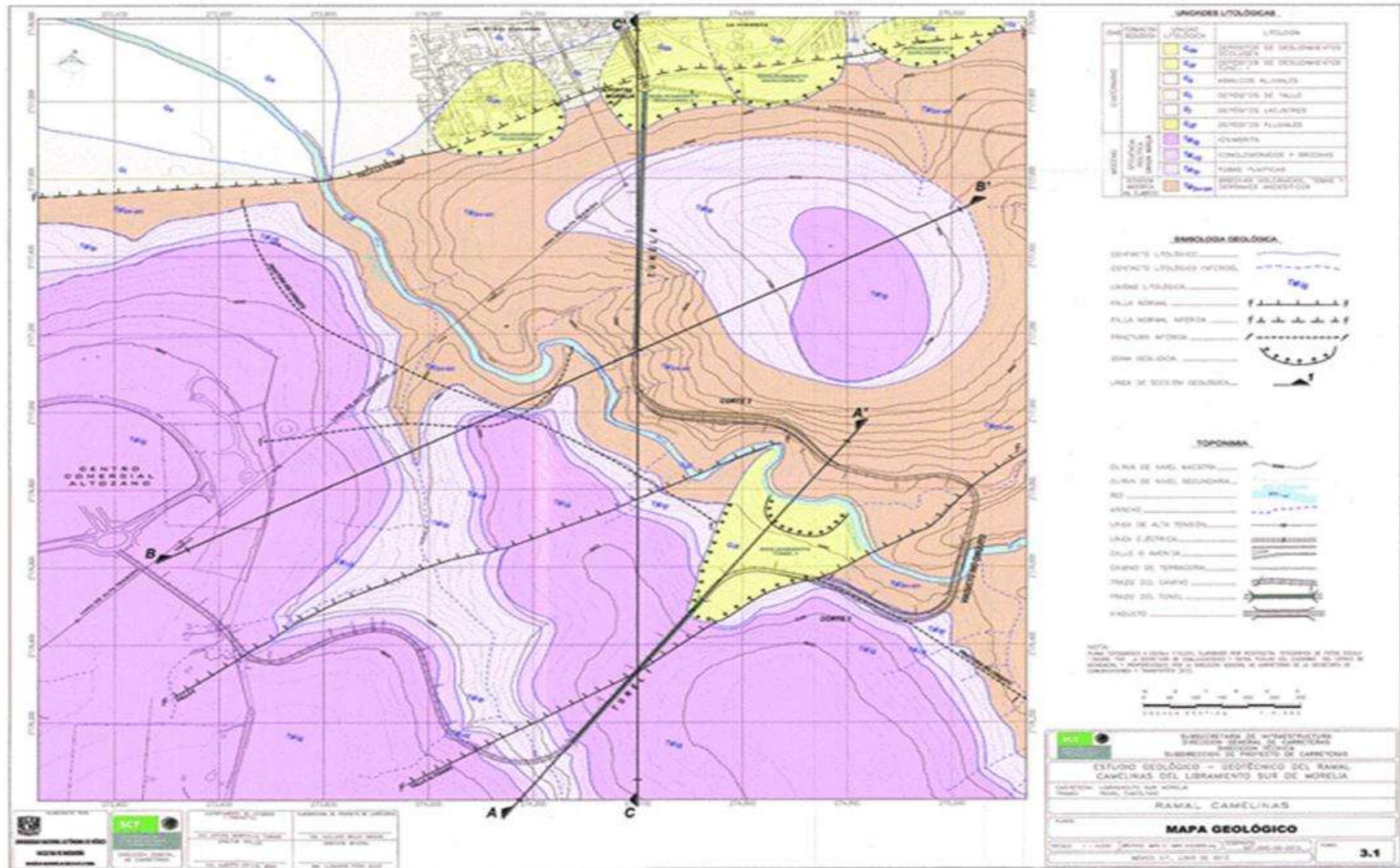


Figura 4-2. Mapa geológico de la zona en estudio. (Universidad Nacional Autónoma de México, 2012)





estabilidad de la ladera natural y la revisión del sostenimiento recomendado en el proceso de excavación del túnel II.

Se pueden destacar cuatro estratos principalmente en el cuerpo del deslizamiento:

- Estrato 1: es una roca fracturada de calidad media, y presenta una capa de arcilla superficial (de profundidad variable), posteriormente se presenta una roca alternada entre brecha volcánica andesítica y andesita, en algunas zonas muy fracturadas. Los RQD muestran la presencia de bloques de roca sana.
- Estrato 2: es producto del depósito de talud en la parte más deteriorada. Existe una capa de arcilla superficial (10 m), posteriormente bloques de roca andesítica empacada en arcilla y por último se presenta una roca alternada entre brecha volcánica andesítica y andesita muy fragmentada, con presencia de bloques de roca sana.
- Estrato 3: denominado como arcilla superficial se trata de una arcilla de alta plasticidad que corona el estrato 1 y 2.
- Estrato 4: se trata de una arcilla de alta plasticidad y/o limo de baja plasticidad, es el estrato de suelo que se muestreó en el sondeo 1 del portal Morelia. Este estrato tiene una consistencia variable hasta los 13 m y a partir de aquí la consistencia a la penetración es de más de 50 golpes alternado de estratos de menor resistencia, posiblemente planos de falla.

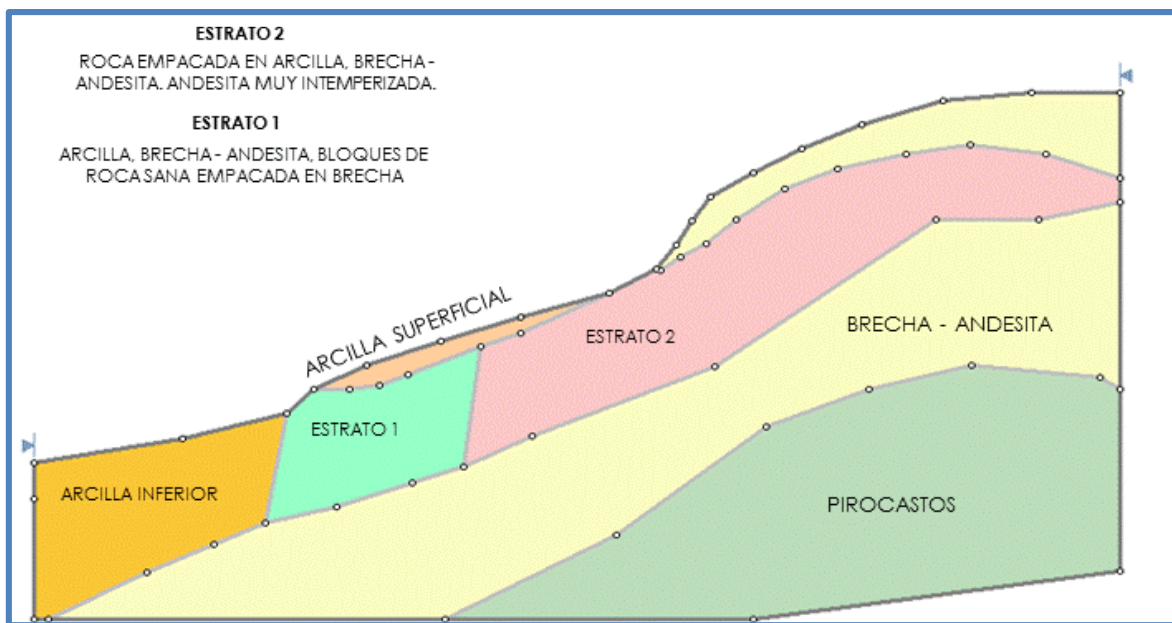


Figura 4-4. Estratigrafía de la ladera, donde se albergará el túnel II.

Las propiedades mecánicas para el modelado de la estabilidad de taludes se estimaron con base en los ensayos de laboratorio que se les realizaron a las muestras de suelo y roca que se obtuvieron. En particular para los macizos rocosos se utilizó el modelo generalizado de Hoek

y Brown. Los principales valores obtenidos para determinar los parámetros de la roca fue la resistencia a la compresión simple ( $\sigma_{ci}$ ) y la constante de la roca intacta  $mi$ . Se realizaron ensayos de índice de carga puntual para estimar la resistencia a la compresión simple, pero para obtener el valor de la constante  $mi$ , se supuso un valor de los típicos para los materiales encontrados tomando el rango inferior.

Las propiedades del suelo se modelaron con el criterio de falla de Mohr - Coulomb clásico y los parámetros se obtuvieron tanto de pruebas triaxiales rápidas como de pruebas de corte directo consolidados no drenado (CU).

Los parámetros empleados en el modelado de la ladera se muestran en las Tabla 4-1 y en la Tabla 4-2.

Tabla 4-1. Parámetros para los materiales rocosos.

	$\gamma_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{ci}$ (mPa)	GSI	$mi$	MR	Factor de disturbancia.
<b>Estrato 1</b>	24.52	80	30	15	300	0.8
<b>Estrato 2</b>	21.58	64	8	15	300	0.8
<b>Brecha-Andesita</b>	23.535	75	55	19	300	0.8

Tabla 4-2. Parámetros para materiales blandos.

Estrato	$\gamma_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	CU		E (kPa)
		C (KPa)	$\theta^\circ$	
<b>Arcilla superficial</b>	16.67	12	17.6	150
<b>Arcilla inferior</b>	15.69	29.42	13.6	150
<b>Piroclastos</b>	26.703	264.779	43	

#### 4.2.1 Análisis de estabilidad general del talud en condiciones normales.

El primer análisis que se realizó fue el de estabilidad general del talud en condiciones normales con valores de resistencia de las capas de suelo a corto plazo (ensayos consolidados no drenados) es decir un análisis de esfuerzos totales. El método utilizado para los análisis presentados en esta sección fue el de Bishop simplificado.

Los resultados se presentan en la Figura 4-5, se puede observar que el factor de seguridad más bajo corresponde para la zona de la arcilla superficial donde con un factor de 1.57.

Se presentan adicionalmente otros círculos de falla de zonas aledañas a los cuales se les asocia un factor de seguridad mayor al mencionado. De entre estos cálculos se destacan otros dos círculos de falla, cuyos factores de seguridad son de 2.10, 2.06 y 1.93. Estos círculos evalúan la estabilidad del talud cuando la superficie de falla pasó por la roca deteriorada (estrato 2) y el suelo inferior (estrato 4).

De este análisis podemos concluir que la estabilidad de talud en condiciones normales es adecuada y que la zona más crítica es la arcilla superficial. Además, que la inclinación del estrato no significa un problema fuerte, considerando que la resistencia que se utilizó fue obtenida en condiciones saturadas.

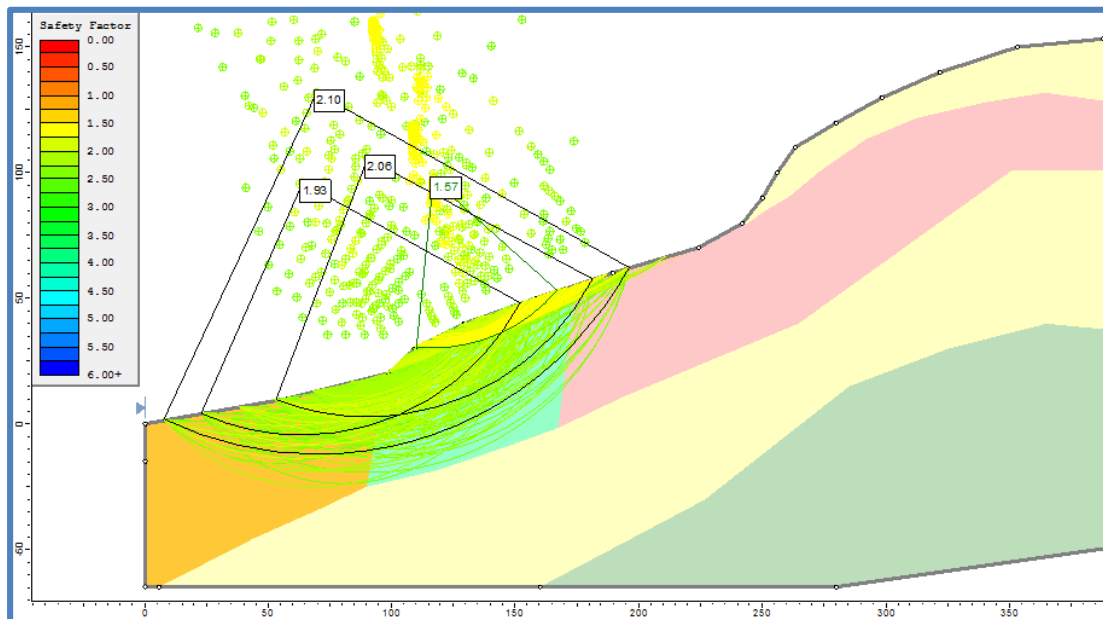


Figura 4-5. F.S. =1.57, obtenido en el perfil natural.

#### 4.2.2 Estabilidad del portal durante la excavación.

En la Figura 4-6, se muestra el proyecto ejecutivo del refuerzo del portal Morelia del túnel II. El refuerzo consiste en: la colocación de dos líneas de anclas de 15 m de longitud @ 3 m de separación unidas por vigas de atado, colocación de concreto lanzado con malla electro soldada (6x6-5/6, e= 10 cm). El anclaje es del tipo activo con 4 torones de  $\phi=0.6''$  y tiene una fuerza de tensado de 40 ton (392.26 kN) con un tercio de la longitud del anclaje de longitud de bulbo. Los tratamientos se colocarán realizando banqueos de 2 m completamente antes de colocar el siguiente banqueo.

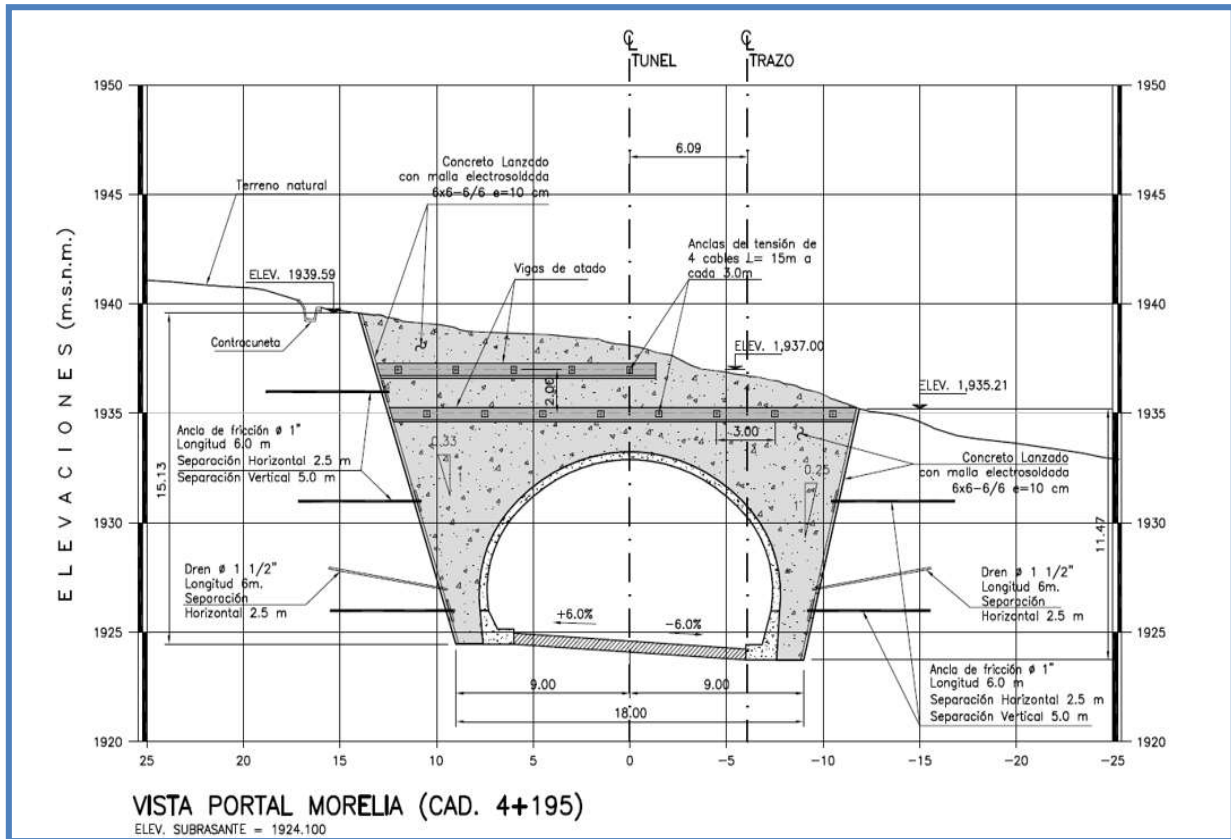


Figura 4-6. Portal de salida del túnel II. (CONSULTEC, 2011).

El siguiente análisis que ejecutó fue tomando en cuenta que se hace una excavación del portal del túnel con el refuerzo propuesto en el proyecto ejecutivo. Los factores de seguridad que se presentan son menores a la unidad esto quiere decir que el talud no sería estable durante el proceso constructivo (Figura 4-7). Como consecuencia de este análisis se recomienda un refuerzo del talud para poder excavarlo y/o realizar un proceso parcial de excavación y refuerzo repetido.

Para simular el refuerzo se emplearon anclas adicionales de distintas longitudes. Las dos líneas de anclaje superior se les amplió la longitud a 25 m, otras dos líneas de anclaje que se van abriendo en la parte derecha e izquierda del túnel de longitud de 25 m y por último otras cuatro anclas (dos en cada lado) con longitud de 15 m. Este refuerzo sube el factor de seguridad a 1.2, que es un factor adecuado para la construcción, a largo plazo, el túnel aumentara el factor de seguridad tal como se observa en la Figura 4-8.

En conclusión, el talud se debe de reforzar con el mismo patrón de vigas de atado sugerido en el proyecto, siguiendo el patrón que se muestra en Figura 4-9. Pero las primeras cuatro líneas de anclas deben ser de 25 m de longitud y se debe mantener la distancia de 3 m entre ellas, y 2 m entre vigas de atado.

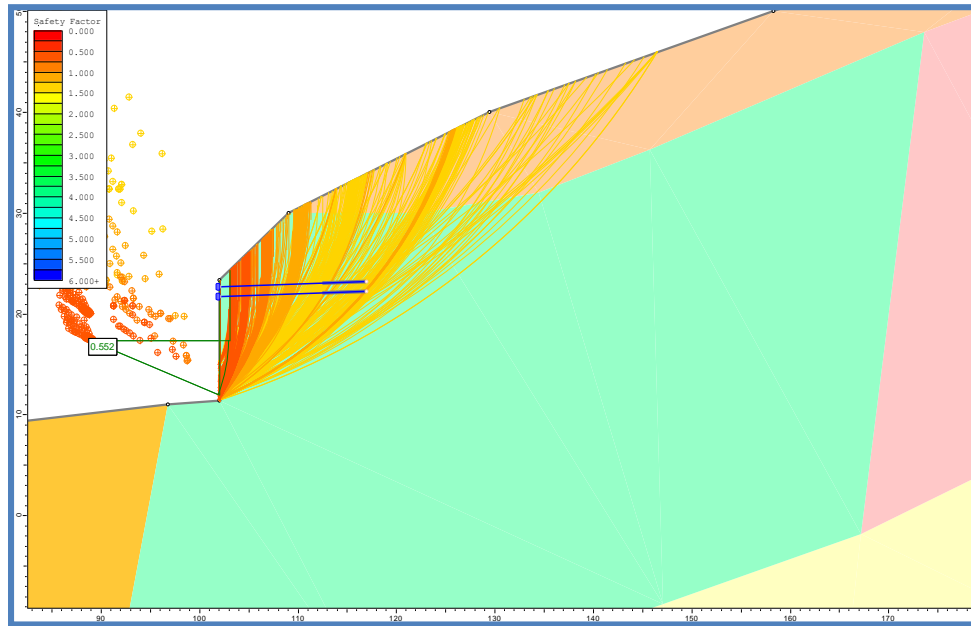


Figura 4-7. Perfil considerando la excavación, donde se obtuvo un F.S.=0.552.

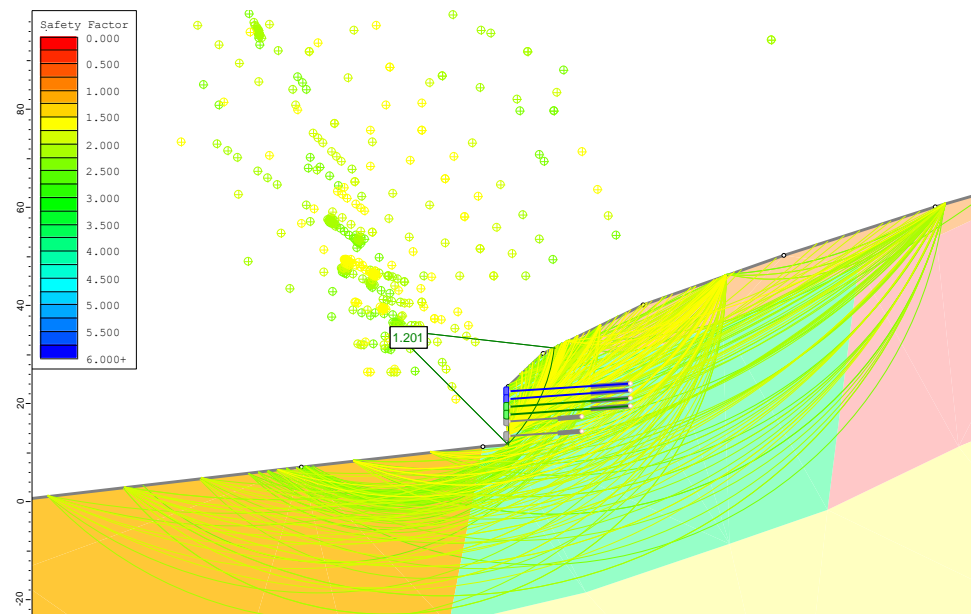


Figura 4-8. Propuesta de refuerzo en el portal de salida. Se obtuvo un F.S. = 1.2.

Las especificaciones de las anclas son las que se muestran en el proyecto ejecutivo del túnel II. Se deben de colocar una retícula de 1m x 1m de microdrenes en la parte inferior del túnel para liberar cualquier presión hidrostática que se pudiera presentar detrás del concreto lanzado, además de atender las recomendaciones del uso de drenes longitudinales contempladas en el proyecto.

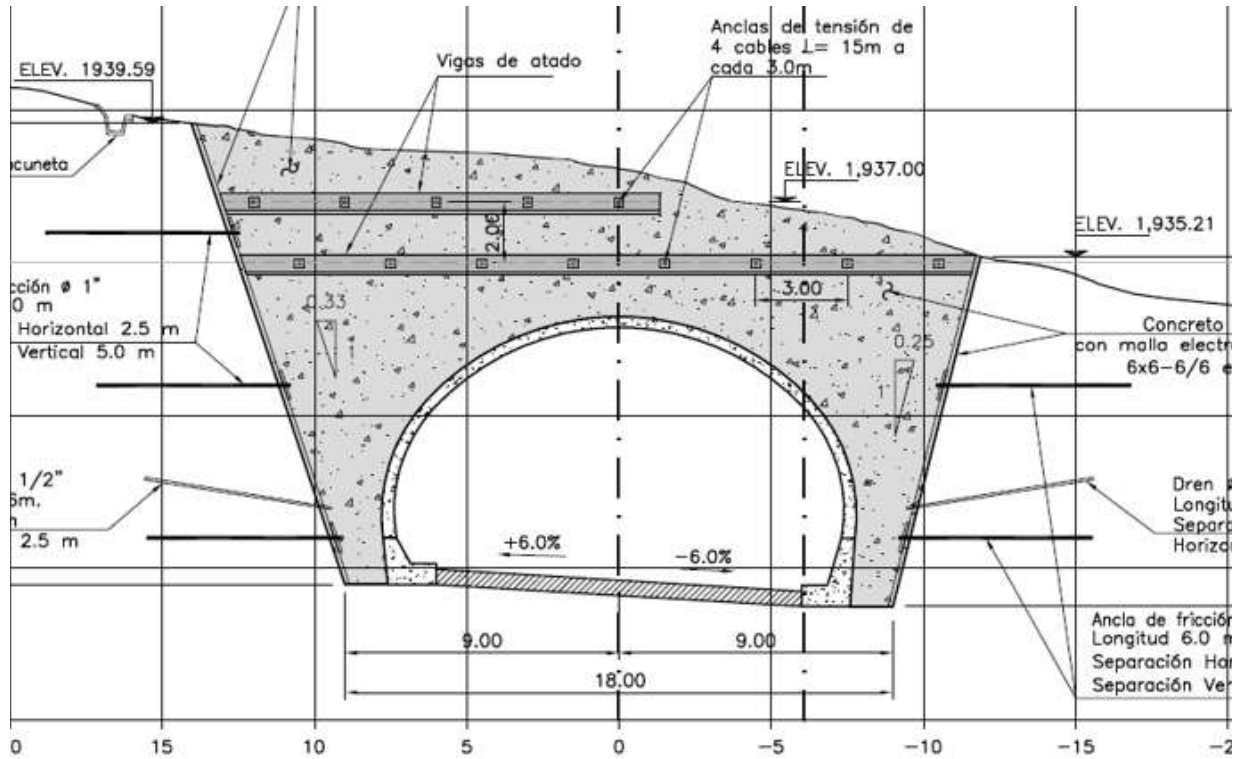


Figura 4-9. Patrón de refuerzo del talud del Portal Morelia del túnel II. (CONSULTEC, 2011).

El patrón de refuerzo se debe de correr hacia los taludes laterales, sobre todo del lado de la Universidad Interamericana para el desarrollo, campus Ocolusen (UNID), ya que del lado de la escuela secundaria técnica No. 77, se tiene un muro de contención que se considera adecuado. Solo se recomienda que el muro de contención sea construido por etapas (una zona de 2 a 3 m si y otra no) para no afectar la barda de la secundaria.

#### 4.2.3 Estabilidad del talud derecho del portal de salida del túnel II.

Al hacer el análisis del talud lateral derecho del portal de salida del túnel II, resulta que el refuerzo propuesto no es suficiente, tan como se muestra en la Figura 4-10, dónde se obtuvo un F.S de 0.92, por lo que se modifica el patrón de anclajes a una separación vertical del anclaje a 1m y la horizontal a 1 m, con longitudes de anclas en la parte superior de 15 m y en la inferior de 9m.

Al modificar el patrón de anclajes se obtuvo un factor de seguridad de 1.32 (Figura 4-11), que se considera pequeño a largo plazo. Por lo anterior se recomienda la instalación de un muro de contención como el de la parte del frente, con la modificación de un anclaje de 15 m para ambos muros.



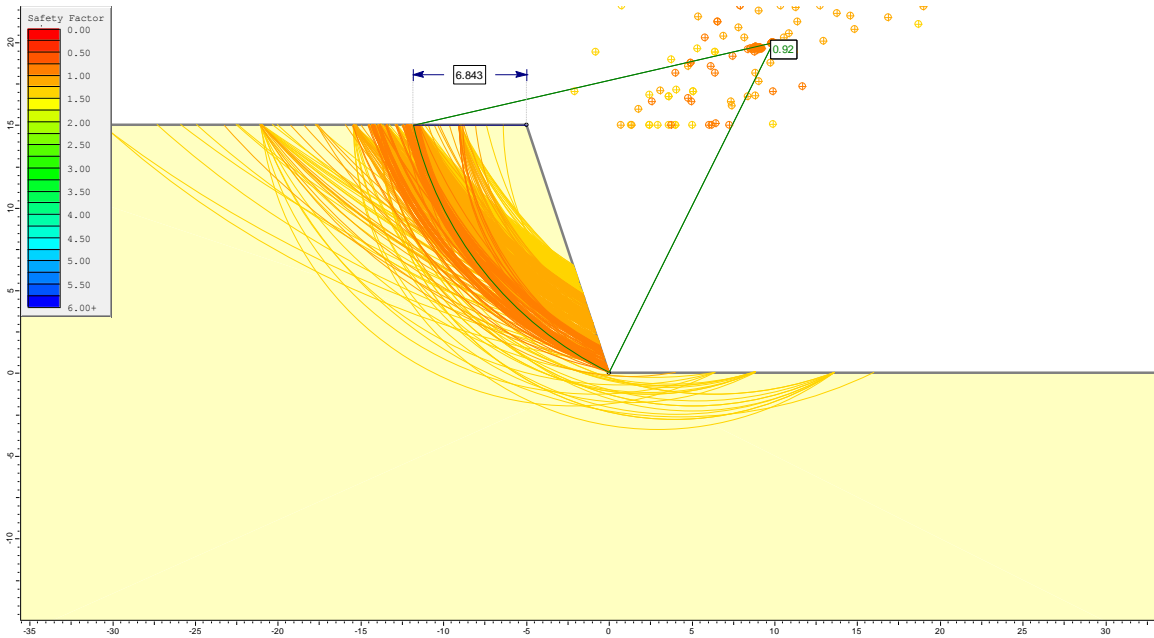


Figura 4-10. Estabilidad del talud del lado derecho del portal Morelia del túnel II, F.S=0.92.

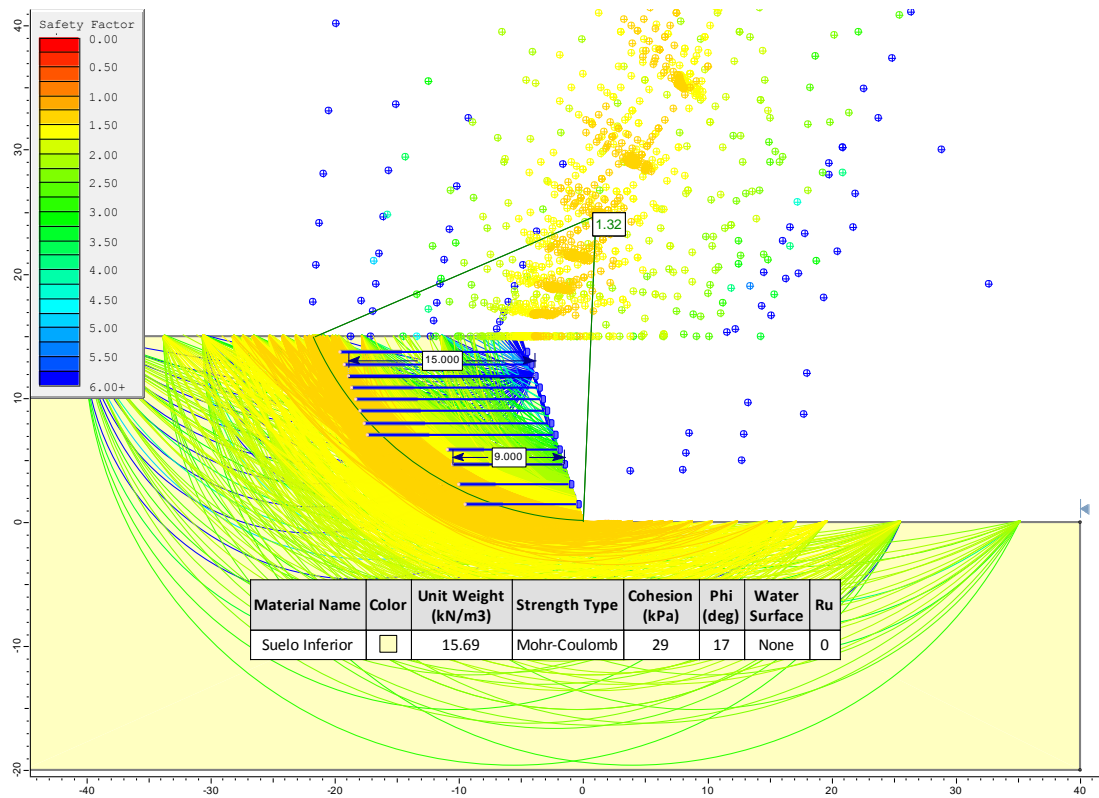


Figura 4-11. Estabilidad del talud con refuerzo modificado, F.S=1.32.

