

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**ANÁLISIS NUMÉRICO DEL MECANISMO DE FALLA EN
MACIZOS ROCOSOS FRACTURADOS CONSIDERANDO EL
EFECTO ESCALA**

TESIS

**PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS
CON MENCIÓN EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

ELABORADO POR

RAÚL RODOLFO POZO GARCÍA

ASESOR

Dr. JORGE LUIS CÁRDENAS GUILLÉN

LIMA-PERÚ

2014

ANÁLISIS NUMÉRICO DEL MECANISMO DE FALLA EN MACIZOS
ROCOSOS FRACTURADOS CONSIDERANDO EL EFECTO ESCALA

Ing. RAÚL RODOLFO POZO GARCÍA

Presentado a la Sección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil en
cumplimiento parcial de los requerimientos para el grado de:

MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

2014

Autor : Ing. Raúl Rodolfo Pozo García

Recomendado : Dr. Jorge Luis Cárdenas Guillén
Asesor de la Tesis

Aceptado por : Dr. Jorge Elías Alva Hurtado
Jefe de la Sección de Posgrado

Es propiedad intelectual del autor.

El autor autoriza a la UNI-FIC a reproducir la tesis en su totalidad o en partes.

ÍNDICE

RESUMEN.....	V
ABSTRACT.....	VI
LISTA DE FIGURAS.....	VII
LISTA DE CUADROS	XVI
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.....	XVIII
CAPÍTULO I : INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETIVO DE LA TESIS	7
1.3 CONTENIDO DE LA TESIS	7
CAPÍTULO II : TIPOS DE ROTURA EN TALUDES DE MACIZOS ROCOSOS ..9	
2.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ROTURAS EN MACIZOS ROCOSOS	9
2.2 FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS	11
2.2.1 Estratigrafía y litología.....	11
2.2.2 Estructura geológica y discontinuidades	12
2.2.3 Condiciones hidrogeológicas	12
2.2.4 Propiedades geomecánicas de los macizos rocosos	13
2.2.5 Tensiones <i>in situ</i>	13
2.2.6 Meteorización	14
2.2.7 Cargas dinámicas	14
2.3 ANÁLISIS DE LA PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA	15
2.4 ROTURAS CON CONTROL ESTRUCTURAL	17
2.4.1 Rotura plana	17
2.4.2 Rotura en cuña	17
2.4.3 Vuelco de estratos	18
2.5 ROTURAS CON CONTROL ESTRUCTURAL PARCIAL	19
2.6 ROTURAS SIN CONTROL ESTRUCTURAL	20

CAPÍTULO III : RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO	23
3.1 EL EFECTO ESCALA EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA	23
3.2 EL ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA	24
3.3 CRITERIO DE ROTURA PARA MACIZOS ROCOSOS CONTINUOS (HOEK, E., ET AL., 2002).....	27
3.4 RESISTENCIA AL CORTE DE LAS DISCONTINUIDADES	32
3.5 COMPORTAMIENTO POST - ROTURA DE LOS MACIZOS ROCOSOS..	33
3.5.1 Macizos rocosos de buena calidad geomecánica	33
3.5.2 Macizos rocosos de regular calidad geomecánica	34
3.5.3 Macizos rocosos de mala calidad geomecánica.....	34
CAPÍTULO IV : MODELAMIENTO NUMÉRICO DE MACIZOS ROCOSOS.....	36
4.1 GENERALIDADES.....	36
4.2 APLICACIÓN DE LAS TÉCNICAS NUMÉRICAS EN EL ANÁLISIS DE MACIZOS ROCOSOS.....	38
4.2.1 Modelos continuos	38
4.2.2 Modelos discontinuos.....	40
4.2.3 Criterios de selección del modelo y método de análisis	45
CAPÍTULO V : APLICACIÓN DE LA TÉCNICA DE ELEMENTOS FINITOS CON REPRESENTACIÓN EXPLÍCITA DE LAS DISCONTINUIDADES	48
5.1 GENERALIDADES.....	48
5.2 DESCRIPCIÓN DE LA HERRAMIENTA COMPUTACIONAL UTILIZADA (PHASE ² V7, ROCSCIENCE)	49
5.3 FORMULACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES EN EL MÉTODO J- MEF	50
5.3.1 Formulación de Goodman (Goodman, R.E., et al., 1968).....	50
5.4 DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA SSR (SHEAR STRENGTH REDUCTION).....	52
5.4.1 Secuencia de cálculo	53
5.4.2 Aplicación de la técnica SSR junto con el criterio de Mohr - Coulomb	54
5.4.3 Aplicación de la técnica SSR junto con el criterio de Hoek y Brown	54
5.5 COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE Y LA TÉCNICA SSR.....	55

5.5.1	Ejemplo 1: Macizo rocoso homogéneo	55
5.5.2	Ejemplo 2: Macizo rocoso homogéneo con material menos resistente en el pie del talud.....	56
5.6	APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS EN EL ANÁLISIS DEL MECANISMO DE ROTURA EN MACIZOS ROCOSOS CON ESTRUCTURA EN BLOQUES	58
5.6.1	Ejemplo 3: Comparación entre el mecanismo de rotura de un macizo rocoso continuo y un macizo rocoso discontinuo	59
5.6.2	Ejemplo 4: Mecanismo de rotura del tipo <i>step - path</i>	64
5.7	VARIACIÓN DEL MECANISMO DE ROTURA EN TALUDES DE MACIZOS ROCOSOS CON EL CAMBIO DE ESCALA	66
5.7.1	Ejemplo 5: Variación del tipo de rotura con el cambio de altura del talud y del sistema de fracturamiento	66
5.8	COMPARACIÓN DE RESULTADOS NUMÉRICOS DE LA TÉCNICA DE ELEMENTOS FINITOS CON LA TÉCNICA DE ELEMENTOS DISCRETOS	75
5.8.1	Ejemplo 6: Rotura plana.....	76
5.8.2	Ejemplo 7: Macizo rocoso con dos sistemas de discontinuidades perpendiculares	77
5.8.3	Ejemplo 8: Vuelco de estratos flexural	79
5.8.4	Ejemplo 9: Rotura tipo <i>step - path</i> con juntas continuas.....	80
5.8.5	Ejemplo 10: Rotura tipo <i>step - path</i> biplanar	82
 CAPÍTULO VI : EJEMPLO DE APLICACIÓN: PARTE 1 - DISEÑO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS BASADO EN EL PRINCIPIO DE LA PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA.....		
6.1	GENERALIDADES.....	84
6.2	BREVE DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO	85
6.2.1	Ubicación del proyecto.....	85
6.2.2	Altitud.....	85
6.2.3	Clima	85
6.2.4	Topografía	85
6.2.5	Estratigrafía	86
6.3	EVALUACIÓN GEOMECÁNICA - ESTRUCTURAL	86
6.3.1	Recolección de información geomecánica	86
6.3.2	Evaluación estructural.....	90

6.4	DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO ..	101
6.4.1	Propiedades geomecánicas de los dominios estructurales	101
6.4.2	Parámetros de resistencia del macizo rocoso y de las discontinuidades	102
6.5	DISEÑO DE LOS TALUDES DEL TAJO ABIERTO	105
6.5.1	Determinación de la posibilidad de rotura en la cresta	105
6.5.2	Cálculo del ancho mínimo de la berma de seguridad	110
6.5.3	Estimación del ángulo de la cara del banco	113
6.5.4	Diseño genérico de bancos simples	113
6.6	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO ABIERTO....	119
CAPÍTULO VII : EJEMPLO DE APLICACIÓN: PARTE 2 - ANÁLISIS DE TALUDES DE MACIZOS ROCOSOS BASADO EN EL MODELAMIENTO NUMÉRICO VÍA J-MEF		
122		
7.1	GENERALIDADES	122
7.2	CONDICIONES DE ANÁLISIS	123
7.3	CASOS ANALIZADOS	126
7.3.1	Análisis de la rotura plana	126
7.3.2	Análisis de la rotura por vuelco de estratos	131
CAPÍTULO VIII : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		
137		
8.1	CONCLUSIONES	137
8.2	RECOMENDACIONES	139
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		140
ANEXOS		145

RESUMEN

Comúnmente, la evaluación de la estabilidad de taludes en macizos rocosos con estructura en bloques es realizada mediante técnicas empíricas y en menor frecuencia por métodos numéricos, tanto para las etapas de diseño como para su verificación *in situ*. Un método alternativo de análisis, tal como la simulación numérica, se muestra como una herramienta para lograr este objetivo.

Esta tesis muestra que la aplicación del Método de Elementos Finitos, con la representación explícita de las discontinuidades (denominado J-MEF), es una alternativa al uso del Método de los Elementos Discretos para el análisis del mecanismo de rotura en macizos rocosos con una estructura en bloques. Por otro lado, se comprobó que la utilización de modelos constitutivos, como el modelo elástico perfectamente plástico, permite evaluar el tipo de rotura de los taludes rocosos considerando el factor escala, además de calcular el factor de seguridad (FS) mediante la técnica de reducción de los parámetros (Método SSR).

En la tesis, también se compara el factor de seguridad obtenido por métodos convencionales de Equilibrio Límite y por el Método de Elementos Finitos, así como la comparación de resultados obtenidos aplicando el Método J-MEF y el Método de Elementos Discretos.

Finalmente, aplicando la metodología de la proyección estereográfica, se diseñan los taludes de un tajo abierto, para posteriormente analizar numéricamente la influencia del efecto escala considerando varias fases de excavación mediante el método J-MEF.

ABSTRACT

Commonly, the evaluation of the slope stability in rock masses with blocky structure is realized by empirical techniques and less frequently by numerical methods, for design stages and site verification. An alternative method of analysis, such as the numerical simulation, is shown as a tool for achieving this objective.

This thesis shows that the application of the Finite Element Method with explicit representation of discontinuities (called J-MEF) is an alternative to the use of the Discrete Element Method for the analysis of failure mechanism in rock masses with a blocky structure. The use of constitutive models, as perfectly elastic plastic model, to evaluate the rupture of rock slopes considering the scale factor, and calculate the safety factor was verified.

The thesis also compares the safety factor obtained by conventional Limit Equilibrium method and the Finite Element Method, and the comparison of results obtained applying the method J-MEF and the Discrete Element Method.

Finally, using the stereographic projection methodology, an open pit slopes were designed, and the influence of the scale effect considering several phases of excavation was numerically analyzed.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	: Influencia de la variación de 1° en el volumen de explotación en un tajo abierto (Gill, R., 2009).....	1
Figura 1.2	: Vista de bancos y del talud final de un tajo abierto (Hoek, E., 2009).....	2
Figura 1.3	: Rotura de taludes de bancos en un tajo abierto (Zea, R.E., 2004).....	2
Figura 1.4	: Desarrollo de una rotura compleja que involucra la rotura de la roca intacta y deslizamiento a través de las discontinuidades (Stacey, P., 2009).....	3
Figura 1.5	: Rotura rotacional en un talud global de un tajo abierto (Rabus, M., et al., 2009).....	4
Figura 1.6	: Análisis de los taludes de la mina Chuquicamata utilizando el método de equilibrio límite implementado en el programa Slide (Hoek, E., et al., 2000).....	5
Figura 1.7	: Análisis de los taludes de la mina Chuquicamata utilizando un modelo numérico discontinuo implementado en el programa UDEC (Hoek, E., 2009).....	6
Figura 2.1	: Tipos de roturas en taludes de minería a cielo abierto (Patton, F.D. y Deere, D.U., 1971).....	10
Figura 2.2	: Modos de rotura más frecuentes en taludes altos (Sjöberg, J., 1999).....	10
Figura 2.3	: Factores que influyen en el comportamiento del macizo rocoso (Zea, R.E., 2004).....	11
Figura 2.4	: Ejemplo de estructura del macizo rocoso (Zea, R.E., 2004).....	12
Figura 2.5	: Redistribución de tensiones debido a la excavación del talud (Zea, R.E., 2004).....	14

Figura 2.6	:	Redes estereográficas (Wylie, D.C. y Mah, C.W., 2004)....	15
Figura 2.7	:	Vista en perspectiva que ilustra el rumbo y buzamiento de una estratificación en superficie (Wylie, D.C. y Mah, C.W., 2004).....	16
Figura 2.8	:	Ejemplo de un estereograma combinado obtenido con el programa Dips.....	16
Figura 2.9	:	Rotura plana en talud rocoso (Zea, R.E., 2004).....	17
Figura 2.10	:	Rotura en cuña en talud rocoso (Zea, R.E., 2004).....	18
Figura 2.11	:	Rotura por vuelco de estratos (Sagaceta, C., 2006).....	19
Figura 2.12	:	Probable superficie de rotura en taludes altos, incluyendo varios factores estructurales (Zea, R.E., 2004).....	20
Figura 2.13	:	Rotura global (IGME, 1985).....	21
Figura 2.14	:	Ejemplo de rotura sin control estructural en un tajo abierto (Call, R.D., 2000).....	22
Figura 3.1	:	Efecto de la escala en la resistencia del macizo rocoso (Sjöberg, J., 1999).....	23
Figura 3.2	:	Carta de estimación del índice GSI en base a descripciones geológicas (Hoek, E. y Brown, E.T., 1997).....	25
Figura 3.3	:	Cálculo del índice GSI para macizos rocosos estratificados heterogéneos (Marinos, P. y Hoek, E., 2000).....	26
Figura 3.4	:	Condiciones de aplicación del criterio de rotura de Hoek y Brown (Hoek, E. y Brown, E.T., 1983).....	28
Figura 3.5	:	Valores de la constante m_i de la roca intacta para distintos tipos de roca (Hoek, E., et al., 1995)	29
Figura 3.6	:	Representación del criterio de rotura de Hoek y Brown en el espacio de tensiones normal y tangencial (Hoek, E. y Brown, E.T., 1983).....	30
Figura 3.7	:	Círculos de Mohr para la condición de falla en compresión triaxial de probetas de granitos (Hoek, E. y Brown, E.T., 1983).....	30
Figura 3.8	:	Estimación del factor de alteración D para taludes (Hoek, E., et al., 2002).....	31
Figura 3.9	:	Perfiles para estimar el coeficiente de rugosidad JRC (Barton, N y Choubey, V., 1977).....	33

Figura 3.10	: Características sugeridas para el comportamiento post - rotura de macizos rocosos de distinta calidad geomecánica (Gonzales de Vallejo, L.I., et al., 2002)35
Figura 4.1	: Ejemplo de cálculo de deformaciones y tensiones aplicando métodos numéricos para en análisis de un tajo abierto (Lorig, L., 2008)37
Figura 4.2	: División de la geometría en una malla de elementos finitos.....39
Figura 4.3	: Calculo de desplazamientos totales mediante mediante el MEF utilizando el programa Plaxis39
Figura 4.4	: Modelo de diferencias finitas mostrando la rotura para grandes deformaciones en un macizo rocoso homogéneo (Stead, D., et al., 2006).....41
Figura 4.5	: Esquema de análisis con elementos discretos de la rotura de un talud (Stead, D., et al., 2006)41
Figura 4.6	: Modelo de fracturas utilizando el Método de Elementos de Borde (Stead, D., et al., 2006)43
Figura 4.7	: Resultados de un modelo combinado de Elementos Finitos y Elementos de Borde, a) Marco geológico y b) Resultado del modelo (Eberhart, E., et al., 2004).....44
Figura 4.8	: Generación del MRS a partir de la roca intacta y del sistema del fracturamiento (Sainsbury, B., et al., 2009).....44
Figura 4.9	: Bloques individuales formado un modelo bidimensional de Macizo Rocosos Sintético (Sainsbury, B., et al., 2009)45
Figura 4.10	: Diagrama que muestra el tipo de modelo que se recomienda utilizar de acuerdo a la complejidad de los movimientos (Stead, D., et al, 2006)46
Figura 4.11	: Dirección del deslizamiento y superficie de rotura crítica en un análisis de un tajo abierto en tres dimensiones (Yamagami, T. y Jiang, J.C., 1996)47
Figura 5.1	: Geometría y topología con cuatro nodos y ocho grados de libertad (Goodman, R.E., et al., 1968).....52
Figura 5.2	: Geometría del talud (ejemplo 1).....55
Figura 5.3	: Contornos de máxima deformación por tensiones de corte en la rotura (ejemplo 1)57