### 4.3 CALIBRACIÓN DE MODELO A EMPLEAR PARA EL ANÁLISIS CON ELEMENTO FINITO.

Las pruebas triaxiales son las más comunes para analizar el comportamiento mecánico de geomateriales. En este capítulo se evaluarán datos experimentales para identificar las propiedades de una roca y evaluar los parámetros del modelo constitutivo, aplicándolos en un modelo numérico para analizar su comportamiento mecánico en el programa RS2.

Por medio de pruebas triaxiales, se puede determinar la resistencia al esfuerzo cortante de suelos o rocas, el cual es un problema fundamental de la mecánica de rocas y de suelos, puesto que de éste valor depende el análisis de estabilidad de las obras civiles.

Con base en las pruebas triaxiales podemos obtener la envolvente de falla de los materiales, para distintas condiciones, la cual representa el lugar geométrico de los esfuerzos cortantes de falla, correspondientes a distintos esfuerzos normales. Dicho de otra manera, se obtiene la combinación de esfuerzos que llevan al material a la falla.

El comportamiento mecánico de las rocas está definido por su resistencia y deformabilidad. La resistencia es el esfuerzo (carga / área) que soporta una roca para determinadas deformaciones (teoría de la elasticidad), y está en función de las fuerzas cohesivas y friccionantes del material. La cohesión,  $c$ , es la fuerza de unión entre las partículas minerales que forman la roca. El ángulo de fricción interna,  $\phi$ , es el ángulo de rozamiento entre dos planos de la misma roca. Para la mayoría de las rocas éste ángulo varía entre 25° y 45°.

La resistencia de la roca, también depende de la magnitud de esfuerzos de confinamiento, la presencia de agua en los poros y la velocidad de aplicación de la carga de rotura. Ésta resistencia puede variar incluso en la misma roca, en función de la cementación y composición mineralógica. De aquí la importancia de tener información de campo y laboratorio confiable, ya que a la hora de modelar en software será importante representar lo más cercano a la realidad posible, las condiciones en las que se encuentra el material.

La resistencia global de un macizo rocoso puede ser evaluada por medio de soluciones elastoplásticas incorporadas por un criterio de rotura como Hoek-Brown, Hoek-Brown generalizado y Mohr-Coulomb.

Se modelarán ensayos triaxiales en el programa RS2, mediante un análisis axisimétrico, de roca Andesítica, en bloques de un metro por un metro, proponiendo distintos patrones de fracturamiento, para determinar la variación de la resistencia en base a ellos. Con los resultados de los análisis triaxiales, se elegirá el modelo que mejor represente las condiciones de campo, para afinar la estratigrafía de la ladera.



Se evaluarán tres condiciones en la roca andesítica; (1) roca sana, (2) roca con patrones de fracturamientos (con relleno y sin relleno, a diferentes inclinaciones y separaciones entre fracturas), (3) bloques de roca andesítica empacados en arcilla, a distintas separaciones.

El programa RS2 nos permite utilizar un criterio distinto en cada tipo de material (roca, arcilla y juntas), por lo que se utilizará el criterio original de Hoek-Brown para la roca, Barton-Bandis para las juntas sin relleno, y Mohr-Coulomb para las juntas con relleno de arcilla y para la acilla en general.

Las propiedades de las juntas se calcularán en función de la roca (Andesita), cuando no se tenga relleno en ellas. De manera similar, cuando se tenga relleno en las juntas, sus propiedades se calcularán en función éste (arcilla). El procedimiento de cálculo se describe más adelante.

La malla que se utilizará será del tipo graduada, con cuadriláteros de 8 nodos. El número de nodos externo va a variar dependiendo de qué tan detallado se requiere el análisis, desde 50 para poco detalle, hasta 300 para mayor detalle.

Modelos constitutivos a emplear:

- En criterio original de Hoek – Brown (explicado en la sección 2.2.1), introduce los parámetros  $\sigma_{ci}$ = resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta. (mb y s) constantes del material.
- El criterio de Barton – Bandis (sección 2.2.3), emplea un índice de rugosidad de la grieta (JRC) y la resistencia a la compresión simple de la pared de la grieta (JCS).
- Mohr-Coulomb (sección 2.2.2), emplea los parámetros cohesión (c) y ángulo de fricción interna ( $\Theta$ ).

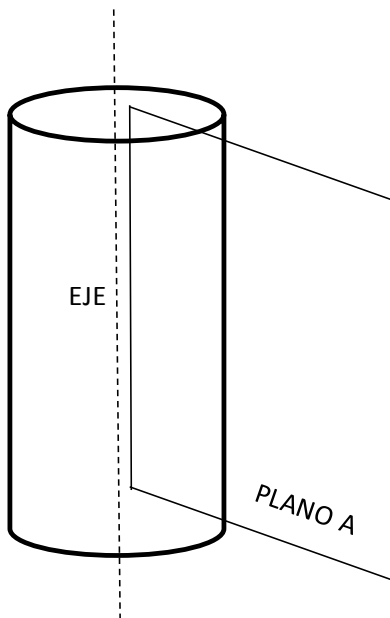
Para una andesita la resistencia a la compresión simple típica varía entre 100 - 500 MPa. Y el ángulo de fricción interna entre 45°. El valor de la cohesión esta alrededor de 28 MPa. El parámetro  $m_i = 17$ , para roca intacta. Información que nos servirá de referencia, y en función de los sondeos disponibles, se tienen los siguientes datos (Tabla 4-3, Tabla 4-4 y Tabla 4-5).

El análisis axisimétrico, también llamado rotacional, radial o cilíndrico, tiene simetría alrededor de un eje, el cual es el punto de traslación y rotación.

Un sistema tiene simetría axial o axisimetría, cuando todos los semiplanos, tomados a partir de cierta mediatriz presentan idénticas características.

La simetría axial se da cuando los puntos de una figura coinciden con los puntos de otra, al tomar como referencia una línea que se conoce con el nombre de eje de simetría. En la

simetría axial se da el mismo fenómeno que en una imagen reflejada en el espejo (ver Figura 4-12).



**Figura 4-12. Problema axisimétrico respecto a un eje, la situación en todos los semiplanos del plano A, como el de la figura es idéntica.**

Existen varias restricciones en el uso del modelo axisimétrico, por ejemplo:

El eje de rotación es siempre el eje  $x=0$ , en el eje vertical. Los esfuerzos de campo deben ser asimétricos, alineado en la dirección axial y radial. No se pueden usar anclas, todos los materiales deben tener propiedades elásticas isotrópicas.

Para representar el confinamiento en este análisis, se debe incluir una carga distribuida, en la superficie del cilindro axisimétrico. Esto para equilibrar el esfuerzo de campo, de tal manera que el confinamiento sea constante en todo el modelo. Esto asegura que no habrá desplazamientos en la etapa inicial del modelo antes de aplicar cualquier carga axial. Ésta carga debe ser aplicada en la superficie del cilindro axisimétrico.

En un modelo axisimétrico las condiciones del contorno externo son muy importantes, ya que deben replicar las condiciones de una prueba triaxial. Por ser un análisis axisimétrico, el modelo se verá limitado en la dirección X. El borde inferior estará restringido en la dirección Y.

Para producir las condiciones de carga de una prueba triaxial, se pueden aplicar incrementos de desplazamientos. La deformación axial total para esta prueba puede fácilmente ser convertida en desplazamiento ya que el modelo tiene altura de uno. Estos desplazamientos pueden dividirse en 50 etapas de carga y se aplica al modelo de manera incremental.

Para representar un análisis triaxial drenado se aplica un incremento de desplazamiento vertical, para tener el control de la deformación. El máximo desplazamiento considerado para este caso es del 20 % de la altura de la muestra, y como esta es unitaria, la deformación total será de 0.2 m, la cual se divide en 50 incrementos (ya que se modelará en 50 etapas) y el resulta de 0.004 m por etapa.

#### 4.3.1 Propiedades de la Roca intacta.

Una vez definido lo anterior en el modelo, se asignan las propiedades de los materiales, y para este análisis se tiene las siguientes características.

En las tablas Tabla 4-3, Tabla 4-4 y Tabla 4-5, se presentan las propiedades determinadas de los sondeos de campo, para la roca del tipo Andesita, que será el tipo de roca a modelar en este análisis del tipo triaxial.

**Tabla 4-3. Propiedades de la roca andesita.**

Propiedad	Andesita
$\sigma_{ci}$ (MPa)	80
GSI	Disgregado (10 malo)
mi	19±5=15 (brecha Volcánica)
Factor de disturbancia D	0.7
mb	0.107
s	2.2e-6
a	0.585

En resumen, se consideró un material del tipo andesita con las siguientes propiedades, para el criterio de Hoek-Brown.

**Tabla 4-4. Propiedades de la roca andesita.**

Tipo de Material:	Andesita
Criterio:	Hoek-Brown
E (kPa)=	906725
u=	0.3
Resistencia a la compresión de la Roca intacta (kPa)=	100000
mi=	17
s=	1

El relleno se trata de una arcilla y presenta las características mostradas en la Tabla 4-5, estos datos fueron extraídos de los sondeos realizados por parte de la UMSNH.

**Tabla 4-5. Propiedades el material de relleno.**

<b>Tipo de Material:</b>	<b>Arcilla</b>
<b>Criterio:</b>	Mohr Coulomb
<b>E (kPa)=</b>	15000
<b>u=</b>	0.35
<b>c (kPa)=</b>	22
<b>φ (°)=</b>	12

#### 4.3.2 Propiedades de las juntas.

En estos análisis nos interesa evaluar la influencia de las juntas, por lo que es necesario definir parámetros para las mismas. El programa nos deja definir juntas de manera individual y asignarle parámetros, así como un criterio de análisis de la misma. Como se ha mencionado antes, para el caso de juntas con relleno se utilizó el criterio de Mohr-Coulomb en las juntas por tratarse de un relleno de arcilla, y Barton-Bandis en juntas sin relleno.

La resistencia de las juntas es un parámetro requerido al modelar rocas con discontinuidades (esfuerzo normal y de corte), los cuales no son fáciles de obtener. Existen dos métodos posibles, a partir de los cuales podemos estimar dicha resistencia. Un método es basado en las propiedades del material de relleno de la junta, el otro es basado en las propiedades de deformación del macizo rocoso y de la roca intacta.

La resistencia de las juntas a partir de las propiedades del macizo rocoso puede determinarse por medio de las ecuaciones 44 y 45:

$$k_n = \frac{E_i E_m}{L(E_i - E_m)} \quad 44$$

$$k_s = \frac{G_i G_m}{L(G_i - G_m)} \quad 45$$

Dónde:

$G_m$ = Módulo de corte del macizo rocoso.

$G_i$ = Módulo de corte de la roca intacta.

$K_s$ = Rigidez normal de la junta.

$K_n$ = Rigidez de corte de la junta.

L= Espaciamiento promedio entre juntas.

En la Tabla 4-6, se muestra el cálculo de  $k_n$  y  $k_s$ , para las distintas separaciones a proponer en el modelo.

**Tabla 4-6. Resistencia de las juntas en función de la roca andesita.**

<b>Andesita</b>							
<b>L</b>	<b>Em</b>	<b>Ei</b>	<b>Poisson</b>	<b>Gm (kPa)</b>	<b>Gi (kPa)</b>	<b>Kn (kPa/m)</b>	<b>Ks (kPa/m)</b>
<b>0</b>	906,725.00	1,088,070.00	0.35	335,824.07	402,988.89	5,440,350.00	2,014,944.44
<b>0.05</b>	906,725.00	1,088,070.00	0.35	335,824.07	402,988.89	108,807,000.00	40,298,888.89
<b>0.1</b>	906,725.00	1,088,070.00	0.35	335,824.07	402,988.89	54,403,500.00	20,149,444.44
<b>0.2</b>	906,725.00	1,088,070.00	0.35	335,824.07	402,988.89	27,201,750.00	10,074,722.22

La resistencia a partir de las propiedades del relleno, se puede estimar con las ecuaciones 46 y 47, en este caso el relleno se trata de una arcilla.

$$k_n = \frac{E_0}{h} \quad 46$$

$$k_s = \frac{G_0}{h} \quad 47$$

Dónde:

$E_0$ = Módulo de Young del material de relleno.

$G_0$ = Módulo de corte del material de relleno.

$K_s$ = Rigidez normal de la junta.

$K_n$ = Rigidez de corte de la junta.

h= Espaciamiento entre juntas.

En la Tabla 4-7, se muestran el  $k_n$  y el  $k_s$ , calculado para cada separación que se pretende modelar.

**Tabla 4-7. Resistencia de las juntas en función del relleno de arcilla.**

<b>Relleno Arcilla</b>					
<b>h</b>	<b>Eo (kPa)</b>	<b>Poisson</b>	<b>Go (kPa)</b>	<b>Kn (kPa/m)</b>	<b>Ks (kPa/m)</b>
<b>0</b>	15,000.00	0.3	5769.23077	15,000.00	5,769.23
<b>0.05</b>	15,000.00	0.3	5769.23077	300,000.00	115,384.62
<b>0.1</b>	15,000.00	0.3	5769.23077	150,000.00	57,692.31
<b>0.2</b>	15,000.00	0.3	5769.23077	75,000.00	28,846.15

Las propiedades para las grietas se presentan en la Tabla 4-8, donde para juntas sin relleno se utilizó el criterio de Barton-Bandis, donde la resistencia de las juntas está en función de la roca, y en las juntas con relleno se usó el criterio de Mohr-Coulomb, por tratarse de un relleno de arcilla, donde la resistencia de las juntas se calcula en función del relleno.

**Tabla 4-8. Criterio utilizado en las juntas.**

	<b>Sin relleno</b>	<b>Con relleno</b>
	<b>Barton - Bandis</b>	<b>Mohr Coulomb</b>
<b>Índice de rugosidad de la grieta, JRC=</b>	10	-
<b>Resistencia a la compresión de la pared de la grieta, JCS (kPa)=</b>	80000	-
<b>Esfuerzo de corte en la junta <math>K_s</math> (kPa/m)=</b>	2014944.444	115384.615
<b>Esfuerzo normal en la junta <math>K_n</math> (kPa/m)=</b>	5440350	300000

### 4.3.3 Modelos de roca con juntas

Se modeló roca del tipo Andesita, con un patrón de juntas, a distintas inclinaciones, en dos variantes, con y sin relleno. Dividiendo al material en dos fases, en la fase de roca, se empleó el modelo Hoek-Brown y en las juntas Barton-Bandis, para juntas sin relleno y Mohr-Coulomb para juntas con relleno, por tratarse de una arcilla.

#### 4.3.3.1 Modelos de roca sin relleno, distintas inclinaciones, separación cero m.

Se modeló un patrón de juntas en roca sana de andesita sin relleno, a diferentes inclinaciones 0, 10, 15, 30, 45, 60, 70, 80 y 90 ° (Figura 4-13 y Figura 4-14).

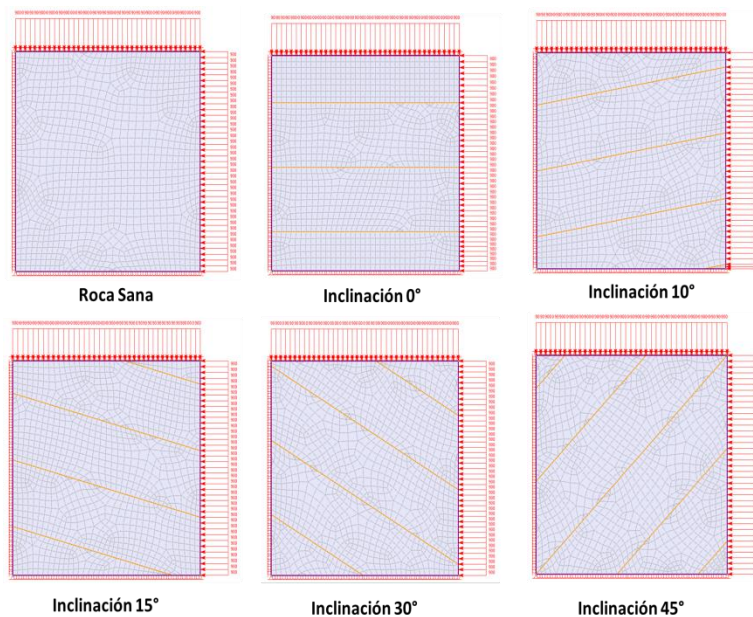


Figura 4-13. Modelos de roca con discontinuidades a separación de 0 m, sin relleno y a distintas inclinaciones, desde 0° hasta 45°.

Una vez hecho los modelos se obtuvieron los gráficos esfuerzo-deformación para cada inclinación modelada que se muestran a continuación en la Figura 4-15, donde cada gráfica representa cada una de las simulaciones anteriores y su diferente inclinación de los planos de discontinuidad.

En la Figura 4-15 se observa la gráfica esfuerzo/deformación axial, donde se compara la gráfica obtenida del análisis de la roca sana, contra la roca con fracturas, a diferentes inclinaciones. Se observa cómo se abate bastante la resistencia, en comparación a la roca sana.

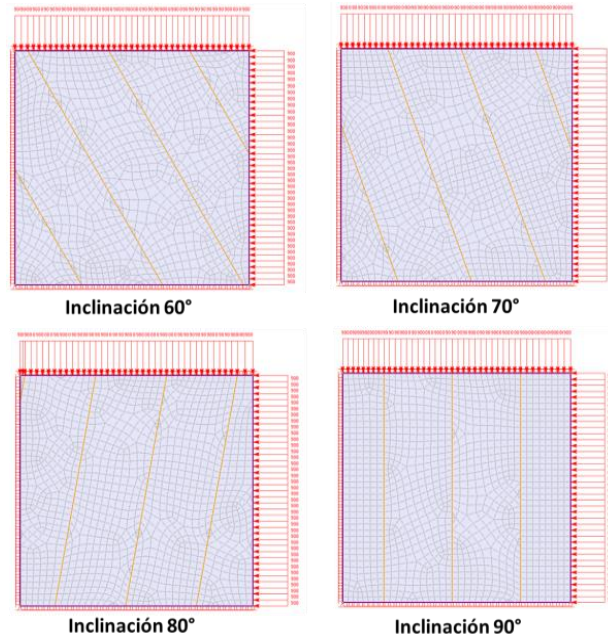


Figura 4-14. Modelos de roca con discontinuidades a separación 0 y sin relleno, con inclinación 60°-90°.

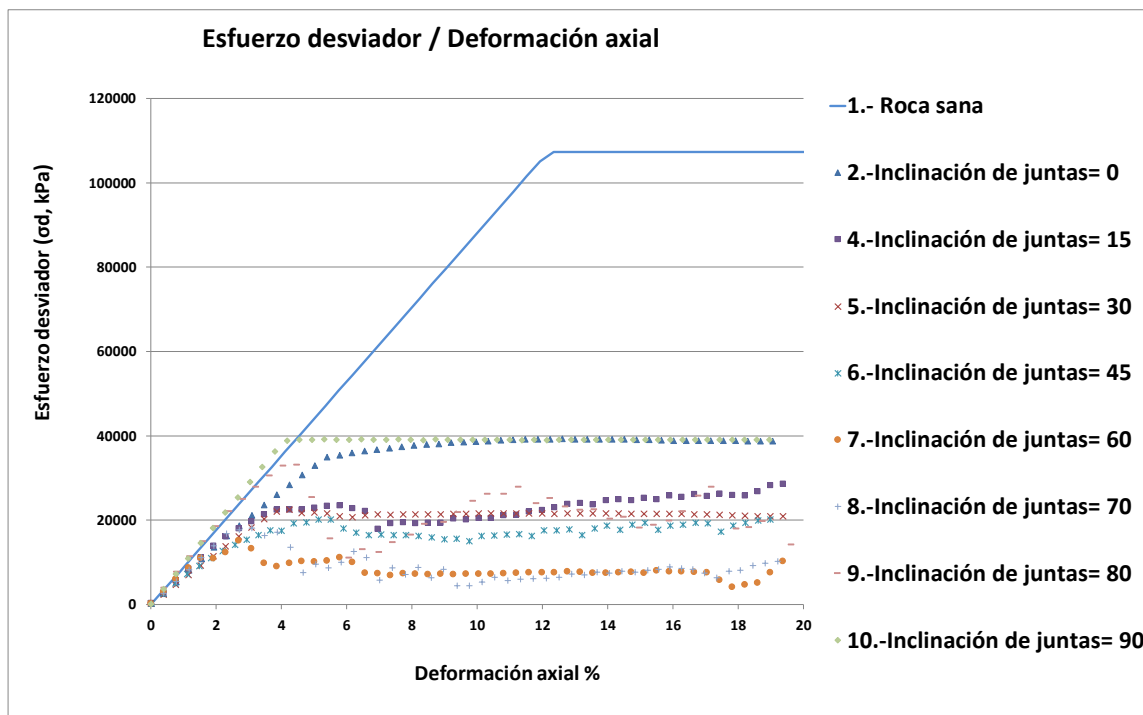


Figura 4-15. Gráfica Esfuerzo/deformación axial, comparación de roca sana, contra la roca con fracturas, a diferentes inclinaciones.

En la Figura 4-16 se muestra la gráfica esfuerzo/ deformación axial, en donde no se incluye la roca sana, debido a la gran variación de la resistencia entre ésta y los casos con grietas, para apreciar mejor la reducción de la resistencia con el aumento de la inclinación de los



planos de falla, puesto que la mayor resistencia se presenta a  $0^\circ$  y  $90^\circ$ , ya que esta inclinación favorece menos al deslizamiento.

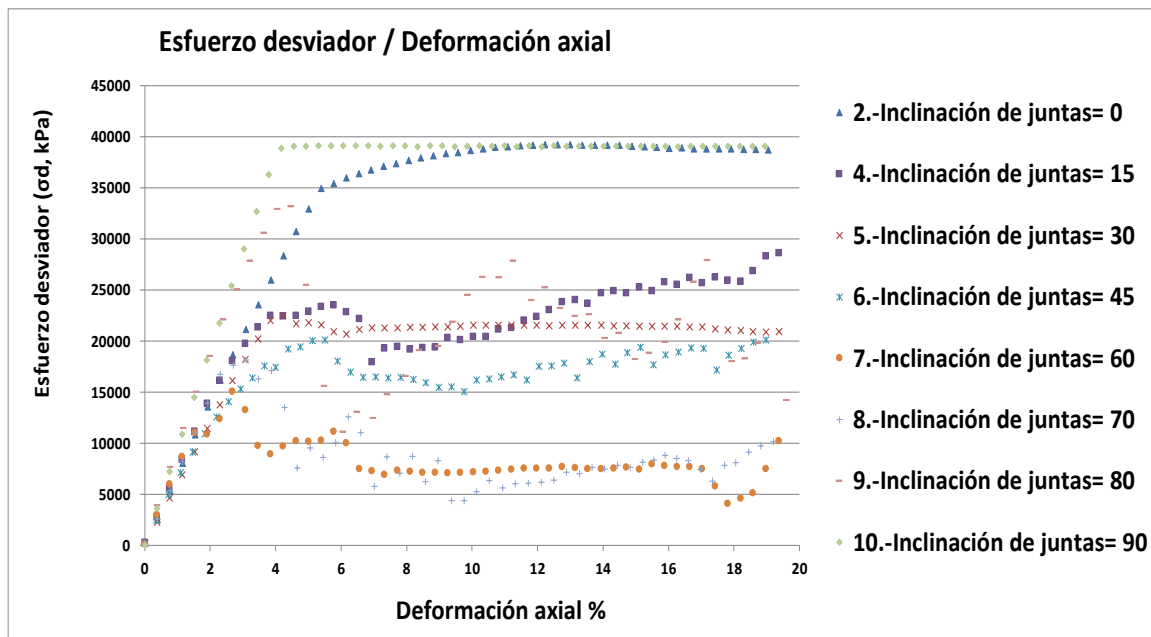


Figura 4-16. Gráfica esfuerzo/deformación axial, sin incluir la roca sana.

En la Figura 4-17 se presenta una gráfica de resistencia a la falla (eje de las ordenadas) y las inclinaciones de las discontinuidades (eje abscisas), donde se observa que la mayor resistencia del material con, se presenta cuando la inclinación de las discontinuidades es de  $0^\circ$  y de  $90^\circ$ .

Estas inclinaciones no favorecen el deslizamiento del material, tal como lo menciona Gonzáles, L. V. et al, 2004: “la resistencia de la roca varía en función del ángulo de aplicación de la carga considerado. Una muestra de roca con superficies de laminación o esquistosidad presenta su mínima resistencia para planos de rotura correspondientes a los planos de debilidad, y la máxima para valores del ángulo de  $0^\circ$  y  $90^\circ$ ”.

También se dibujó la gráfica deformación volumétrica/deformación axial (Figura 4-18), dónde las deformaciones positivas representan compactación y las negativas dilatación. Se puede observar que las gráficas que presentan dilatación, son las correspondientes a las inclinaciones  $60^\circ$  y  $70^\circ$ , esto debido a la misma inclinación que hace que el material dilate. A las demás inclinaciones el material se compacta.

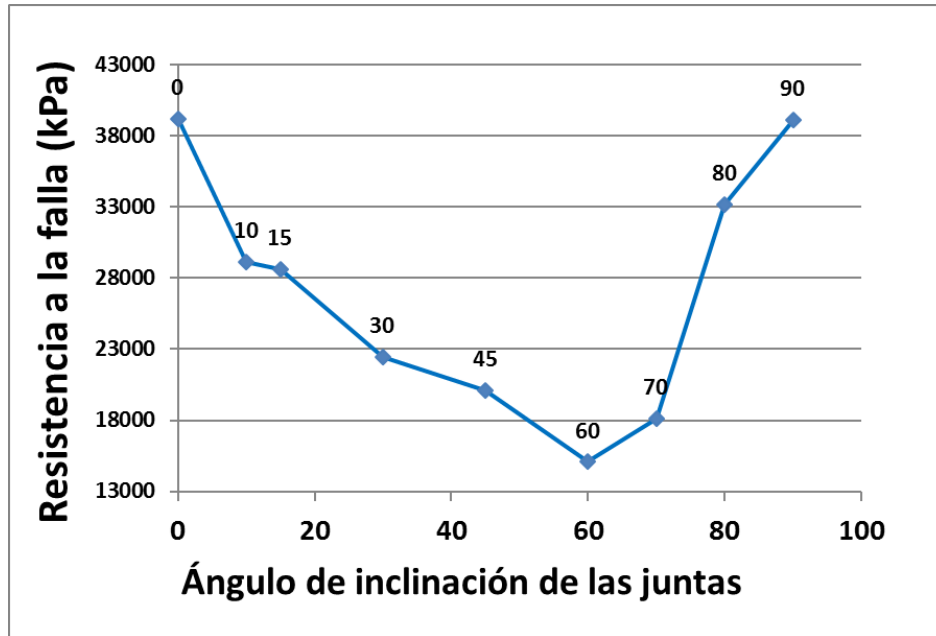


Figura 4-17. Variación de la resistencia de la roca con diferentes ángulos de inclinación de las juntas. Separación 0 m.

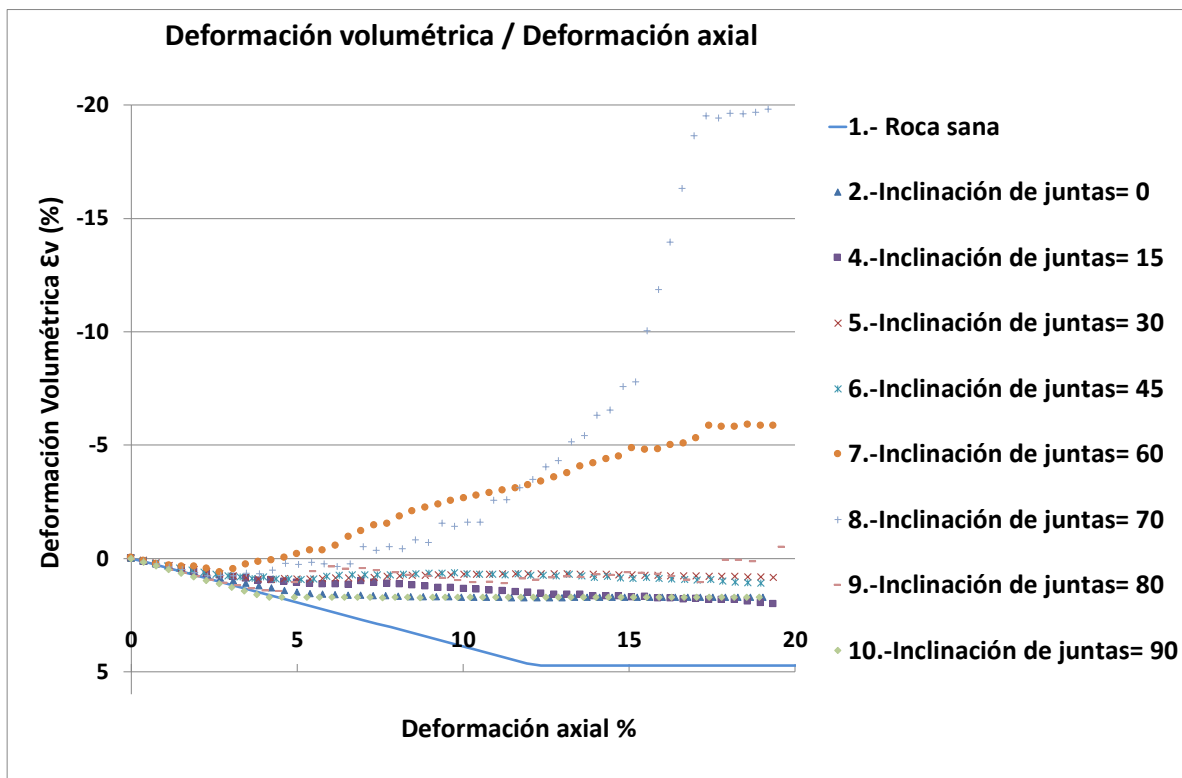


Figura 4-18. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial, separación 0 m.

#### 4.3.3.2 Modelos de roca con juntas con relleno.

En este apartado se presentan modelos triaxiales de roca con patrones de juntas que contengan el relleno de arcilla que se definió al principio de esta sección. Y al igual que el modelo anterior, se probarán distintas inclinaciones, para estimar la variación de la resistencia.

##### 4.3.3.2.1 Separación entre juntas de 0.05 m

En la Figura 4-19 se muestra los modelos de roca con un patrón de juntas a diferentes inclinaciones, desde 0° aumentando hasta 90°, y con relleno, en este caso, todas con una separación de 0.05 m.

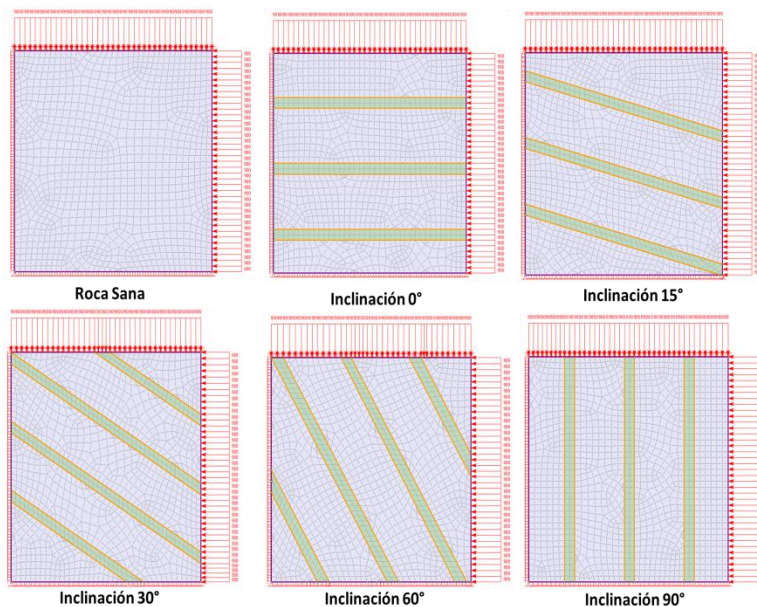


Figura 4-19. Modelos de roca con discontinuidades a separación 0.05 m.

En la Figura 4-20 se puede observar la gráfica Esfuerzo/deformación axial, dónde se compara la gráfica obtenida del análisis de la roca sana, contra la roca con fracturas, a diferentes inclinaciones, con relleno y a separación de 0.05 m. Se observa cómo se abate bastante la resistencia, en comparación a la roca sana, cuando incluimos patrones de discontinuidades.

En la Figura 4-21 se muestra la variación de la resistencia de la roca con diferentes ángulos de inclinación de las juntas, dónde se puede confirmar el hecho de que la mayor resistencia se presenta con ángulos de 0 y 90°, debido a que éstas inclinaciones no favorecen el deslizamiento.

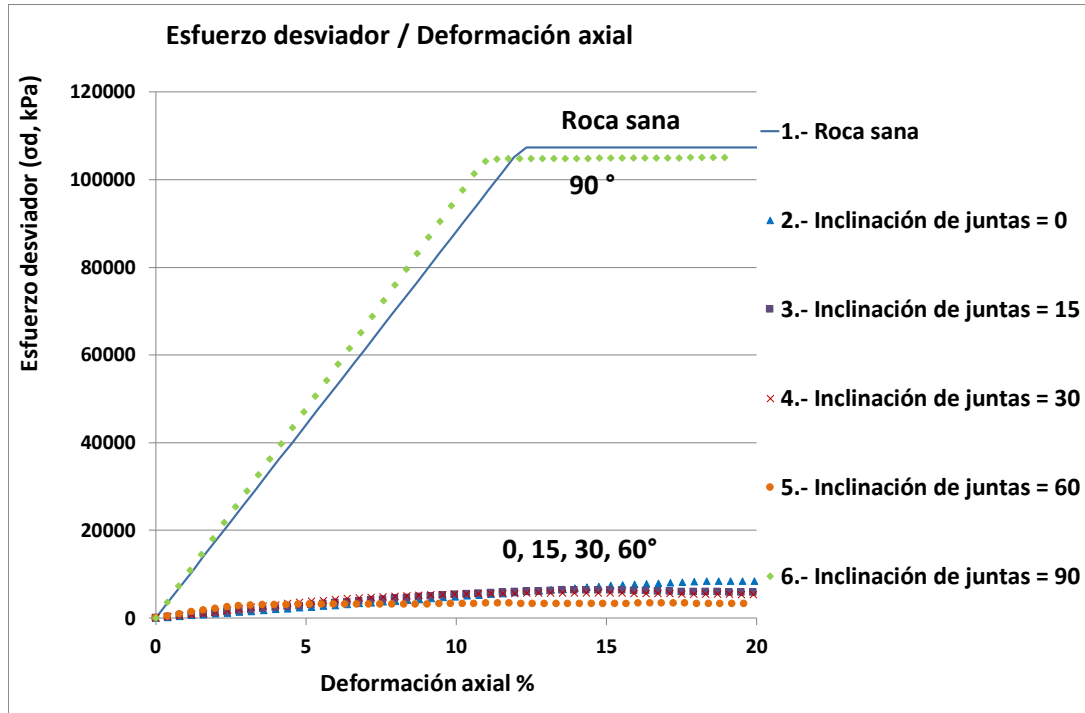


Figura 4-20. Esfuerzo/deformación axial, se compara la gráfica obtenida del análisis de la roca sana, con la roca con fracturas. Separación entre juntas 0.05 m.

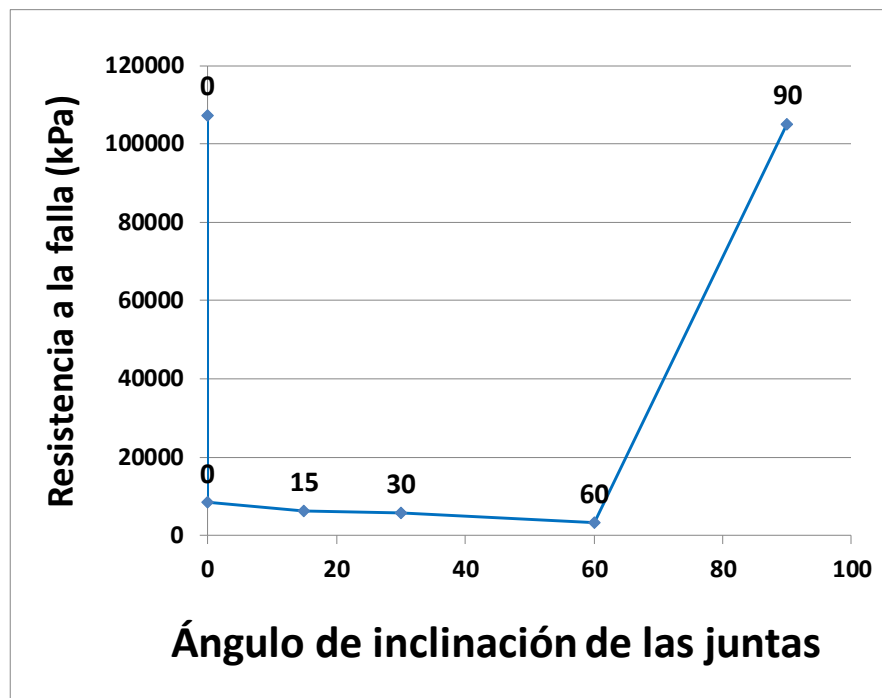


Figura 4-21. Variación de la resistencia de la roca con diferentes ángulos de inclinación de las juntas. Separación entre juntas 0.05m.

En ésta gráfica, deformación axial/deformación volumétrica (Figura 4-22), se observa compactación en la roca sana a las inclinaciones de 0° y 90°. Las demás gráficas, muestran dilatación, puesto que la inclinación favorece a que el material presente este fenómeno.

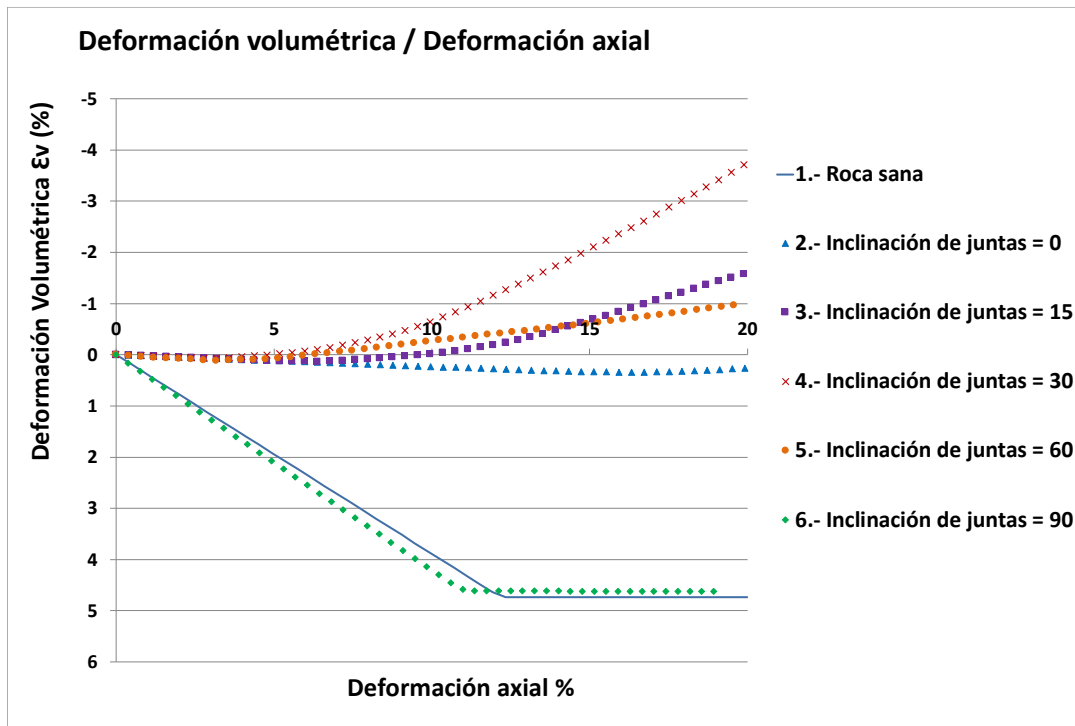


Figura 4-22. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial, separación entre juntas 0.05m.

#### 4.3.3.2.2 Separación entre juntas de 0.1 m

Se modelaron también distintas separaciones entre las juntas, por lo que en este caso se presentan los patrones de juntas a diferentes inclinaciones (0° hasta 90°) a una separación de 0.1 m y con relleno de arcilla (Figura 4-23).

De igual manera que en los modelos anteriores, se obtuvo una gráfica esfuerzo/deformación axial, la cual se muestra en la Figura 4-24, se observa cómo se abate bastante la resistencia, en comparación a la roca sana.

En la Figura 4-25 se observa la variación de la resistencia de la roca con diferentes ángulos de inclinación de las juntas. Se observa que dónde las resistencias mayores se tienen en los ángulos de 0 y 90°, y las menores en los ángulos que representan mayor inclinación de los planos de falla, confiriéndole así menor resistencia al material y favoreciendo el deslizamiento del mismo.

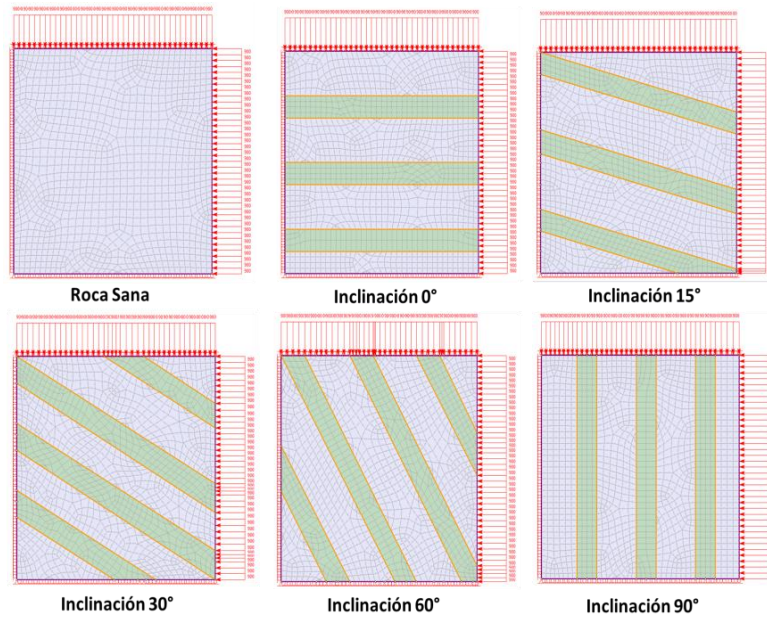


Figura 4-23. Modelos de roca con discontinuidades a separación 0.1 m, con relleno y a distintas inclinaciones.

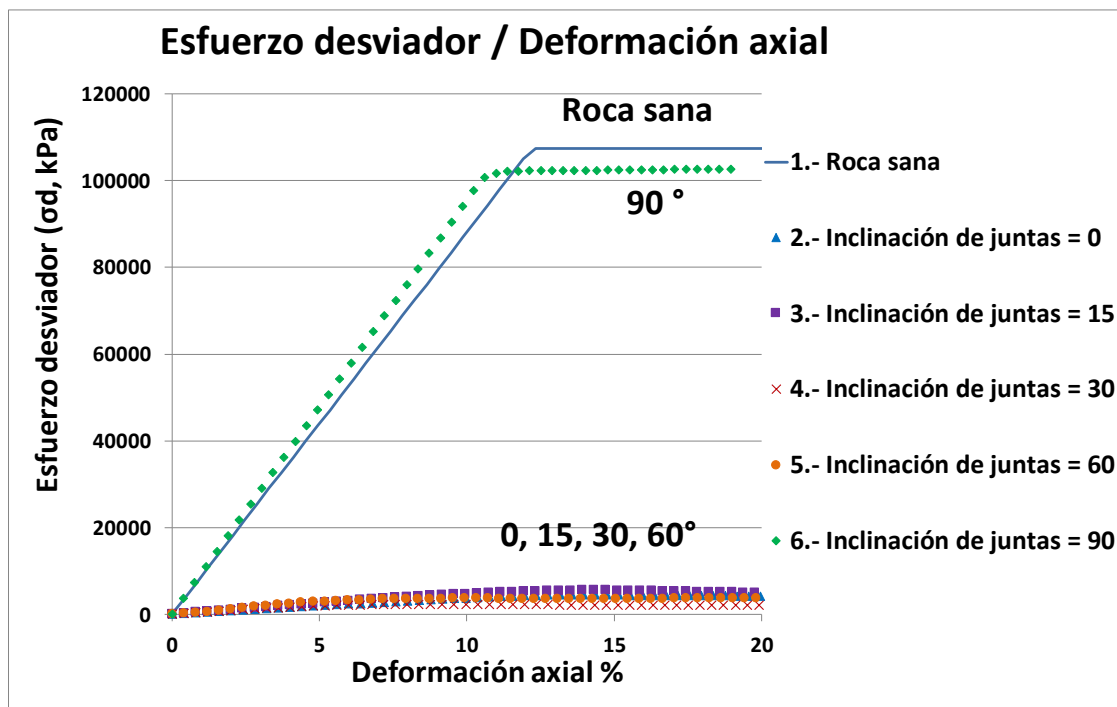


Figura 4-24. Esfuerzo/deformación axial, se compara la gráfica obtenida del análisis de la roca sana, contra la roca con fracturas. Separación entre juntas 0.1 m.

Al obtener la gráfica deformación volumétrica/deformación axial (Figura 4-26), se observa que de nuevo se tiene compactación en las inclinaciones de 0° y 90°, y en las demás inclinaciones se tiene dilatación.

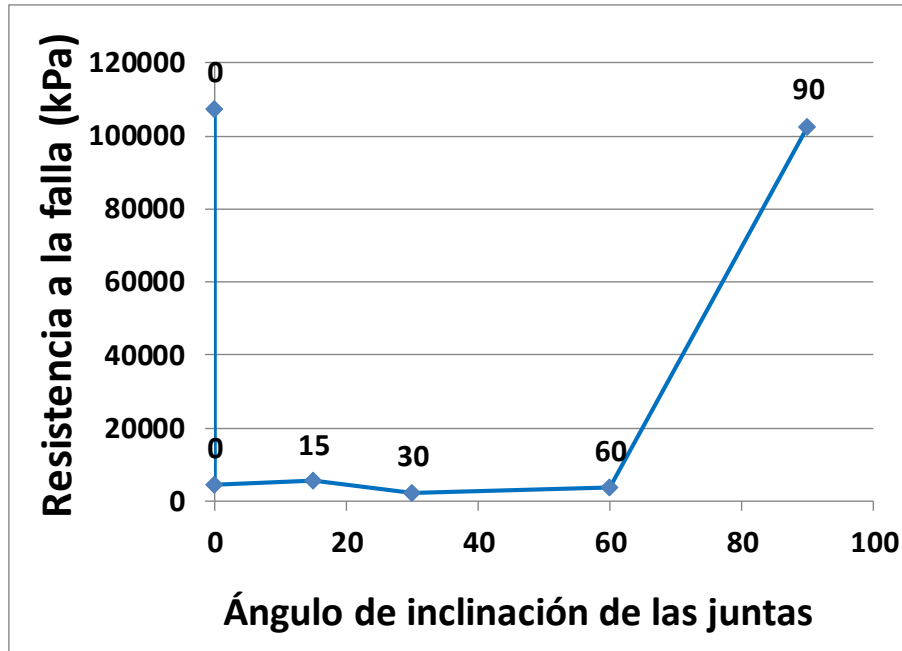


Figura 4-25. Variación de la resistencia de la roca con diferentes ángulos de inclinación de las juntas. Separación 0.1 m.

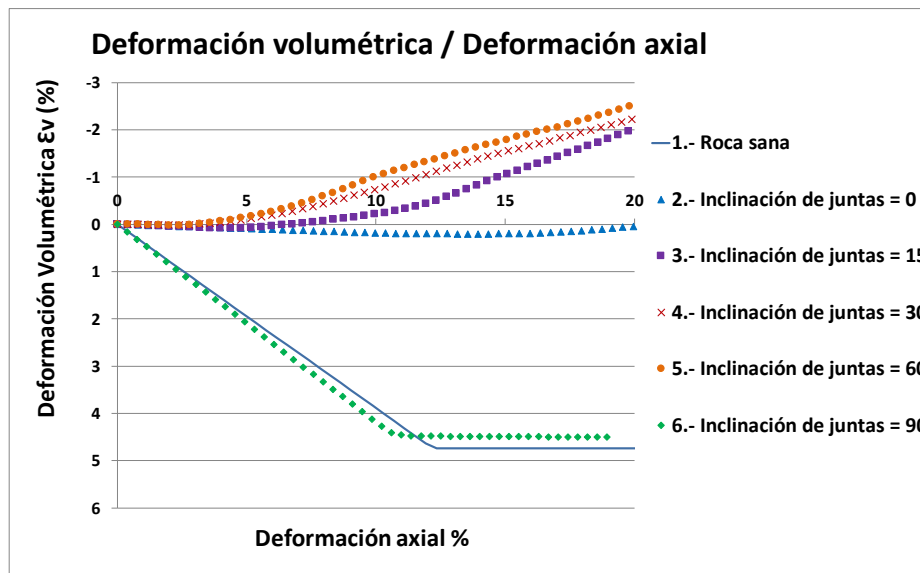


Figura 4-26. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial, separación 0.1 m.

#### 4.3.3.2.3 Separación entre juntas de 0.2 m

También se hizo la modelación del ensayo triaxial a una separación de 0.2 m, los modelos se muestran en la Figura 4-27, se observa de igual manera diferentes inclinaciones las cuales varían de 0° a 90°.



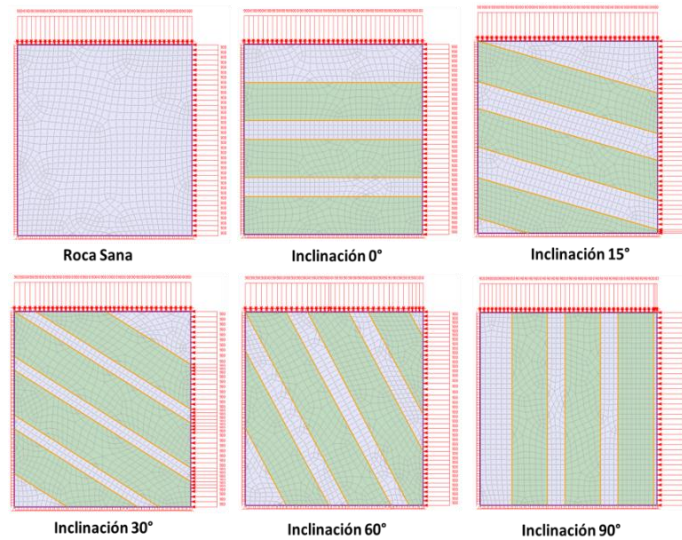


Figura 4-27. Modelos de roca con discontinuidades a separación 0.2 m, con relleno y a distintas inclinaciones, desde 0° hasta 90°.

Al igual que en los ensayos anteriores, se tiene una gráfica esfuerzo desviador/deformación axial, tal como se muestra en la Figura 4-28. Y se presenta al igual que en los casos anteriores una gran variación en la resistencia en comparación con la roca sana.

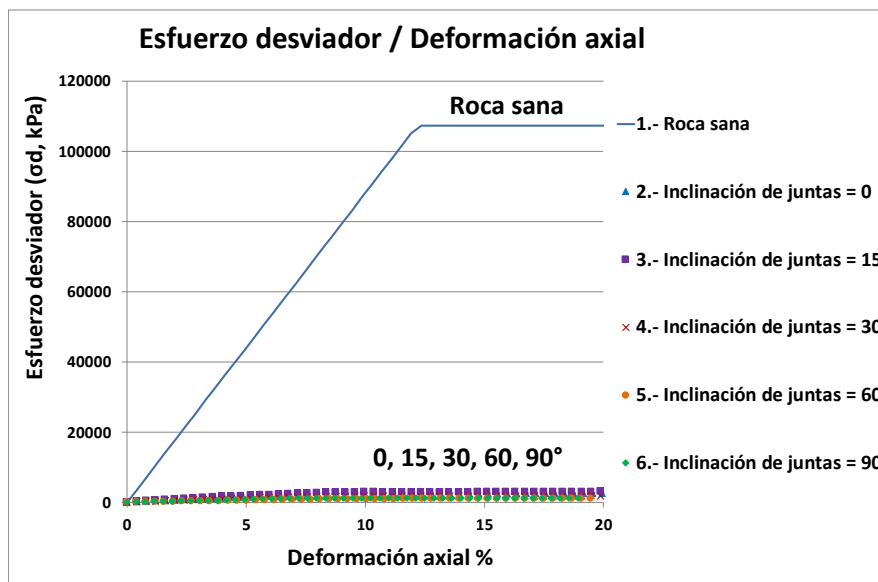


Figura 4-28. Esfuerzo/deformación axial, se compara la gráfica obtenida del análisis de la roca sana, contra la roca con fracturas, a diferentes inclinaciones.

Debido a la gran variación de la resistencia en la roca fracturada, respecto de la sana, se presenta esta gráfica (Figura 4-29), donde no se incluye la roca sana, para apreciar mejor la reducción de la resistencia con el aumento de la inclinación de los planos de falla.



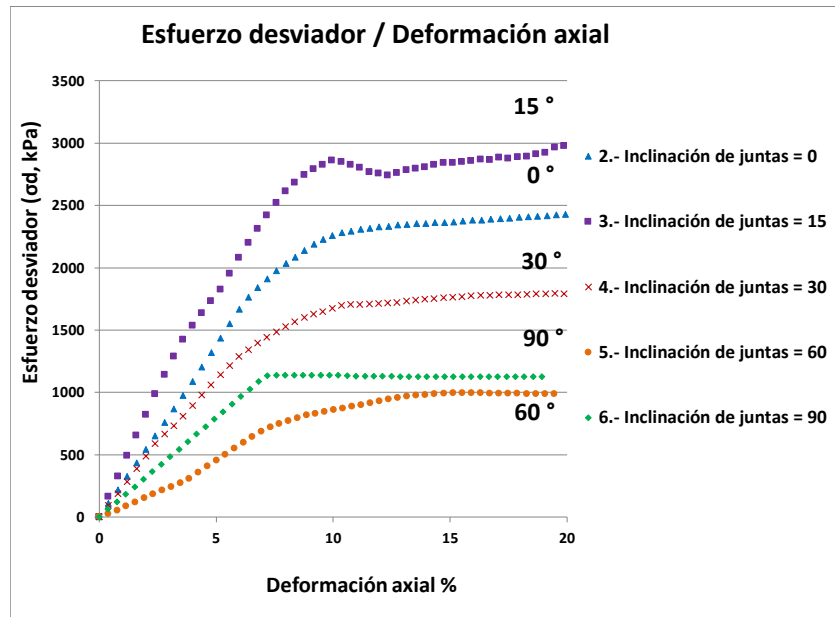


Figura 4-29. Grafica esfuerzo/deformación, sin incluir roca sana. Separación 0.2 m.

En la Figura 4-30 se puede apreciar la variación de la resistencia de la roca con diferentes ángulos de inclinación de las juntas, en función de la carga máxima que se presenta. En dónde la mayor carga se observa a la inclinación de 0°, y debido a que la separación entre las juntas va en aumento, en la inclinación a 90° ya no se tiene una alta resistencia en comparación de las demás inclinaciones, esto debido a que, entre mayor separación entre juntas, al tratarse de una arcilla, la resistencia que va gobernando el comportamiento es la resistencia del relleno, por lo que se obtiene una resistencia baja también.

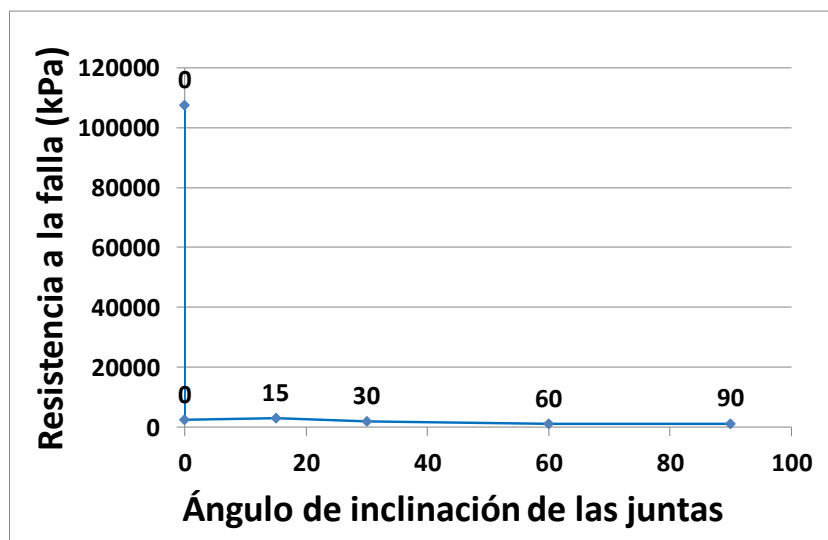


Figura 4-30. Variación de la resistencia de la roca con diferentes ángulos de inclinación de las juntas. Separación 0.2 m.

En la gráfica obtenida a partir de la deformación volumétrica/deformación axial (Figura 4-31), podemos observar que tenemos deformaciones positivas en las inclinaciones correspondientes a  $0^\circ$  y  $90^\circ$ , lo mismo que en los casos anteriores, y que de nuevo el material presenta dilatación en todas las demás inclinaciones.

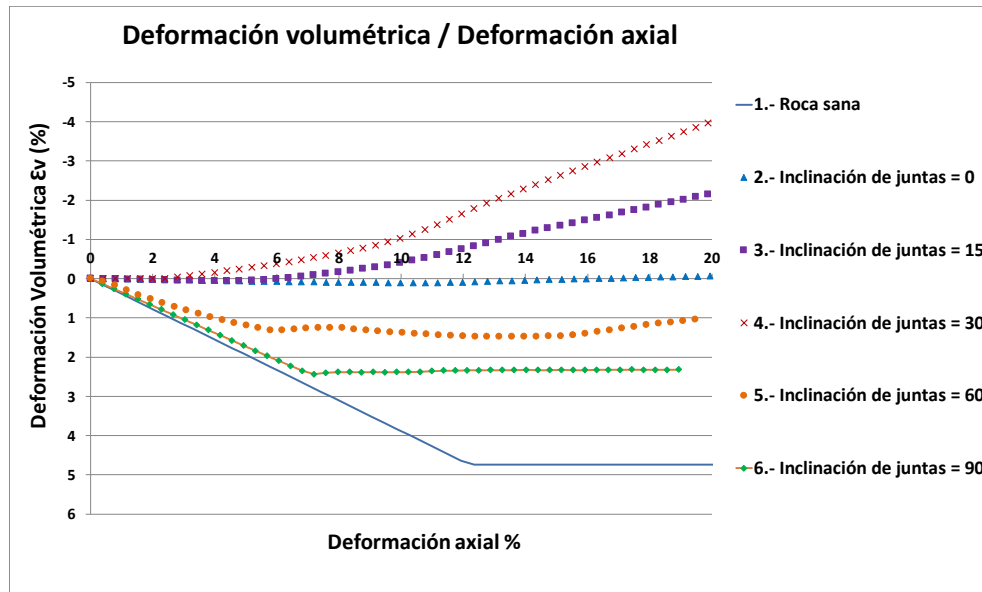


Figura 4-31. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial, separación 0.2 m.

#### 4.3.4 Modelos de bloques de roca empacados en arcilla.

Ahora se modelarán ensayos triaxiales para bloques de roca empacados en arcilla, y de igual manera se hará la comparación con roca sana, también se propondrán diferentes separaciones entre bloques, para apreciar la variación de la resistencia. Se también incluye el análisis de un bloque de arcilla sólo, para evaluar que tanto decae la resistencia a medida que aumenta la separación de los bloques. El modelo de arcilla se analiza con el criterio de Mohr-Coulomb.

Se modelarán 2 tamaños de bloques, 10 cm y 16 cm, a continuación, se presentan imágenes de los modelos, así como sus gráficas esfuerzo/deformación axial y sus gráficas deformación volumétrica/deformación axial.

##### 4.3.4.1 Bloques de 10 cm de diámetro empacados en arcilla.

En la Figura 4-32 se muestran los modelos de roca andesita de 10 cm de diámetro, empacada en arcilla a distintas separaciones, 0, 0.05, 0.1, 0.2 y 0.3 m.

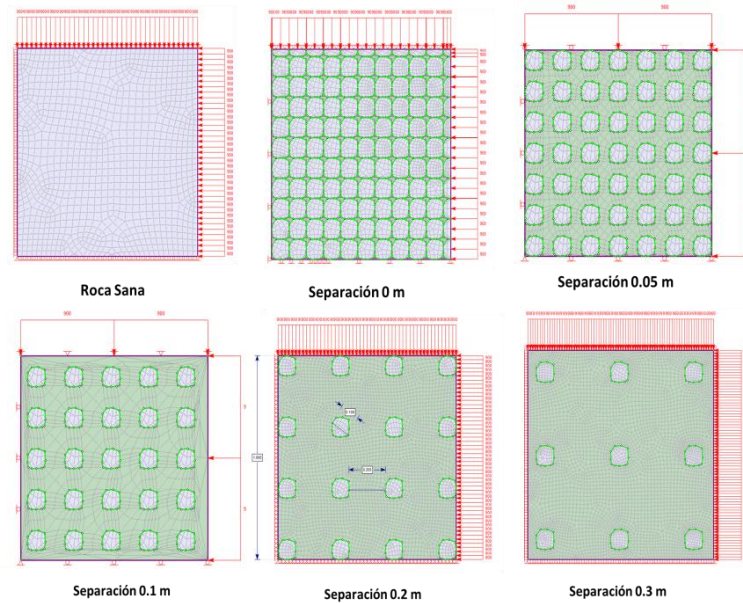


Figura 4-32. Modelo de roca sana y de bloques de Andesita de 10 cm de diámetro empacados en arcilla. Fuente: elaboración propia en el programa RS2.

En la Figura 4-33 se hizo la comparación de roca sana contra bloques de andesita de 10 cm de diámetro, empacados en arcilla, y se puede observar cómo la resistencia disminuye drásticamente, debido las propiedades del relleno en el que los bloques se encuentran empacados (arcilla).

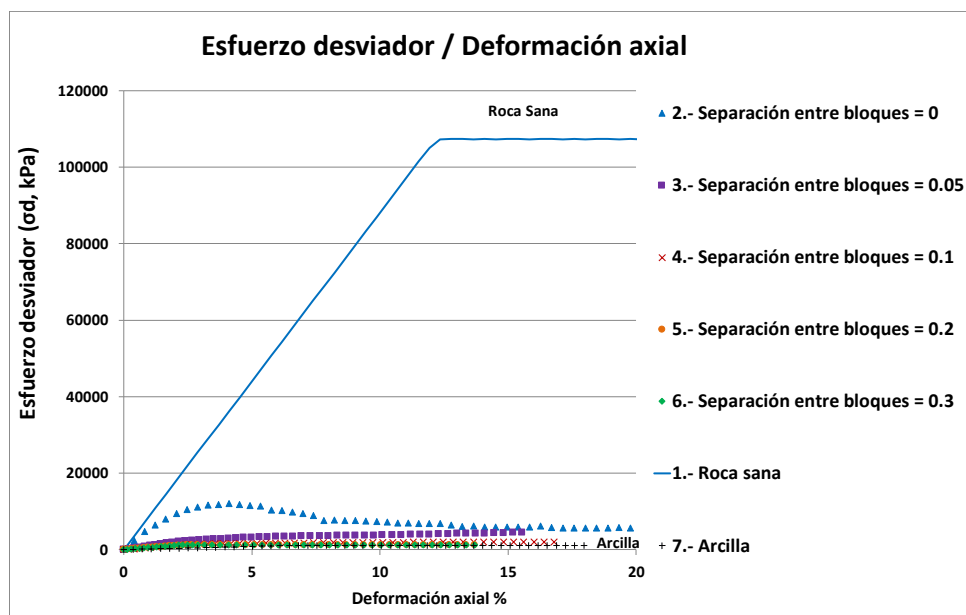


Figura 4-33. Comparación de roca sana con bloques de andesita de 10 cm de diámetro, empacados en arcilla.