Figura 5.4	: Geometría del talud (ejemplo 2).....	57
Figura 5.5	: Contornos de máxima deformación por tensiones de corte en la rotura (ejemplo 2)	58
Figura 5.6	: Geometría del talud de macizo rocoso homogéneo (ejemplo 3).....	60
Figura 5.7	: Geometría del talud en macizo rocoso con dos familias de discontinuidades (ejemplo 3).....	61
Figura 5.8	: Contornos de máxima deformación por tensiones de corte para el talud de macizo rocoso continuo de 15 m de altura.....	62
Figura 5.9	: Contornos de máxima deformación por tensiones de corte para el talud de macizo rocoso discontinuo de 15 m de altura.....	62
Figura 5.10	: Contornos de máxima deformación por tensiones de corte para el talud de macizo rocoso continuo de 60 m de altura.....	63
Figura 5.11	: Contornos de máxima deformación por tensiones de corte para el talud de macizo rocoso discontinuo de 60 m de altura.	63
Figura 5.12	: Contornos de máxima deformación por tensiones de corte para el talud de macizo rocoso discontinuo de 60 m de altura (espaciamiento entre discontinuidades de 1.25 m).....	64
Figura 5.13	: Geometría del talud (ejemplo 4).....	65
Figura 5.14	: Mecanismo de rotura <i>step - path</i> (ejemplo 4).....	66
Figura 5.15	: Geometría de los sistemas de discontinuidades (ejemplo 5).....	68
Figura 5.16	: Condiciones de discontinuidades en los bordes.....	69
Figura 5.17	: Resultados para el talud de 10 m de altura, (a) caso de discontinuidades abiertas en los extremos y (b) caso de discontinuidades cerradas en los extremos (ejemplo 5.1)...	70
Figura 5.18	: Resultados para el talud de 20 m de altura, (a) caso de discontinuidades abiertas en los extremos y (b) caso de discontinuidades cerradas en los extremos (ejemplo 5.1)...	71
Figura 5.19	: Mecanismo de rotura para el talud de 60 m de altura, discontinuidades abiertas (ejemplo 5.1).....	71
Figura 5.20	: Mecanismo de rotura para el talud de 90 m de altura, discontinuidades abiertas (ejemplo 5.1).....	71

Figura 5.21	:	Resultados para el talud de 10 m de altura, (a) caso de discontinuidades abiertas en los extremos y (b) caso de discontinuidades cerradas en los extremos (ejemplo 5.2)...72
Figura 5.22	:	Resultados para el talud de 20 m de altura, (a) caso de discontinuidades abiertas en los extremos y (b) caso de discontinuidades cerradas en los extremos (ejemplo 5.2)...72
Figura 5.23	:	Resultados para el talud de 120 m de altura, caso de discontinuidades abiertas en los extremos (ejemplo 5.2)...73
Figura 5.24	:	Resultados para el talud de 10 m de altura, (a) caso de discontinuidades abiertas en los extremos y (b) caso de discontinuidades cerradas en los extremos (ejemplo 5.3)...73
Figura 5.25	:	Resultados para el talud de 20 m de altura, (a) caso de discontinuidades abiertas en los extremos y (b) caso de discontinuidades cerradas en los extremos (ejemplo 5.3)...74
Figura 5.26	:	Resultados para el talud de 60 m de altura, caso de discontinuidades abiertas en los extremos (ejemplo 5.3)...74
Figura 5.27	:	Resultados para el talud de 120 m de altura, caso de discontinuidades abiertas en los extremos (ejemplo 5.3)...74
Figura 5.28	:	Geometría básica del talud (utilizado para los ejemplos de comparación entre el J-MEF y MED).....75
Figura 5.29	:	Geometría y propiedades de los materiales (ejemplo 6).....76
Figura 5.30	:	Contornos de desplazamientos totales obtenido con UDEC (ejemplo 6).....76
Figura 5.31	:	Contornos de desplazamientos totales obtenido con Phase ² (ejemplo 6)77
Figura 5.32	:	Geometría y propiedades de los materiales (ejemplo 7).....77
Figura 5.33	:	Contornos de desplazamientos totales obtenido con UDEC (ejemplo 7).....78
Figura 5.34	:	Contornos de desplazamientos totales obtenido con Phase ² (ejemplo 7).....78
Figura 5.35	:	Geometría y propiedades de los materiales (ejemplo 8).....79
Figura 5.36	:	Contornos de desplazamientos totales obtenido con UDEC (ejemplo 8).....79
Figura 5.37	:	Contornos de desplazamientos totales obtenido con Phase ² (ejemplo 8).....80

Figura 5.38	:	Geometría y propiedades de los materiales (ejemplo 9).....	80
Figura 5.39	:	Contornos de desplazamientos totales obtenido con UDEC (ejemplo 9).....	81
Figura 5.40	:	Contornos de desplazamientos totales obtenido con Phase ² (ejemplo 9).....	81
Figura 5.41	:	Geometría y propiedades de los materiales (ejemplo 10)....	82
Figura 5.42	:	Contornos de desplazamientos totales obtenido con UDEC (ejemplo 10).....	82
Figura 5.43	:	Contornos de desplazamientos totales obtenido con Phase2 (ejemplo 10).....	83
Figura 6.1	:	Ubicación de estaciones geomecánicas y taladros, Zona Norte.....	89
Figura 6.2	:	Ubicación de estaciones geomecánicas y taladros, Zona Sur.....	89
Figura 6.3	:	Ubicación de estaciones geomecánicas y taladros, Zona Centro.....	90
Figura 6.4	:	Estereograma de taladros orientados, Zona Norte.....	91
Figura 6.5	:	Estereograma de taladros orientados, Zona Centro.....	92
Figura 6.6	:	Estereograma de taladros orientados, Zona Sur.....	92
Figura 6.7	:	Estereograma de mapeos superficiales, Zona Norte.....	93
Figura 6.8	:	Estereograma de mapeos superficiales, Zona Centro.....	94
Figura 6.9	:	Estereograma de mapeos superficiales, Zona Sur.....	94
Figura 6.10	:	Estereograma de combinación de mapeos y taladros, Zona Norte.....	95
Figura 6.11	:	Estereograma de combinación de mapeos y taladros, Zona Centro.....	95
Figura 6.12	:	Estereograma de combinación de mapeos y taladros, Zona Sur.....	96
Figura 6.13	:	Orientación de las familias de discontinuidades, Zona Norte.....	97
Figura 6.14	:	Orientación de las familias de discontinuidades, Zona Centro.....	97
Figura 6.15	:	Orientación de las familias de discontinuidades, Zona Sur.....	98

Figura 6.16	:	Identificación de probables cuñas a partir de las familias de discontinuidades, Zona Norte.....	100
Figura 6.17	:	Identificación de probables cuñas a partir de las familias de discontinuidades, Zona Centro.....	100
Figura 6.18	:	Identificación de probables cuñas a partir de las familias de discontinuidades, Zona Sur.....	101
Figura 6.19	:	Cálculo del índice GSI para cada dominio geomecánico...	102
Figura 6.20	:	Curva de resistencia del macizo rocoso, Zona Norte.....	104
Figura 6.21	:	Curva de resistencia del macizo rocoso, Zona Centro.....	104
Figura 6.22	:	Curva de resistencia del macizo rocoso, Zona Sur.....	105
Figura 6.23	:	Ejemplo de análisis de pérdida de cresta, rotura plana (Crouse, R., et al., 2008).....	106
Figura 6.24	:	Ejemplo de análisis de pérdida de cresta, rotura en cuña (Crouse, R., et al., 2008).....	107
Figura 6.25	:	Puntuaciones por roturas planas y en cuña para cada sub sector de análisis.....	109
Figura 6.26	:	Cálculo del ancho mínimo de la berma de seguridad (Crouse, R., et al., 2008).....	110
Figura 6.27	:	Pérdida de cresta a menos del AMBS mínimo (Crouse, R., et al., 2008).....	111
Figura 6.28	:	ACB excavado vs AMBS mínimo (Crouse, R., et al., 2008).....	112
Figura 6.29	:	ACB de diseño vs ACB excavado (Crouse, R., et al., 2008).....	112
Figura 6.30	:	Diseño genérico de bancos considerando muy alta posibilidad de rotura de la cresta	114
Figura 6.31	:	Diseño genérico de bancos considerando alta posibilidad de rotura de la cresta	114
Figura 6.32	:	Diseño genérico de bancos considerando moderada posibilidad de rotura de la cresta.....	115
Figura 6.33	:	Diseño genérico de bancos considerando baja posibilidad de rotura de la cresta.....	115
Figura 6.34	:	Definición de sub sectores de análisis del tajo.....	117
Figura 6.35	:	Ángulos interrampa máximos recomendados para cada sub sector del tajo abierto	121

Figura 7.1	: Sección de análisis numérico (sub sector C-6).....	122
Figura 7.2	: Sección de análisis numérico (sub sector C-3).....	123
Figura 7.3	: Análisis numérico del mecanismo de rotura plana para 1 banco.....	126
Figura 7.4	: Análisis numérico del mecanismo de la rotura plana para 2 bancos.....	127
Figura 7.5	: Análisis numérico del mecanismo de la rotura plana para 3 bancos.....	127
Figura 7.6	: Análisis numérico del mecanismo de la rotura plana para 4 bancos.....	128
Figura 7.7	: Análisis numérico del mecanismo de la rotura plana para 5 bancos.....	128
Figura 7.8	: Análisis numérico del mecanismo de la rotura plana para 10 bancos.....	128
Figura 7.9	: Análisis numérico del mecanismo de la rotura plana para 20 bancos.....	129
Figura 7.10	: Deformaciones máximas por tensiones de corte para 20 bancos	129
Figura 7.11	: Análisis numérico del mecanismo de la rotura plana para 64 bancos.....	130
Figura 7.12	: Deformaciones máximas por tensiones de corte para 64 bancos	130
Figura 7.13	: Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 1 banco.....	132
Figura 7.14	: Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 2 bancos.....	132
Figura 7.15	: Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 3 bancos.....	133
Figura 7.16	: Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 4 bancos.....	133
Figura 7.17	: Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 5 bancos.....	134
Figura 7.18	: Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 10 bancos.....	134

Figura 7.19	:	Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 23 bancos.....	135
Figura 7.20	:	Deformaciones máximas por tensiones de corte para 23 bancos	135

LISTA DE CUADROS

Cuadro 4.1	: Métodos numéricos para la estabilidad de taludes (Deangeli, C. y Ferrero A.M., 2000).....	36
Cuadro 5.1	: Propiedades del macizo rocoso (ejemplo 1).....	56
Cuadro 5.2	: Comparación entre los factores de seguridad calculados (ejemplo 1).....	56
Cuadro 5.3	: Comparación entre los factores de seguridad calculados (ejemplo 2).....	58
Cuadro 5.4	: Propiedades de la roca intacta y de las discontinuidades (ejemplo 3).....	60
Cuadro 5.5	: Factores de seguridad calculados para diferentes alturas del talud (ejemplo 3).....	61
Cuadro 5.6	: Propiedades del macizo rocoso (ejemplo 4).....	65
Cuadro 5.7	: Propiedades de la roca intacta y de las discontinuidades (ejemplo 5).....	67
Cuadro 5.8	: Factores de seguridad calculados (ejemplo 5).....	69
Cuadro 6.1.	: Orientación de familias de discontinuidades - Zona Norte.....	98
Cuadro 6.2.	: Orientación de familias de discontinuidades - Zona Centro.....	99
Cuadro 6.3.	: Orientación de familias de discontinuidades - Zona Sur.....	99
Cuadro 6.4.	: Valores promedio de RQD, R, CF y RMR para cada dominio geomecánico.....	101
Cuadro 6.5.	: Estimación de los valores del índice GSI para cada dominio geomecánico.....	103
Cuadro 6.6.	: Parámetros de resistencia del macizo rocoso para cada dominio geomecánico.....	103

Cuadro 6.7.	: Posibilidad de rotura en la cresta del banco para cada sub sector de análisis.....	108
Cuadro 6.8.	: Máximos ángulos interrampa de acuerdo a la posibilidad de rotura en la cresta	116
Cuadro 6.9.	: Ángulos de banco y ángulos interrampa máximos recomendados para cada sub sector de análisis	118
Cuadro 6.10.	: Resultados del análisis de estabilidad global de los taludes del tajo abierto	120
Cuadro 7.1.	: Resultados del análisis J-MEF, rotura plana.....	131
Cuadro 7.2.	: Resultados del análisis J-MEF, rotura por vuelco de estratos.....	136

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

- ACB** : Ángulo de cara de banco excavado
- AMBS** : Ancho mínimo del diseño de una berma de seguridad
- a** : Constante que depende de las propiedades del macizo rocoso
- c** : Cohesión del macizo rocoso
- CF** : Condición de las fracturas (discontinuidades)
- D** : Factor de alteración del macizo rocoso
- DFN** : Discrete Fracture Network
- e** : Espesor de las discontinuidades
- E** : Módulo de Young o Módulo de Elasticidad
- E_i** : Módulo de Young de la roca intacta
- E_m** : Módulo de Young del macizo rocoso
- EG** : Estación geomecánica
- F** : Factor de seguridad crítico
- F_i** : Vector de esfuerzos
- FF** : Frecuencia de las fracturas (discontinuidades)
- G_i** : Módulo de Corte de la roca intacta
- G_m** : Módulo de Corte del macizo rocoso
- GSI** : Índice de Resistencia Geológica
- GSI_{res}** : Índice de Resistencia Geológica Residual
- H** : Altura del talud en metros
- IGME** : Instituto Geológico y Minero de España
- ISRM** : International Society for Rock Mechanics
- JCS** : Resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad
- J-MEF** : Método de Elementos Finitos con representación explícita de las discontinuidades
- JRC** : Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad
- K** : Matriz de rigidez
- K₀** : Coeficiente de relación entre el esfuerzo horizontal y vertical

K_s	: Rigidez tangencial de las discontinuidades
K_n	: Rigidez normal de las discontinuidades
L	: Espaciamiento entre las discontinuidades
MDF	: Método de Diferencias Finitas
MEB	: Método de Elementos de Borde
MED	: Método de Elementos Discretos
MEF	: Método de Elementos Finitos
MFP	: Modelo de Flujo de Partículas
MRS	: Macizo Rocoso Sintético
m_b	: Valor reducido de la constante del material m_i
m_i	: Parámetro de la roca intacta obtenido de ensayos triaxiales
R	: Dureza de la roca
RCS	: Resistencia a la compresión simple de la roca matriz
RMR	: Rock Mass Rating
RQD	: Rock Quality Designation
SSR	: Shear Strength Reduction
SRF	: Strength Reduction Factor
VCN	: Código de las perforaciones orientadas
s	: Constante que depende de las propiedades del macizo rocoso
X_i	: Vector desplazamiento
π	: Función potencial
σ_c, σ_{ci}	: Resistencia a la compresión simple de la roca matriz
σ_h	: Tensión horizontal
σ_n	: Tensión normal
σ_v	: Tensión vertical
σ_1'	: Tensión efectiva principal mayor en el momento de la rotura
σ_3'	: Tensión efectiva principal menor en el momento de la rotura
ϕ_r	: Ángulo de fricción residual
ϕ	: Ángulo de fricción del macizo rocoso (parámetros totales)
ϕ'	: Ángulo de fricción del macizo rocoso (parámetros efectivos)
τ	: Resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento
τ_f	: Resistencia al corte movilizada en la superficie de deslizamiento
μ	: Relación de Poisson
γ	: Peso específico del macizo rocoso

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

La mayoría de minas que comenzaron sus operaciones de extracción de mineral a inicios o a mediados del siglo pasado, y que utilizan el método de explotación a cielo abierto (tajo), actualmente están alcanzando profundidades de excavación superiores a los 800 m. Esta característica es dada por la necesidad de obtener un mayor beneficio económico, lo que conlleva a que los taludes alcancen ángulos de inclinación escarpados y como consecuencia el incremento en el riesgo de su rotura.

Por ejemplo, en el tajo de la mina Chuquicamata en Chile, con profundidad de excavación de 645 m y un ángulo final del talud igual a 37° , se calcula que la disminución de 1° en los taludes representa la pérdida, en términos de explotación, de un promedio de 100 millones de toneladas de material rocoso (Rapiman, M., 1993).