A continuación se presenta la comparación de disminución de la resistencia, sin incluir la roca sana, para poder apreciar mejor los valores obtenidos, dónde se observa que a mayor

separación s tiene menor resistencia, también se incluye un modelo de arcilla sola, para compararla con los modelos, y se observa cómo a mayor separación la resistencia que gobierna es la de la arcilla, por lo que practicamente la gráfica esfuerzo/deformación de las mayores separaciones 0.2 y 0.3 m es igual a la gráfica esfuerzo/deformación de la arcilla.

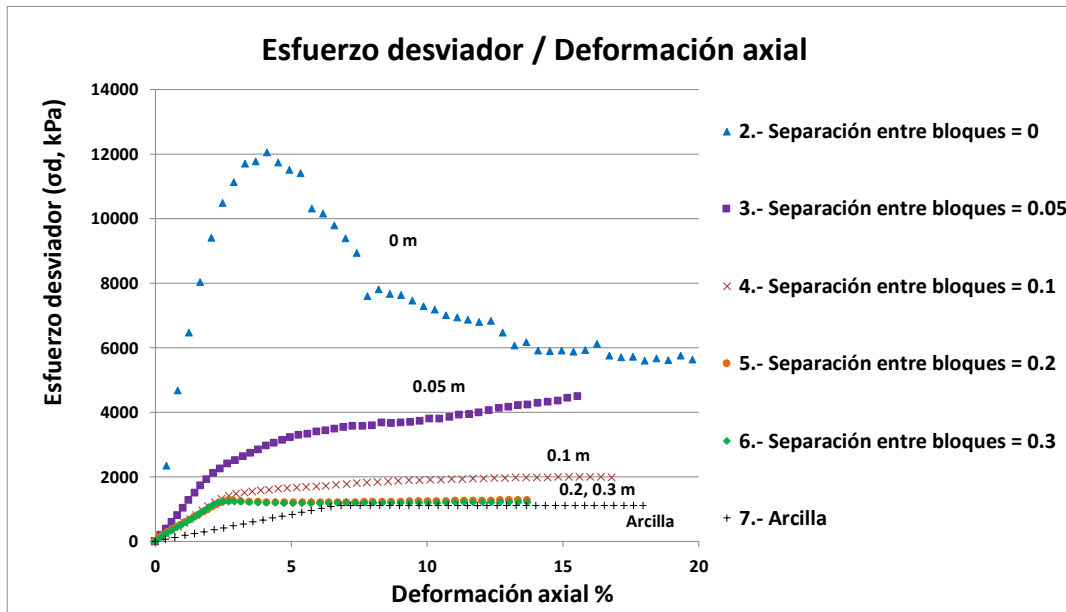


Figura 4-34. Comparación de disminución de la resistencia, sin incluir la roca sana, para poder apreciar mejor los valores.

En la Figura 4-35, se puede apreciar cómo a medida que los bloques están más separados, la resistencia que rige es la de la arcilla, es decir conforme aumenta la separación disminuye la resistencia, puesto que se tiene más arcilla. Esta figura es una relación entre la carga máxima registrada en cada prueba y la separación de los bloques, se puede observar el valor obtenido en la roca sana y la comparación con una muestra de arcilla (sin bloques), y que los valores de resistencia en bloques empacados en arcilla quedan en medio de estos.

En la Figura 4-36 se presenta la carga máxima registrada contra la separación de los bloques, sin incluir la roca sana, para que se aprecie mejor la variación de la resistencia en las pruebas que incluyen bloques de roca empacados en arcilla, es decir, sin incluir la roca sana. En donde la resistencia del material va disminuyendo a medida que los bloques están más separados entre sí, pues comienza a gobernar la resistencia de la arcilla y no la del bloque.

En la gráfica deformación volumétrica/deformación axial (Figura 4-37), podemos observar que la mayoría de los modelos presenta dilatación, excepto el modelo de roca sana y el modelo con separación de los bloques a 0.2 m, los cuales presentan compactación. El modelo con separación cero, es el que mayor dilatación presenta, al no haber espacio entre los bloques, esto genera que se presente mayor dilatación, pero esta gráfica no se incluyó, porque

la deformación resultaba de hasta 400 %, lo cual no es un valor aceptable. Se repitió el análisis llegando al mismo resultado, por lo que se determinó excluirlo, esto sucede por detalles de la modelación que aún no determinamos.

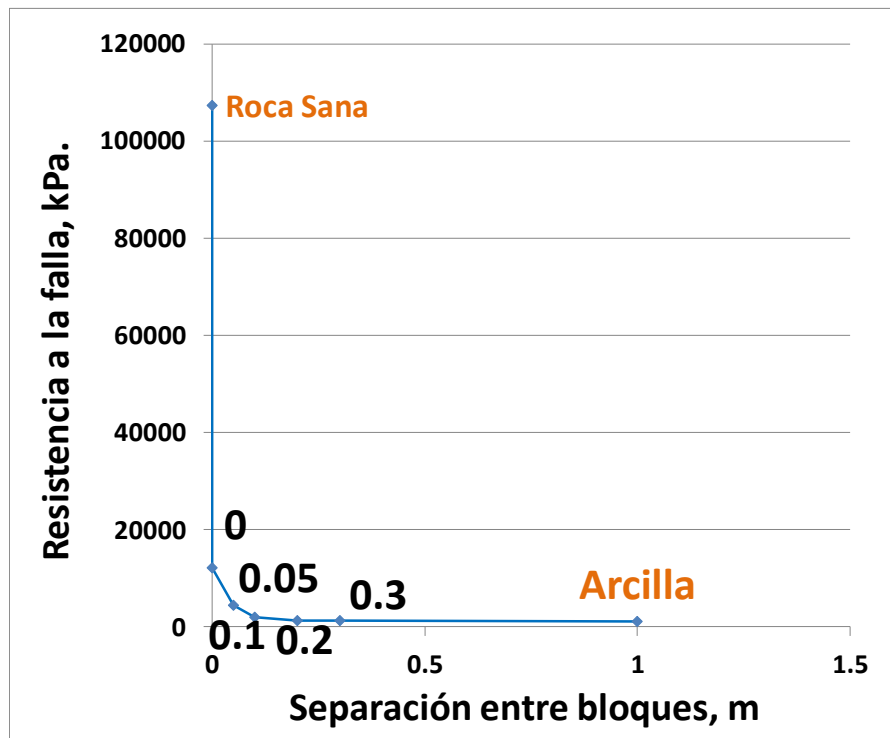


Figura 4-35. Relación entre la carga máxima registrada en cada prueba y la separación de los bloques. Diámetro 10 cm.

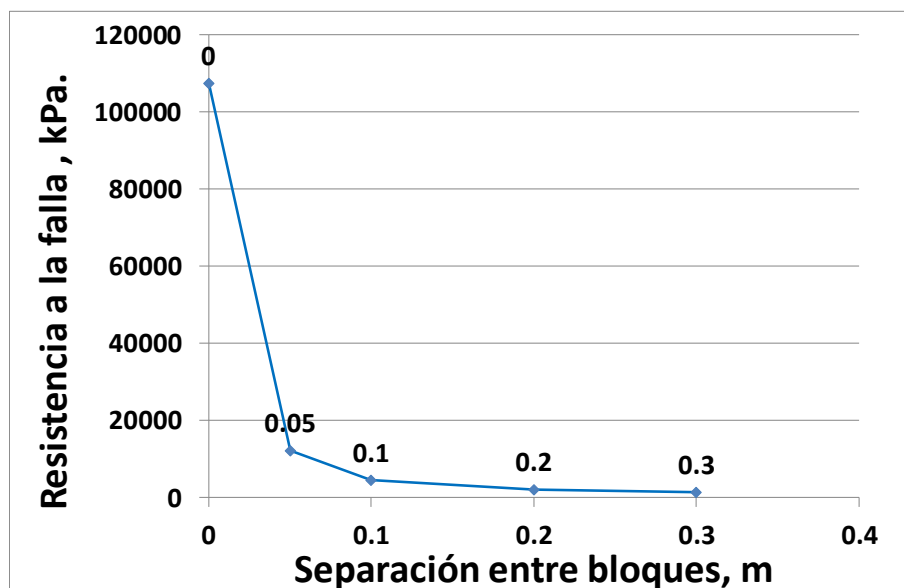


Figura 4-36. Disminución de la resistencia en función del aumento de la separación entre bloques. Diámetro 10 cm.

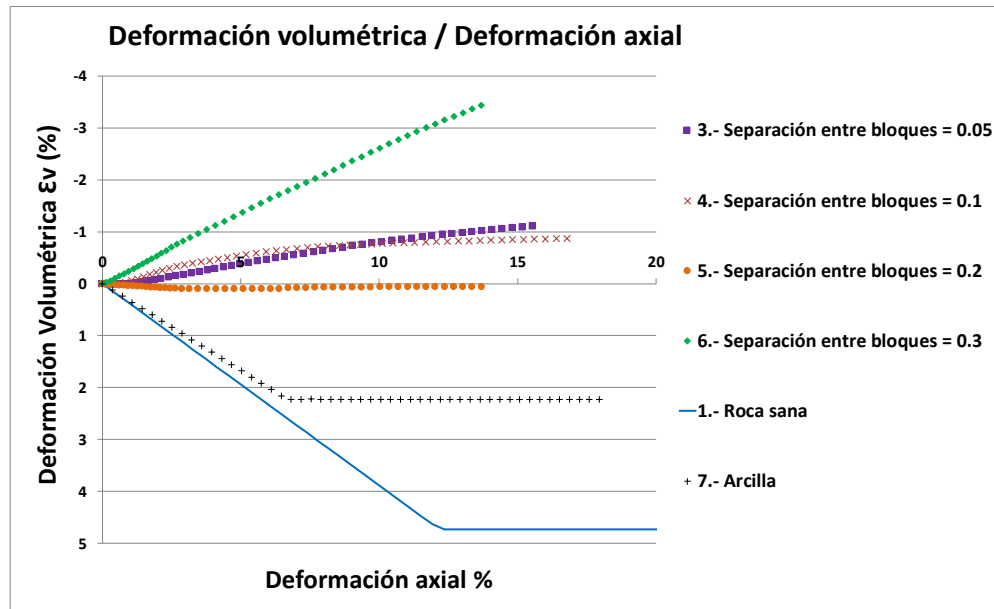


Figura 4-37. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial, bloques de roca de 10 cm de diámetro.

#### 4.3.4.2 Bloques de 16 cm de diámetro empacados en arcilla.

También se modelaron bloques de 16 cm de diámetro y se realizó el mismo procedimiento para observar la variación de la resistencia. También se propusieron diferentes separaciones entre los bloques, y se encuentran empacados en la misma arcilla.

En la Figura 4-38 se muestran los esquemas de los diferentes modelos analizados, desde el modelo de roca sana hasta el modelo de bloques de 16 cm de diámetro con 0.3 m de separación entre ellos.

En la Figura 4-39 se muestra la comparación de la resistencia obtenida en el bloque de roca sana con la resistencia obtenida en los bloques de andesita de 16 cm de diámetro empacados en arcilla. Se puede observar cómo la resistencia disminuye drásticamente, debido a las propiedades del relleno en el que los bloques se encuentran empacados. Por lo que la gráfica que representa la roca sana queda muy por encima de las pruebas de bloques empacados en arcilla, debido a que esta presenta poca resistencia.

En la Figura 4-40 se muestra la comparación de la disminución de la resistencia, sin incluir la roca sana, para que se pueda apreciar mejor la variación de los valores a las distintas separaciones, ya que los valores de la roca sana son mucho mayores.

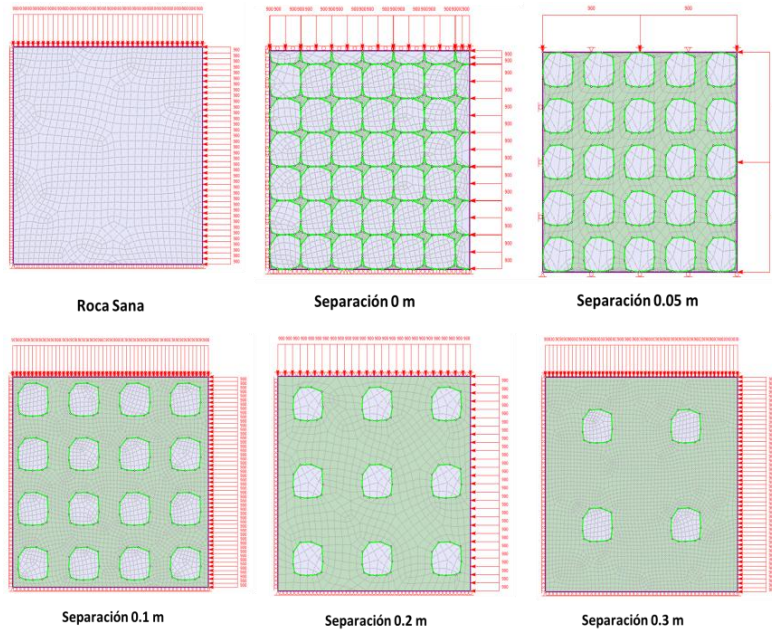


Figura 4-38. Modelo de roca sana y de bloques de Andesita de 16 cm de diámetro empacados en arcilla. Fuente: elaboración propia en el programa RS2.

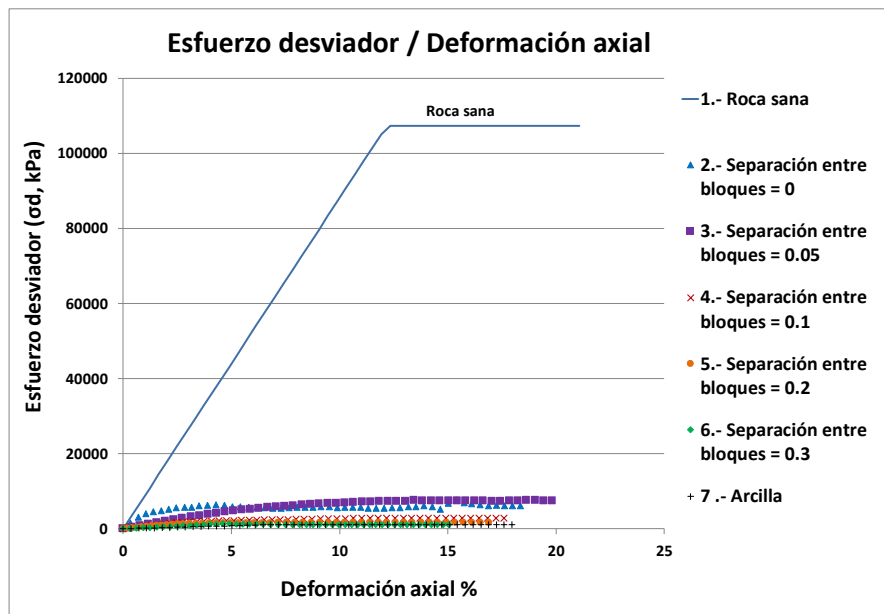


Figura 4-39. Comparación de roca sana con bloques de andesita de 15 cm de diámetro empacados en arcilla.



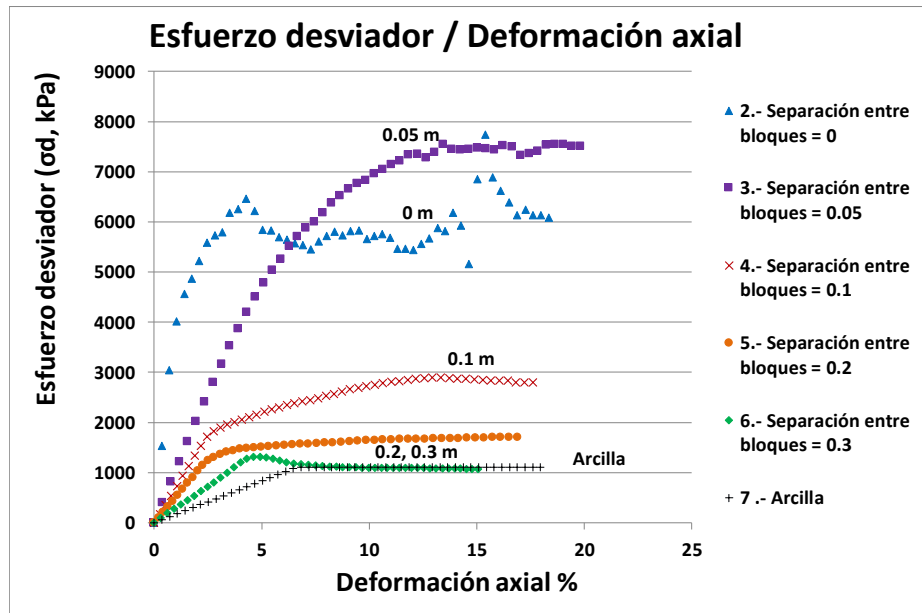


Figura 4-40. Comparación de disminución de la resistencia, sin incluir la roca sana.

La relación entre la carga máxima registrada en cada prueba con bloques de 16 cm de diámetro a distintas separaciones se puede observar en la Figura 4-41. En esta gráfica se incluye el valor de la carga máxima obtenida en la roca sana y la carga máxima obtenida en un modelo de acilla, para observar como a mayor separación de los bloques, la resistencia que gobierna es la de la arcilla, por lo que a mayor separación la carga máxima obtenida se va pareciendo a la carga máxima obtenida en la arcilla.

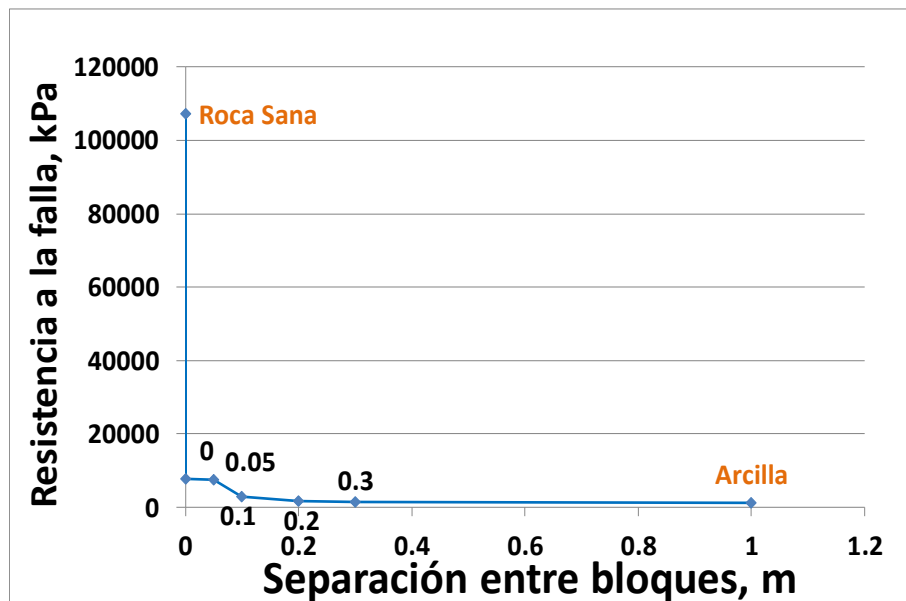


Figura 4-41. Relación entre la carga máxima registrada en cada prueba y la separación de los bloques. Diámetro 16 cm.

En la Figura 4-42 se muestra la disminución de la resistencia en función del aumento de la separación entre bloques, en la cual se muestra que comienza a gobernar la resistencia de la arcilla, la cual es muy inferior a la de la roca.

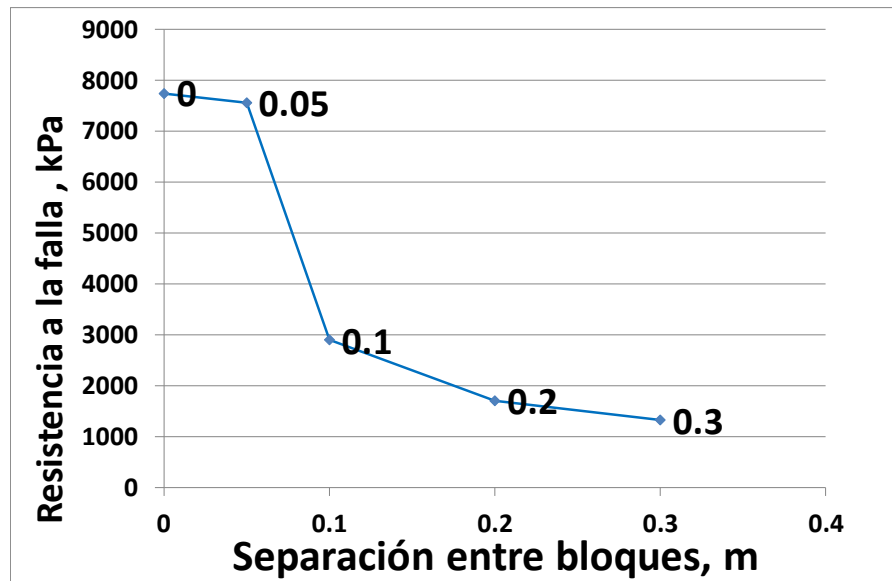


Figura 4-42. Disminución de la resistencia en función del aumento de la separación entre bloques.

Al realizar la gráfica deformación volumétrica/deformación axial (Figura 4-43), observamos los casos en los que se presenta dilatación y compactación. Las gráficas que presentan dilatación son las de los modelos que presentan separación 0, 0.1, 0.2 y 0.3 m. Y los modelos que presentan compactación corresponden a el modelo de roca sana, el modelo con separación 0.05 m y por supuesto la arcilla sola.

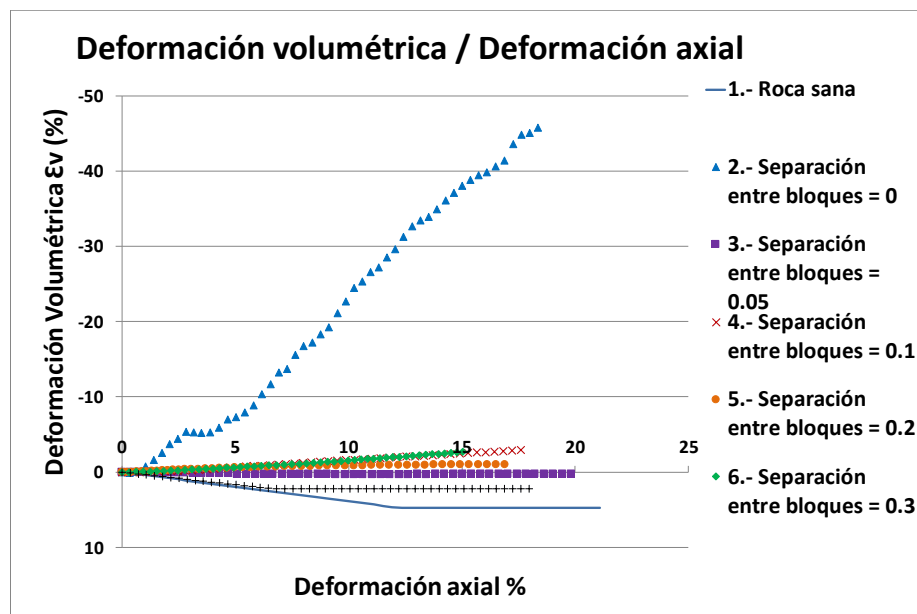


Figura 4-43. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial, bloques de roca de 16 cm de diámetro.

Entre los bloques de 10 cm y 16 cm existe poca variación en la resistencia, puesto que la diferencia en el tamaño de bloque también es pequeña para la escala que se manejó.

En este análisis se presentaron los gráficos esfuerzo/deformación resumen, obtenidos mediante los análisis triaxiales. En los cuales se compara roca sana, con roca fracturada (con y sin relleno) en distintas inclinaciones, en las cuales se observa que la mayor resistencia al corte se presenta al tener una inclinación de  $0^\circ$  y  $90^\circ$ , y decrece conforme la inclinación va favoreciendo el deslizamiento. En el otro caso se presentó la comparación de roca sana, arcilla y bloques de andesita empacados en arcilla, donde la resistencia decrece con el aumento en la separación de los bloques, acercándose cada vez a la resistencia de la arcilla.

#### 4.3.5 Círculos de Mohr.

A continuación, se presentarán los círculos de Mohr de los análisis anteriores, donde se obtuvieron ángulos de fricción interna y cohesión para caso en estudio como complemento del análisis.

En la Figura 4-44 se muestran los círculos de Mohr obtenidos en el análisis triaxial de la roca sana, a tres diferentes presiones de confinamiento, 300, 600 y 900 kPa, donde se obtuvo un ángulo de fricción interna de  $46^\circ$  y una cohesión de 20,689 kPa. Considerando que estos valores pueden ser muy variables, de acuerdo al criterio de quien realiza los círculos.

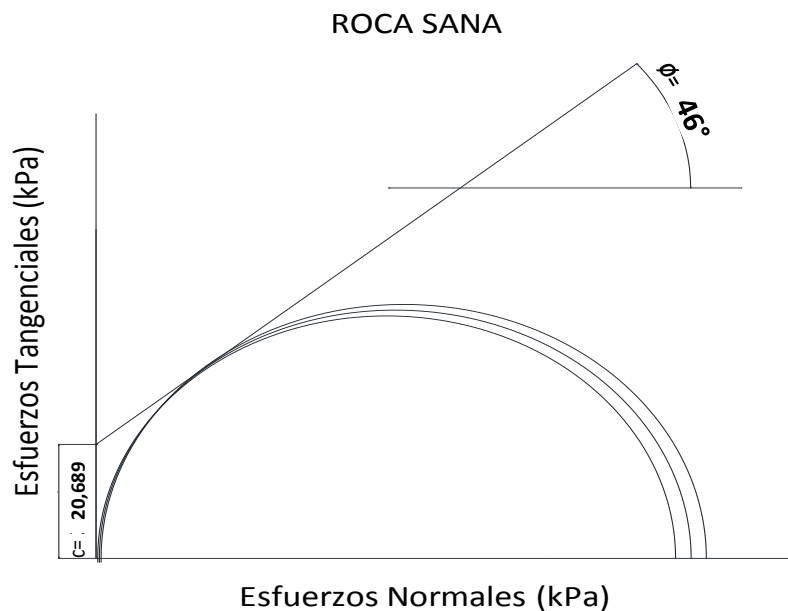


Figura 4-44. Círculos de Mohr, obtenidos para la roca sana.

Para los demás análisis con fines prácticos y de fácil comparación, sólo se realizó el ensayo triaxial a 900 kPa como presión de confinamiento, y de presentarse de manera individual se obtendrían 54 gráficas, por lo que se opta por presentar la Tabla 4-9 y Tabla 4-10 las cuales presentan un resumen con los valores de cohesión y ángulo de fricción interna para cada modelo realizado, incluyendo los modelos de grietas y los modelos de bloques.

Tabla 4-9. Valores de  $c$  y  $\phi$  obtenidos en los modelos que incluyen juntas.

Separación entre grietas	Inclinación de las grietas	$\sigma_3$	$\sigma_d$	C (kPa)	$\phi(^{\circ})$
<b>0</b>	0	900	39232.91	8793	36
	10	900	29160.39	6536	32
	-15	900	28614.42	7521	32
	-30	900	22477.35	5374	29
	45	900	20120.42	5555	27
	60	900	15079.61	4541	24
	-70	900	18140.27	4183	26
	-80	900	33164.85	6782	34
	90	900	39130.59	9439	35
<b>0.05</b>	0	900	8433.136	1934	23
	15	900	6343.276	1995	19
	30	900	5737.858	1824	18
	60	900	3316.404	1007	16
	90	900	105048.1	22845	41
<b>0.1</b>	0	900	4440.555	1260	21
	15	900	5489.786	1298	23
	30	900	2255.465	514	18
	60	900	3605.983	950	22
	90	900	102644.7	21841	41
<b>0.2</b>	0	900	2426.465	321	19
	15	900	2976.348	582	20
	30	900	1793.125	358	17
	60	900	993.822	165	16
	90	900	1135.986	189	16

Las cohesiones y ángulos de fricción varían en función de la variación de la resistencia, a mayor resistencia mayor cohesión y mayor ángulo y viceversa, entre menor resistencia presentaba el modelo, menor cohesión y ángulo de fricción interna.

Tabla 4-10. Valores de  $c$  y  $\phi$  obtenidos en los modelos que de bloques empacados en arcilla.

Diámetro de bloques	Separación entre bloques	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	C (kPa)
10	0	900	12062.52	3049
	0.05	900	4485.05	1107
	0.1	900	2006.29	385
	0.2	900	1266.30	95
	0.3	900	1237.45	244
16	0	900	7745.40	1537
	0.05	900	7550.76	1784
	0.1	900	2892.00	513
	0.2	900	1701.62	387
	0.3	900	1315.40	201

#### 4.3.6 Comparación del modelo con juntas y modelos de bloques con el modelo de Hoek-Brown generalizado.

Se presenta la comparación de los resultados de la modelación de pruebas triaxiales, de los dos modelos constitutivos empleados en el análisis (Hoek- Brown original y Hoek-Brown generalizado). Se quiere evaluar la influencia de las juntas por un lado dibujadas directamente en el modelo (Hoek-Brown Original, HBO), y por el otro lado, inferidas a partir del parámetro GSI (Hoek-Brown generalizado, HBG). Se emplearon valores de GSI que semejaran las juntas modeladas anteriormente, considerando las limitaciones que se tienen para este caso, ya que anteriormente se modelaron las juntas de manera manual. Es decir, se dibujaron de manera independiente y se usó el criterio original, y en el siguiente análisis como se empleará el modelo generalizado, que hace la reducción de la resistencia por medio del GSI, y propone ciertos patrones de fracturamientos (Figura 2-8), tendremos que elegir el que más se parezca a las condiciones de campo.

##### 4.3.6.1 Comparación del modelo con juntas.

En este análisis se hace el modelado de un bloque de roca de 1 metro por 1 metro nuevamente, pero esta vez en lugar de dibujar roca con discontinuidades directamente en el modelo, y usar el criterio de HBO, se emplea el criterio HBG, y la reducción de la resistencia se hace por medio del GSI, es decir se seleccionaron valores de GSI, que representen la condición de

roca con juntas, en este caso se emplearon GSI = 45, 60, 65 y 70, que corresponden a roca muy fracturada, con superficie regular GSI=45, y roca fracturada con superficie buena GSI=60, 65 Y 70 (porque en es este caso es equivalente a juntas a separación cero sin relleno, es decir la calidad de la superficie de la grieta es regular y buena), con base en la Figura 2-8.

En la Tabla 4-11, se presentan los valores de referencia usados en el modelo de HBG que se comparó con el modelo con juntas.

**Tabla 4-11. Valores empleados en el modelo equivalente para representar el modelo con juntas.**

<b>Tipo de Roca:</b>	<b>Andesita</b>
<b>Criterio: Hoek-Brown Generalizado</b>	
Resistencia a la compresión simple de la roca intacta (pico) (kPa)	100,000
Módulo de Elasticidad E (kPa)=	906,725
Relación de Poisson u=	0.3
Índice de resistencia geológica GSI=	45, 60, 65, 70
mi=	17
Factor de disturbancia d=	0.7
Condición=	Roca con juntas, 70° inclinación, 0 m de separación, sin relleno.

En la Figura 4-45 se muestra el modelo en el que se usó el criterio Hoek-Brown original (izquierda), con juntas a 0 m de separación entre juntas y 70° de inclinación. Y el modelo equivalente con el que se compara, el cual emplea Hoek-Brown generalizado (derecha).