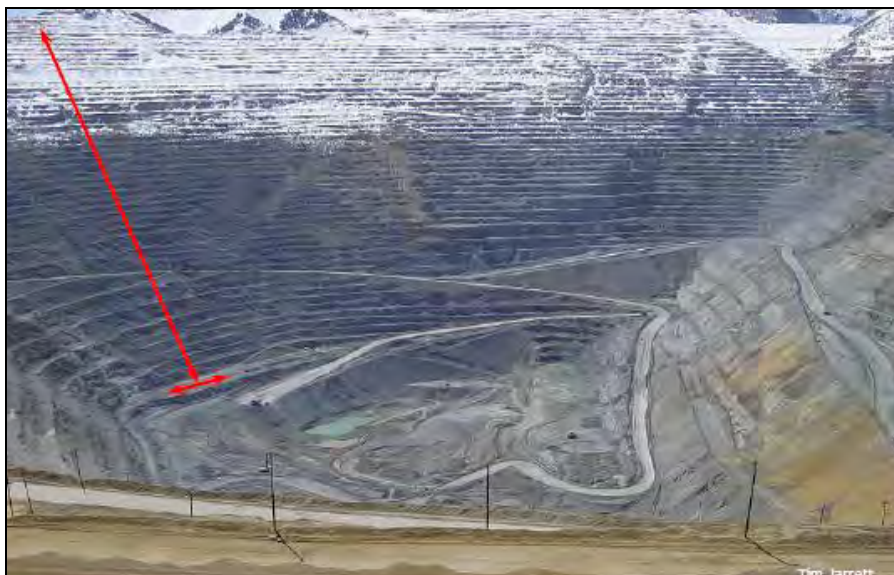


Figura 1.1.- Influencia de la variación de 1° en el volumen de explotación en un tajo abierto (Gill, R.C., 2009)

La geometría del talud final de un tajo no es únicamente gobernada por las características económicas y de producción, sino también por la estabilidad del macizo rocoso. En este sentido cabe mencionar que la rotura localizada en los taludes de los bancos no tiene la misma importancia e incidencia que la rotura del talud final.

Durante la conformación *in-situ* de los taludes en macizos rocosos fracturados, se ha observado, en términos de la forma de la rotura, que la influencia de las discontinuidades no es la misma para diferentes escalas de análisis del problema. Esta característica también fue observada en el análisis de taludes rocosos por medio de técnicas numéricas (Hammah, R.E., et al., 2004; Hammah, R.E., et al., 2009). La Figura 1.2 muestra los taludes de banco y taludes interrampa de un tajo abierto.



Figura 1.2.- Vista de bancos y del talud final de un tajo abierto (Hoek, E., 2009)

En el análisis de estabilidad de taludes de poca altura, por ejemplo las roturas en los taludes de los bancos de un tajo, las discontinuidades son más influyentes que las propiedades de la roca intacta. En este caso, son comunes las roturas planas y la formación de cuñas (Figura 1.3), las cuales son controladas por los sistemas de discontinuidades debido a que su espaciamiento y persistencia son del mismo orden de magnitud que las dimensiones del talud.



Figura 1.3.- Rotura en taludes de bancos en un tajo abierto (Zea, R.E., 2004)

Por otro lado, al incrementar las dimensiones del talud, debido a procesos de excavación, se desarrollan mecanismos de rotura más complejos, donde pueden producirse roturas producto de la combinación del deslizamiento, a través de los planos de discontinuidades, y la rotura por corte a través de los bloques de roca intacta (Figura 1.4). El vuelco y pandeo de estratos son otros mecanismos de rotura complejos que pueden ocurrir.



Figura 1.4.- Desarrollo de una rotura compleja que involucra la rotura de la roca intacta y deslizamiento a través de las discontinuidades (Stacey, P., 2009)

Si seguimos incrementando la profundidad de la excavación hasta tener taludes de gran altura, por ejemplo los taludes finales de un tajo, se pueden producir roturas globales. Estas roturas, de forma total o parcialmente circular, se desarrollan rompiendo el macizo rocoso, debido a los esfuerzos de corte actuantes de gran magnitud (Figura 1.5). En este caso, el espaciamiento y la persistencia de las discontinuidades son muy pequeños con respecto a la altura del talud; por lo tanto el macizo rocoso se comportaría como un medio continuo, produciéndose la rotura similar a la que se produce en los suelos.



**Figura 1.5.- Rotura rotacional en un talud global de un tajo abierto
(Rabus, M., et al., 2009)**

Con la finalidad de evaluar la estabilidad de taludes en macizos rocosos, se utilizan diversas metodologías, tales como: métodos de clasificación geomecánica de macizos rocosos (RMR, GSI, etc.), métodos de equilibrio límite, métodos numéricos, análisis probabilísticos e instrumentación geotécnica. De los métodos mencionados, existe una significativa cantidad de trabajos que abordan la estabilidad de taludes a partir de métodos de equilibrio límite (Figura 1.6), a pesar de que esta metodología no toma en cuenta el estado de esfuerzos

iniciales, las deformaciones generadas y el incremento de los esfuerzos a lo largo de la superficie potencial de rotura.

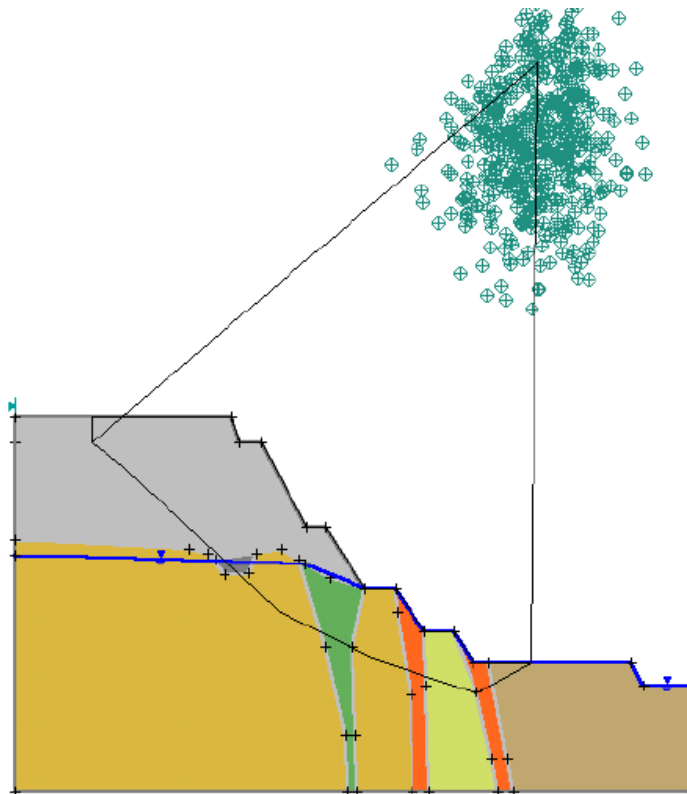


Figura 1.6.- Análisis de los taludes de la mina Chuquicamata utilizando el método de equilibrio límite implementado en el programa Slide (Hoek, E., et al., 2000)

Bajo estas limitaciones, el modelamiento numérico surge como una alternativa para el análisis de la estabilidad de taludes en macizos rocosos, sobre todo considerándose los avances tecnológicos ocurridos en la última década, siendo el Método de Elementos Finitos (MEF) el más difundido entre las técnicas numéricas.

Comúnmente se utiliza el Método de Elementos Finitos en medios fracturados bajo la consideración de que éste se comporta como un medio continuo, lo cual es cierto únicamente si el macizo rocoso presenta poco o casi nada de fracturamiento. Esta limitación orienta a analizar, de forma numérica, la influencia de las discontinuidades, lo que conlleva a la utilización del Método de Elementos Discretos (Figura 1.7). Sin embargo, este proceso suele ser muy complejo y demandar mucho tiempo para concluir el análisis, ya que considera al macizo rocoso como un medio discontinuo, e incrementa los grados de libertad del problema.

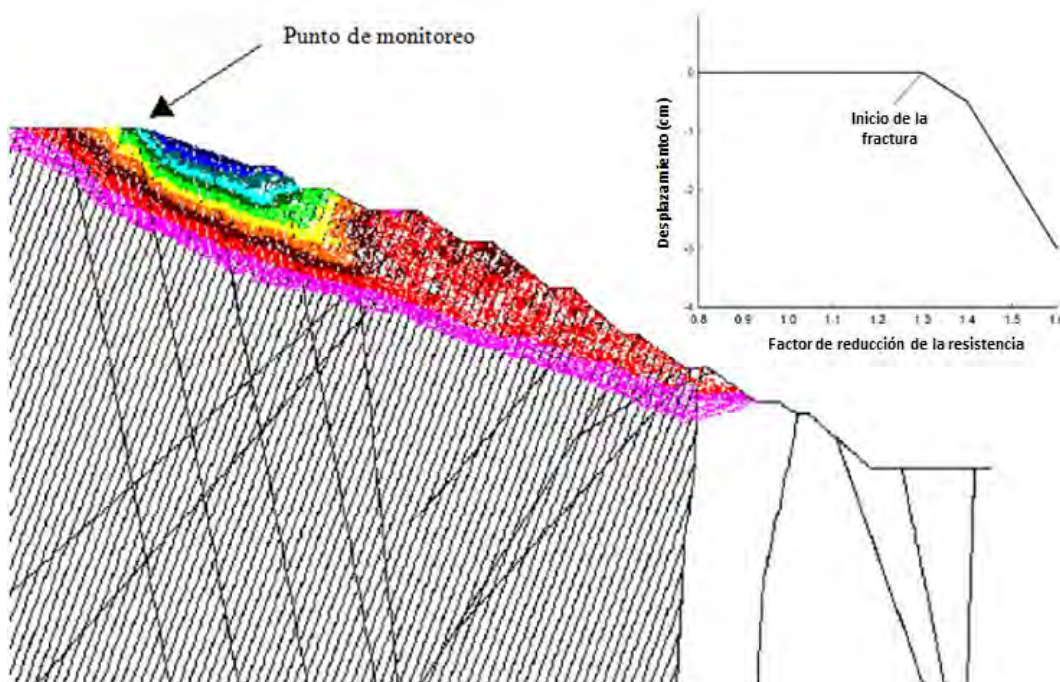


Figura 1.7.- Análisis de los taludes de la mina Chuquicamata utilizando un modelo numérico discontinuo implementado en el programa UDEC (Hoek, E., 2009)

Recientemente, diversos investigadores (Hammah, R.E., et al., 2004; Hammah, R.E., et al., 2009) han demostrado que la aplicación del Método de Elementos Finitos con la representación explícita de las discontinuidades, denominado J-MEF, es un procedimiento alternativo para el análisis de estabilidad de taludes de macizos rocosos fracturados y es aplicable para diferentes escalas del problema.

El conjunto de las ideas presentadas motivaron en esta tesis, analizar la estabilidad de taludes en macizos rocosos con estructura en bloques considerando el efecto escala, aplicando el Método de Elementos Finitos con la representación explícita de los planos de discontinuidades y comparar los resultados (mediante ejemplos) con aquellos obtenidos de modelos numéricos discontinuos, en lo que se refiere a la forma de rotura para diferentes escalas geométricas.

En esta tesis el modelamiento numérico de los taludes de un tajo abierto se llevó a cabo usando el programa computacional **Phase² v7.0** (Rocscience Inc., 2008), que implementa la metodología J-MEF. En este análisis se consideró varias fases de excavación, lo que ha permitido analizar el modo de rotura del macizo rocoso para diferentes escalas geométricas del problema, es decir empezando

por el análisis de la rotura estructuralmente controlada de bancos simples, hasta la rotura sin control estructural del talud global, pasando por análisis de roturas complejas intermedias.

1.2. OBJETIVO DE LA TESIS

La presente tesis se propone cumplir con los siguientes objetivos:

- Analizar el cambio de los mecanismos de rotura de taludes en macizos rocosos cuando se incrementa la altura del talud.
- Estudiar la aplicación del Método de Elementos Finitos con representación explícita de las discontinuidades, denominado J-MEF, como una alternativa de análisis numérico de la rotura de macizos rocosos, considerando la variación del mecanismo de rotura con la profundidad de la excavación.
- Validar la aplicación de esta técnica, comparando los resultados obtenidos de la aplicación del Método J-MEF con los obtenidos de la aplicación del Método de Elementos Discretos (MED).
- Discutir la aplicación de la técnica de reducción de los parámetros de resistencia al corte (SSR) usándola junto con el Método J-MEF, con la finalidad de evaluar la estabilidad de talud mediante el cálculo del factor de seguridad obtenido por métodos numéricos.

1.3. CONTENIDO DE LA TESIS

La tesis está compuesta en ocho capítulos. La descripción de cada capítulo es presentada a continuación:

- En el Capítulo I se abordará la descripción del efecto escala en roturas de taludes rocosos, así como una breve descripción del modelamiento de macizos rocosos. Los objetivos y contenido de la tesis también son incluidos en este capítulo.
- En el Capítulo II se presentará una descripción de los mecanismos de rotura que se producen en taludes de macizos rocosos para diferentes escalas geométricas, los factores que influyen en su estabilidad y se explica la aplicación del principio de la proyección estereográfica en mecánica de rocas.

- En el Capítulo III se describirá los aspectos teóricos sobre la resistencia de los macizos rocosos y de las discontinuidades, también se explica la influencia del efecto escala en proyectos de estabilidad de taludes rocosos.
- En el Capítulo IV se presentará el estado del arte de los métodos numéricos que actualmente se utilizan para el modelamiento de macizos rocosos.
- En el Capítulo V se describe la aplicación del Método de los Elementos Finitos con representación explícita de las discontinuidades (J-MEF) conjuntamente con el análisis de reducción de los parámetros de resistencia al corte (SSR), que es el método utilizado en esta tesis. Se presentan algunos ejemplos de comparación de la aplicación del método mencionado anteriormente con los resultados obtenidos con la aplicación del Método de Elementos Discretos.
- En el Capítulo VI se procede a diseñar y analizar los taludes de banco e interrampa de un tajo abierto a partir de datos obtenidos de mapeos superficiales y registros de perforaciones, se analiza la estabilidad local de los taludes por medio de la metodología de la proyección estereográfica y la estabilidad global es analizada por el método de equilibrio límite utilizando el criterio de rotura generalizado de Hoek y Brown (Hoek, E., et al., 2002) para condiciones estáticas y pseudo - estáticas.
- En el Capítulo VII se realiza el análisis numérico de los taludes del tajo abierto mencionado anteriormente, considerando la rotura a través de las discontinuidades, a través de la matriz rocosa o por una combinación de ambas. Se realiza el modelamiento considerando la variación del mecanismo de rotura con la altura del talud, para lo cual se realizará un análisis considerando varias fases de excavación.
- Finalmente, en el Capítulo VII se presentarán las conclusiones y recomendaciones de esta tesis.

ABSTRACT

Commonly, the evaluation of the slope stability in rock masses with blocky structure is realized by empirical techniques and less frequently by numerical methods, for design stages and site verification. An alternative method of analysis, such as the numerical simulation, is shown as a tool for achieving this objective.

This thesis shows that the application of the Finite Element Method with explicit representation of discontinuities (called J-MEF) is an alternative to the use of the Discrete Element Method for the analysis of failure mechanism in rock masses with a blocky structure. The use of constitutive models, as perfectly elastic plastic model, to evaluate the rupture of rock slopes considering the scale factor, and calculate the safety factor was verified.

The thesis also compares the safety factor obtained by conventional Limit Equilibrium method and the Finite Element Method, and the comparison of results obtained applying the method J-MEF and the Discrete Element Method.

Finally, using the stereographic projection methodology, an open pit slopes were designed, and the influence of the scale effect considering several phases of excavation was numerically analyzed.

CAPÍTULO III

RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

3.1. EL EFECTO ESCALA EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA

Se ha observado que la influencia de las discontinuidades en la estabilidad de taludes en macizos rocosos no es la misma para diferentes escalas del problema (profundidad de la excavación). Generalmente, a pequeña escala las discontinuidades son más influyentes que las propiedades de la roca intacta, siendo comunes los mecanismos de roturas planas y cuñas, los cuales son controlados por las discontinuidades. Cuando la escala se incrementa, mecanismos de rotura más complejos son desarrollados, pudiendo producirse una rotura que combina el deslizamiento a través de las discontinuidades y la rotura por corte a través de la roca intacta (Figura 3.1). El vuelco y pandeo de estratos son otros mecanismos que pueden ocurrir al incrementar la escala del problema.