En la Figura 4-46 se presenta la gráfica esfuerzo - deformación obtenida de este análisis triaxial con el criterio generalizado, para cada GSI empleado, y la comparación con la gráfica del modelo con juntas Hoek Brown Original (HBO). Se puede observar que la gráfica que mejor ajusta en cuanto a resistencia es la que usa el GSI de 65, en cambio vemos que la gráfica que presenta una tendencia similar a la gráfica del criterio original es la que emplea un GSI de 70.

En la Figura 4-47 se puede observar que los modelos analizados en comparación con el criterio de Hoek-Brown original (HBO). Se observa de manera muy evidente que el HBO presentan dilatancia por el fracturamiento del material. De las otras curvas se deduce que la incorporación del GSI, reduce drásticamente la dilatancia inclusive se presenta sólo compactación.

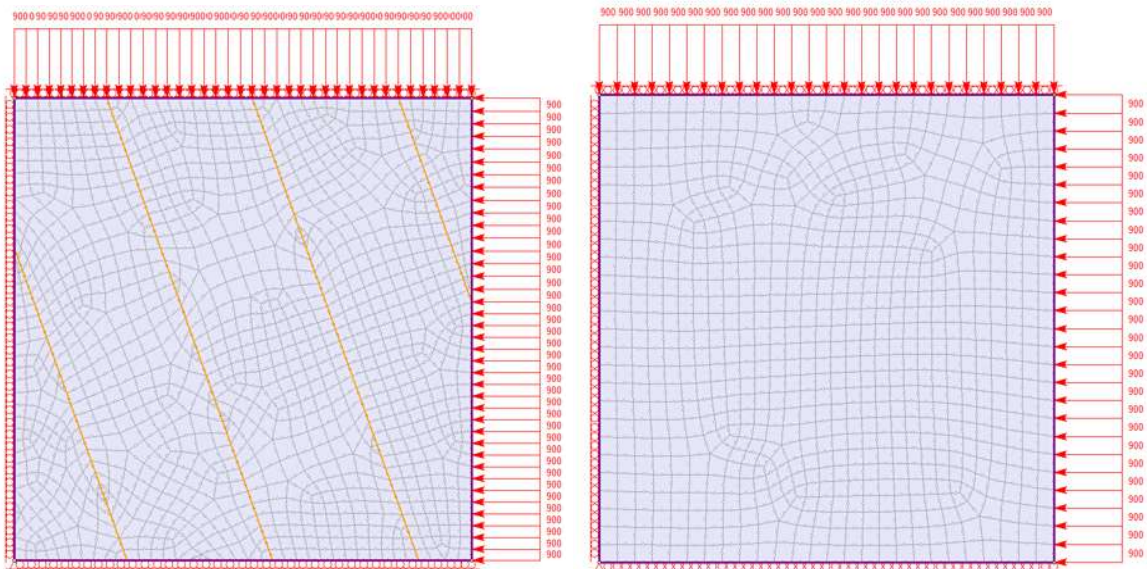


Figura 4-45. Izquierda: Modelo con juntas a 0 m de separación, a 70° de inclinación (HBO). Derecha: Modelo equivalente, GSI= 45, 60, 65, 70 (HBG).

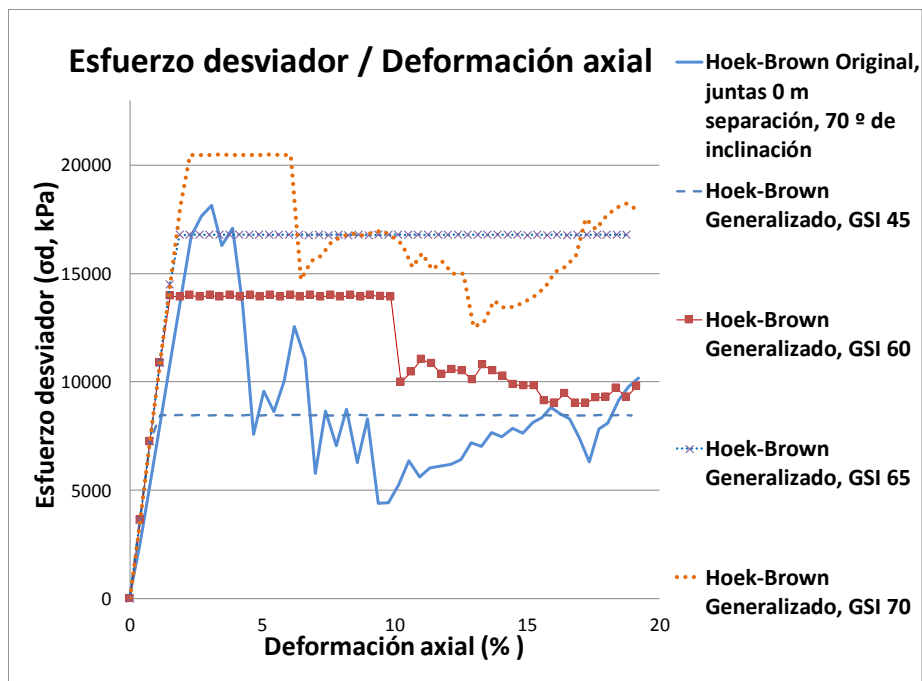


Figura 4-46. Gráfica esfuerzo / deformación obtenida del análisis triaxial del modelo de roca con discontinuidades con relleno de arcilla a 70° de inclinación y separación de 0 m.



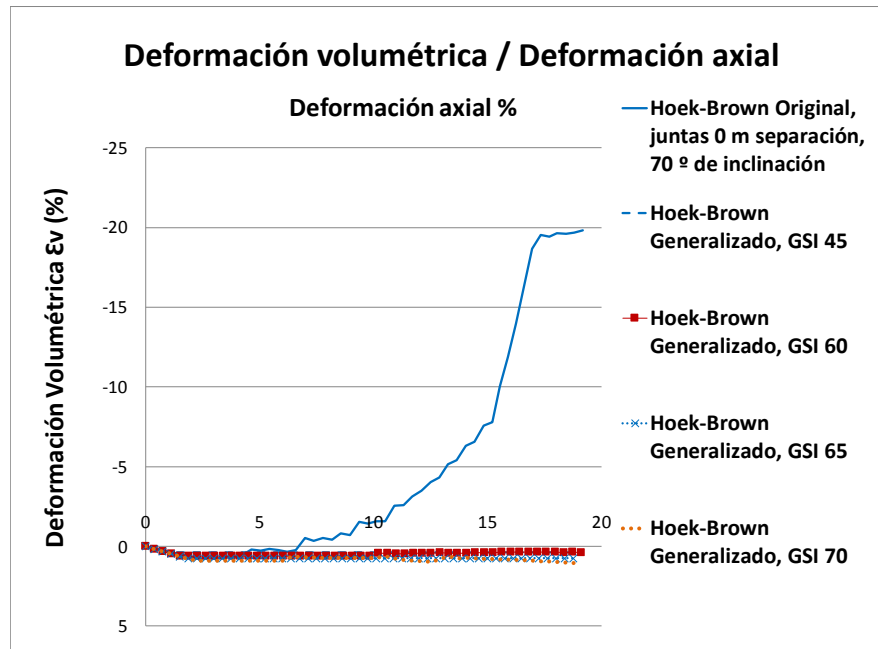


Figura 4-47. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial del modelo de roca con discontinuidades con relleno a 70° de inclinación y separación de 0 m.

#### 4.3.6.2 Comparación del modelo de bloques de 10 cm de diámetro, empacados en arcilla a 0.05 m de separación.

Se hace el modelado de un bloque de roca de 1 metro por 1 metro nuevamente, y se usa el criterio de Hoek-Brown generalizado, seleccionando valores de GSI = 21, 28 y 30, que corresponden a roca desintegrada con una calidad de superficie pobre, porque se está comparando con la condición de bloques de roca empacados en arcilla (analizados anteriormente con el criterio original), con base en lo que especifica la Figura 2-8. Determinación del GSI.

En la Tabla 4-12 se presentan los valores usados en el modelo equivalente a bloques de 10 cm de diámetro, empacados en arcilla a 0.05 m de separación.

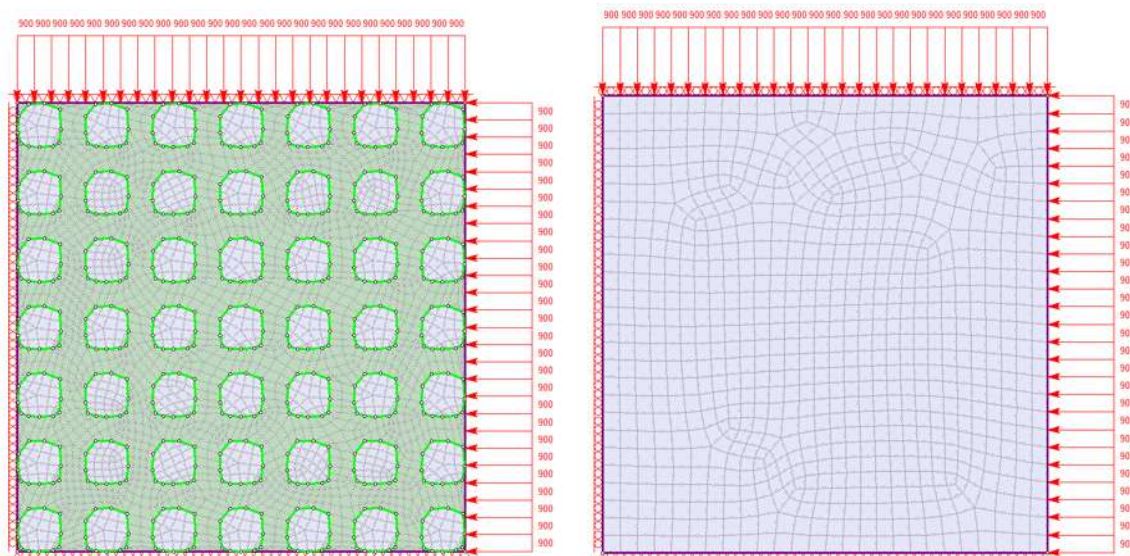
Tabla 4-12. Valores empleados para representar el modelo de bloques empacados en arcilla.

Tipo de Roca:	Andesita
<b>Criterio:</b> Hoek-Brown Generalizado	
Intac. compact strength (peak) (kpa)	100,000
<b>Módulo de Elasticidad E (kPa)=</b>	906,725
<b>Relación de Poisson u=</b>	0.3

<b>Índice de resistencia geológica GSI=</b>	21, 28, 30
<b>mi=</b>	17
<b>Factor de disturbancia d=</b>	0.7
<b>Condición</b>	Bloques empacados en arcilla

En la Figura 4-48 se muestran los dos modelos a comparar; el modelo en el que se usó el criterio Hoek-Brown original (izquierda), bloques de 10 cm de diámetro empacados en arcilla a 0.05 m de separación. Se muestra también el nuevo modelo equivalente, que emplea Hoek-Brown generalizado (derecha).

En la Figura 4-49, se presenta la gráfica esfuerzo – deformación obtenida de este análisis triaxial con el criterio generalizado, el cual es equivalente al modelo de bloques de 10 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0.05 m de separación. Y donde la gráfica que mejor ajusta en cuanto a resistencia es la que emplea el GSI de 21, por el ser el valor que mejor representa la condición de bloques.



**Figura 4-48. Izquierda: Modelo de bloques de 10 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0.05 m de separación (HBO). Derecha: Modelo equivalente, GSI= 21, 28, 30 (HBG).**

En la Figura 4-50 se tiene la gráfica deformación volumétrica - deformación axial, se observa que el modelo analizado con el criterio de HBO, presentan dilatación, por el fracturamiento del material, pues se presenta los bloques de manera física. El modelo con el que se compara, analizado con HBG, presenta compactación, porque el material está constituido en una sola fase, y presenta únicamente compactación; tal como sucede en el análisis anterior.

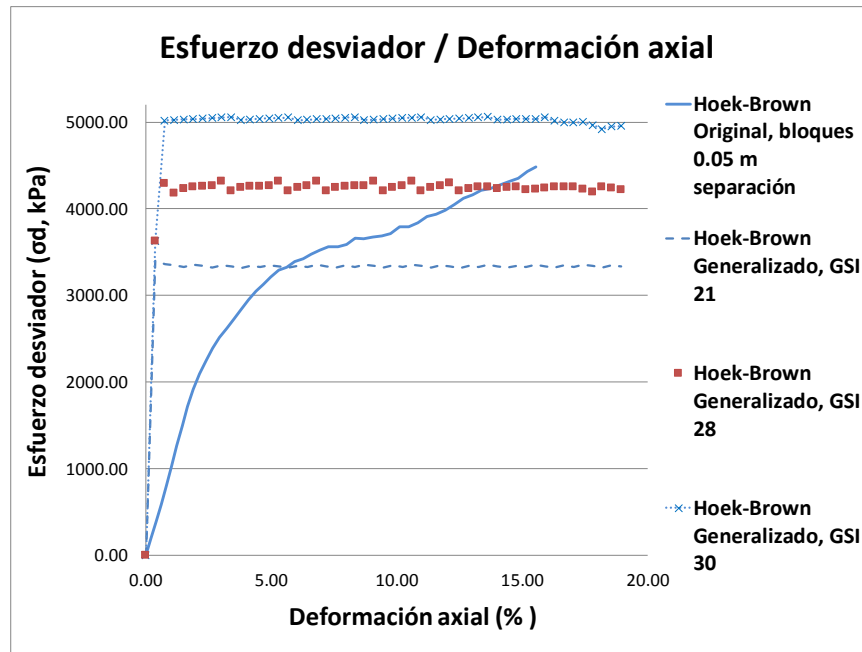


Figura 4-49. Gráfica esfuerzo / deformación obtenida del análisis triaxial del modelo de bloques de roca de 10 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0.05 m de separación.

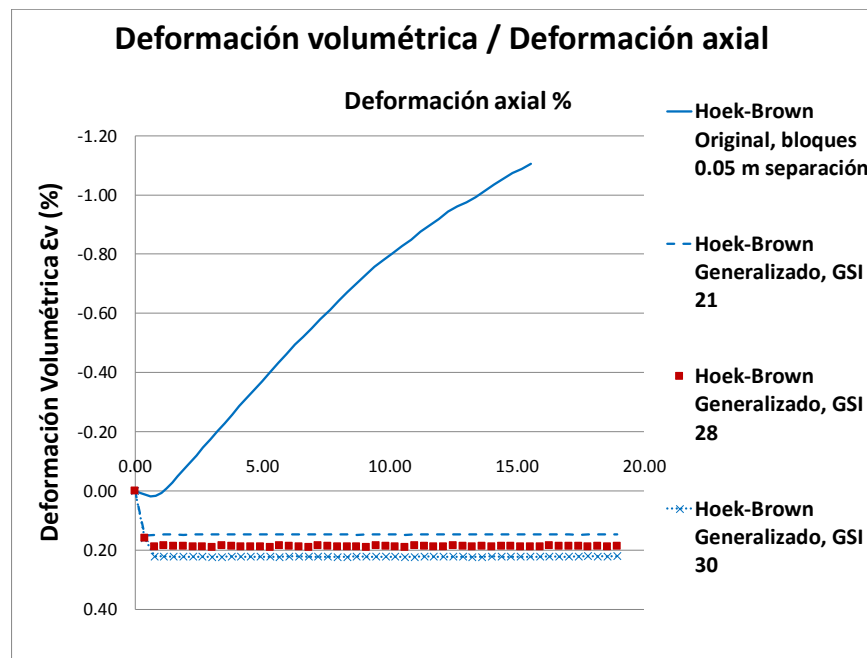


Figura 4-50. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial del modelo de bloques de roca de 10 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0.05 m de separación.

#### 4.3.6.3 Comparación del modelo de bloques de 16 cm de diámetro, empacados en arcilla a separación 0 m.

Se hace el modelado de un bloque de roca de 1 metro por 1 metro nuevamente, y se usa el criterio de Hoek-Brown generalizado. Se seleccionaron valores de GSI = 30, 35 y 40, que corresponden a roca fracturada con una calidad de superficie regular.

En la Tabla 4-13 se presentan los valores usados en el modelo equivalente a bloques de 16 cm de diámetro empacados en arcilla a separación 0 m.

Tabla 4-13. Valores empleados para representar el modelo equivalente de bloques empacados en arcilla.

<b>Tipo de Roca:</b>	<b>Andesita</b>
<b>Criterio: Hoek-Brown Generalizado</b>	
<b>Intac. compact strength (peak) (kPa)</b>	100,000
<b>Módulo de Elasticidad E (kPa)=</b>	906,725
<b>Relación de Poisson u=</b>	0.3
<b>Índice de resistencia geológica GSI=</b>	30, 35, 40
<b>mi=</b>	17
<b>Factor de disturbancia d=</b>	0.7
<b>Condición</b>	Bloques empacados en arcilla

En la Figura 4-51 se muestran los dos modelos a comparar; el modelo en el que se usó el criterio Hoek-Brown original (izquierda), bloques de 16 cm de diámetro empacados en arcilla a 0 m de separación. Y el nuevo modelo equivalente, que emplea Hoek-Brown generalizado (derecha).

En la Figura 4-52, se presenta la gráfica esfuerzo – deformación obtenida de este análisis triaxial con el criterio generalizado, el cual es equivalente al modelo de bloques de 16 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0 m de separación. Y dónde la gráfica que mejor ajusta en cuanto a resistencia es la que emplea el GSI de 35, por el ser el valor que mejor representa la condición de estos bloques.

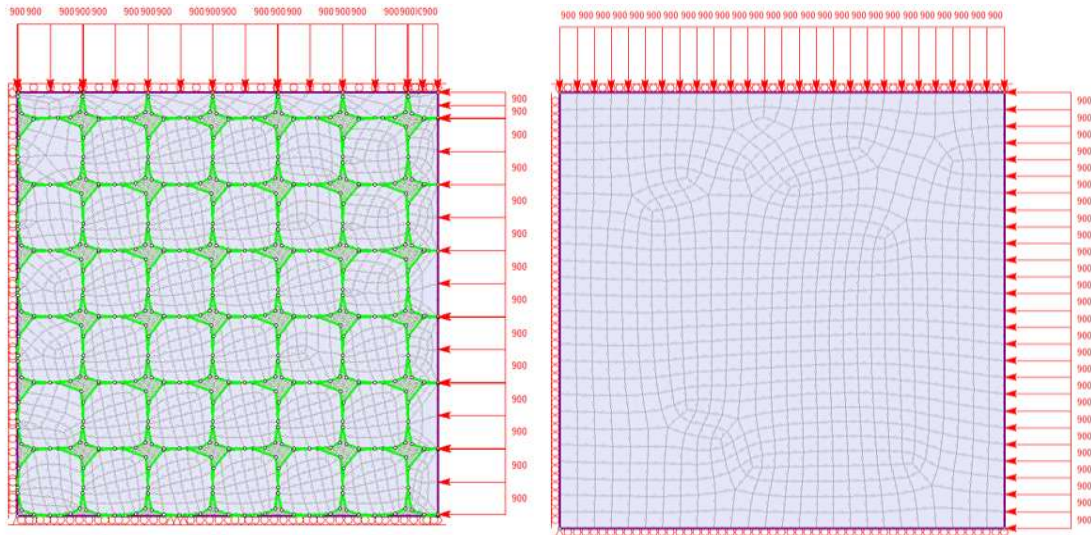


Figura 4-51. Izquierda: Modelo de bloques de 16 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0 m de separación (HBO). Derecha: Modelo equivalente, GSI= 30, 35, 40 (HBG).

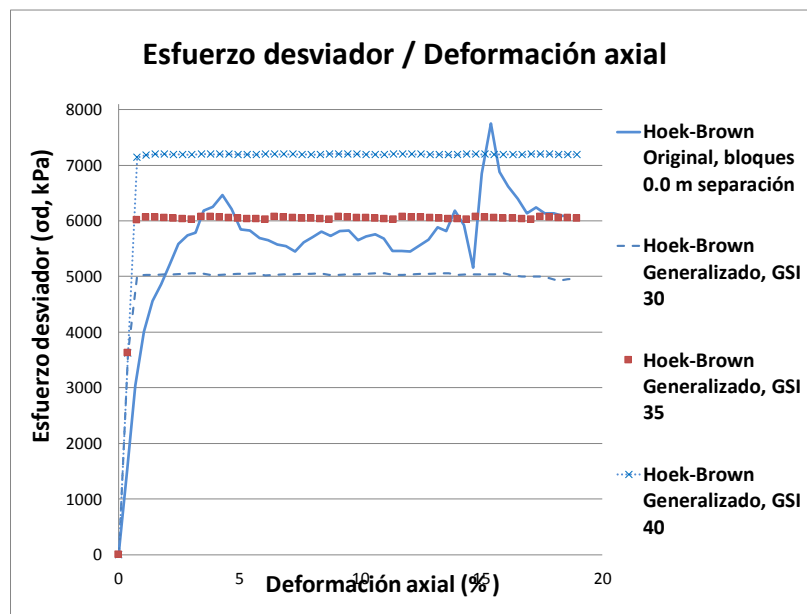


Figura 4-52. Gráfica esfuerzo / deformación obtenida del análisis triaxial del modelo de bloques de roca de 16 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0 m de separación.

En la Figura 4-53 se tiene la gráfica deformación volumétrica - deformación axial. Se observa que el modelo analizado con el criterio de HBO, presentan dilatancia, por el fracturamiento del material, pues se presenta los bloques de manera física. y el modelo con el que se compara, analizado con HBG, presenta compactación, porque el material está constituido en una sola fase, lo cual no le permite dilatar. Esto sucede también en los análisis anteriores.

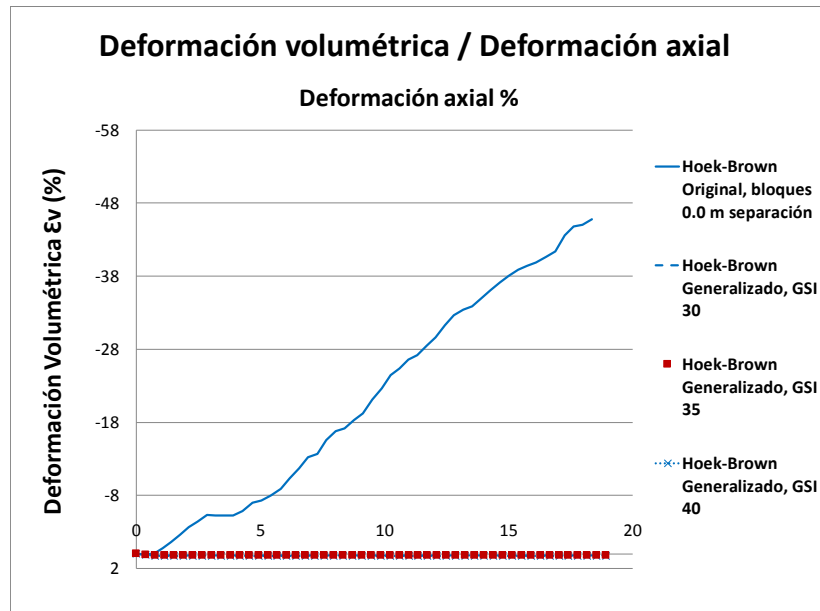


Figura 4-53. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial del modelo de bloques de roca de 16 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0 m de separación.

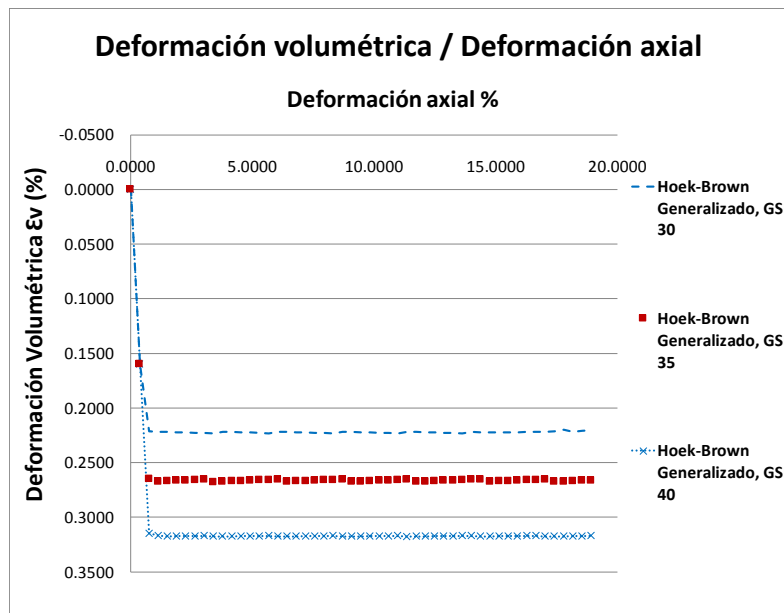


Figura 4-54. Gráfica deformación volumétrica/deformación axial del modelo de bloques de roca de 16 cm de diámetro empacados en arcilla, a 0 m de separación.

Al igual que en los casos anteriores la curva resultado del análisis con el criterio de HBO, presenta dilatación, y las curvas resultado de los análisis con el criterio HBG presentan compactación. Debido a lo ya mencionado, que en este último análisis el material es considerado en una sola fase y no presenta fracturamientos de manera física, sólo la reducción de la resistencia por medio del GSI. En la Figura 4-54, se muestran las gráficas resultado del



análisis con el criterio de HBG sin incluir la gráfica resultante del análisis con HBO, y poder apreciar los fenómenos mencionados, con más claridad.

#### **4.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUD CON MEF. PROPUESTA DE NUEVA ESTRATIGRAFÍA.**

En este apartado se realizará el análisis de una estratigrafía propuesta con anterioridad, por parte de la UMSNH, como primer análisis de la ladera en estudio, la cual se realizó de manera muy general, debido a que se requería tener un análisis rápido de referencia. También se hará la propuesta de una nueva estratigrafía afinada, para representar mejor las condiciones de campo, tomando como base lo que se reportó en los sondeos 2 y 3 del portal de salida del túnel II, realizados por la UMSNH como complemento de los estudios necesarios para la construcción del libramiento sur de Morelia, a petición de la SCT, como recomendación de la UNAM (la información disponible en los sondeos 2 y 3, se presenta en el anexo 1, de este documento).

El tipo de análisis que se llevará a cabo se trata de un análisis de reducción de resistencia, disponible en el programa RS2 del paquete -Rocscience<sup>®</sup>, con el que se obtienen factores de seguridad de la ladera, el análisis se realizará tanto para la nueva estratigrafía como para la estratigrafía anterior.

La propuesta de la nueva estratigrafía se realizará de dos maneras, una fase continua y una fase discontinua. En ambas fases se utilizará el criterio de Hoek-Brown generalizado, con la diferencia de que en la fase continua el material no incluirá fracturas (razón por la cual se nombra fase continua), únicamente se hará la reducción de resistencia por medio del GSI, y en la fase discontinua se tendrán grietas (el material es discontinuo debido a la presencia de grietas), las cuales por si solas reducen la resistencia del macizo rocoso. Al final se realizará la comparativa entre ambos casos (fase continua y fase discontinua), ya que en teoría debe resultar el mismo factor de seguridad en ambas fases, ya que las condiciones son las mismas, sólo que representadas de manera diferente.

##### **4.4.1 Análisis de la estratigrafía anterior.**

En primera instancia y debido a que se requería entregar un primer análisis de la ladera rápido, previo al inicio de la construcción de la obra, se generó una estratigrafía muy general de la ladera, tal como se muestra en la Figura 4-55, dónde se presentan cuatro estratos principalmente en el cuerpo de la ladera en estudio:

Estrato 1: es una roca fracturada de calidad media, y presenta una capa de arcilla superficial (de profundidad variable), posteriormente se presenta una roca alternada entre brecha



volcánica andesítica y andesita, en algunas zonas muy fracturadas. Los RQD muestran la presencia de bloques de roca sana.

Estrato 2: es producto del depósito de talud en la parte más deteriorada. Existe una capa de arcilla superficial (10 m), posteriormente bloques de roca andesítica empacada en arcilla y por último se presenta una roca alternada entre brecha volcánica andesítica y andesita muy fragmentada, con presencia de bloques de roca sana.

El estrato denominado como arcilla superficial se trata de una arcilla de alta plasticidad que corona el estrato 1 y 2.

El estrato denominado como arcilla inferior, se trata de una arcilla de alta plasticidad y/o limo de baja plasticidad, es el estrato de suelo que se muestreó en el sondeo 1 del portal Morelia. Este estrato tiene una consistencia variable hasta los 13 m y a partir de aquí, la consistencia a la penetración es de más de 50 golpes, y se alterna con de estratos de menor resistencia, los cuales posiblemente se traten de planos de falla.

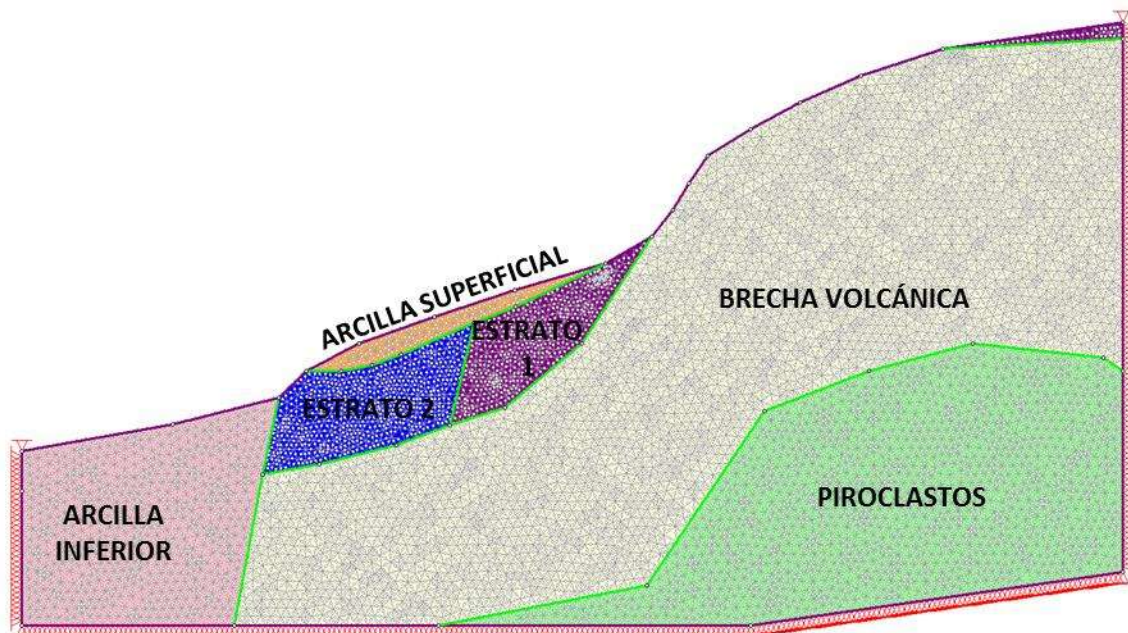


Figura 4-55. Estratigrafía propuesta al principio de los análisis.

Las propiedades de todos los estratos modelados en la ladera, se presentan en la Tabla 4-14.

Tabla 4-14. Parámetros utilizados para modelar los estratos que se muestran la Figura 4-55.

Propiedad	Estrato 1	Estrato 2	Brecha Volcánica	Piroclastos	Arcilla Superficial	Arcilla de inferior
$\sigma_{ci}$ (MPa)	100	80	80			

<b>GSI</b>	Blocky, Disturbed (Fair) 38	Disgregado (10 malo)	Disgregado (10 malo)			
<b>mi</b>	19±5=15 (brecha Volcánica)	19±5=15 (brecha Volcánica)	19±5=15 (brecha Volcánica)			
<b>Factor de disturbancia D</b>	0.7	0.7	0.8			
<b>mb</b>	0.497	0.107	0.071			
<b>s</b>	1.25E-04	2.20E-06	1.20E-06			
<b>a</b>	0.513	0.585	0.5854			
<b>Parámetros del Morh-Coulomb</b>	C=0.497 MPa	C=0.095 MPa		C= 2.647 kg/cm <sup>2</sup> (264.779 KPa)	C=0.13 kg/cm <sup>2</sup> (12 KPa)	C=0.3 kg/cm <sup>2</sup> (29.42 KPa)
	Ø=44° E= 1565.68 MPa	Ø=25.77° E= 543.49 MPa		E= 10324.1	Ø=22° E=15 MPa	Ø=17° E=15 MPa
<b>γm</b>	2.5 ton/m <sup>3</sup> (24.52 kN/m <sup>3</sup> )	2.2 ton/m <sup>3</sup> (21.58 kN/m <sup>3</sup> )	2.353 ton/m <sup>3</sup> (23.53 kN/m <sup>3</sup> )	2.6 ton/m <sup>3</sup> (26.703 kN/m <sup>3</sup> )	1.7 ton/m <sup>3</sup> (16.67 kN/m <sup>3</sup> )	1.6 ton/m <sup>3</sup> (15.69 kN/m <sup>3</sup> )

Con esta estratigrafía, se realizó el análisis de toda la ladera y se obtuvo un factor de seguridad de 0.93, tal como se puede observar en la Figura 4-56.