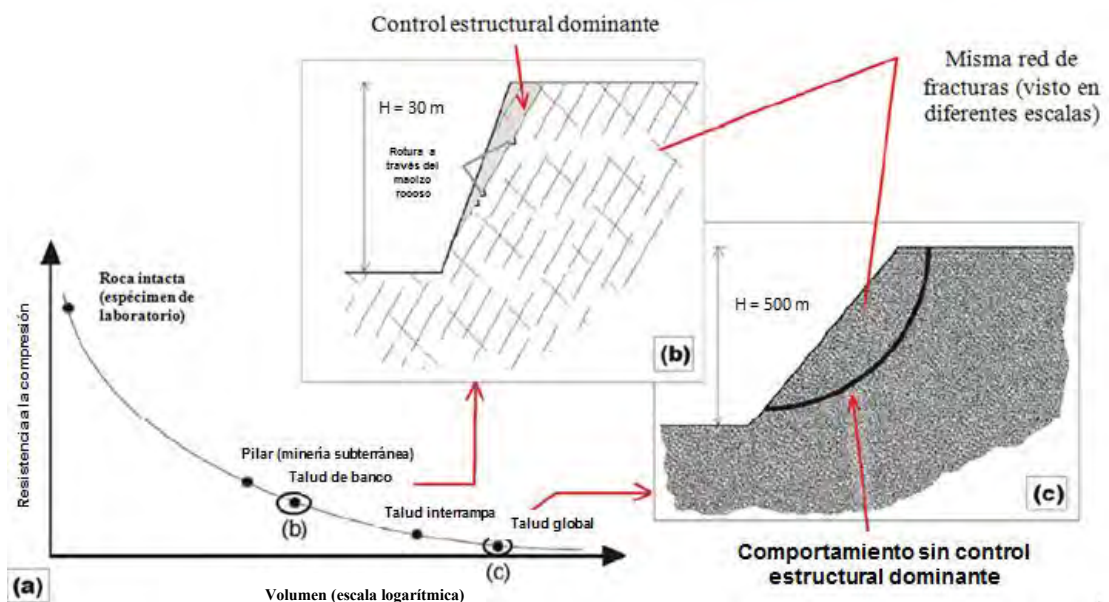


Figura 3.1- Efecto de la escala en la resistencia del macizo rocoso
(Sjöberg, J., 1999)

En taludes de grandes dimensiones, anticipar o predecir la estabilidad de taludes de macizos rocosos y la manera por la cual podrían fallar es muy difícil. Esto es porque para cada escala la estabilidad es afectada por las propiedades resistentes y deformacionales de la roca intacta y de las discontinuidades, la geometría y distribución de discontinuidades a través del macizo rocoso y las condiciones de agua subterránea.

Actualmente, de los métodos numéricos utilizados para el análisis de deformaciones y tensiones, la técnica de los Elementos Discretos y la de Deformaciones Discontinuas han sido consideradas las adecuadas para representar problemas de macizos rocosos que presentan una estructura en bloques. Sin embargo, recientemente se ha demostrado que el Método de Elementos Finitos con la representación explícita de las discontinuidades (J-MEF), es una alternativa muy confiable para el análisis de este comportamiento (Hammah, R.E., et al., 2008 y 2009).

3.2. EL ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA

Con la intención de obtener un índice basado en observaciones geológicas, y que además cubriese el rango de las rocas de mala calidad, surge el índice GSI (Geological Strength Index) definido por Hoek (Hoek, E., et al., 1995).

Este índice evalúa la calidad del macizo rocoso en función del grado de fracturamiento y las características de las discontinuidades. También tiene en cuenta la estructura geológica, el tamaño de los bloques y la alteración de las discontinuidades. La Figura 3.2 presenta la carta utilizada para la estimación del índice GSI, a partir de observaciones geológicas.

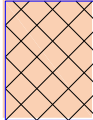
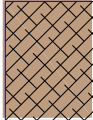

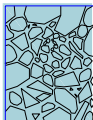


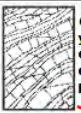
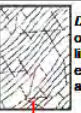




ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA GSI (Geological Strength Index)		CONDICIÓN DEL FRENTE				
ESTRUCTURA		MUY BUENA (MB) Superficies muy rugosas sin alterar	BUENA (B) Superficies rugosas ligeramente alteradas, con pátinas de oxidación	MEDIA (M) Superficies suaves moderadamente alteradas	POBRE (P) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos compactos conteniendo fragmentos rocosos	MUY POBRE (MP) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos arcillosos
	BLOQUES REGULARES (BR) Macizo rocoso sin alterar. Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno.	80	70			
	BLOQUES IREGULARES (BI) Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con rellenos con baja proporción de finos		60	50		
	BLOQUES Y CAPAS (BC) Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos			40		
	FRACTURAMIENTO INTENSO (FI) Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos.				30	
						20
						10

Figura 3.2.- Carta de estimación del índice GSI en base a descripciones geológicas (Hoek, E. y Brown, E.T., 1997)

Respecto al uso del índice GSI para caracterizar geotécnicamente el macizo rocoso, es conveniente tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- A diferencia de otros índices de calidad geotécnica, el índice de resistencia geológica se desarrolló específicamente para evaluar el efecto de escala en la resistencia al corte del macizo rocoso definido según el criterio de rotura de Hoek y Brown.
- No es aplicable en aquellos casos en que el comportamiento del macizo rocoso presenta un claro control estructural, lo que se puede traducir en una sobre valoración de la resistencia del macizo rocoso.
- No considera la resistencia a la compresión de la roca intacta, ya que al evaluar la resistencia del macizo rocoso se incluyen los parámetros que definen el criterio de rotura de Hoek y Brown.

- No considera el espaciamiento entre las estructuras, ya que este está implícitamente incluido al evaluar la blocosidad del macizo rocoso (a mayor espaciamiento, el macizo rocoso es más masivo y a menor espaciamiento es de mayor blocosidad).
- No considera la condición de fracturas porque el criterio de rotura de Hoek y Brown se define en términos de tensiones efectivas.
- Debe definirse como un rango y no como un valor único. En la práctica es usual definir un rango de unos 10 o 20 puntos.
- En casos especiales, como macizos rocosos heterogéneos, puede ser necesario desarrollar una versión especial de la tabla de clasificación GSI. Un ejemplo de esto se muestra en la Figura 3.3, donde se presenta una tabla desarrollada por Marinis y Hoek (Marinis, P. y Hoek, E., 2000) para el caso de macizos rocosos heterogéneos estratificados.

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA MACIZOS ROCOSOS ESTRATIFICADOS HETEROGENEOS (Marinis & Hoek (2000))		CONDICION ESTRUTURAS (PLANOS DE ESTRATIFICACION)	
En base a una descripción de la litología, la estructura del macizo y la condición de las estructuras (especialmente los planos de estratificación), seleccione una zona en la tabla. Ubique en esa zona la posición correspondiente a la condición de las estructuras y estime el valor medio de GSI. NO trate de ser demasiado preciso. De hecho, el considerar $33 \leq GSI \leq 37$ es más realista que suponer $GSI = 35$. Note que esta tabla NO es aplicable a problemas con control estructural. Si hay estructuras desfavorablemente orientadas ellas controlarán el comportamiento del macizo rocoso. En aquellos casos en que la resistencia al corte de las estructuras podría ser afectada por la humedad, deberá considerarse la eventual presencia de agua. Esto puede hacerse "desplazando hacia la derecha" el rango estimado para GSI para condiciones regular, mala o muy mala de las estructuras. La presión del agua no se considera al evaluar el GSI (análisis en esfuerzos efectivos).		MUY BUENA Muy rugosas, superficies frescas o no meteorizadas.	BUENA Rugosas, superficies algo meteorizadas.
COMPOSICION Y ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		REGULAR Lisas, superficies moderadamente meteorizadas y lateradas.	MALA Muy lisas, ocasionalmente pulidas, con pátinas compactas o rellenos con fragmentos angulosos.
		MUY MALA Muy lisas y pulidas o de superficies muy meteorizadas, y con pátinas o rellenos de arcilla blanda.	
	A. Estratos gruesos de arenisca de mucha blocosidad. El efecto de posibles pátinas pelíticas en los planos de estratificación se ve minimizado por el confinamiento del macizo rocoso; sin embargo, en túneles poco profundos y/o taludes, estos planos de estratificación pueden generar inestabilidades controladas estructuralmente.	70	A
	B. Arenisca con lentes delgadas de limonita.	50	B, C, D, E
	C. Arenisca y limonita, en estratos de similar potencia.		
	D. Limolitas o esquistos limosos con estratos de arenisca.	50	F
	E. Limolitas débiles o esquistos arcillosos con estratos de arenisca.		
C, D, E y G: Pueden estar más o menos plegados que lo indicado, pero esto no altera su resistencia. Si presentan deformación tectónica, fallamientos y pérdidas de continuidad, cambie estas categorías a F y H.		40	30
	F. Esquistos limosos o arcillosos, deformados tectónicamente, muy plegados y Cizallados, con estratos de arenisca deformados y quebrados, definiendo una estructura casi caótica.		10
	G. Esquistos limosos o arcillosos no perturbados, con o sin intercalaciones de estratos delgados de arenisca.	N/A	N/A
	H. Esquistos limosos o arcillosos, deformados tectónicamente, con una estructura caótica y bolsones de arcilla. Estratos delgados de arenisca quebrados en pequeños bloques de roca.		

→ Indica deformación por tectonismo.

Figura 3.3.- Cálculo del índice GSI para macizos rocosos estratificados heterogéneos (Marinis, P. y Hoek, E., 2000)

- La evaluación del índice GSI en base al mapeo de afloramientos de roca en superficie, usualmente afectados por desconfinamiento e intemperización,

no necesariamente es válida en profundidad debido a que el macizo rocoso estará confinado y no afectado por la intemperización.

- En el caso de macizos rocosos dañados por la voladura, deberá tenerse especial cuidado al evaluar el índice GSI ya que podría duplicarse el efecto del daño de la voladura, al incluir el parámetro “D” propuesto por Hoek (Hoek E., et al., 2002) para cuantificar este daño al evaluar la resistencia al corte del macizo rocoso.
- En el caso de roca dura a gran profundidad (por ejemplo 1000 m), la estructura del macizo rocoso suele ser masiva y su comportamiento se asemeja al de la roca intacta, por lo que el índice GSI se aproxima a 100 y deja de tener sentido su uso para escalar la resistencia del macizo rocoso. En este caso es frecuente que la rotura del macizo esté asociada a la rotura frágil de la roca y la propagación de las grietas.

3.3. CRITERIO DE ROTURA PARA MACIZOS ROCOSOS CONTINUOS (HOEK, E., ET AL., 2002)

La versión más reciente del criterio, denominado Criterio de Rotura Generalizado de Hoek y Brown (Hoek, E., et al., 2002), introduce un factor de alteración o de daño en el macizo rocoso (parámetro “D”), para valorar la reducción de resistencia por efecto de las voladuras o por la relajación de tensiones al realizar la excavación (Hoek, E., et al., 2002). En esta investigación se añade un mayor desarrollo a la caracterización geológica a través del índice GSI, el cual se extiende a rocas heterogéneas y débiles.

Para aplicar este criterio de rotura, es necesario que el tamaño de los bloques de roca que subdividen las discontinuidades deben ser pequeños en relación con la altura del talud, esto restringe las condiciones de aplicabilidad a un comportamiento isótropo del macizo rocoso, lo cual sería estrictamente de aplicación en el caso de macizos intactos o altamente fracturados (Figura 3.4).

Para el caso de un talud de gran altura, como los taludes globales de un tajo abierto, el macizo rocoso puede ser descrito como altamente fracturado debido a que el espaciamiento entre las discontinuidades es pequeño en relación a la altura del talud.

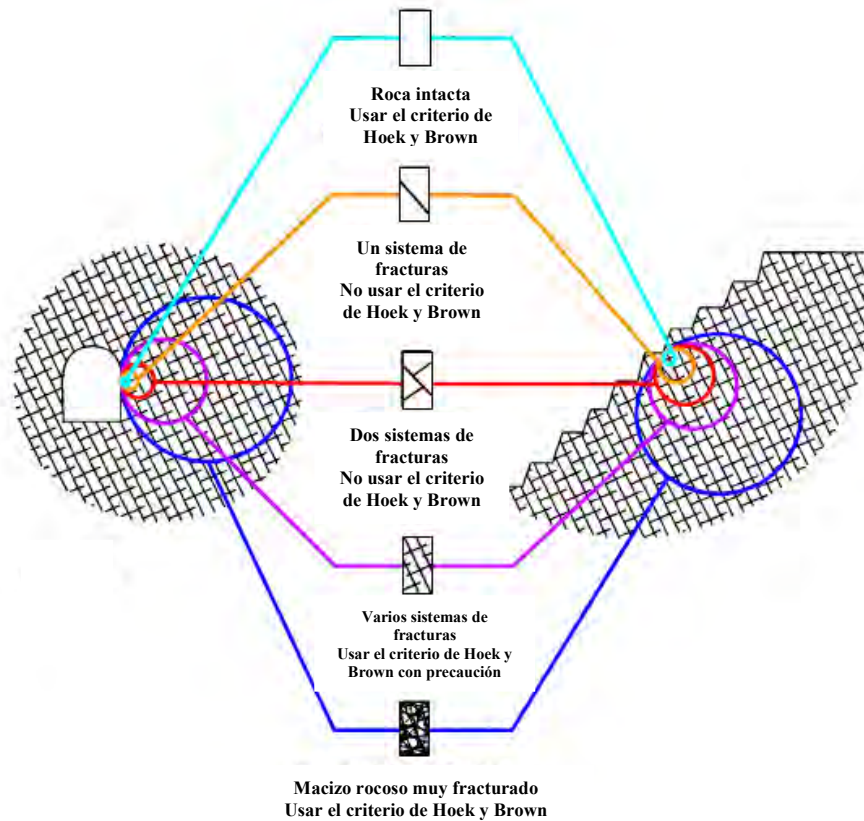


Figura 3.4.- Condiciones de aplicación del criterio de rotura de Hoek y Brown (Hoek, E. y Brown, E.T., 1983)

De acuerdo con la modificación más reciente (Hoek, E., et al., 2002), la formulación del criterio es la siguiente:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Siendo:

- σ_1' y σ_3' : tensiones principales mayor y menor en el momento de la rotura.
- σ_c : resistencia a la compresión simple de la roca matriz.
- m_b : valor reducido de la constante del material m_i (algunos valores típicos son presentados en la Figura 3.5), dado por:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

- a y s son constantes del macizo rocoso, de acuerdo a las siguientes relaciones:

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

$$a = 1/2 + 1/6(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
SEDIMENTARIAS	Clásicas		Conglomerado (22)	Arenisca (19)	Limolita (9)	Arcillolita (4)
			←----- Grauwaca (18) -----→			
	No Clásicas	Orgánicas	←----- Creta (7) -----→			
		Carbonatos	Brechas (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica (8)	
	Químicas		Yeso (16)	Anhidrita (13)		
METAMORFICAS	No Foliadas		Mármol (9)	Rocas Córneas (19)	Cuarcita (24)	
	Levemente Foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita (25 - 31)	Milonitas (6)	
	Foliadas		Gneiss (33)	Esquistos (4 - 8)	Filitas (10)	Pizarras (9)
IGNEAS	Intrusivas	Claras	Granito (33)		Riolita (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorita (30)		Dacita (17)	
	Oscuras	Diorita (28)		Andesita (19)		
		Gabbro (27)	Dolerita (19)	Basalto (17)		
		Norita (22)				
	Extrusivas Piroclásticas		Aglomerados (20)	Brechas (18)	Tobas (15)	

Figura 3.5.- Valores de la constante m_i de la roca intacta para distintos tipos de roca (Hoek, E., et al., 1995)

Las Figuras 3.6 y 3.7 representan las tensiones de rotura para el criterio generalizado de Hoek y Brown, donde se aprecia que la función que define el dominio elástico del material es no lineal, donde los estados de tensiones encima

de la curva están en rotura, mientras que los interiores están en el dominio elástico.

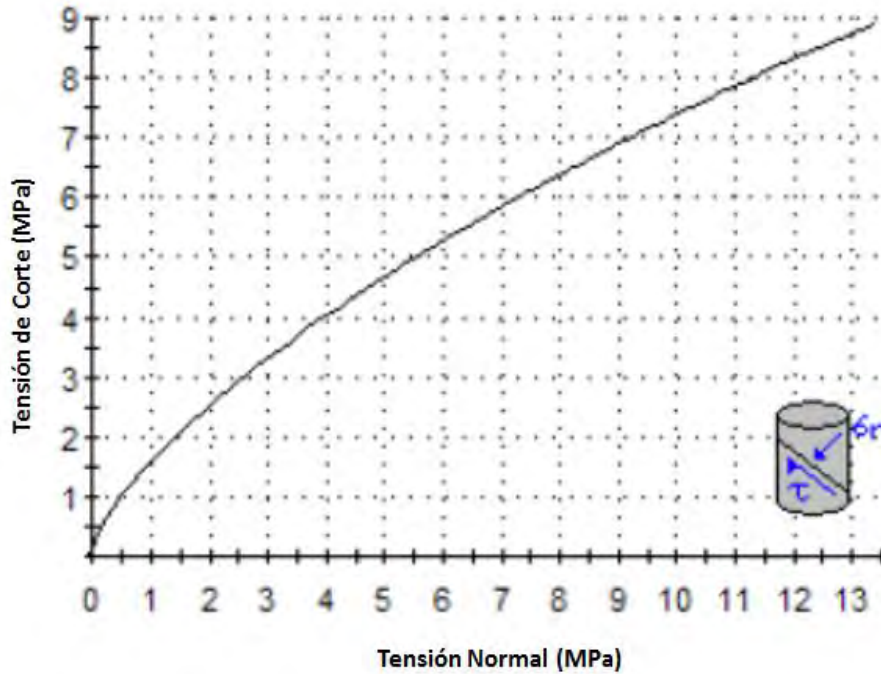


Figura 3.6.- Representación del criterio de rotura de Hoek y Brown en el espacio de tensiones normal y tangencial (Hoek, E. y Brown, E.T., 1983)

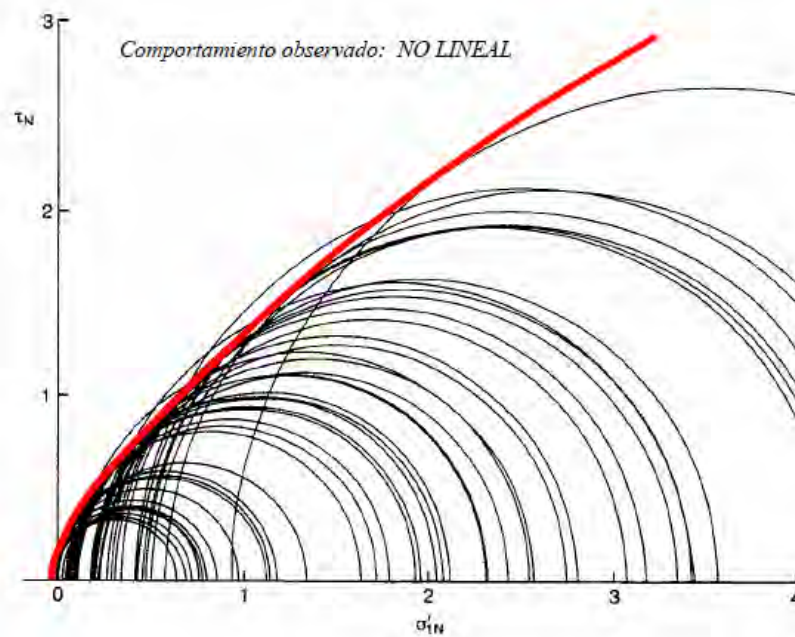


Figura 3.7.- Círculos de Mohr para la condición de falla en compresión triaxial de probetas de granitos (Hoek, E. y Brown, E.T., 1983)

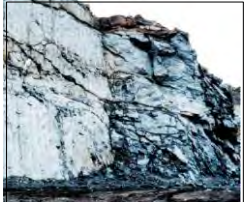

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
<p>El Módulo de Deformación del macizo rocoso, se obtiene con la siguiente expresión:</p>	<p>Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel</p>	D=0
$E = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSF-10}{40}\right)} \text{ (GPa)}$		(Ec. 3.5)
<p>El factor de alteración “D” es un factor reductor de la resistencia que depende del grado de alteración que haya sufrido el macizo rocoso por efecto de voladuras o por decompresión. Varía entre D=0 para aquellos macizos no alterados por las anteriores razones, hasta D=1 para los muy afectados. Los autores del criterio aportan la Figura 3.8 para su estimación siendo ésta muy subjetiva en su aplicación pues es necesario juzgar si las voladuras han sido cuidadosas o no.</p>	<p>Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad 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 contravveda temporal, tal como se muestra en la fotografía</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>D=0.5 No Invert</p> <p>D=0.8</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 esfuerzos resulta en alguna alteración</p>	<p>D=0.7 Buena Voladura D=0.5 Mala 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 esfuerzos al retirar el esteril de recubrimiento. 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 sera menor.</p>	<p>D=1.0 Voladuras de Producción D=0.7 Excavación Mecánica</p>

Figura 3.8. Estimación del factor de alteración D para taludes (Hoek, E., et al., 2002)

Es sabido que la energía que liberan las voladuras provoca la creación de nuevas fisuras, apertura de discontinuidades y pérdida de resistencia, pudiéndose extender los daños. En tal sentido, generalmente es aceptado que el daño provocado por voladuras profundiza en el macizo desde un medio hasta dos veces la altura del banco, dependiendo del diseño de las voladuras y del tipo de roca, en esta zona se relajan las tensiones y se producen tensiones de tracción y de corte en las discontinuidades pre-existentes.

En general, es aceptado que el daño producido por las vibraciones de las voladuras puede causar la inestabilidad superficial en los bancos de excavación,

sin embargo este efecto es menor sobre la estabilidad global de toda la excavación en cuanto a disminución de la resistencia del macizo rocoso.

3.4. RESISTENCIA AL CORTE DE LAS DISCONTINUIDADES

Generalmente, la resistencia de los planos de discontinuidad se analiza con el criterio de rotura de Mohr - Coulomb, y los parámetros se determinan a partir del ensayo de resistencia al corte a través de las discontinuidades en laboratorio.

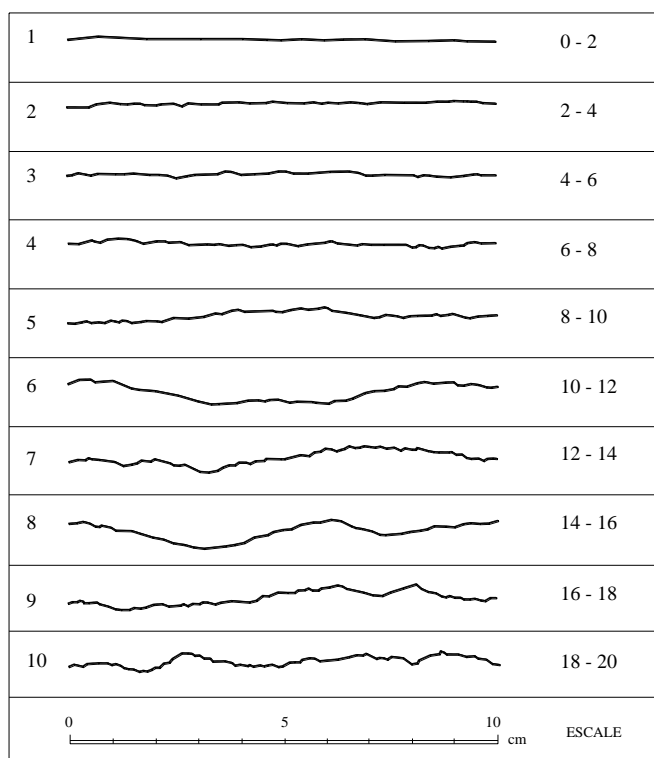
Para evaluar la resistencia de una discontinuidad hay que conocer las características relativas a su continuidad, rugosidad, espesor, naturaleza del relleno y el efecto del agua en las propiedades del relleno.

Una alternativa muy utilizada es el criterio empírico de Barton (Barton, N. y Choubey, V., 1977). El cual se expresa de la siguiente forma:

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

Donde:

- τ y σ_n son las tensiones tangencial y normal respectivamente, sobre el plano de la discontinuidad.
- ϕ_r es el ángulo de fricción residual.
- JCS es la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad. Si está sana, se toma el valor de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta. Si las paredes están alteradas se puede tomar el valor obtenido a partir del resultado del esclerómetro aplicándolo directamente sobre la superficie.
- JRC es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad, que varía de 1 a 20, valorándose según los perfiles estándar de Barton (Barton, N. y Choubey, V., 1977), los cuales se presentan en la Figura 3.9.



**Figura 3.9.- Perfiles para estimar el coeficiente de rugosidad JRC
(Barton, N. y Choubey, V., 1977)**

3.5. COMPORTAMIENTO POST - ROTURA DE LOS MACIZOS ROCOSOS

Cuando se utilizan modelos numéricos para estudiar la rotura progresiva de los macizos rocosos, se necesita una estimación de las características del comportamiento post-rotura del macizo rocoso. Para evaluar este comportamiento se pueden considerar las características del material ilustrados en Figura 3.10, las cuales dependen de la calidad geomecánica del macizo rocoso, los mismos que se describen a continuación.

3.5.1. Macizos rocosos de buena calidad geomecánica

Para los macizos de buena calidad geomecánica, tales como los granitos masivos o las cuarcitas, se considera que el macizo rocoso se comporte de una manera elástica y frágil, como se muestra en la Figura 3.10(a).

Cuando la resistencia del macizo rocoso es excedida, ocurre una súbita disminución de su resistencia. Esto se asocia con una notable dilatancia de los trozos de roca quebrada. Si esta roca quebrada está confinada, por ejemplo por el soporte o fortificación de una excavación subterránea, entonces se puede

suponer que se comportará como un enrocado con un ángulo de fricción ϕ del orden de 38° y una cohesión nula.

3.5.2. Macizos rocosos de regular calidad geomecánica

En el caso de un macizo rocoso de regular calidad geomecánica, es razonable suponer que las características de su comportamiento post-rotura pueden ser estimadas reduciendo el valor del índice GSI, desde el valor *in situ* a un valor más bajo, el cual caracteriza al macizo rocoso fracturado.

La disminución de la resistencia de este tipo de macizo rocoso, corresponde a un comportamiento del tipo reblandecimiento por deformación (strain softening behaviour), el cual se ilustra en Figura 3.10(b).

En esta figura se ha supuesto que la deformación post - rotura ocurre para un nivel constante de tensiones, definido por la resistencia a la compresión del macizo rocoso quebrado.

3.5.3. Macizos rocosos de mala calidad geomecánica

Los análisis efectuados de la rotura progresiva de macizos rocosos de mala calidad geomecánica que rodeaban túneles, sugiere que las características post-rotura de este tipo de macizo rocoso quedan adecuadamente representadas al suponer que el macizo se comporta en forma perfectamente plástica. Esto significa que continúa deformándose bajo un nivel constante de tensiones, y que no se asocia ningún cambio de volumen con esta rotura progresiva. Este tipo de comportamiento se ilustra en Figura 3.10(c).

Hoek y Brown (Hoek, E. y Brown, E.T., 1997) introdujeron el concepto del GSI residual (GSI_{res}) por medio de tres ejemplos relativos a macizos rocosos de buena, regular y mala calidad geomecánica.

El GSI_{res} es del orden de $2/3$ del GSI para macizos rocosos de buena calidad ($GSI > 75$), $4/5$ para macizos de calidad regular y se mantiene en el mismo orden ($GSI_{res} \approx GSI$) para macizos rocosos de mala calidad ($GSI < 30$).

La explicación de este resultado, se basa en el comportamiento post - rotura que presentan los macizos rocosos de diferente calidad: desde un comportamiento elasto-frágil para buena calidad, a un comportamiento elasto-plástico con ablandamiento para una calidad regular, hasta un comportamiento elasto-plástico perfecto para una mala calidad.

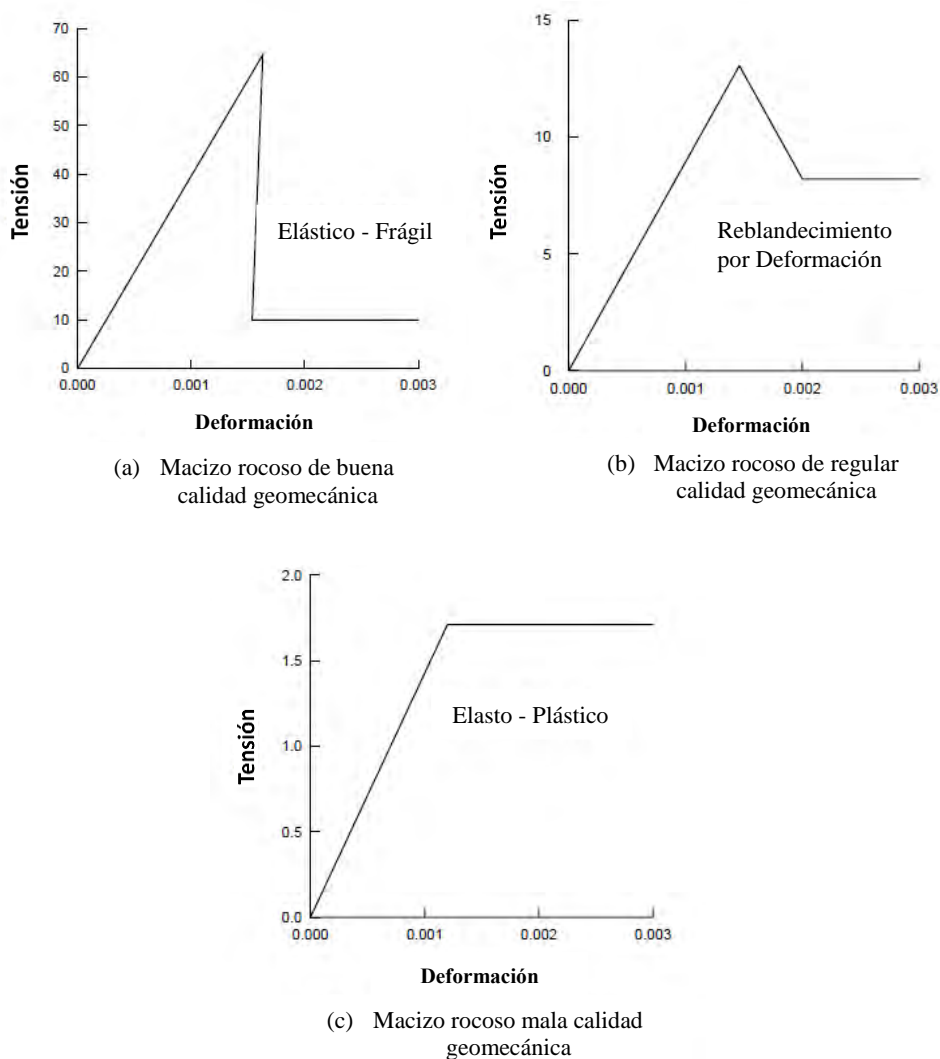


Figura 3.10.- Características sugeridas para el comportamiento post - rotura de macizos rocosos de distinta calidad geomecánica (Gonzales de Vallejo, L.I., et al., 2002)

CAPÍTULO IV

MODELAMIENTO NUMÉRICO DE MACIZOS ROCOSOS

4.1. GENERALIDADES

Para el análisis de estabilidad de taludes de macizos rocosos, los métodos numéricos constituyen una mejor aproximación que los métodos de equilibrio límite. Esta técnica se puede aplicar en análisis con situaciones complejas relacionadas con la geometría, anisotropía y comportamiento no lineal de los geomateriales, tensiones *in situ*, presión de poros, cargas externas y cargas sísmicas.

A través del modelamiento numérico es posible la solución de las ecuaciones gobernantes que consideran el comportamiento elástico y plástico, determinando valores de deformación, desplazamientos y tensiones que se generan en el modelo analizado, de esta manera se determina el proceso de rotura.

Un resumen de las características y aplicaciones de cada método numérico, se presenta en el Cuadro 4.1, y un ejemplo de análisis numérico complejo de los taludes de un tajo abierto para la evaluación de deformaciones y tensiones se presenta en la Figura 4.1.

**Cuadro 4.1.- Métodos numéricos para la estabilidad de taludes
(Deangeli, C. y Ferrero, A.M., 2000)**

MÉTODO	CARACTERÍSTICAS	UTILIZACIÓN
Elementos Finitos (MEF)	Se asume una malla de elementos con sus respectivos nodos y las propiedades elastoplásticas de los materiales.	Se aplica a taludes que puedan considerarse como masas continuas sin bloques.
Diferencias Finitas (MDF)	Se elabora una malla con una variedad de relación esfuerzo-deformación.	Se utiliza para modelar masa rocosa con un alto grado de fracturación.
Elementos Discretos (MED)	Se divide el talud en elementos con sus propiedades internas y de las uniones entre los elementos que se pueden mover libremente.	Se aplica para analizar inclinación de bloques.
Elementos de Borde (MEB)	Se discretizan las áreas para poder modelar la ocurrencia de agrietamientos en el talud.	Se utiliza para estudiar problemas de propagación de grietas.