En la Figura 4-57 se muestran los desplazamientos obtenidos, donde el mayor desplazamiento se tiene en la parte superior de 5.3 cm (zona en color rojo).

Se agregó también un área de búsqueda, para analizar únicamente el factor de seguridad en la zona de los estratos que nos interesa afinar (estrato 1 y 2), y se obtuvo un factor de seguridad de 2.59 (Figura 4-58). Se puede observar además que la zona con mayor deformación de corte se presenta en el estrato 2.

En la Figura 4-59 se muestran los desplazamientos obtenidos en el análisis con el área de búsqueda en los estratos 1 y 2. El mayor desplazamiento se tiene en el estrato 2, igual a 1 m.

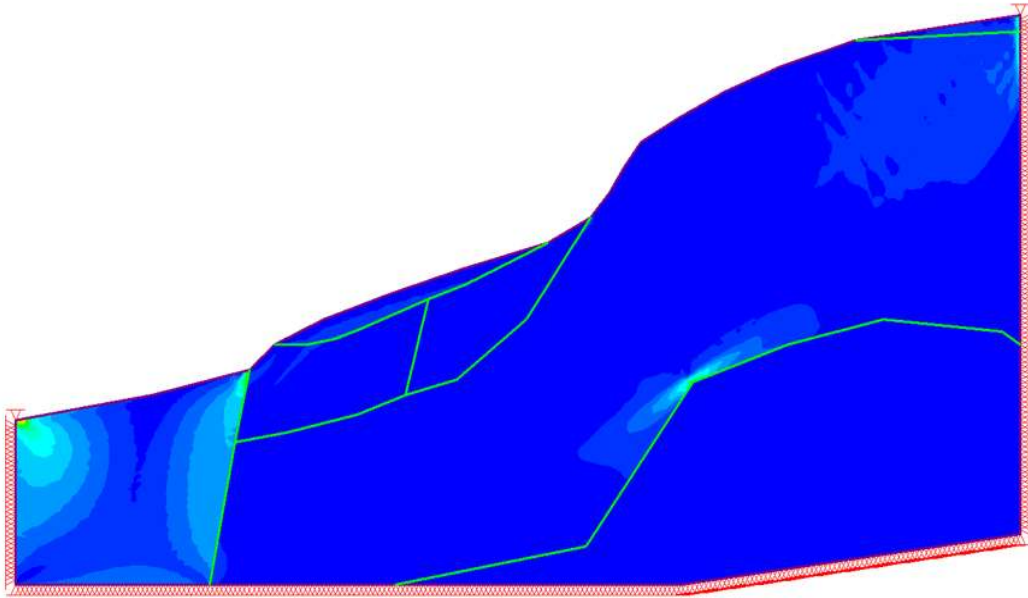


Figura 4-56. Análisis de la ladera, con la estratigrafía propuesta de manera general, obteniéndose un F.S. de 1.09.

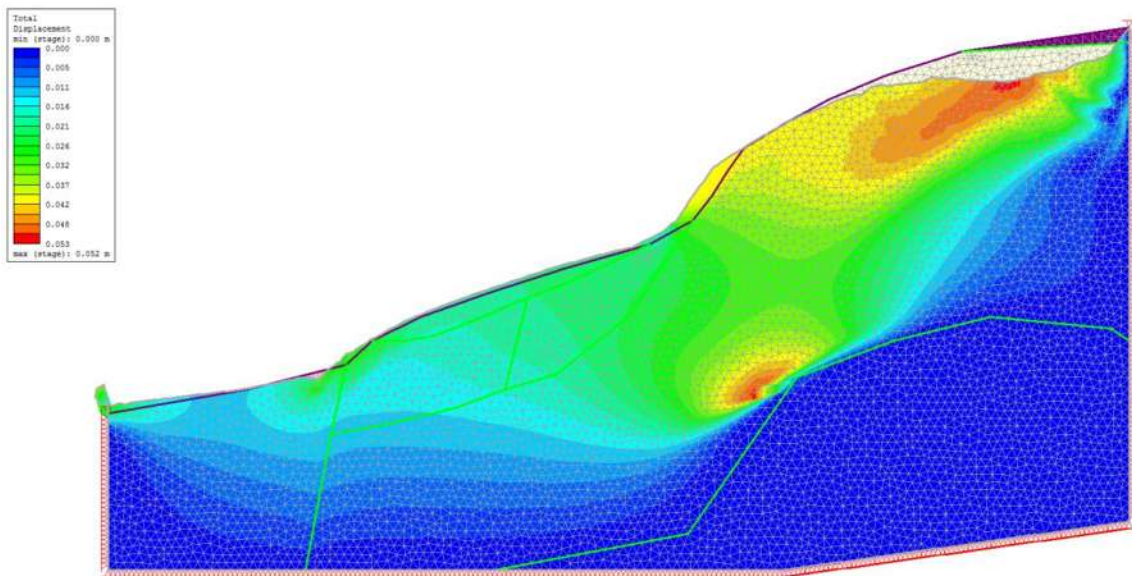


Figura 4-57. Desplazamientos obtenidos en el análisis de la ladera. El mayor desplazamiento se tiene en la parte superior de 5.3 cm.



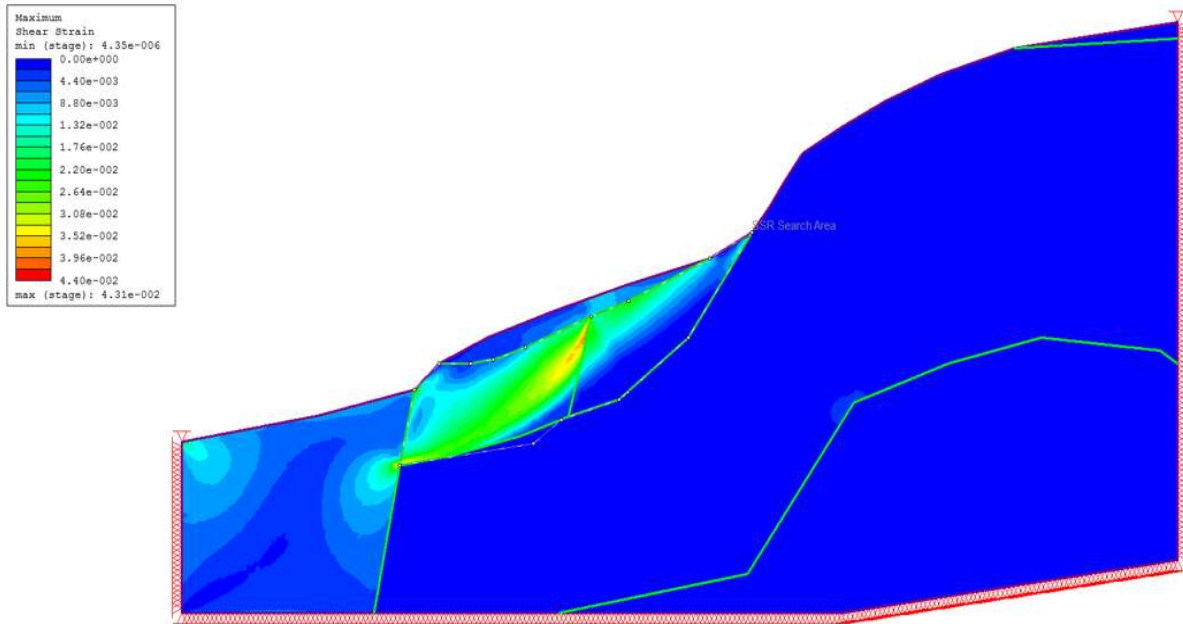


Figura 4-58. Análisis de la ladera, considerando sólo el área de los estratos de interés, se obtuvo un factor de seguridad de 2.59.

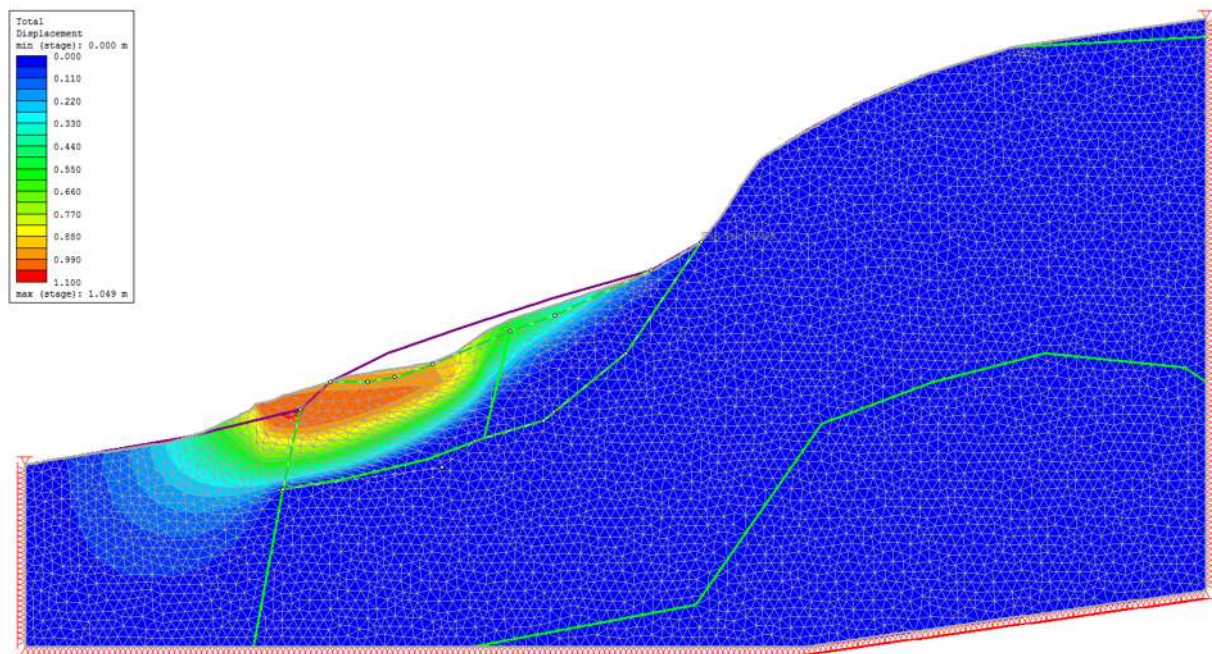


Figura 4-59. Desplazamientos obtenidos en el análisis.

#### 4.4.2 Análisis de la nueva estratigrafía.

La nueva estratigrafía se propondrá en dos fases, como se mencionó anteriormente, una discontinua y otra continua, que en teoría deben arrojar los mismos factores de seguridad, ya que las condiciones del material a modelar serán las mismas, pero con distintos parámetros, en ambos casos se usará el criterio de Hoek-Brown generalizado, pero en la fase continua no se tendrán grietas, sólo se reducirá la resistencia por medio del GSI, de tal manera que este parámetro represente las condiciones de fracturamiento del material, y en la fase discontinua se modelarán grietas, considerándose el material en dos fases, la roca y las grietas, por lo que se requerirá tener parámetros adecuados para cada modelo.

Para hacer la propuesta de la nueva estratigrafía, primero se analizará la información disponible en los sondeos 2 y 3 (anexo 1), se afinará la geometría, ya que en los sondeos se observa la presencia de estratos alternados de brecha y andesita, coronados por un estrato de arcilla, y se obtendrán los parámetros necesarios para completar el modelo que incluye grietas.

##### 4.4.2.1 Revisión de la información y propuesta de parámetros.

En este apartado se analizará la información disponible en los sondeos 2 y 3, y se propondrá un tamaño de bloque, se propondrán los parámetros para los materiales tanto para la fase continua como para la discontinua, y también se propondrán los parámetros para los patrones de grietas.

###### 4.4.2.1.1 Propuesta de tamaño de bloque.

En el análisis realizado para la calibración del modelo a emplear en la sección 6.1 se analizaron muestras de 1 metro de alto por 1 metro de ancho. Los tamaños de bloque propuestos corresponden a esta escala, y para pasar a la escala real y proponer una estratigrafía lo más parecida posible a la realidad, se deberá proponer un tamaño de bloque. Con base en lo propuesto por Barton, Lien y Lunde, del Norwegian Geotechnical Institute (NGI), quienes propusieron un índice (Q) para determinar la calidad del macizo rocoso en túneles (Hoek, E. y Brown, E. T, 1985), el cual se calcula con la ecuación 48, descrita a continuación:

$$= \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$$

48

Dónde:

RQD= es el índice de calidad de la roca.

$J_n$ = es el número de sistemas de fisuras.

$J_r$ = es el número de rugosidad de las fisuras.

$J_a$ = es el número de la alteración de las fisuras.

$J_w$ = es el factor de reducción de las fisuras.

SRF= es el factor de reducción por esfuerzos.

Lo que nos interesa de la ecuación 48, es el primer cociente ( $RQD/ J_n$ ), que representa la estructura del macizo rocoso y es una medida rudimentaria del tamaño de los bloques o de las partículas con dos valores extremos (100/0.5 y 10/20) con un factor de diferencia de 400. Si se interpreta el cociente en unidades de centímetros, los tamaños de partículas de 200 a 0.5 cm se pueden apreciar como aproximaciones gruesas, pero bastante realistas. Probablemente los bloques más grandes tendrían varias veces este tamaño y los fragmentos chicos menos de la mitad (partículas de arcilla desde luego no se toman en cuenta), (Hoek, E. y Brown, E. T, 1985).

En la Figura 4-60 se presentan los valores que se pueden utilizar para  $J_n$ , de acuerdo a las condiciones de la roca.

Para proponer el tamaño del bloque se elaboró la Tabla 4-15 dónde se propuso un  $J_n$  a partir de la Figura 4-60, y con el segundo término de la ecuación 48 se calculó el tamaño del bloque, el cual resultó en valores muy pequeños comparado con los tamaños observados en los sondeos y que se muestran en las fotografías de los mismos en la Tabla 0-1 y en la Tabla 0-2 del anexo 1, por lo que se propuso un tamaño de bloque en función de lo observado en los sondeos.

**Tabla 4-15. Tamaño de bloque calculado a partir del segundo término de la ecuación 48 y propuesto en base a los sondeos 2 (km 4+163) y 3 (4+100).**

	Profundidad (m)	Tipo de Material	RQD promedio (%)	$J_n$	T. Bloque calculado (cm)	T. Bloque propuesto (cm)
<b>Sondeo 2 (4+163)</b>	0.00 - 1.50	CH	-	-	-	-
	1.50 - 10.50	Andesita en arcilla	-	-	-	20.00
	10.50 - 15.00	Bv - an	29.98	15	2.00	30.00
	15.00 - 30.00	An	9.84	20	0.49	15.00
	30.00 - 36.00	Bv - an	22.48	15	1.50	30.00
	36.00 - 36.50	An	19.67	15	1.31	30.00
	36.50 - 42.00	Bv - an	-	-	-	20.00

<b>Sondeo 3 (4+100)</b>	0.00 - 3.00	CH	-	-	-	-
	3.00 - 6.00	Bv -an	48.00	12	4.00	20.00
	6.00 - 12.00	An	27.30	15	1.82	20.00
	12.00 - 17.50	Bv -an	40.00	12	3.33	10.00
	17.50 - 21.00	An	51.33	12	4.28	40.00
	21.00 - 24.00	Bv -an	23.58	15	1.57	40.00
	24.00 - 27.00	An	18.00	20	0.90	25.00
	27.00 - 30.00	Bv -an	-	-	-	10.00
	30.00 - 32.50	An	75.00	12	6.25	40.00
	32.50 - 38.20	Bv -an	34.00	20	1.70	50.00
	38.20 - 40	An	40	15	2.67	50.00

Número de sistemas de fisuras	Jn
A. Masivo, sin o con fisuras.	0.5 - 1.0
B. Un sistema de fisuras.	2
C. Un sistema de fisuras + una aislada.	3
D. Dos sistemas de fisuras.	4
E. Dos sistemas de fisuras + una aislada.	6
F. Tres sistemas de fisuras.	9
G. Tres sistemas de fisuras + una aislada.	12
H. Cuatro o más sistemas de fisuras, fisuración intensa, etc.	15
J. Roca triturada, terregal.	20
1. Para cruces en túneles, utilizar (3 x Jn)	
2.- Para portales utilizar (2 x Jn)	

Figura 4-60. Número de sistemas de fisuras, Jn. Fragmento de la tabla 7, clasificación de los parámetros individuales empleados en el índice de calidad de túneles (NGI). Fuente: (Hoek, E. y Brown, E. T, 1985).

#### 4.4.2.1.2 Propiedades de los materiales.

Uno de los parámetros que más influyen en la resistencia del macizo rocoso es el GSI, este se propuso con base en lo observado en los sondeos 2 y 3 en comparación la Figura 2-8, para



la fase continua, el cual toma valores bajos, ya que de esta manera se representará el fracturamiento de la roca. La fase discontinua, el GSI toma valores altos, representando así que los bloques son de roca sana que son la primera fase del material, y por medio de patrones de discontinuidades disponibles en el programa RS2, se representará la otra fase (grietas).

Se incluye además el peso específico del material, la resistencia a la compresión simple de la roca sana obtenida con pruebas de carga puntual, que son parámetros disponibles en los sondeos 2 y 3 (Figura 0-2 y Figura 0-3), de los cuales se realizó un promedio por estrato.

A la constante  $mi$  para la roca andesita le corresponde un valor de 25 y para la brecha de 15 de acuerdo a la Tabla 4-3.

El factor de disturbancia  $D$  es de 0.7 para la Andesita, que corresponde a buena voladura, que da lugar a pequeños daños en el macizo rocoso.  $D$  de 0.8 para la brecha, que corresponde a voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo circundante, de acuerdo a la Figura 2-9.

La relación de módulos ( $MR$ ) toma un valor de 300 para la brecha y 400 para andesita de acuerdo a la Tabla 2-4. Valores de relación de módulos.

Los valores  $mb$ ,  $s$  y  $a$ , los calcula de manera automática el programa.

Tabla 4-16. Parámetros a emplear en el modelo, para los materiales.

	Profundidad (m)	Tipo de Material	T. Bloque propuesto (cm)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	MR	$\gamma_m$ (KN/m3)	$mi$	D	Fase Continua			Fase discontinua				
									GSI (Kpa)	$mb$	$s$	$a$	GSI (Kpa)	$mb$	$s$	$a$
Sondeo 2 (4+163)	0.00 - 1.50	CH	-	-	-	16.67	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1.50 - 10.50	Andesita en arcilla	20.00	67.43	400	23.326	25	0.7	40	0.93	0.0002	0.511	90	14.4	0.234	0.5002
	10.50 - 15.00	Bv - an	30.00	79.23	300	20.12	15	0.8	15	0.1	3E-06	0.561	90	8.27	0.219	0.5002
	15.00 - 30.00	An	15.00	136.4	400	24.613	25	0.7	30	0.53	4E-05	0.522	100	25	1	0.5
	30.00 - 36.00	Bv - an	30.00	167.2	300	21.895	15	0.8	15	0.1	3E-06	0.561	100	15	1	0.5
	36.00 - 36.50	An	30.00	313.5	400	25.26	25	0.7	50	1.6	0.0007	0.506	100	25	1	0.5
	36.50 - 42.00	Bv - an	20.00	167.2	300	26.925	15	0.8	5	0.05	6E-07	0.619	100	15	1	0.5
Sondeo 3 (4+100)	0.00 - 3.00	CH	-	-	-	19.65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3.00 - 6.00	Bv - an	20.00	77.10	300	20.5	15	0.8	5	0.05	6E-07	0.619	90	8.27	0.219	0.5002
	6.00 - 12.00	An	20.00	154.60	400	25.255	25	0.7	40	0.93	0.0002	0.511	100	25	1	0.5
	12.00 - 17.50	Bv - an	10.00	104.41	300	23.437	15	0.8	5	0.05	6E-07	0.619	90	8.27	0.219	0.5002
	17.50 - 21.00	An	40.00	186.24	400	23.73	25	0.7	60	2.78	0.003	0.503	100	25	1	0.5
	21.00 - 24.00	Bv - an	40.00	48.96	300	21.485	15	0.8	20	0.13	5E-06	0.544	70	2.52	0.011	0.5014

24.00 - 27.00	An	25.00	115.05	400	24.055	25	0.7	45	1.22	0.0003	0.508	90	14.4	0.234	0.5002
27.00 - 30.00	Bv -an	10.00	78.85	300	23.165	15	0.8	5	0.05	6E-07	0.619	100	15	1	0.5
30.00 - 32.50	An	40.00	145.29	400	22.02	25	0.7	60	2.78	0.003	0.503	100	25	1	0.5
32.50 - 38.20	Bv -an	50.00	68.24	300	21.395	15	0.8	30	0.23	0.0002	0.522	80	4.56	0.048	0.5006
38.20 - 40	An	50.00	139.63	400	25.69	25	0.7	70	4.81	0.0129	0.501	100	25	1	0.5

#### 4.4.2.1.3 Propiedades de las grietas.

Cómo se mencionó anteriormente el modelo de la fase discontinua incluye patrones de grietas, por lo que se calcularán también las propiedades de las juntas, tomando en cuenta el criterio de Barton-Bandis. Es necesario el parámetro JCS (resistencia a la compresión simple de la pared de la junta), el cual no se incluye en los sondeos 2 y 3, por lo que se optó por tomar un 90% del valor de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta (promedio de cada estrato). El valor de JRC, se calculó con el peine de Barton, y este valor si se incluye en los sondeos, por lo que de igual manera se realizó un promedio por estrato.

Debido a que el programa (RS2) sólo admite el análisis de reducción de resistencia en las juntas para el criterio de Mohr-Coulomb, se calcularon los parámetros equivalentes a partir de la envolvente de Barton (ecuación 35).

Con los parámetros mostrados en la Tabla 4-17 (correspondientes al estrato de Andesita, comprendida en la profundidad de 15 a 30 m), se grafica la envolvente de falla (Figura 4-61) y a partir de ella se calculan los parámetros  $\phi$  y  $c$ . Este procedimiento se realizó para cada estrato encontrado.

Tabla 4-17. Cálculo de  $c$  y  $\phi$ , a partir de la envolvente de Barton para el estrato de andesita comprendido en la profundidad de 15-30 m.

$\tau$ (Mpa)	$\sigma_n$ (Mpa)	$\phi_b$ (°)	JRC	JCS (Mpa)	$\phi$	C (MPa)
0	0	0	0	41.8	9.5	122.79
1.04859	64.5067	2.39018	0.5	41.8	9.5	122.79
1.85309	61.6469	2.08915	1	41.8	9.5	122.79
2.59536	59.9741	1.91306	1.5	41.8	9.5	122.79
3.30072	58.7872	1.78812	2	41.8	9.5	122.79

En la Figura 4-61, se muestra la envolvente de Barton para los parámetros mostrados en la Tabla 4-17, en la cual se obtiene una cohesión de 0.172 MPa y un ángulo de fricción interna de 57.43.

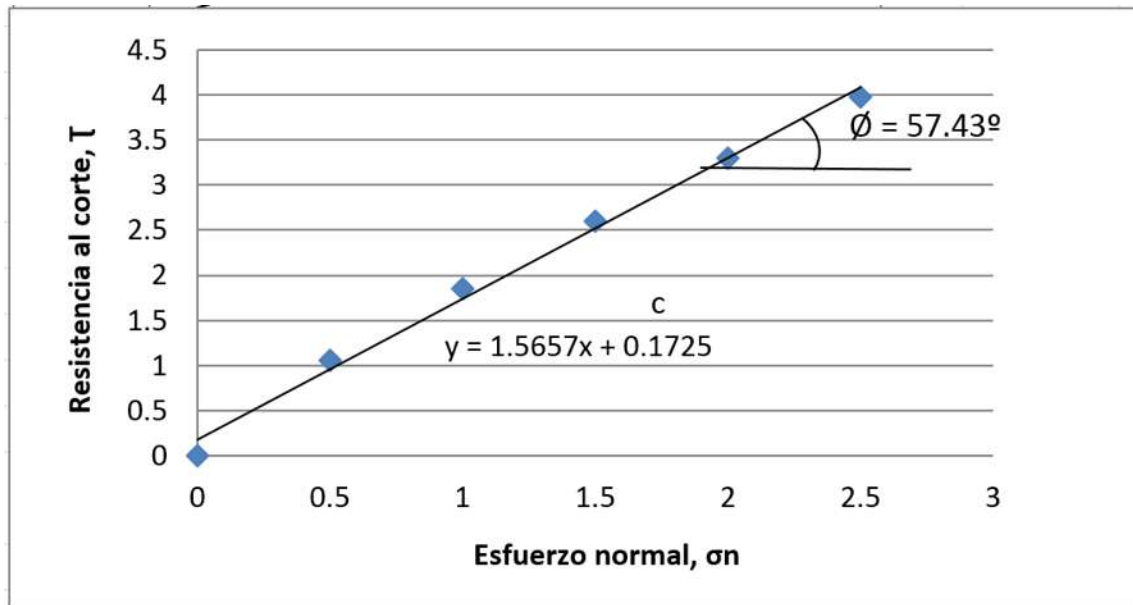


Figura 4-61. Gráfica de la envolvente de falla de Barton, a partir del cual se obtienen los parámetros equivalentes de Mohr-Coulomb.

También se calcularon los valores de rigidez normal de la junta ( $K_s$ ) y rigidez de corte de la junta ( $K_n$ ) de acuerdo al procedimiento descrito en la sección 6.12, y a las ecuaciones 44 y 45, para cada estrato, estos valores se muestran en la Tabla 4-18.

Tabla 4-18. Rigidez normal ( $K_s$ ) y de corte ( $K_n$ ) de las juntas.

Determinación de la rigidez de las juntas, en función de las propiedades del macizo rocoso								
Material	h	$E_m$	$E_i$	Poisson	$G_m$ (kPa)	$G_i$ (kPa)	$K_n$ (kPa/m)	$K_s$ (kPa/m)
Andesita	0	906,725.00	1,088,070.00	0.35	335,824.07	402,988.89	5,440,350.00	2,014,944.44
Brecha	0	531,165.20	637,398.24	0.3	204,294.31	245,153.17	3,186,991.20	1,225,765.85

En la Tabla 4-19 se muestra el resumen de los parámetros calculados para los patrones de grietas a usar en cada estrato, se muestran los parámetros para el criterio de Barton-Bandis y los calculados a partir de la envolvente de Barton para Mohr-Coulomb. También se incluyen los valores de  $K_s$  y  $K_n$  para las juntas en cada estrato.

Tabla 4-19. Resumen de parámetros calculados para las juntas.

	Parámetros en material				Parámetros en Juntas							
	Profundidad (m)	Tipo de Material	T. Bloque propuesto (cm)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	Barton - Bandis		Mohr -Coulomb			Adicionales		
					JCS (90 % $\sigma_{ci}$ ) (Mpa)	JRC	$\phi_b$	$\phi$	c (Mpa)	c (kpa)	Kn (kPa/m)	Ks (kPa/m)
<b>Sondeo 2 (4+163)</b>	0.00 - 1.50	CH	-	-	-	-	-	22	0.012	12	-	-
	1.50 - 10.50	Andesita en arcilla	20.00	67.43	60.69	-	28.0	22	0.012	12	5440350	2014940
	10.50 - 15.00	Bv - an	30.00	79.23	71.31	-	45.0	58.38	0.183	183.4	3186990	1225770
	15.00 - 30.00	An	15.00	136.4	122.79	9.5	41.8	57.43	0.173	172.5	5440350	2014940
	30.00 - 36.00	Bv - an	30.00	167.2	150.44	-	41.0	57.47	0.173	173	3186990	1225770
	36.00 - 36.50	An	30.00	313.5	282.14	9.0	41.0	59.06	0.173	173	5440350	2014940
	36.50 - 42.00	Bv - an	20.00	167.2	150.44	-	41.0	57.47	0.173	173	3186990	1225770
<b>Sondeo 3 (4+100)</b>	0.00 - 3.00	CH	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3.00 - 6.00	Bv -an	20.00	77.10	69.39	-	47.0	62.28	0.294	281.4	3186990	1225770
	6.00 - 12.00	An	20.00	154.60	139.14	11.0	48.0	66.81	0.447	422.2	5440350	2014940
	12.00 - 17.50	Bv -an	10.00	104.41	93.97	-	43.3	61.04	0.267	256	3186990	1225770
	17.50 - 21.00	An	40.00	186.24	167.62	7.0	45.0	57.8	0.123	120.3	5440350	2014940
	21.00 - 24.00	Bv -an	40.00	48.96	44.06	-	45.6	53.75	0.098	96.09	3186990	1225770
	24.00 - 27.00	An	25.00	115.05	103.55	-	45.6	56.64	0.115	112.4	5440350	2014940
	27.00 - 30.00	Bv -an	10.00	78.85	70.96	-	47.0	59.66	0.187	181.2	3186990	1225770
	30.00 - 32.50	An	40.00	145.29	130.76	9.0	48.5	63.47	0.249	239.6	5440350	2014940
	32.50 - 38.20	Bv -an	50.00	68.24	61.42	13.0	46.3	63.87	0.431	406.1	3186990	1225770
	38.20 - 40	An	50.00	139.63	125.66	9.0	37.0	55.92	0.147	143.6	5440350	2014940

En el estrato que se encuentra la profundidad de 1-50 - 10.50 en el sondeo 2, se tiene andesita empacada en arcilla, por lo que los parámetros para las juntas en este estrato se calcularon a partir de las propiedades de la arcilla, por lo que se puede observar en la Tabla 4-19, que el valor de la cohesión para este estrato es de 12, y de 22 para el ángulo de fricción interna.

#### *4.4.2.2 Modelado y análisis de la nueva estratigrafía.*

Una vez definidos todos los parámetros a emplear en la modelación, se procede al modelado de la ladera completa con la estratigrafía afinada en la zona que comprende el sondeo 2 y 3. La cual es la zona de mayor importancia en su estudio, debido a que albergará el portal de salida del túnel II.

##### 4.4.2.2.1 Estratigrafía nueva en fase continua.

En este análisis se considerará que el material está constituido en una sola fase, y la reducción de la resistencia se hará por medio del parámetro GSI (índice de resistencia geológica), de acuerdo a los parámetros definidos en la Tabla 4-16. En donde por medio de estos valores se pretende representar el fracturamiento que presentan los materiales, y varía para cada estrato. Éstos parámetros se definieron en función de lo observado mediante el RQD del material.

En la Figura 4-62, se observan los diferentes estratos encontrados mediante los sondeos 2 y 3, los cuales se alternan entre andesita y brecha, tal como se puede observar.

La ladera completa se muestra en la Figura 4-63, en donde los parámetros cambiaron en los estratos afinados, los demás materiales tienen las propiedades usadas en la estratigrafía anterior.

De igual manera que en las simulaciones anteriores, primero se realizó un análisis de la ladera completa, resultando un factor de seguridad de 1.16 (Figura 4-64). Se observa que la falla podría presentarse en el estrato de brecha volcánica (detalle en azul claro), por lo que se hará un análisis con un área de búsqueda para conocer el factor de seguridad en la zona de interés.

En la Figura 4-65 se observa la malla deformada del análisis para la ladera completa, donde se puede ver que la deformación se presenta en la parte superior y el material se hunde y se desplaza hacia abajo en conjunto.

En el análisis con el área de búsqueda en la zona de interés, se obtuvo un factor de seguridad de 2.35, lo cual se muestra en la Figura 4-66, donde se observa además que el material se falla en la base de los estratos afinados, siendo coherente con el sitio donde se presenta la falla en el análisis anterior, pero aun así se obtuvo un factor de seguridad alto, el cual se comparará con el análisis en fase discontinua. El objetivo es probar diferentes condiciones y obtener el mismo factor de seguridad, si lo que se propone es coherente.

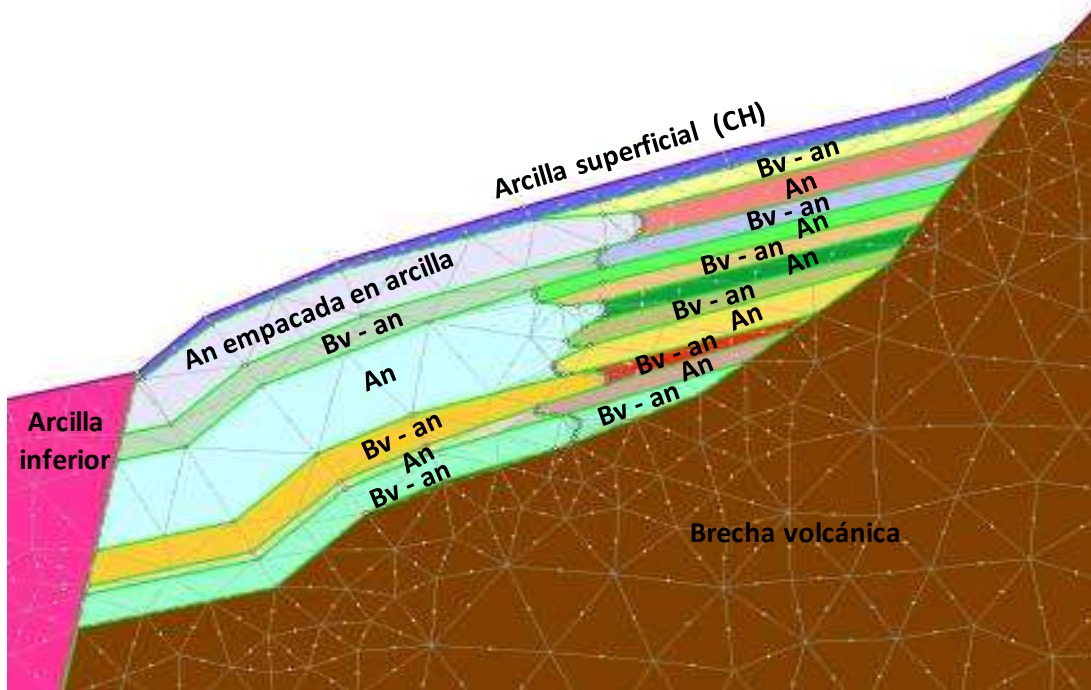


Figura 4-62. Distribución de estratos en la ladera, en la zona de la estratigrafía afinada.

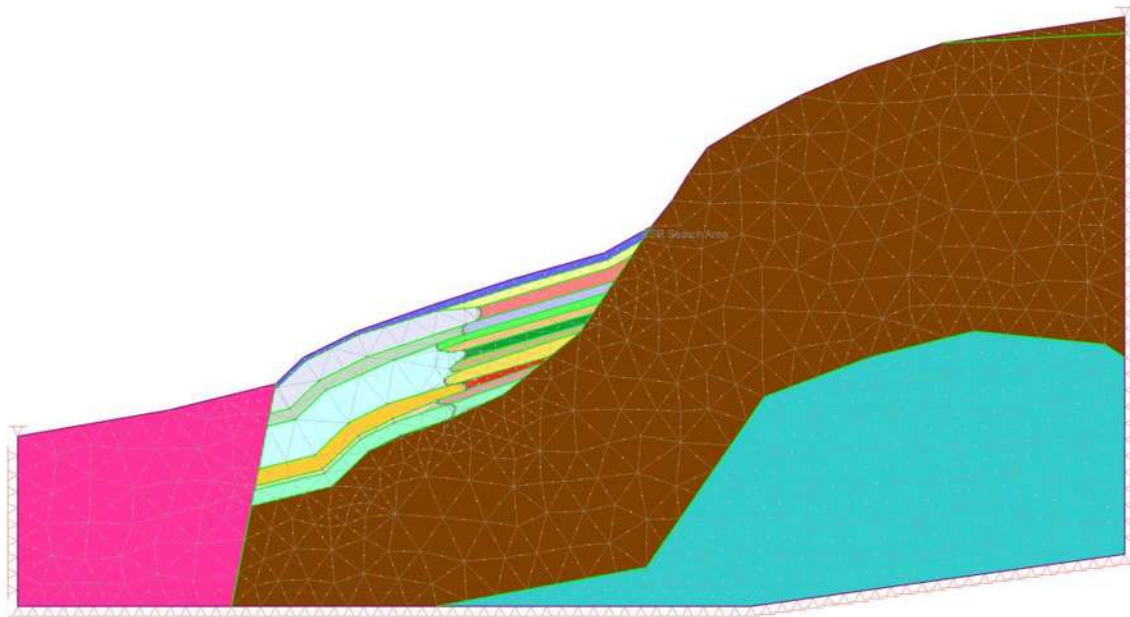


Figura 4-63. Modelado de la ladera con la estratigrafía afinada.



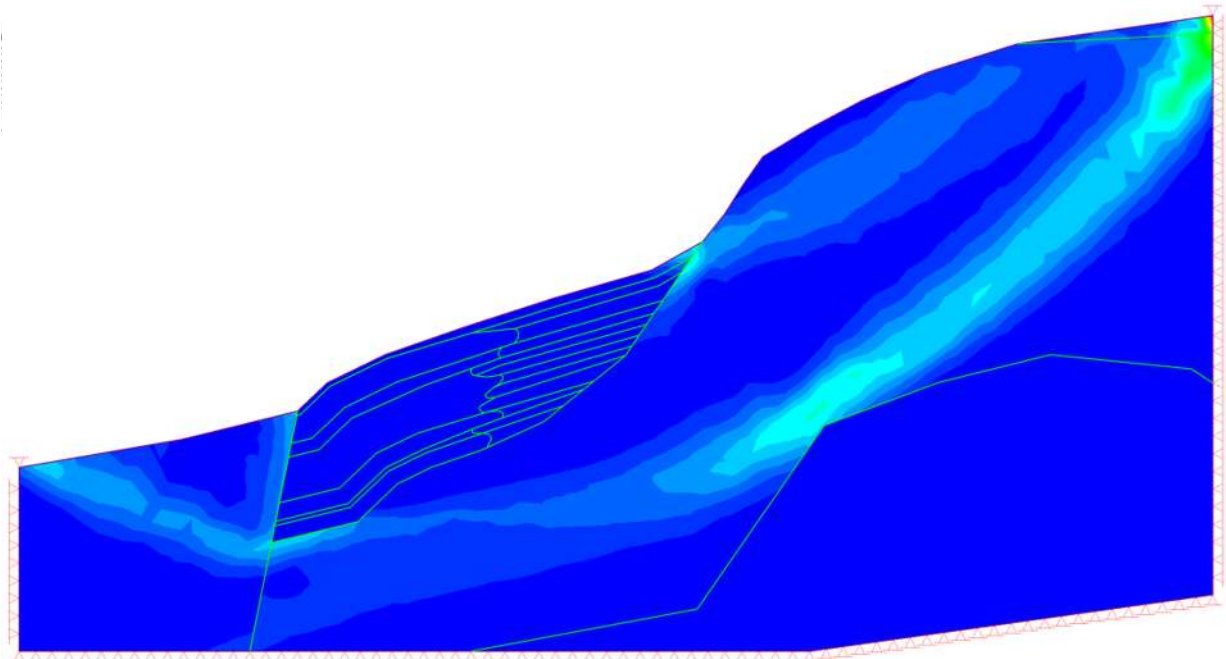


Figura 4-64. Análisis de la ladera en su fase continua de los materiales, con un F.S. = 1.16.

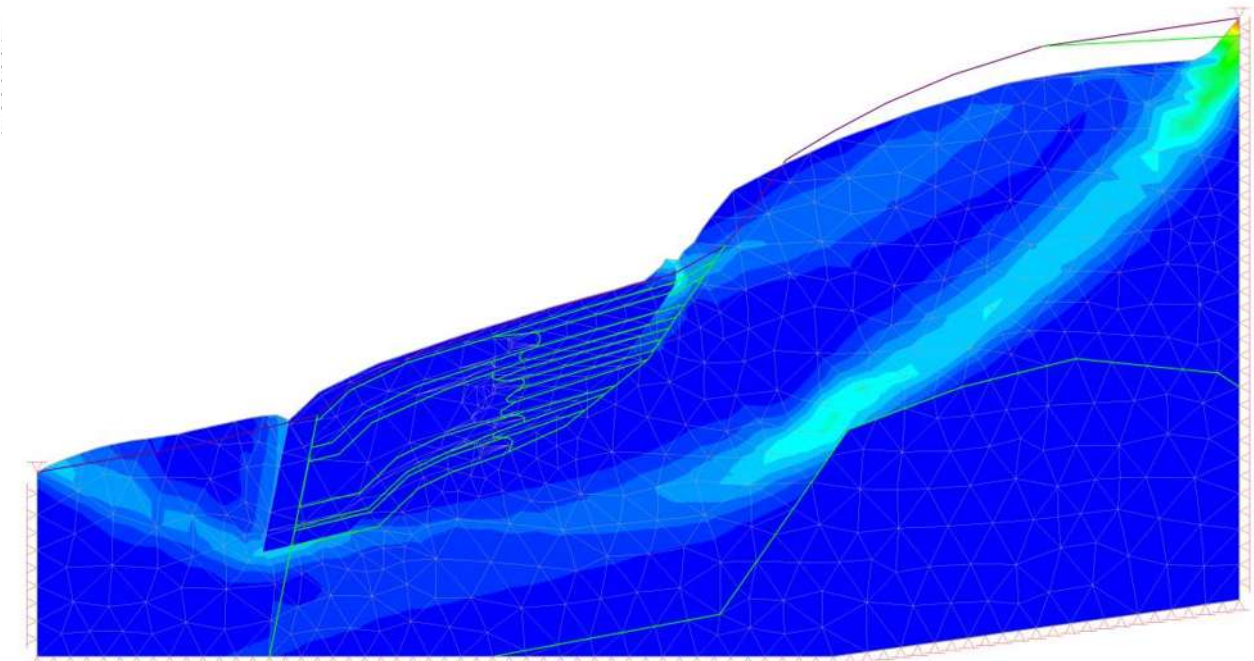


Figura 4-65. Análisis de la ladera en su fase continua de los materiales, con un F.S. = 1.16. Malla deformada.



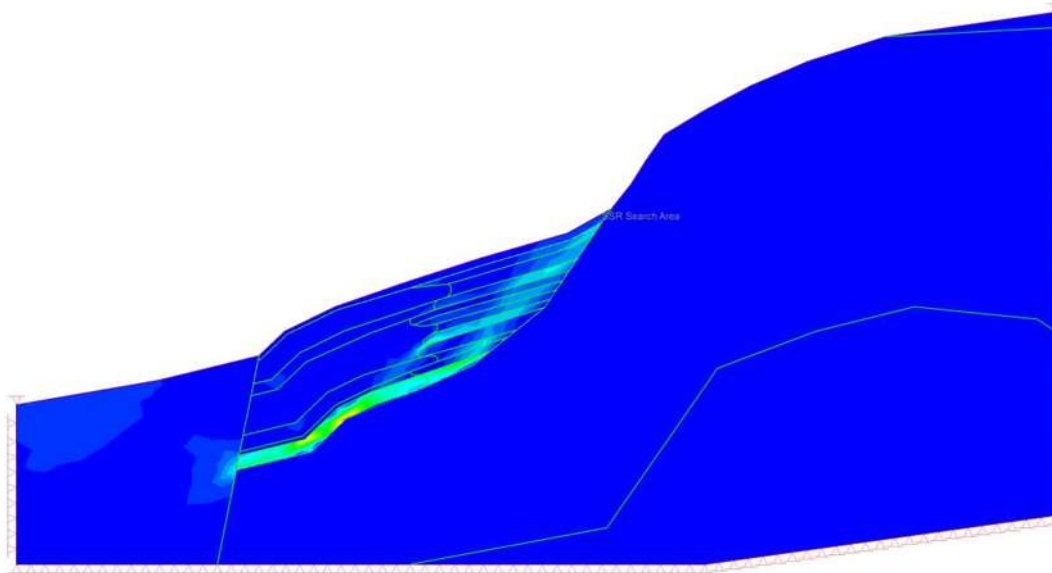


Figura 4-66. Análisis de la ladera en la fase continua con área de búsqueda en la zona de interés. F.S.= 2.35.

En la Figura 4-67 se puede observar la malla deformada del análisis anterior y se muestra cómo se presenta la deformación en la parte superior de los estratos en estudio, al igual que la falla se presenta en la base de dichos estratos.

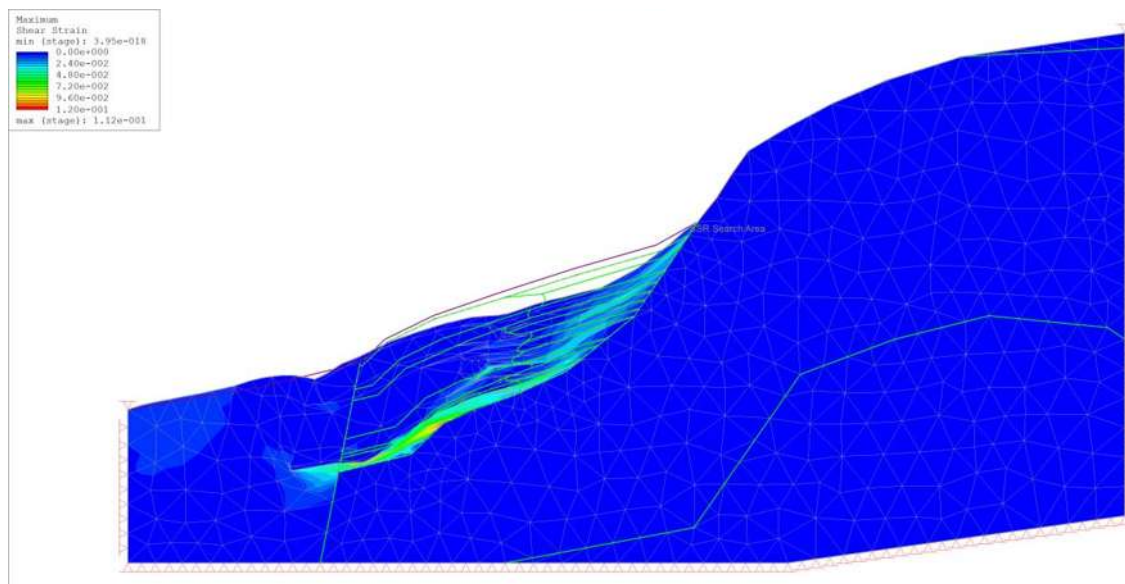


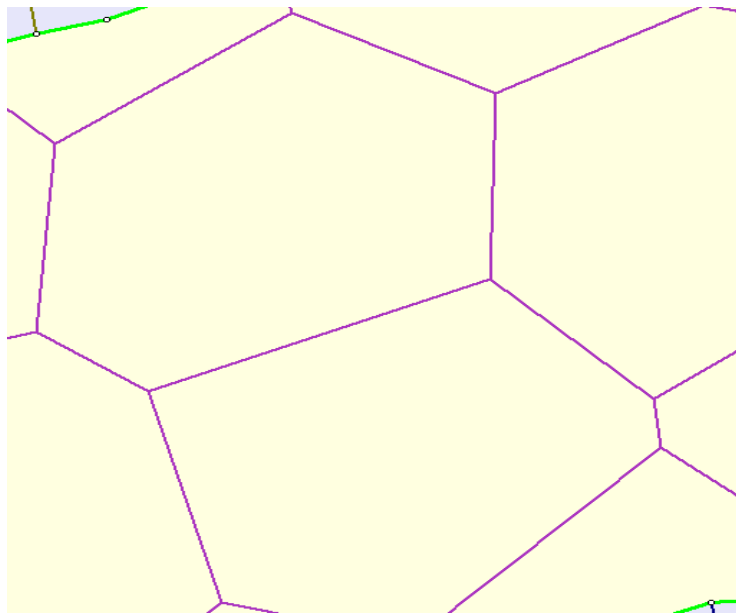
Figura 4-67. Análisis de la ladera en la fase continua con área de búsqueda en la zona de interés. F.S.= 2.35. (Malla deformada).

#### 4.4.2.2.2 Estratigrafía nueva en fase discontinua.

En la fase discontinua se representa el material en dos fases, una la constituyen los bloques de roca y la otra los patrones de grietas o discontinuidades. El programa RS2 incluye patrones

de discontinuidades, y para realizar el análisis de manera más rápida se eligieron dos patrones para representar el fracturadito que representa cada material. Para la Brecha se usó el patrón mostrado y descrito en la Figura 4-68. Para la andesita se usó el patrón mostrado en la Figura 4-69, se eligió el patrón de discontinuidades que más se pareciera a la estructura que los materiales presentan en campo y del tamaño más pequeño que el programa nos permite apreciar de manera sencilla, puesto que el análisis se hace más lento, entre más complejo sea el modelo. Con lo cual, el tamaño promedio del bloque para la brecha andesítica es de 1.6 m y para la andesita es de 0.6 m, para este caso en particular.

Para la brecha se eligió el patrón de discontinuidades llamado Voronoi, por ser el más parecido a la estructura que presenta este material, de acuerdo a lo observado en los sondeos. Se usó con una densidad de 0.4., lo cual nos da el tamaño del bloque (Figura 4-68).



**Figura 4-68. Patrón de juntas empleado para la Brecha –Andesítica.**

Para la andesita se eligió el patrón de discontinuidades llamado Cross Jointed, por ser el más parecido a la estructura que presenta la andesita. Éste patrón incluye dos discontinuidades a las que se le puede colocar distintas inclinaciones de acuerdo a lo que presente el material, por lo que una de las discontinuidades presenta una inclinación de  $10^{\circ}$  y la otra una inclinación de  $-80^{\circ}$ , representando así las condiciones del material de fracturamiento del material. (Figura 4-69).

Definido lo anterior, se procedió a modelar la ladera con sus patrones de discontinuidad en los estratos afinados, quedando de la siguiente manera (Figura 4-70). Dónde cada patrón de discontinuidad para cada estrato tiene sus propios parámetros, de acuerdo a lo definido en la Tabla 4-19. Resumen de parámetros calculados para las juntas.

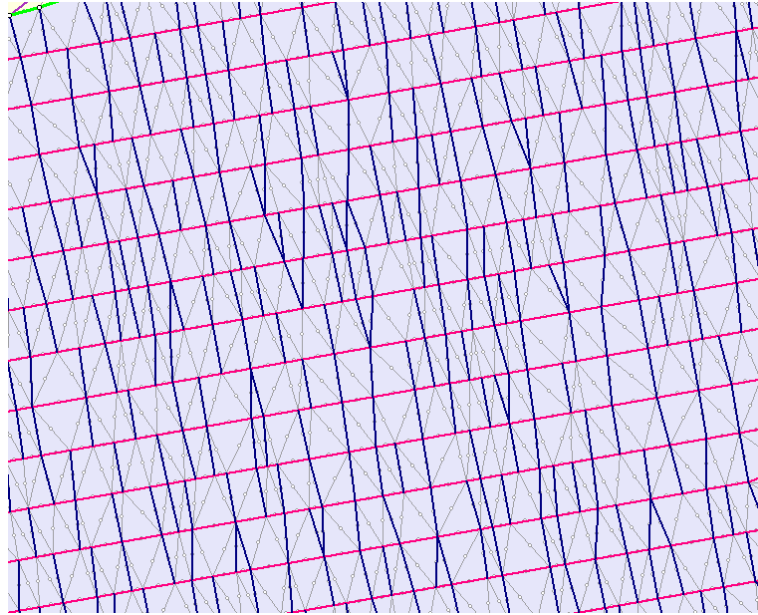


Figura 4-69. Patrón de juntas empleado para la Andesita.

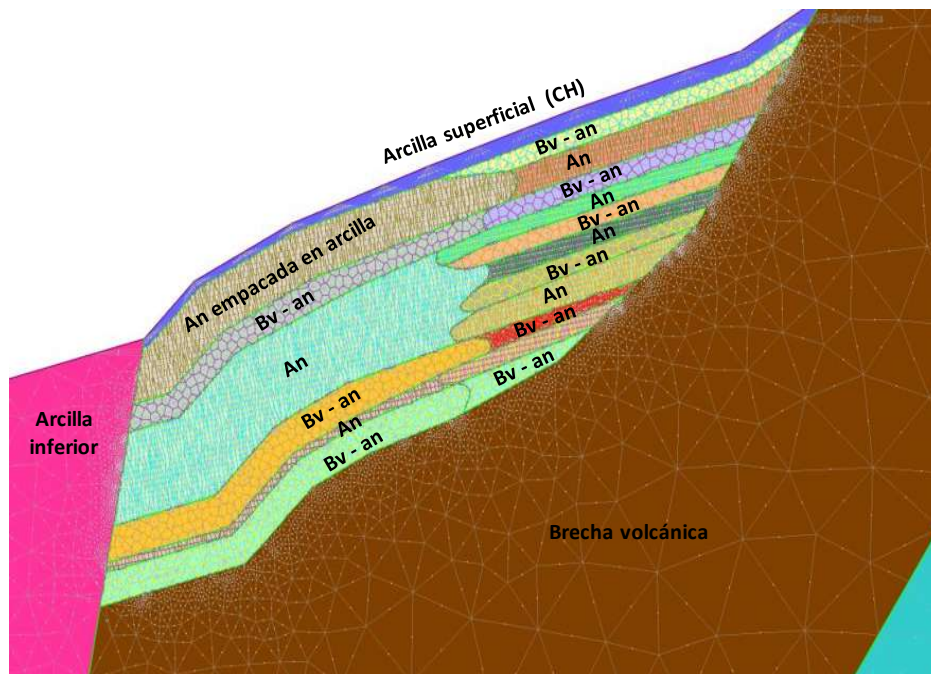


Figura 4-70. Patrones de juntas en los estratos afinados.

De igual manera primero se realizó el análisis a la ladera completa, resultando un factor de seguridad de 1.23. Similar al análisis de la ladera completa en su fase continua. En este análisis también se observa que la falla se presenta en la brecha volcánica.

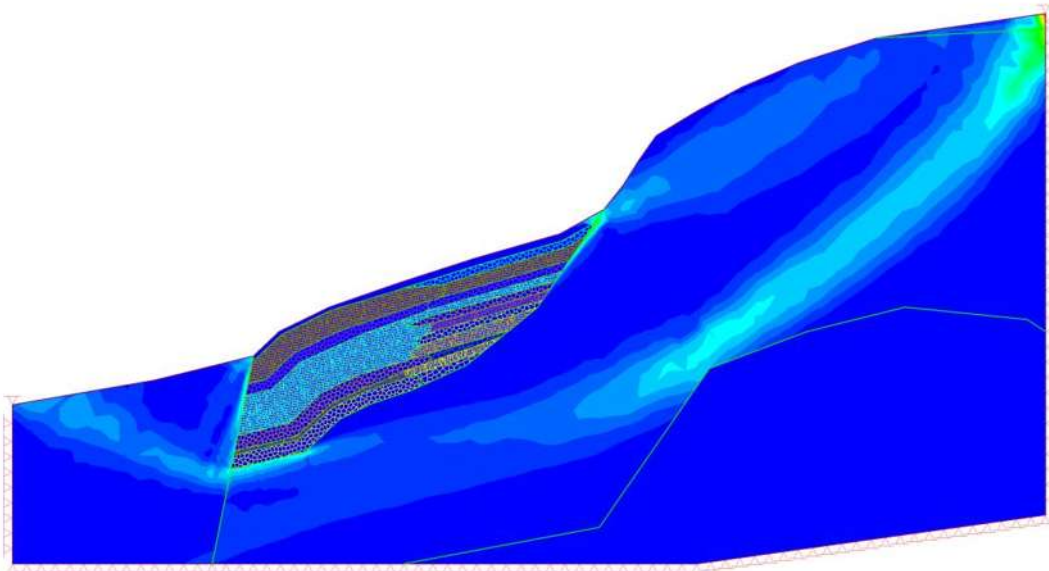


Figura 4-71. Análisis de la ladera completa en su fase discontinua con un F.S. = 1.23.

En la siguiente Figura 4-72, se muestra la malla deformada del análisis anterior, en la que se observa cómo el material se deforma en conjunto hacia abajo.

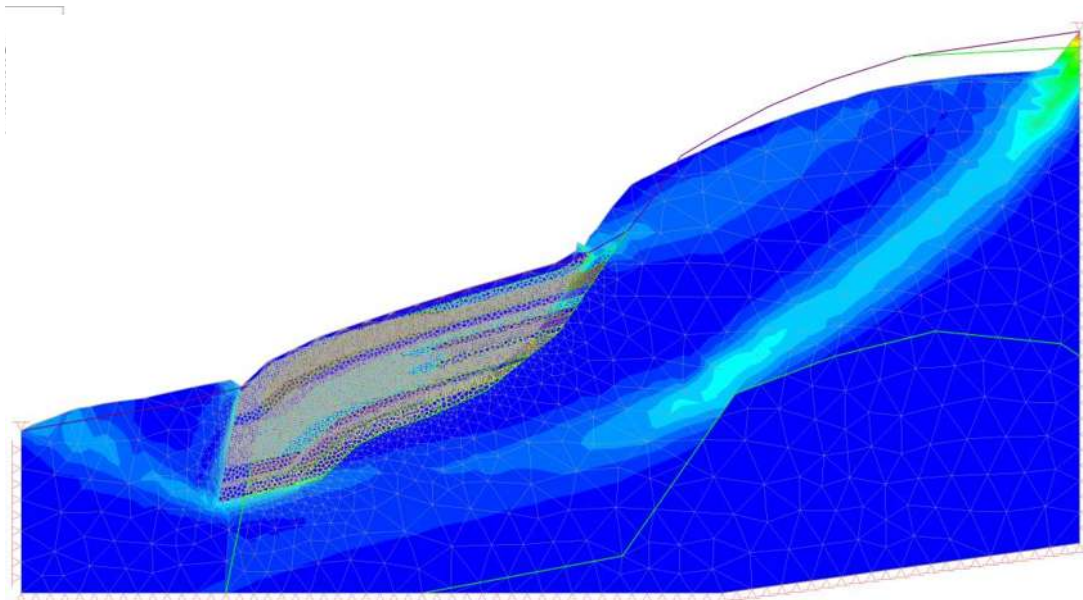


Figura 4-72. Análisis de la ladera completa en su fase discontinua con un F.S. = 1.23. Malla deformada.

Al igual que en el análisis de la fase continua, se insertó un área de búsqueda en la zona de interés (donde se afinó la estratigrafía), y se obtuvo un factor de seguridad de 2.43, el cual también es similar al obtenido en el análisis de la fase discontinua con área de búsqueda, este factor de seguridad obtenido se muestra en la Figura 4-73.



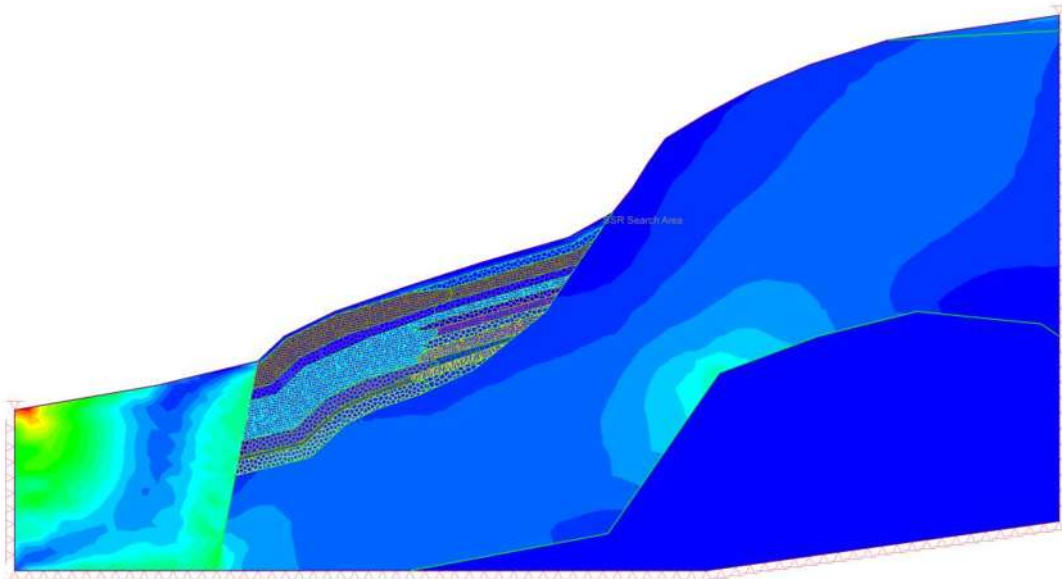


Figura 4-73. Análisis de la ladera en su fase discontinua de los materiales, con un F.S. = 2.43.

En la Figura 4-74, se observa la malla deformada, y se observa que el material en la parte superior de los estratos se deforma y seguramente presenta dilatación en los bloques por lo que se observa que salen a la superficie, fenómeno que no es posible observar en la fase continua.

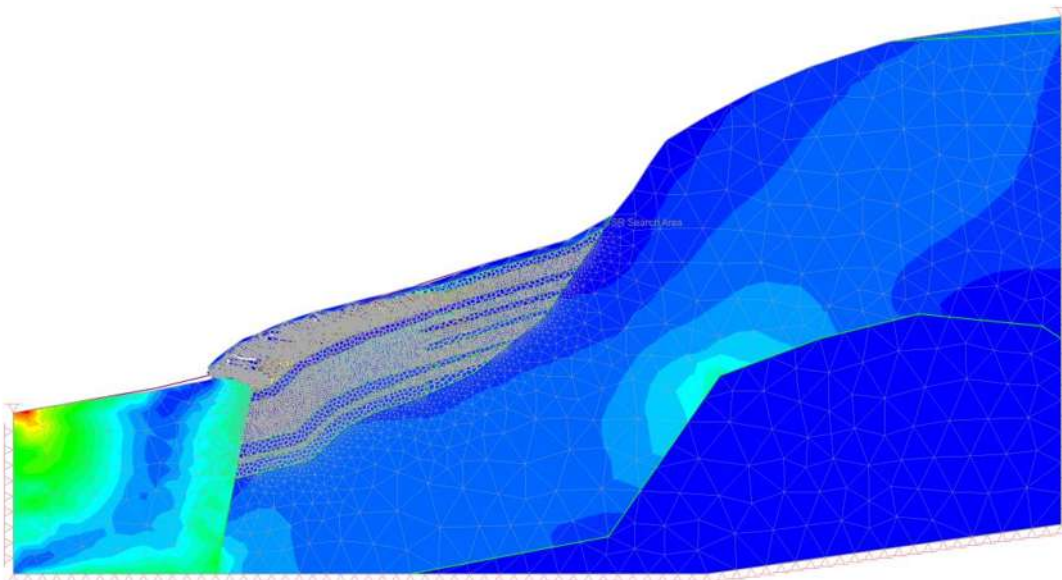


Figura 4-74. Análisis de la ladera en su fase discontinua de los materiales, con un F.S. = 2.43. Malla deformada.

#### 4.4.3 Comparación de resultados.

Realizados los análisis se procede a realizar la comparación de los mismos, por lo que en la Tabla 4-20 se muestra un resumen de los factores de seguridad obtenidos en cada análisis. Resultando factores de seguridad similares, por lo que los parámetros propuestos han sido adecuados, ya que, proponiendo diferentes condiciones, obtenemos poca variación en el factor de seguridad, y esto es comprobable por medio de estos distintos análisis.