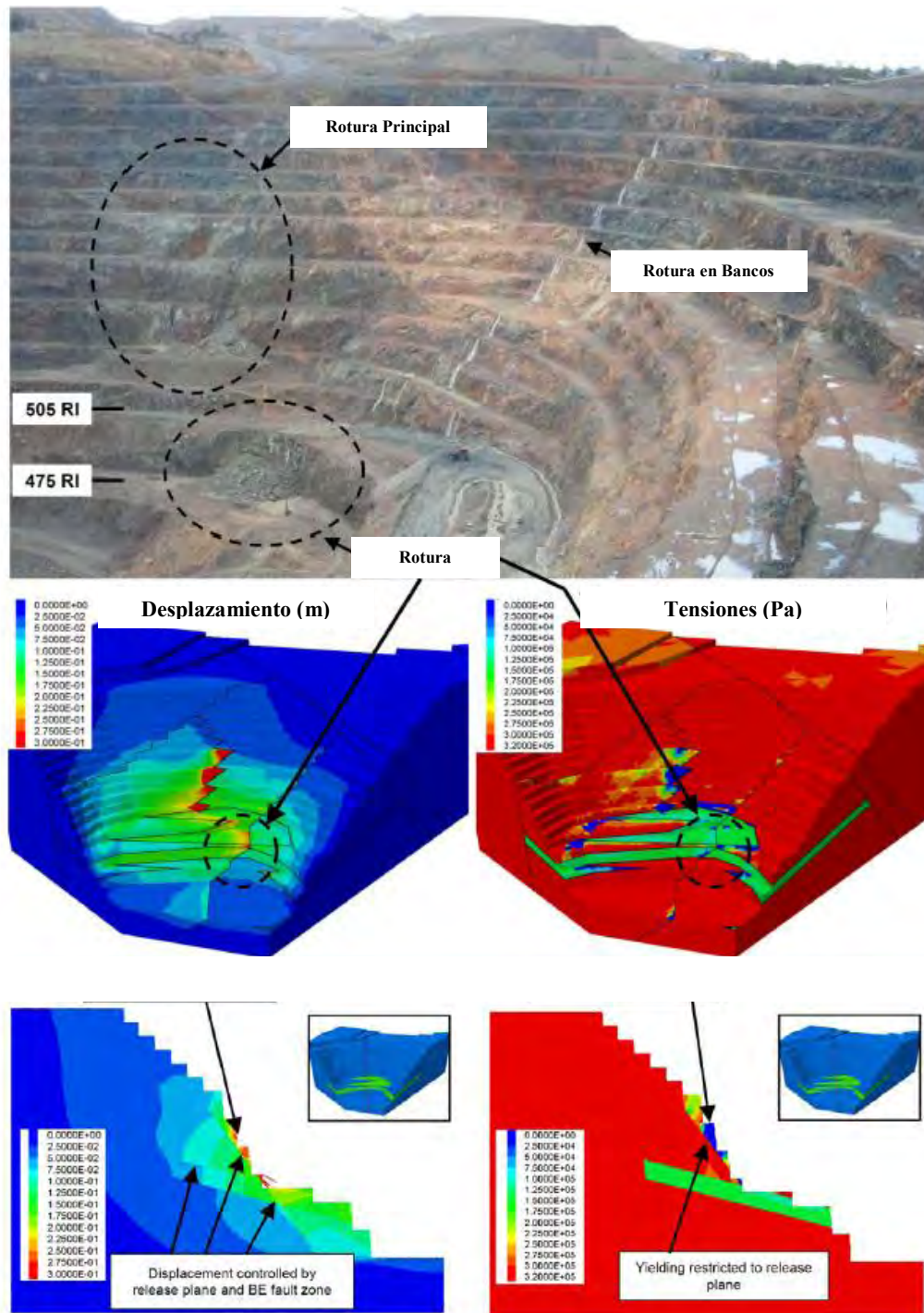


Figura 4.1.- Ejemplo de cálculo de deformaciones y tensiones aplicando métodos numéricos para en análisis de estabilidad de un tajo abierto (Lorig, L., 2008)

Según Lorig y Varona (Lorig, L. y Varona, P., 2001) las condiciones iniciales, condiciones de contorno, efecto de agua subterránea, la secuencia de excavación y la interpretación de resultados, son factores necesarios a tener en cuenta dentro del modelamiento numérico de estructuras geotécnicas.

4.2. APLICACIÓN DE LAS TÉCNICAS NUMÉRICAS EN EL ANÁLISIS DE MACIZOS ROCOSOS

El cálculo de deformaciones y tensiones en macizos rocosos, puede llevarse a cabo mediante modelos numéricos continuos o discontinuos. Los primeros consideran el macizo rocoso como un medio continuo en el cual se pueden introducir elementos tipo junta para simular los planos de las discontinuidades. Por otro lado, los modelos discontinuos suponen que el macizo rocoso está formado por un conjunto de bloques que interaccionan entre sí.

4.2.1. Modelos continuos

Mediante los modelos continuos se trata de resolver un sistema de ecuaciones diferenciales de acuerdo con las leyes de los medios continuos. Los métodos numéricos basados en modelos continuos más difundidos son los siguientes:

- Método de Elementos Finitos
- Métodos de Diferencias Finitas

A seguir se describen las principales características de los métodos mencionados:

4.2.1.1. Método de Elementos Finitos (MEF)

En el Método de Elementos Finitos, el medio continuo se modela mediante un número de elementos interconectados, denominados “elementos finitos”, cuyo comportamiento individual puede definirse con suficiente exactitud a partir de las ecuaciones diferenciales originales. Se subdivide un sistema completo a estudiar en un conjunto de elementos de un tamaño relativamente pequeño respecto al sistema como se observa en la Figura 4.2. La selección del tamaño y la forma del elemento, depende mucho de la experiencia del usuario. Generalmente se diseña la malla con elementos de menor tamaño en la zona de concentración de tensiones. Cada “elemento finito” tiene una ecuación propia, la ecuación del sistema se obtiene ensamblando las ecuaciones de los elementos que lo forman.

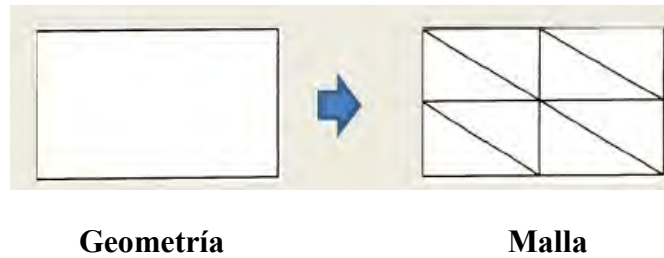


Figura 4.2.- División de la geometría en una malla de elementos finitos

El problema consiste en determinar la matriz de rigidez general del sistema, mediante las matrices de rigidez de los elementos, que relacionan las fuerzas que actúan sobre los nodos con los desplazamientos que se originan. La matriz general de rigidez del sistema se particulariza considerando todas las condiciones de contorno que se expresan a través de los nodos. La matriz particular del sistema proporciona la relación existente entre las fuerzas y los desplazamientos que se producen. En la Figura 4.3 se presenta una salida gráfica de los desplazamientos totales obtenidos en el análisis de un talud, aplicando el Método de Elementos Finitos.

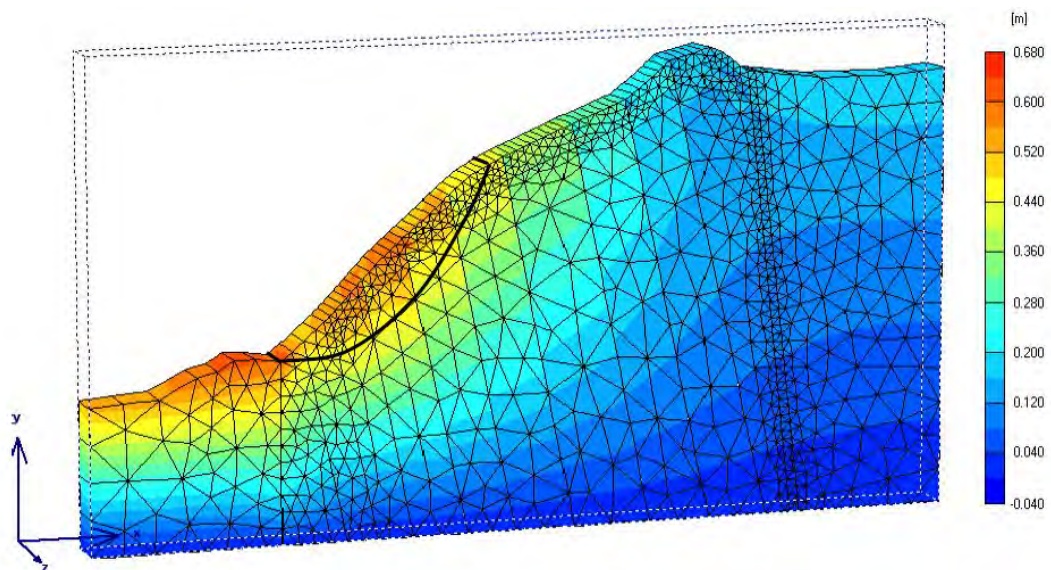


Figura 4.3.- Cálculo de desplazamientos totales mediante el MEF utilizando el programa Plaxis

4.2.1.2. Método de Diferencias Finitas (MDF)

Este método consiste en una aproximación de las derivadas parciales por expresiones algebraicas, lo cual permite solucionar ecuaciones diferenciales que pueden representar el modelamiento de estructuras.

El Método de Diferencias Finitas es poco utilizado en la estabilidad de taludes (en comparación con respecto al MEF), con excepción de los análisis de flujo, consolidación y transporte de contaminantes. Sin embargo, el método puede manejarse en reemplazo o como complemento del Método de Elementos Finitos, por ejemplo en análisis dinámicos. Tiene la ventaja de que no requiere la solución de gran cantidad de ecuaciones. En el Método de Diferencias Finitas, cada grupo de ecuaciones es reemplazado directamente por una expresión algebraica en puntos discretos; por ejemplo, el programa FLAC (Itasca, 2004) está basado en este método de análisis. Un ejemplo de aplicación de este programa se presenta en la Figura 4.4.

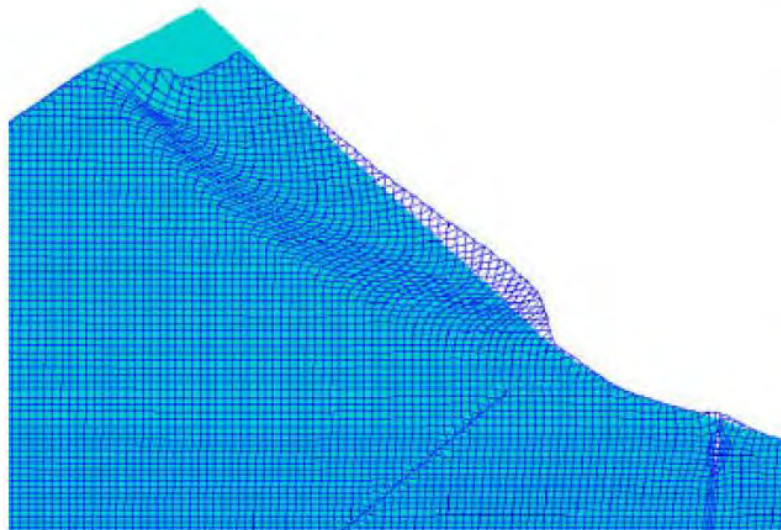


Figura 4.4.- Modelo de diferencias finitas mostrando la rotura para grandes deformaciones de un macizo rocoso homogéneo (Stead, D., et al., 2006)

4.2.2. Modelos discontinuos

Los métodos numéricos discontinuos permiten modelar macizos rocosos donde el mecanismo de rotura está controlado por el comportamiento de las discontinuidades.

Hay diferentes tipos de análisis de los modelos discontinuos, tales como:

- Método de Elementos Discretos
- Método de Análisis de Flujo de Partículas
- Método de Elementos de Borde
- Método de Macizo Rocosos Discontinuo

A continuación, se describen las principales características de los métodos mencionados:

4.2.2.1. Método de Elementos Discretos (MED)

El método de Elementos Discretos es particularmente útil para el análisis de caídas, inclinaciones y deslizamientos diversos en los macizos rocosos (Stead, D., et al., 2006). Los elementos discretos se basan en la mecánica de medios discontinuos donde el comportamiento del talud está gobernado principalmente, por el efecto de las discontinuidades.

Este método está caracterizado por lo siguiente:

- Se calculan deformaciones finitas y rotaciones de cada uno de los bloques, suponiendo los bloques rígidos o deformables.
- Los bloques que originalmente se encuentran conectados, pueden separarse en el proceso de análisis.
- Se pueden desarrollar automáticamente contactos nuevos entre los bloques que se desplazan o rotan.

Los programas UDEC y 3-DEC, desarrollados por Itasca (Itasca, 2004), son los más utilizados, y ambos emplean esquemas de diferencias finitas. El esquema de análisis de este método se presenta en la Figura 4.5.

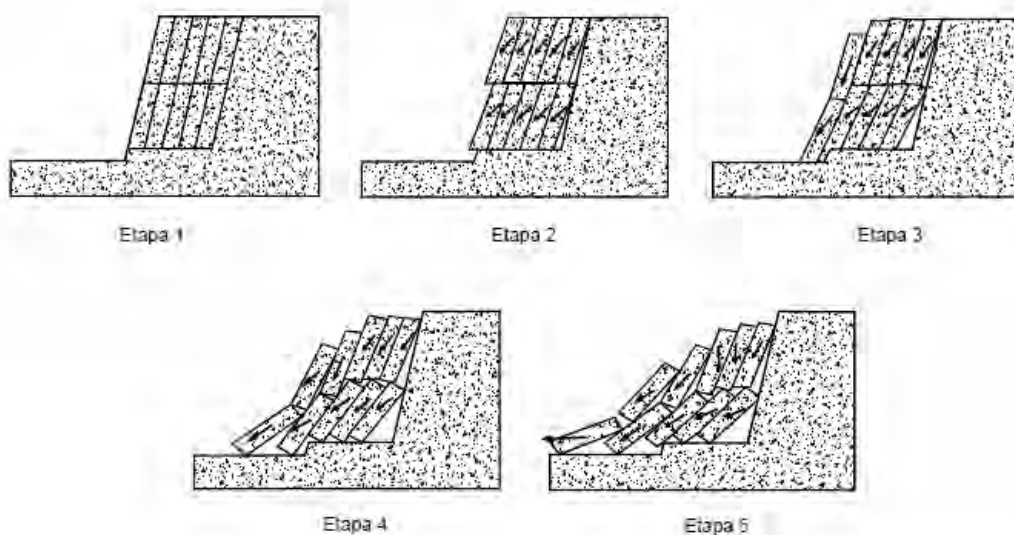


Figura 4.5.- Esquema del análisis con elementos discretos de la rotura de un talud (Stead, D., et al., 2006)

4.2.2.2. Modelo de Flujo de Partículas (MFP)

Una variante de los Métodos de Elementos Discretos es el modelamiento de flujo de partículas. Esta metodología permite simular el flujo de partículas granulares debido a la fricción entre partículas. También, es posible simular materiales intactos o bloques dentro del flujo utilizando uniones entre partículas. Además, se pueden formar grupos de partículas para simular bloques intactos. Si las tensiones exceden la resistencia de las uniones, se produce la rotura de los elementos internos. Los métodos de flujo de partículas también permiten analizar casos de licuación de suelos.

4.2.2.3. Método de Elementos de Borde (MEB)

El Método de Elementos de Borde ha adquirido gran importancia en el análisis de estabilidad de taludes en materiales discontinuos o fracturados y es una alternativa al Método de Elementos Finitos. Igualmente, permite trabajarlo en forma conjunta (Beer, G. y Watson, J.O., 1992).

Este método presenta las siguientes ventajas:

- La discretización del área y no del volumen reduce los esfuerzos de procesamiento.
- La discretización de áreas conduce a los sistemas de menor número de ecuaciones y se requiere menos tiempo de cómputo y capacidad de disco.
- Se puede modelar fracturas e interfaces entre materiales localizados donde se requiera.

Las desventajas del Método de Elementos de Borde son:

- Sólo se pueden considerar comportamientos en materiales elásticos, con excepción de las interfases y discontinuidades.
- Los sistemas de ecuaciones generalmente son asimétricos.
- No es posible modelar secuencias de excavación ni estructuras de soporte.
- La formulación estándar no permite trabajar con gran cantidad de discontinuidades distribuidas en forma aleatoria en el macizo rocoso.
- Existe poca experiencia en comparación con el Método de Elementos Finitos.

La Figura 4.6 muestra cómo se inicia el proceso de deslizamiento en un talud rocoso empleando elementos de borde. Se puede observar cómo se van

presentando y ampliando los agrietamientos a tensión para formar fracturas semi verticales normales a la dirección del movimiento.

A medida que la densidad de estas fracturas aumenta, se va desarrollando una superficie de cortante o superficie de rotura semicircular (Eberhardt, E., et al., 2004).