**Tabla 4-20. Resumen de Factores de seguridad obtenidos en el análisis.**

<b>Análisis</b>	<b>F.S.</b>
<b>Estratigrafía anterior (ladera completa)</b>	1.09
<b>Estratigrafía anterior (área de búsqueda)</b>	2.59
<b>Estratigrafía nueva en fase continua (ladera completa)</b>	1.16
<b>Estratigrafía nueva en fase continua (área de búsqueda)</b>	2.35
<b>Estratigrafía nueva en fase discontinua (ladera completa)</b>	1.23
<b>Estratigrafía nueva en fase discontinua (área de búsqueda)</b>	2.43

En este caso una de las ventajas al modelar en fase continua es que el análisis se realiza en menor tiempo, ya que no se deben definir parámetros en juntas, ni patrones, lo que a lenta un poco los cálculos, es decir, considerando parámetros adecuados, se puede modelar el material en fase continua y obtiene resultados confiables, lo mismo que haciendo el modelo más complejo, si se tuviera el tiempo. Y esto se puede comparar y comprobar resultados, como fue el caso de este análisis.

## 5 CONCLUSIONES.

Con este trabajo se realizó el análisis de estabilidad de la ladera del portal de salida del túnel II, del libramiento sur de Morelia. El análisis sirvió como complemento a los estudios realizados con anterioridad por la UNAM, quien sugirió ampliar los estudios en la zona del portal de salida, por la evidencia de la presencia de un deslizamiento antiguo, el cual albergará dicho portal. Existe también una problemática social importante, porque se tiene la creencia de que la zona de proyecto es inestable, respaldada por los pocos estudios de estabilidad de taludes en la zona. Este estudio es una base técnica de la estabilidad de ladera, y ayuda a dar certidumbre de la viabilidad de la obra.

### 5.1 Simulaciones para entender el comportamiento de la roca.

Se realizó un análisis triaxial de 3 tipos modelos de roca Andesítica: (1) roca sana, (2) roca con patrones de discontinuidades, con y sin relleno (arcilla), a distintas inclinaciones y separaciones entre las grietas y (3) modelos con bloques de roca andesítica de distintos diámetros, empacados en arcillas. Se evaluó la influencia de las grietas en la resistencia de la roca.

Se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- En el caso 2, se obtuvieron las mayores resistencias a 0 y 90° de inclinación, puesto que, estas inclinaciones son las que menos favorecen al deslizamiento (Figura 4-17), estos resultados coinciden con la teoría de (González, L. V. et al, 2004).
- En el caso 2 (condición de relleno en las juntas), cuando la separación entre juntas aumenta, la resistencia disminuye, pareciéndose cada vez más a la resistencia de la arcilla (Figura 4-41).
- Algo similar sucedió en los modelos con bloques empacados en arcilla (caso 3), a medida que la separación entre bloques es mayor, menor resultó la resistencia, y cada vez más parecida a la resistencia de la arcilla.
- Se concluye en general que entre más arcilla contenía el modelo, más débil se volvía el material. Estos valores son coherentes de acuerdo a lo esperado, es decir, el modelado se hizo de manera correcta.

### 5.2 Análisis de estabilidad de taludes.

#### 5.2.1 Análisis con el método de equilibrio límite.

Para los análisis se eligió una estratigrafía acorde con los sondeos realizados por la UMSNH. Además, se obtuvieron parámetros de los materiales de las pruebas de laboratorio realizadas para alimentar los modelos. En primera instancia, se hicieron análisis de equilibrio límite, en



el programa Slide. De este primer análisis, se concluye que el talud es estable, es decir, tiene un factor de seguridad mayor a uno.

Se analizaron también las secciones laterales del emportalamiento para albergar el portal de salida. Se concluyó que las secciones laterales tal como las proponía el proyecto ejecutivo presentaron factores de seguridad bajos. Mediante un nuevo análisis se concluyó que un nuevo refuerzo estabilizaría el corte. La solución consiste en: ampliar la longitud de las anclas a 25 m, y usar una menor separación entre ellas (un metro). Con esta medida los cortes resultaron estables.

Cabe mencionar que en el proyecto ejecutivo se han realizado varios cambios, uno de ellos fue el empleo de pilas para estabilizar los taludes laterales, es decir, se dejó de lado el empleo de anclas.

### **5.2.2 Análisis con el método de elemento finito.**

Con base en los ensayos triaxiales, se eligió el patrón de juntas más representativo para el material del tipo andesita, para afinar la estratigrafía de la ladera, y se analizaron tres casos nuevamente, con la técnica de reducción de resistencia, disponible en programa RS2.

El primer análisis se realizó en la estratigrafía propuesta de manera rápida (Figura 4-55), con el uso del modelo de Hoek-Brown generalizado (que emplea el parámetro GSI). En el segundo análisis se consideró una estratigrafía afinada, es decir, se incluyen todos los estratos observados en los sondeos realizados en la zona del portal. No se incluyen patrones de grietas, la reducción de la resistencia se hace sólo por medio del GSI (Figura 4-63). Por último, en el tercer caso de análisis se propone nuevamente la estratigrafía afinada, pero esta vez incluye patrones de discontinuidades, para con ellos hacer la reducción de la resistencia en el macizo.

En los tres análisis se emplea el modelo de Hoek-Brown generalizado, pero se hicieron diferentes consideraciones en el uso del GSI, para considerar la reducción de la resistencia por la presencia de discontinuidades. En la Tabla 4-20 se comparan los resultados obtenidos, donde los factores de seguridad son muy similares en los tres casos de análisis. Por lo que se concluye que se puede evaluar la misma condición de un macizo rocoso de diferentes maneras y llegar a los mismos resultados, si las suposiciones están bien hechas.

### **5.3 Conclusiones generales.**

De acuerdo a la experiencia adquirida en la realización del presente trabajo, se pueden resaltar las siguientes ideas:

- Los análisis de estabilidad de taludes siempre serán muy complejos, debido a que cada uno debe ser ajustado a las condiciones de campo, la historia geológica, la topografía y demás factores que intervienen en la estabilidad de las zonas en estudio. Por lo que es necesaria la intervención de varias áreas del conocimiento, tales como geología y geotecnia, así como un constante monitoreo de las obras.
- El monitoreo de las obras es importante, porque las condiciones de campo están siempre sujetas a cambios por la naturaleza de la tierra, pues ha demostrado ser un ser vivo, por los fenómenos que se presentan constantemente, los cuales nos obligan a realizar análisis cada vez más complejos, si se quiere garantizar que las obras cumplan con su vida útil, que sean estables y seguras para el uso del hombre.
- Tener suficiente información de la zona es uno de los factores más importantes en el estudio, por lo que siempre se requiere realizar exploración visual, visitas a campo, recolección de muestras superficiales, realizar sondeos exploratorios a las profundidades necesarias, en función de la importancia y magnitud de la obra. Es necesario también revisar la historia geológica de la zona, para contemplar los eventos que pudieron haber sucedido con anterioridad y modificaron la topografía y estratigrafía existente. Es importante considerar también el impacto que la obra tendrá en las zonas urbanas, si sucede que la obra pudiera afectar alguna.
- Se debe considerar la existencia de diversos métodos disponibles para el análisis, los cuales, debido al avance de los equipos de cómputo, nos permiten realizar análisis cada vez más complejos. En este trabajo se utilizaron programas disponibles en la base del paquete Rocscience<sup>®</sup>, específicamente Slide para los análisis de equilibrio límite y RS2 para análisis con elemento finito. Con el uso de estos programas se concluye que son muy sencillos e interactivos de utilizar, por lo que se debe tener mucho cuidado en su empleo, puesto que se debe tener criterio para alimentarlos, pero sobre todo para interpretar los resultados que se obtienen.
- Un talud debe estar en constante monitoreo y debe evaluarse la condición de la ladera existente, los cambios que ocasionará la modificación de la misma, por albergar una obra, y la estabilidad de la obra en conjunto, una vez que esté terminada.
- En este caso práctico se debieron considerar diferentes aspectos que intervinieron en la obra, desde el social, ya que la obra fue fuertemente rechazada, porque se tenía la creencia, por parte de la población, de que la zona era inestable. Se presentan en este trabajo varios análisis para tener una base técnica de la viabilidad de la obra.
- Se consideró también que en la zona en estudio se tiene la presencia de deslizamientos antiguos, lo cual nos deja una estratigrafía muy heterogénea, que nos lleva a un modelo más complejo de análisis, ya que el material que se tiene se encuentra fracturado y con presencia de arcilla, producto de los procesos de erosión sufridos a lo largo del tiempo. Esto nos llevó a realizar un análisis que incluyera la presencia de dicha arcilla y de los fracturamientos existentes en los materiales, basado en los

sondeos realizados por UMSNH, los cuales fueron de gran ayuda para generar el modelado de la ladera.

En conclusión, la información disponible para el análisis será directamente proporcional a la confiabilidad de los análisis. Considerando que entre más información se tenga también el análisis se vuelve más complejo, y que entre más complejo resulte el modelo, mayor tiempo requerirá el análisis, porque requerirá mayor recurso de cómputo.

Los análisis realizados resultaron muy interesantes, puesto que se tienen distintos modelos elastoplásticos disponibles para definir la resistencia de los materiales, en lo cual se centró principalmente el análisis, comparando la influencia de la existencia de fracturas y el relleno de arcilla. Dichos modelos son el modelo de Hoek-Brown original y el modelo generalizado. Para las grietas, si tenían relleno, se empleó el modelo de Mohr-Coulomb, por tratarse de una arcilla, y cuando no se tenía relleno se utilizó el modelo de Barton-Bandis.

El objetivo final de este estudio es tener valores de referencia de la estabilidad de la ladera, y se llegó al resultado esperado. Considerando que en esta zona aún hay mucho por estudiar, y que se debe dar seguimiento al avance y evolución de la obra.

#### **5.4 Trabajos futuros.**

El presente trabajo se vio limitado por el tiempo disponible para realizarlo. En los análisis con elemento finito no se alcanzó a considerar la construcción del portal de salida del túnel II, sólo se analizó la estabilidad de la ladera existente. Por lo que, en un futuro, se debe completar el análisis para considerar el emportalamiento, en cuanto análisis con elemento finito se refiere, pues en el análisis de equilibrio límite si se consideró. Se debe también dar seguimiento al avance de la obra y monitorear la estabilidad de la misma.

La estabilidad de taludes también engloba análisis sísmico, y en este estudio no se incluyó por cuestiones de tiempo, por lo que a futuro es necesario incluir dicho análisis, para que pueda quedar más completo. Con los resultados obtenidos hasta ahora, se tiene una buena base, pero este estudio puede ser completado.

## BIBLIOGRAFÍA

- Abramson, L. W et al. (2002). *Slope Stability and Stabilization Methods*. New York, E.U.: John Wiley and Sons, Inc.
- Alonso, E. et al. (2013). VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. *VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables* (pág. 493). Barcelona, España: Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyerie (CIMNE).
- Bojorque, J. I. (2011). Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. *Maskana*, 16.
- CONSULTEC. (2011). *Proyecto Túneles "Libramiento Sur Morelia"*. Morelia, Michocán, México.: CONSULTEC.
- Estabilidad de Taludes. (20 de Mayo de 2016). *Estabilidad de taludes7.webnode.es*. Obtenido de Estabilidad de taludes7.webnode.es: <http://estabilidad-de-taludes7.webnode.es/news/marco-teorico/>
- Garduño, V. M. et al. (2001). Efectos de las fallas asociadas a sobreplotación de acuíferos y la presencia de fallas potencialmente sísmicas en Morelia, Michoacán, México. *Revista Mexicana de Ciencias Geológicas*, 37-54.
- Gonzáles, L. V. et al. (2004). *Ingeniería Geológica*. España: Pearson Educación, S.A. .
- Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Géotechnique*, 50.
- Hoek, E. y Brow, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 799.
- Hoek, E. y Brown, E. T. (1985). *Excavaciones subterráneas en roca. Traducido del inglés "Underground excavations in rock"*. México: Mc-GRAW-HILL.
- Hoek, E. y Carranza, T. (2002). El criterio de rotura Hoek-Brown. *Rocscience, Inc.*, 8.
- Hoek, E., Wood, D. y Shah S. (1992). A modified Hoek-Brown failure criterion. *Proceedings of the International ISRM Symposium on Rock Characterization*, 11.
- López, C., et al. (2003). *Manual de túneles y obras subterráneas*. Madrid, España.: U.D. Proyectos E.T.S.I. Minas-U.P.M. Cuarta edición. .
- Martínez, A y Godinez, L. (2014). El proyecto carretero "Mitla - Tehuantepec II" en el contexto geológico del estado de Oaxaca, México. *Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica* (pág. 6). Puerto Vallarta, Jalisco, México.: Reunión Nacional de Profesores.

- Navarro, S. H. (Septiembre de 2008). *Máster Sergio J. Navarro Hundiel*. Obtenido de <https://sjnavarro.wordpress.com/>
- Pérez, D. et al. (2014). Macro-deslizamiento de una ladera, en un proyecto carretero. *Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica* (pág. 10). Puerto Vallarta, Jalisco, México.: Reunión Nacional de Profesores de Ingeniería Geotécnica.
- Perri, G. (2016). Características de resisitencia de los macizos rocosos y uso del GSI para evaluar las cargas sobre el soporte de túneles poco profundos excavados en rocas. 14.
- Pezzotti, S. y Antico, F. (2007). *Introducción a la Teoría de Elementos Finitos (Elementos Resorte, Barra y Viga)*. Buenos Aires, Argentina: Facultad de Ingeniería. Universidad de la Plata.
- Sotelo, V. C. et al. (2014). Deslizamiento de la autopista Tijuana - Ensenada del km 93+000. *Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica* (pág. 9). Puerto Vallarta, Jalisco, México.: Reunión Nacional de Profesores.
- Suárez, J. D. (2016). *Nuevo libro de deslizamientos. Tomo I: Análisis Geotécnico*. Colombia: [www.erosion.com.co](http://www.erosion.com.co).
- Suárez, J. D. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga, Colombia.: Instituto de Invesigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.
- Universidad Nacional Autónoma de México. (2012). *Estudio Geológico-Geotécnico del ramal camelinas del Libramiento Sur de Morelia*. México, DF.: UNAM.

## ANEXOS

### ANEXO 1.- SONDEO 2 (KM 4+195) Y SONDEO 3 (KM 4+100).

Los sondeos 2 y 3, a los que se hace mención en esta tesis, se realizaron por parte de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, como complemento de los estudios realizados por la UNAM, quien sugirió a SCT, realizar más estudios en ciertas zonas, siendo una de ellas el portal de salida del túnel II, motivo de análisis de esta tesis, que presentan mayores riesgos, y para poder dar mayor seguridad a la población de la estabilidad de la obra.

Para perforar los sondeos 2 y 3, se utilizó una perforadora Winkie, con barrenos de 1.50 m, tal como se muestra en la Figura 0-1. Se extrajeron núcleos y se realizaron ensayos de laboratorio, tales como, carga puntual, durabilidad, se determinó el índice de rugosidad de la grieta JRC, entre otras que se muestran en la Figura 0-2 (sondeo 2) y Figura 0-3 (sondeo 3), como resumen de las pruebas. También se tiene una estratigrafía, donde se agrupan los estratos existentes, y se observa la alternancia de los estratos de andesita y breca volcánica (Figura 0-4, sondeo 2 y Figura 0-5 sondeo 3).



**Figura 0-1. Perforación del sondeo 2 (izquierda) y sondeo 3 (derecha) en el portal de salida del túnel II.**



Obra: Ramal Camelinas "Portal Morelia"		Fecha: 26-Mayo-2015
Estudio: Sondeo Exploratorio 2	Equipo de perforación: Winkie	Cadenamiento: S/N

No. Muestra	Caja	Prof. (m)	RQD (%)	Recuperación (%)	$\Phi_b$ (°)	Coef. JRC	$\gamma$ (Ton/m <sup>3</sup> )	$S_{sd}$ (Ton/m <sup>3</sup> )	$S_s$ (adim)	Absorción (%)	$I_s(50)$ Mpa	$\sigma_c$ (Mpa)	Material
1	1	0.00 - 1.00	--	10.00	--	--	--	----	----	----	---	---	c
2	1	1.00 - 1.50	--	100.00	--	--	--	----	----	----	---	---	c
3	1	1.50 - 3.00	--	24.67	--	--	2.215	----	----	----	---	---	an en c
4	1	3.00 - 4.50	--	38.00	--	--	2.322	----	----	----	---	---	an en c
5	1	4.50 - 6.00	--	34.67	--	--	2.113	1.92	2.44	11.3	4.83	91.05	an en c
6	1	6.00 - 7.50	--	45.33	--	--	2.411	2.27	2.57	5.19	3.86	75.06	an en c
7	1	7.50 - 9.00	--	33.33	--	--	----	----	----	----	---	---	an en c
8	1	9.00 - 10.50	--	34.00	--	--	2.602	2	2.59	4.97	1.90	36.19	an en c
9	1	10.50 - 12.00	--	27.33	--	--	2.026	2.1	2.62	9.3	5.18	99.23	bv-an
10	1 Y 2	12.00 - 13.50	47.30	57.33	45.00	--	1.949	1.98	2.59	11.8	3.67	72.63	bv-an
11	2	13.50 - 15.00	12.66	56.00	45.00	--	2.061	1.72	2.37	16	3.46	65.83	bv-an
12	2	15.00 - 16.50	--	34.67	--	15	2.373	2.03	2.67	11.9	4.17	77.35	an
13	2	16.50 - 18.00	--	33.33	--	--	2.379	2.32	2.62	4.86	8.28	158.62	an
14	2	18.00 - 19.50	6.67	50.67	39.00	--	2.611	2.72	2.8	1.02	11.51	221.72	an
15	2	19.50 - 21.00		42.00	39.00	--	2.666	2.73	2.77	0.46	15.85	302.03	an
16	2 Y 3	21.00 - 22.50	8.00	48.00	39.00	4	2.636	2.66	2.7	0.55	14.54	262.19	an
17	3	22.50 - 24.00	10.00	45.33	46.00	--	2.573	1.83	2.52	15	4.02	75.96	an
18	3	24.00 - 25.50	14.67	35.33	46.00	--	2.008	1.85	2.44	12.9	1.02	19.84	an
19	3	25.50 - 27.00	--	34.67	--	--	2.32	2.12	2.46	6.52	3.68	72.61	an
20	3	27.00 - 28.50	--	32.00	--	--	2.332	2.01	2.52	10	4.49	88.13	an
21	3	28.50 - 30.00	--	16.00	--	--	2.715	2.34	2.57	3.83	8.17	156.46	an
22	3	30.00 - 31.50	11.30	34.67	41.00	--	2.264	2.07	2.62	10.1	5.75	112.66	bv-an
23	3	31.50 - 33.00	33.66	73.33	41.00	--	2.083	2.05	2.71	11.9	4.97	94.86	bv-an
24	4	33.00 - 34.50	--	34.00	--	--	1.998	2.32	2.68	5.89	6.47	122.54	bv-an
25	4	34.50 - 36.00	--	48.67	--	--	2.413	2.92	3.01	1.1	17.61	338.58	bv-an
26	4	36.00 - 37.50	19.67	41.33	--	9.00	2.526	2.700	2.75	0.65	16.54	313.49	bv-an
27	4	37.50 - 39.00	--	26.00	--	--	2.741	----	----	----	----	----	bv-an
28	4	39.00 - 42.00	--	13.00	--	--	2.644	----	----	----	----	----	bv-an

Figura 0-2. Tabla resumen de las pruebas realizadas al material recuperado del sondeo 2 (km 4+195), del portal de salida del túnel II.



Obra: Ramal Camelinas "Portal Morelia"		Fecha: 27-Mayo-2015
Estudio: Sondeo Exploratorio 3	Equipo de perforación: Winkie	Cadenamiento: S/N

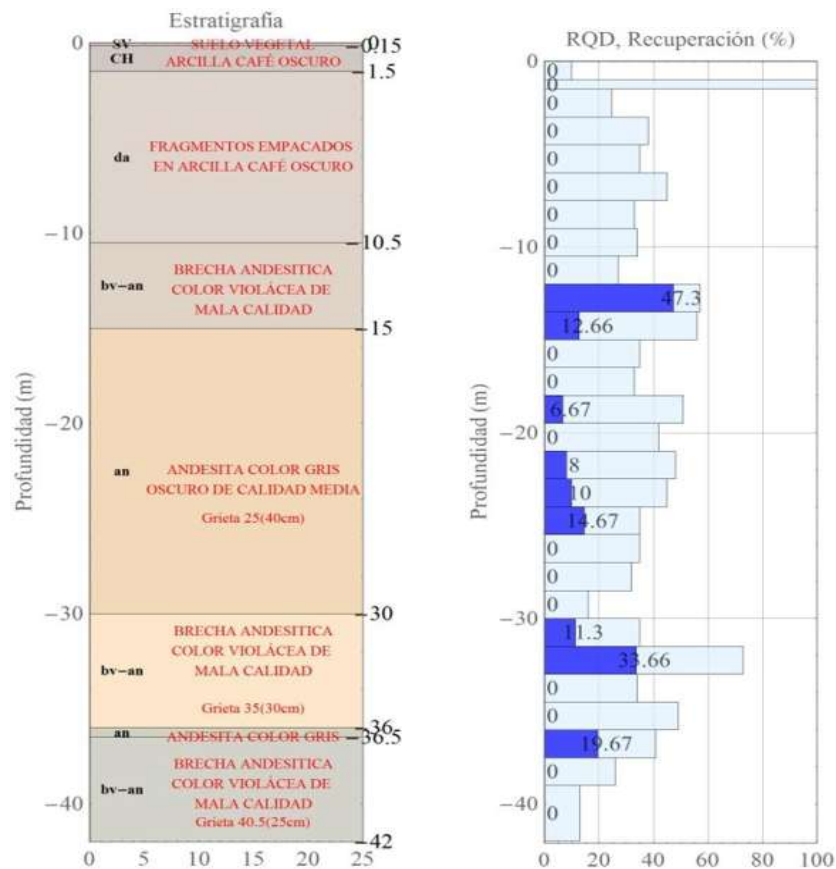
No. Muestra	Caja	Prof. (m)	RQD (%)	Recuperación (%)	$\Phi_b$ (°)	Coef. JRC	$\gamma$ (Ton/m <sup>3</sup> )	$S_{sd}$ (Ton/m <sup>3</sup> )	$S_s$ (adim)	Absorción (%)	$I_s(50)$ Mpa	$\sigma_{ic}$ (Mpa)	Material
1	1	0.00 - 1.50	0.00	22.67	---	---	1.55	---	---	---	---	---	CH
2	1	1.50 - 3.00	0.00	24.00	---	---	2.38	---	---	---	---	---	CH
3	1	3.00 - 4.50	0.00	39.33	---	---	2.047	2.27	2.56	4.96	3.70	67.70	bv-an
4	1	4.50 - 6.00	48.00	90.67	47.00	---	2.053	2.13	2.55	7.7	4.49	86.50	bv-an
5	1	6.00 - 7.50	27.30	76.00	48.30	11.00	2.399	2.38	2.62	3.85	7.43	142.80	an
6	1	7.50 - 9.00	0.00	72.00	---	---	2.629	2.66	2.74	1.17	8.77	166.40	an
7	2	9.00 - 10.50	0.00	32.00	---	---	2.61	---	---	---	---	---	an
8	2	10.50-12.00	0.00	32.00	---	---	2.464	---	---	---	---	---	an
9	2	12.00-13.50	0.00	68.00	---	---	2.415	---	---	---	---	---	bv-an
10	2	13.50-15.00	8.00	64.00	---	---	2.215	2.11	2.47	6.98	5.32	102.20	bv-an
11	3	15.00-16.50	18.00	56.00	---	---	2.401	2.07	2.58	9.42	2.67	50.30	bv-an
12	3	16.50-18.00	94.00	100.00	44.30	---	2.245	2.51	2.71	3.01	8.39	160.74	an
13	3	18.00-19.50	35.00	85.33	45.30	5.00	2.368	2.43	2.6	2.67	8.86	167.59	an
14	3	19.50-21.00	25.00	66.00	45.30	9.00	2.506	2.49	2.73	3.52	10.42	204.89	an
15	3 y 4	21.00-22.50	8.00	34.67	---	---	2.108	1.83	2.52	15.05	1.84	34.99	bv-an
16	4	22.50-24.00	43.30	68.67	---	---	2.189	1.95	2.67	13.86	3.23	62.92	bv-an
17	4	24.00-25.50	18.00	57.33	45.60	---	2.463	2.51	2.66	2.11	8.81	168.97	an
18	4	25.50-27.00	0.00	25.33	---	---	2.348	2.1	2.56	8.56	5.94	113.26	an
19	4	27.00-28.50	0.00	32.00	---	---	2.312	2.12	2.51	7.31	5.44	103.63	bv-an
20	4	28.50-30.00	0.00	38.00	---	---	2.32	2.05	2.6	10.34	2.80	54.06	bv-an
21	4 y 5	30.00-31.50	78.00	88.00	51.60	11.00	2.23	2.27	2.59	5.45	10.84	207.24	an
22	5	31.50-33.00	72.00	90.67	45.30	7.00	2.174	2.28	2.61	5.63	4.31	83.33	an
23	5	33.00-34.50	19.00	92.67	47.00	---	2.262	2.23	2.71	7.85	5.24	101.37	bv-an
24	5 y 6	34.50-36.00	40.00	93.33	48.30	15.00	1.9	1.9	2.54	13.09	1.78	35.11	bv-an
25	6	36.00-37.50	43.00	100.00	46.00	15.00	2.04	1.78	2.51	16.39	0.39	7.30	bv-an
26	6	37.50-39.00	36.00	83.33	45.00	9.00	2.356	3.010	3.91	7.65	5.02	98.98	bv-an
27	6	39.00-40.00	40.00	71.00	37.00	---	2.569	2.620	2.700	1.170	9.24	180.27	an

**Figura 0-3. Tabla resumen de las pruebas realizadas al material recuperado del sondeo 3 (km 4+100), del portal de salida del túnel II.**

La litología que se encontró en el sitio se muestra en la columna del lado derecho (Figura 0-4), donde se observa que el primer estrato corresponde a una arcilla café oscuro, enseguida

se tiene otro estrato de fragmentos de Andesita empacados en arcillas café oscuro, luego se tienen alternaciones de estratos de Brecha Andesítica y flujos lávicos de Andesita, repitiéndose estos dos últimos estratos.

La columna del lado derecho (verde claro) (Figura 0-4), corresponde a la recuperación del material excavado, la cual se considera muy pobre, ya que el fracturamiento del material se refleja en el RQD (azul oscuro), la recuperación es muy poca, solo se tienen dos estratos con roca de mala calidad (RQD = 25% - 50%), en los estratos comprendidos entre 12.00-13.50 m y 31.50-33.00 m, de profundidad, los demás estratos se consideran roca de muy mala calidad (RQD < 25%).



**Figura 0-4. Estratigrafía, RQD y Recuperación del sondeo 2 (km 4+195) del portal Morelia del túnel II.**

En la columna litológica (lado izquierdo) que se presenta en la Figura 0-5 se muestra que en los primeros tres metros se encontró una arcilla café oscuro con algunos fragmentos de Andesitas, después se presentan intercalaciones de la Brecha y de los flujos de lava Andesítica, con diferentes durezas.

Del lado derecho se presenta la recuperación del sondeo 3 (color verde claro), la cual se considera buena, aun considerando que en los estratos comprendidos entre las profundidades de 0.00 m a 4.50 m, de 7.50 m a 13.50 m y de 25.5 m a 30.0 m, no hubo recuperación, reportándose cero de RQD. Puesto que en tres sitios se considera roca muy buena calidad, el primero fue en la profundidad de 16.50 a 18.00 m, donde el porcentaje de RQD es de 94%; el segundo a la profundidad de 30.00 a 31.50 m, con 78% y el tercero entre 31.50 y 33.00 con el 72%. Por tal motivo la calidad de la roca en este sondeo se clasifica en cuatro fases; Muy Mala (RQD< 25%), Mala (RQD= 25% - 50%), Regular (RQD= 50% - 75%) y Buena (RQD= 75% - 100%).

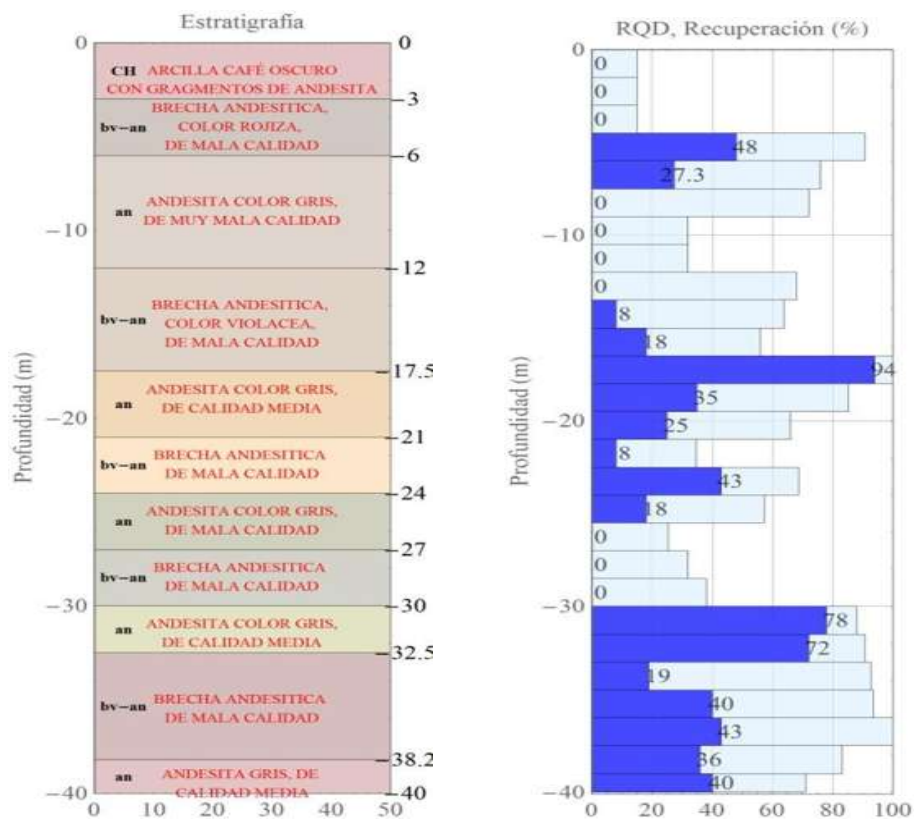










Figura 0-5. Estratigrafía, RQD y Recuperación del sondeo 3 (km 4+100) del portal Morelia del túnel II.


**Tabla 0-1. Núcleos extraídos en el sondeo número 2.**

Muestras	Profundidad (m)	Descripción	Fotografía
1,2,3,4,5,6,7,8	00.00-12.35	00.00 – 1.50 CH 1.50 – 10.50 An-CH 10.50 – 12.35 Bv-An	
9,10,11,12,13,14,15,16	12.35-22.00	12.35 – 15.00 Bv-An 15.00 – 22.00 An	
17, 18, 19, 20, 21, 22	22-33	22.00 – 30.00 An 30.00 – 33.00 Bv-An	
23, 24, 25, 26, 27	33-42	Bv-An	



**Tabla 0-2. Núcleos extraídos en el sondeo número 3.**

Muestras	Profundidad (m)	Descripción	Fotografía
1,2,3,4,5	00.00-8.20	00.00-3.00 CH 3.00-6.00 Bv-An 6.00-8.20 An	
6,7,8,9,10	8.20-16.35	8.20-12.00 An 12.00-16.35 Bv-An	
11,12,13,14	16.35-21	16.35-17.50 Bv-An 17.50-21.00 An	
15,16,17,18,19,20	21.5-31.10	21.00-24.00 Bv-An 24.00-27.00 An 27.00-30.00 Bv-An 30.00-31.10 An	

21,22,23	31.10-35.5	31.10-32.5 An 32.5-35.00 Bv-An	
24, 25, 26, 27	35.5-40	35.00-38.20 Bv-An 38.20-40.00 An	