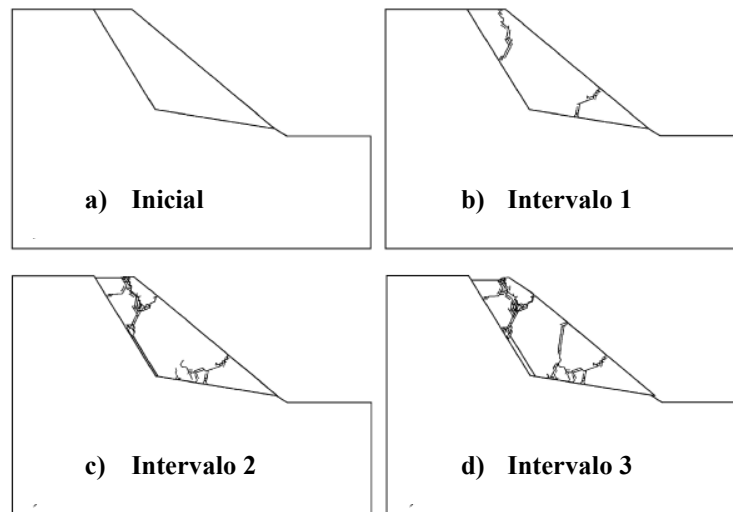


Figura 4.6.- Modelo de fracturas utilizando el Método de Elementos de Borde (Stead, D., et al., 2006)

4.2.2.4. Modelo combinado de Elementos Finitos y Elementos de Borde

Estos modelos combinados se pueden obtener discretizando el suelo o macizo rocoso dentro de una determinada zona particular de interés, por ejemplo, alrededor de un túnel (Beer, G. y Watson, J.O., 1992). Sin embargo, el modelamiento de las discontinuidades importantes es complicado y se genera un sistema de ecuaciones no simétricas en el modelo combinado. Como este sistema es relativamente nuevo, todavía se deben resolver algunas dificultades, aunque ya existen ciertas experiencias positivas. La Figura 4.7 presenta el esquema de solución aplicando esta metodología.

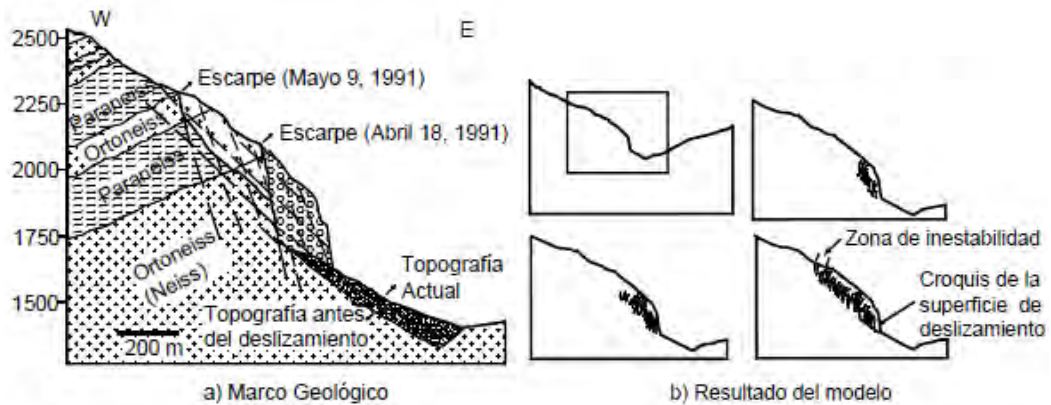


Figura 4.7.- Resultados de un modelo combinado de Elementos Finitos y Elementos de Borde, a) Marco geológico y b) Resultado del modelo (Eberhardt, E., et al., 2004)

4.2.2.5. Modelo del Macizo Rocoso Sintético (MRS)

Este modelo intenta reproducir los efectos combinados de fractura de la roca intacta y el movimiento a través de los planos de las discontinuidades. Los principales datos de entrada son las propiedades de la roca intacta, las propiedades de las estructuras y una red discreta de fracturas denominada DFN (Discrete Fracture Network). La Figura 4.8 presenta un esquema de cómo el método idealiza el modelamiento de la roca intacta y de las discontinuidades, y la Figura 4.9 ilustra un ejemplo de la representación de un macizo rocoso de un talud bidimensional considerando el método del Macizo Rocoso Sintético.

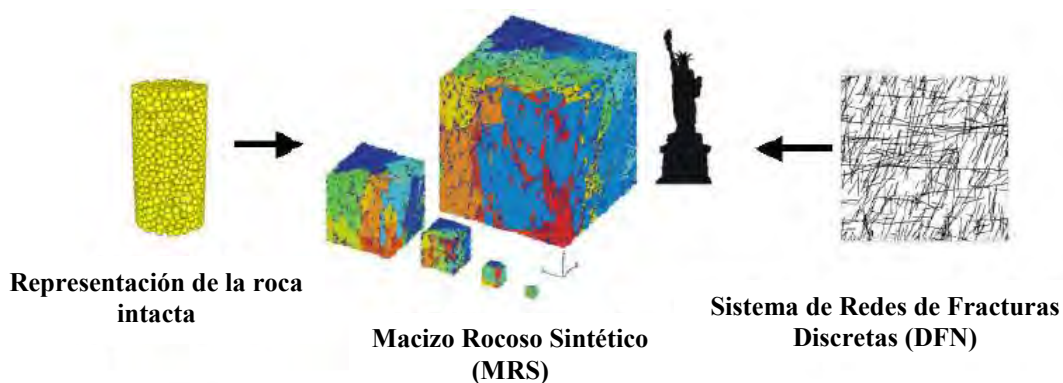


Figura 4.8.- Generación del MRS a partir de la roca intacta y del sistema de fracturamiento (Sainsbury, B., et al., 2009)

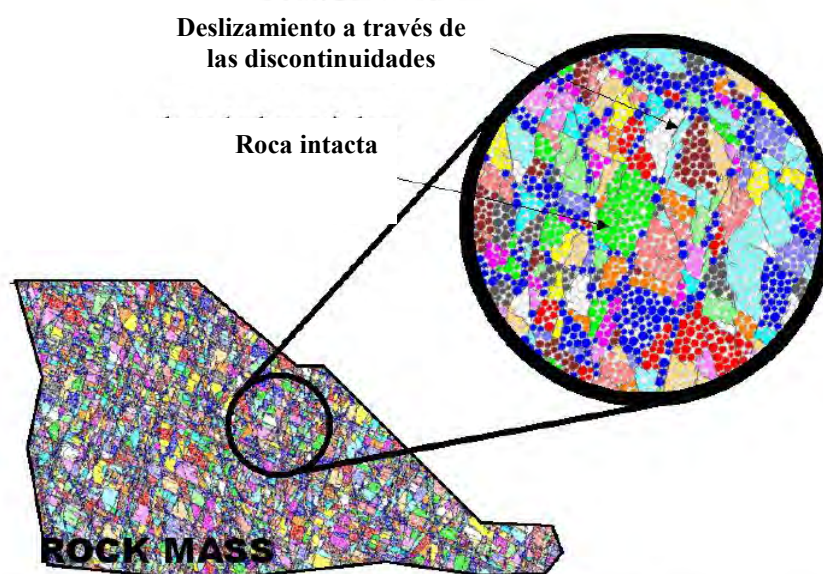


Figura 4.9.- Bloques individuales formando un modelo bidimensional de Macizo Rocosó Sintético (Sainsbury, B., et al., 2009)

4.2.3. Criterios de selección del modelo y método de análisis

Cada problema de estabilidad de taludes es diferente y es difícil establecer criterios generales sobre qué modelo se debe utilizar en cada caso. En algunas ocasiones, se pueden utilizar varios tipos de modelo y se debe escoger aquel con el cual se tenga mayor experiencia y familiaridad. En la Figura 4.10 se muestra, en forma esquemática que los métodos equilibrio límite son muy útiles para el análisis sencillo de estabilidad de taludes, en términos del factor de seguridad.

Si los patrones de comportamiento del suelo o macizo rocoso son complejos, se requiere un Modelo de Elementos Finitos o Diferencias Finitas, y si los materiales se encuentran fracturados, se recomienda utilizar un Modelo de Elementos Discretos o de Elementos de Borde.

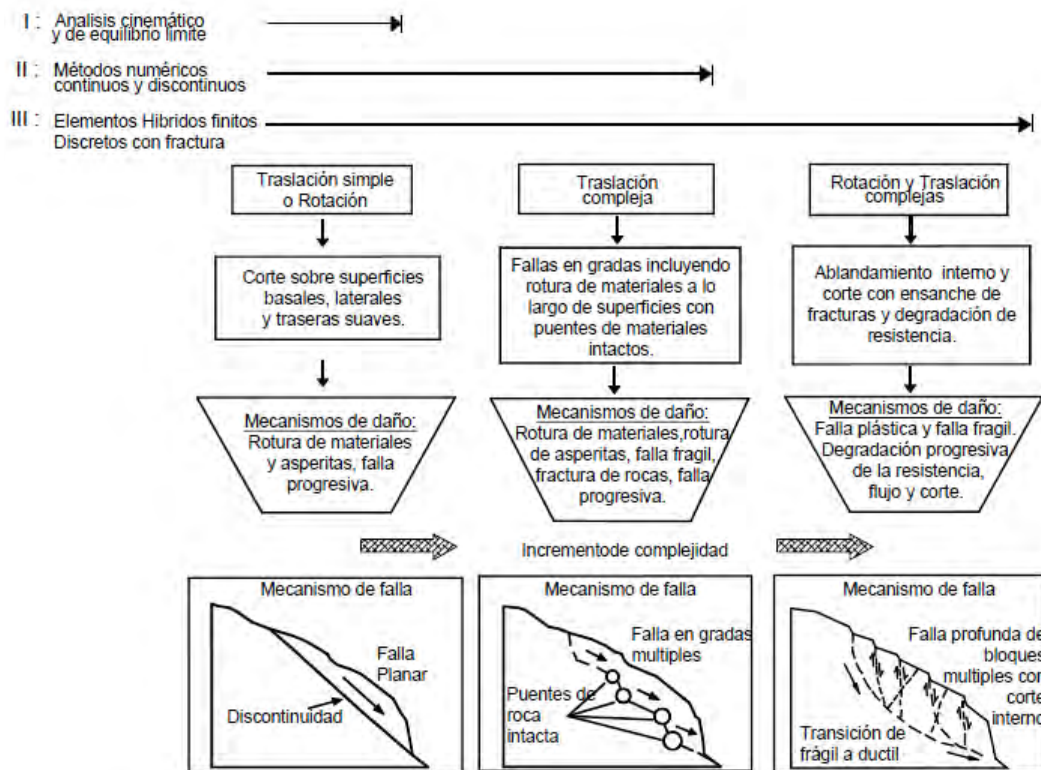


Figura 4.10.- Diagrama que muestra el tipo de modelo que se recomienda utilizar de acuerdo a la complejidad de los movimientos (Stead, D., et al., 2006)

Ocasionalmente, se realizan análisis de estabilidad de equilibrio límite en tres dimensiones, como el que se muestra en la Figura 4.11. Al igual que con los métodos 2-D se requiere realizar una serie de suposiciones para que el problema sea estáticamente determinado. La mayoría de métodos 3-D tiene limitaciones importantes y son útiles solamente para conocer el efecto de la situación 3-D sobre una determinada superficie de rotura. Los métodos de equilibrio límite 3-D se utilizan muy poco en diseño.

El Método de Elementos Finitos utiliza con frecuencia análisis 3-D. Estos modelos son muy útiles para la evaluación de la estabilidad en macizos rocosos donde el efecto de las discontinuidades actúa en tres dimensiones, situación que es muy difícil modelar usando modelos 2-D.

El análisis de Elementos Finitos 3-D tiene las siguientes desventajas:

- Es muy complejo discretizar el volumen total en 3-D.
- El tiempo de corrida del computador y el espacio requerido son muy grandes.

- No son viables para macizos rocosos muy fracturados, con fracturas en muchas direcciones.
- Se necesitan algoritmos muy sofisticados.

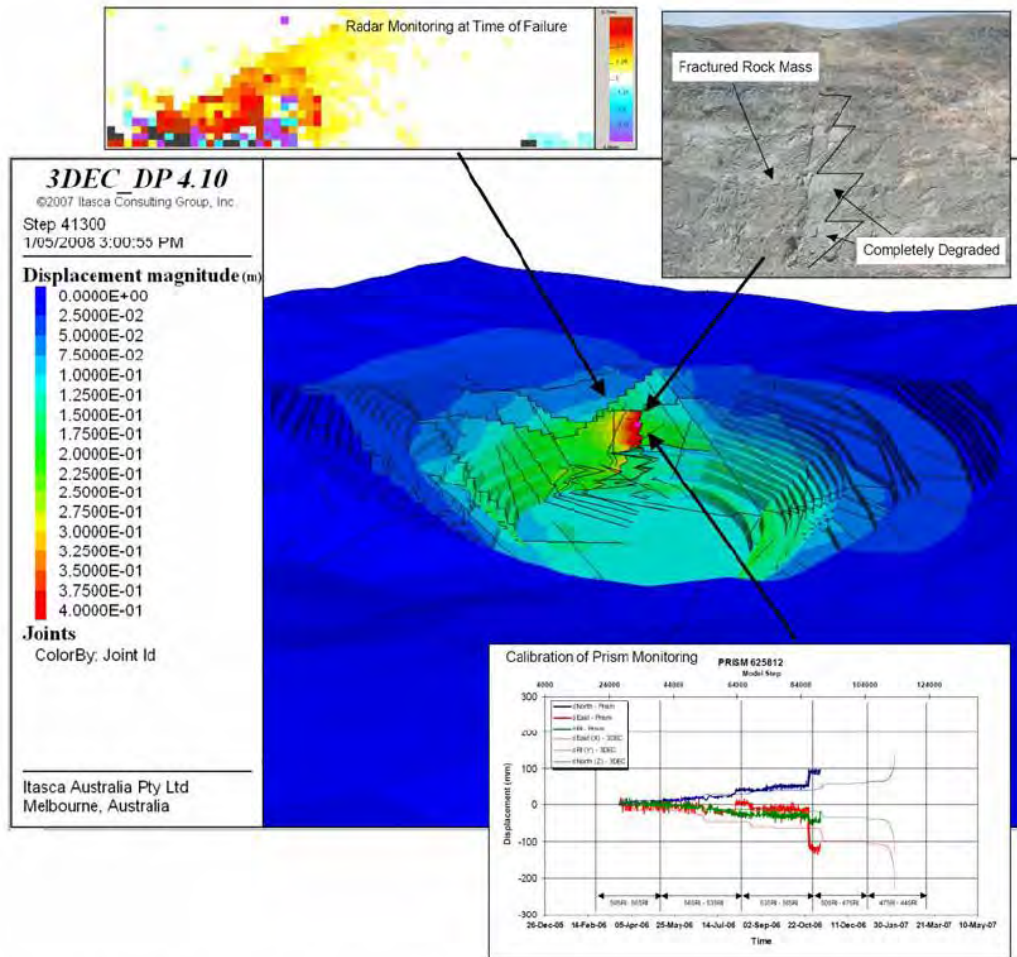


Figura 4.11.- Dirección del deslizamiento y superficie de rotura crítica en un análisis de un tajo abierto en tres dimensiones (Yamagami, T. y Jiang, J.C., 1996)

CAPÍTULO V

APLICACIÓN DE LA TÉCNICA DE ELEMENTOS FINITOS CON REPRESENTACIÓN EXPLÍCITA DE LAS DISCONTINUIDADES

5.1. GENERALIDADES

Un error frecuente en la comunidad geomecánica es considerar que la aplicación del Método de los Elementos Finitos (MEF) no es adecuado para el análisis de macizos rocosos con estructura en bloques, y que el Método de Elementos Discretos (MED) es la única opción disponible para su modelamiento numérico. Sin embargo, varios investigadores han demostrado que el Método de Elementos Finitos con representación explícita de las discontinuidades es una alternativa válida para el análisis de macizos rocosos fracturados (Hammah, R.E., et al., 2004; Hammah, R.E., et al., 2009).

A pesar que el Método de Elementos Finitos (MEF) es un método para el análisis de modelos continuos, la utilización de algunos elementos especiales de interfase, desarrollados e incorporados al modelo, pueden representar directamente el comportamiento y las características de las discontinuidades entre los bloques de roca adyacentes del macizo rocoso, pudiendo estos elementos tener espesor nulo o finito, esta variante del método es denominado Método J-MEF.

Riahi, et al. (Riahi, A., Hammah, R.E. y Curran, J.H., 2010) demostraron que la diferencia clave entre los métodos J-MEF y MED radica en la formulación matemática de los contactos existentes entre los bloques discretos. En el caso del MED, los contactos son cambiantes, pueden separarse contactos existentes y permitir la creación de nuevos contactos. En cambio, con el Método J-MEF, los contactos son siempre los mismos, no se permite a un bloque separarse de sus vecinos y desarrollar nuevos contactos con otros bloques.

Existen algunas situaciones en que el Método J-MEF no puede ser aplicado para resolver problemas geomecánicos, las caídas de bloques de roca son un ejemplo de ello, donde un bloque cambia su superficie de contacto frecuentemente, ya que rebota al caer por una pendiente. Sin embargo, este ejemplo en particular no

es el caso en muchos de los problemas comunes de estabilidad en macizos rocosos. Por ejemplo, en los problemas de análisis de estabilidad de taludes, a menudo solo interesa conocer si el talud es estable o no, mediante el cálculo del factor de seguridad; la solución a este problema consiste en determinar la aparición de la inestabilidad del talud. Generalmente, hasta producirse la rotura, los contactos entre los bloques de roca no cambian. Como resultado de ello, esta situación se puede evaluar con el Método J-MEF.

5.2. DESCRIPCIÓN DE LA HERRAMIENTA COMPUTACIONAL UTILIZADA: PHASE² V7 (ROCSCIENCE)

Phase² es un programa desarrollado por Rocscience para el análisis bidimensional de estructuras geotécnicas mediante el MEF. Este programa permite la generación de mallas bidimensionales de elementos finitos, ya sea con elementos triangulares cuadrangulares, e incluso la malla puede ser personalizada por el usuario.

El programa es útil para analizar modelos complejos en ingeniería geotécnica, como por ejemplo: túneles en roca débil, cavernas subterráneas, tajos abiertos, cimentaciones, taludes, etc., además incorpora modelos constitutivos como el Cam - Clay, Mohr - Coulomb y el Criterio Generalizado de Hoek y Brown.

Este programa permite realizar el análisis tensión - deformación por etapas de cálculo, además incluye las opciones de modelado por deformación plana y simetría axial, permite importar la geometría y propiedades de los materiales.

A partir de la versión 7.0, el programa incluye la alternativa de modelamiento explícito de los planos de las discontinuidades (Método J-MEF) y además incorpora la opción de calcular el factor de seguridad mediante la reducción de los parámetros de resistencia al corte (SSR), considerando los criterios de rotura de Mohr - Coulomb o el de Hoek y Brown.

5.3. FORMULACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES EN EL MÉTODO J-MEF

En esta tesis, el modelamiento de los planos de las discontinuidades fue considerado mediante la formulación descrita por Goodman (Goodman, R.E., et al., 1968).

5.3.1. Formulación de Goodman (Goodman, R.E., et al., 1968)

Esta formulación descompone la contribución por inercia y por amortiguamiento de los elementos que representan los planos de las discontinuidades.

La función potencial del elemento finito “tipo junta”, se define como:

$$\Pi^{\text{int}} = \frac{1}{2} \int_A \varepsilon_{ij} \sigma_{ij} dA \quad (\text{Ec. 5.1})$$

La ecuación anterior puede expresarse en términos de dos variables, las cuales representan desplazamientos normales y desplazamientos a lo largo del plano de las discontinuidades (Figura 5.1), la ecuación es la siguiente:

$$\Pi^{\text{int}} = \frac{1}{2} \int_{-l/2}^{+l/2} k_n (v_1 - v_4)^2 dx + k_s (u_1 - u_4)^2 dx \quad (\text{Ec. 5.2})$$

O de otra manera:

$$\Pi^{\text{int}} = \frac{1}{2} \int_A u^T K u dA - \int_{\Gamma} u^T F d\Gamma \quad (\text{Ec. 5.3})$$

Se define la minimización de la energía potencial como:

$$\frac{\partial \Pi}{\partial u} = \int_{-l/2}^{+l/2} K u dx - \int_{\Gamma} F d\Gamma = 0 \quad (\text{Ec. 5.4})$$

Obteniéndose la ecuación del elemento finito “tipo junta”:

$$F_i = K_{ij} \cdot X_j \quad (\text{Ec. 5.5})$$

Donde:

$$K_{ij} = \frac{\partial \Pi}{\partial u_i \partial u_j} ; \text{ es la matriz de rigidez} \quad (\text{Ec. 5.6})$$

$$F_i = \frac{\partial \Pi}{\partial u_i}; \text{ es el vector de esfuerzos} \quad (\text{Ec. 5.7})$$

X_j ; es el vector de desplazamientos

La Ecuación 5.8 presenta la matriz de rigidez del elemento finito “tipo junta”, la cual es función de la rigidez normal (k_n), de la rigidez tangencial (k_s) y de la longitud de la discontinuidad (l).

$$K = \frac{l}{6} \begin{bmatrix} 2k_s & 0 & 1k_s & 0 & -1k_s & 0 & -2k_s & 0 \\ 0 & 2k_n & 0 & 1k_n & 0 & -1k_n & 0 & -2k_n \\ 1k_s & 0 & 2k_s & 0 & -2k_s & 0 & -1k_s & 0 \\ 0 & 1k_n & 0 & 2k_n & 0 & -2k_n & 0 & -1k_n \\ -1k_s & 0 & -2k_s & 0 & 2k_s & 0 & 1k_s & 0 \\ 0 & -1k_n & 0 & -2k_n & 0 & 2k_n & 0 & 1k_n \\ -2k_s & 0 & -1k_s & 0 & 1k_s & 0 & 2k_s & 0 \\ 0 & -2k_n & 0 & -1k_n & 0 & 1k_n & 0 & 2k_n \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 5.8})$$

Las ecuaciones anteriores indican que un elemento finito “tipo junta” proporciona conectividad entre dos superficies adyacentes en contacto. El grado de proporcionalidad entre las fuerzas y los desplazamientos es capturado por los coeficientes de rigidez k_n y k_s , los cuales pueden ser calculados con las siguientes expresiones:

$$k_n = \frac{E_i E_m}{L(E_i - E_m)} \quad (\text{Ec. 5.9})$$

$$k_s = \frac{G_i G_m}{L(G_i - G_m)} \quad (\text{Ec. 5.10})$$

Donde:

- E_i es el Modulo de Young de la roca intacta
- E_m es el Modulo de Young del macizo rocoso
- G_i es el Modulo de Young de la roca intacta
- G_m es el Modulo de Young del macizo rocoso
- L es el espaciamiento promedio entre las discontinuidades

Otra aproximación para estimar k_n y k_s , asume que la discontinuidad presenta un material de relleno con propiedades elásticas conocidas. La rigidez de la discontinuidad puede ser estimada, a partir de su espesor (e) y del Módulo Elástico (E_0) o del Módulo de Corte (G_0) del material de relleno, a partir de las siguientes expresiones:

$$k_n = E_0 / e \quad \text{(Ec. 5.11)}$$

$$k_s = G_0 / e \quad \text{(Ec. 5.12)}$$

De acuerdo con la formulación de Goodman (Goodman, R.E., et al., 1968), en la Figura 5.1(a) se presenta la configuración original del modelo y en la Figura 5.1(b) la configuración desplazada, donde los nodos pueden moverse tanto normal como tangencialmente uno respecto del otro.

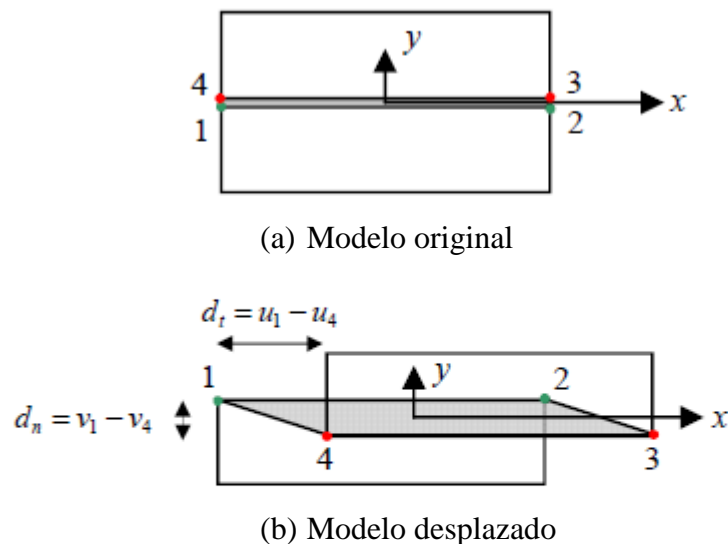


Figura 5.1.- Geometría y topología con cuatro nodos y ocho grados de libertad (Goodman, R.E., et al., 1968)

5.4. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA SSR (SHEAR STRENGTH REDUCTION)

La técnica SSR (Dawson, E.M., et al., 1999; Griffith, D.V. y Lane, P.A., 1999; Hammah, R.E., et al., 2006) permite calcular el factor de seguridad de taludes mediante métodos numéricos, como por ejemplo el MEF. El análisis se utiliza sistemáticamente para buscar un factor de reducción de los parámetros de

resistencia al corte del material que lleva el talud hasta el límite de su estabilidad (factor de seguridad, SRF).

En el modelamiento de macizos rocosos discontinuos, los parámetros de resistencia y rigidez de las discontinuidades también influyen en su comportamiento. Sin embargo, la información sobre estos parámetros no se obtiene fácilmente. En muchas situaciones prácticas, el conocimiento de estos parámetros para los diferentes tipos de discontinuidades es lo suficientemente adecuado para generar respuestas razonables. Goodman (Goodman, R.E., et al., 1968) proporciona una buena discusión en cuanto a la rigidez y la resistencia de las discontinuidades basada en observaciones geológicas. Por ejemplo, describe que el relleno de arcilla generalmente conduce a una resistencia y rigidez baja. Otro ejemplo es la función de la cementación de cuarzo o calcita, la cual da lugar a propiedades que son tan buenas o incluso mejores que los de los materiales de roca intacta.

5.4.1. Secuencia de cálculo

Los pasos para la búsqueda sistemática para el factor de seguridad crítico F , de acuerdo al análisis SSR y considerando como método numérico el MEF son los siguientes:

- **Paso 1:** Desarrollar un Modelo de Elementos Finitos del talud, utilizando las propiedades de resistencia y deformación del macizo rocoso adecuadas. Se procede a analizar el modelo y registrar la máxima deformación total.
- **Paso 2:** Aumentar el valor de F (factor de reducción de la resistencia) y recalcular los parámetros de resistencia de Mohr - Coulomb o de Hoek y Brown. Se introducen las nuevas propiedades de resistencia al modelo numérico del talud y se vuelve a calcular, nuevamente se registra la deformación total máxima.
- **Paso 3:** Se repite el paso 2, usando incrementos sistemáticos de F , hasta que el Modelo de Elementos Finitos no converge a una solución, es decir, continuar reduciendo la resistencia del material hasta que se produce la rotura del talud. El valor crítico de F para el cual el talud falla es el factor de seguridad denominado SRF.

Debido a la utilización de los parámetros reducidos como datos de entrada en los modelos, la técnica SSR se puede utilizar con cualquier software existente de

elementos finitos. La única tarea que se requiere es el cálculo de los parámetros reducidos e introducirlos en un Modelo de Elementos Finitos. Pocos programas comerciales ofrecen herramientas para automatizar el proceso, entre ellos se encuentran los programas Phase² y Plaxis.

La falta de convergencia indica que la distribución de tensiones y deformaciones que cumplen las ecuaciones de equilibrio no puede ser establecida para un conjunto, a menudo se caracteriza por un aumento repentino de desplazamientos del talud.

5.4.2. Aplicación de la técnica SSR junto con el criterio de Mohr - Coulomb

La resistencia al corte reducida, de acuerdo al criterio de Mohr - Coulomb se describe por la ecuación:

$$\frac{\tau}{F} = \frac{c'}{F} + \frac{\tan \phi'}{F} \quad (\text{Ec. 5.13})$$

Donde F es el factor de reducción de la resistencia

La ecuación puede re-escribirse como:

$$\frac{\tau}{F} = c^* + \tan \phi^* \quad (\text{Ec. 5.14})$$

Donde:

$$c^* = \frac{c'}{F} \quad (\text{Ec. 5.15})$$

$$\phi^* = \arctan\left(\frac{\tan \phi'}{F}\right) \quad (\text{Ec. 5.16})$$

Son los parámetros de resistencia al corte reducidos de acuerdo al criterio de Mohr - Coulomb. Cuando se obtiene el valor de F que lleva al talud al estado de equilibrio límite, este es el factor de seguridad SRF.

5.4.3. Aplicación de la técnica SSR junto con el criterio de Hoek y Brown

Similaramente al caso anterior, las formulas utilizadas para reducir los parámetros de resistencia de acuerdo a este criterio son las siguientes:

$$\tau^{red} = \frac{\tau^{orig}}{F} = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{1 + am_b \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}}{2 + am_b \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}} \cdot \frac{1}{F} = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{1 + am_b^{red} \left(m_b^{red} \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s^{red} \right)^{a^{red}-1}}}{2 + am_b^{red} \left(m_b^{red} \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s^{red} \right)^{a^{red}-1}} \quad (\text{Ec. 5.17})$$

5.5. COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE Y LA TÉCNICA MEF-SSR

Con fines de comparación entre resultados obtenidos aplicando los métodos tradicionales de equilibrio límite y el método de reducción de los parámetros de resistencia al corte mediante métodos numéricos, se ilustran las capacidades de la técnica MEF-SSR utilizado conjuntamente con el Criterio Generalizado de Hoek y Brown mediante algunos ejemplos. En todos los casos se asume que el material presenta un comportamiento elástico-plástico perfecto.

5.5.1. Ejemplo 1: Macizo rocoso homogéneo

Se analizó un talud de 10 m de altura en un macizo rocoso homogéneo, con pendiente 1H:1V, cuya geometría se presenta en la Figura 5.2. Los parámetros de resistencia y deformación del macizo rocoso, de acuerdo con el Criterio de Rotura Generalizado de Hoek y Brown se presentan en el Cuadro 5.1. La relación entre las tensiones horizontales y verticales se consideró igual a 1.

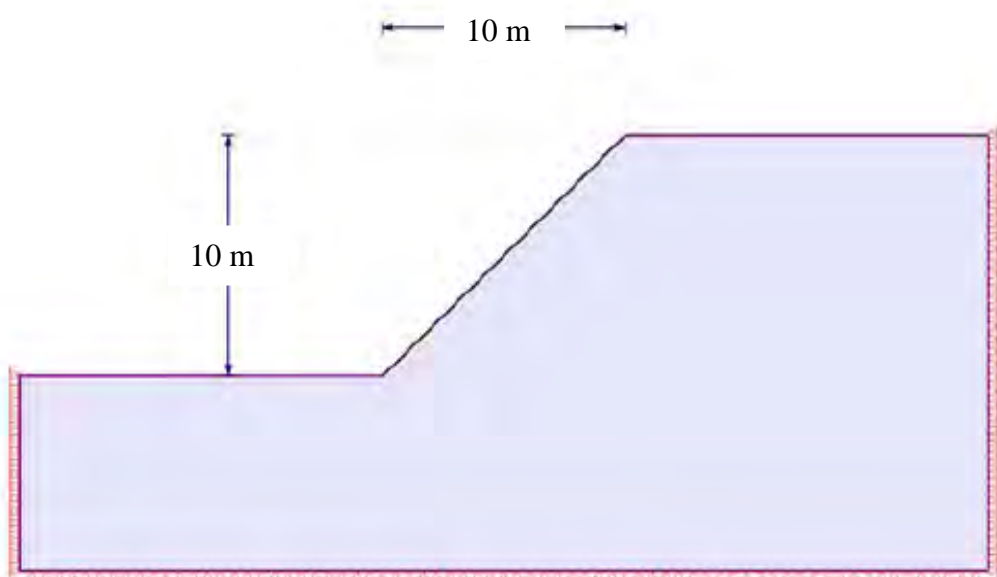


Figura 5.2.- Geometría del talud (ejemplo 1)

Cuadro 5.1.- Propiedades del macizo rocoso (ejemplo 1)

Propiedad	Valor
Módulo de Young (MPa)	5000
Coefficiente de Poisson	0.3
Peso específico (MN/m ³)	0.025
Resistencia a la compresión uniaxial (MPa)	30
GSI	5
Parámetro de la roca intacta, m_i	2
Factor de disturbancia, D	0
Parámetro m_b	0.067
Parámetro s	2.50E-05
Parámetro a	0.619

El Cuadro 5.2 muestra el factor de seguridad obtenido por el método MEF-SSR para los criterios de Mohr - Coulomb y Hoek - Brown, también se indican los factores de seguridad calculados con el método de equilibrio límite de Bishop Simplificado y de Spencer. Con la técnica MEF-SSR se obtuvo resultados bien cercanos a aquellos obtenidos por los otros métodos. La predicción del mecanismo de rotura (superficie de deslizamiento) se muestra en la Figura 5.3, la cual es la típica rotura rotacional producida por tensiones de corte similar a la obtenida en suelos.

Cuadro 5.2.- Comparación entre los factores de seguridad calculados (ejemplo 1)

Método	Factor de Seguridad (SRF)
Técnica MEF-SSR	
Criterio generalizado de Hoek y Brown	1.150
Criterio de Mohr - Coulomb	1.150
Equilibrio límite	
Bishop simplificado	1.153
Spencer	1.152

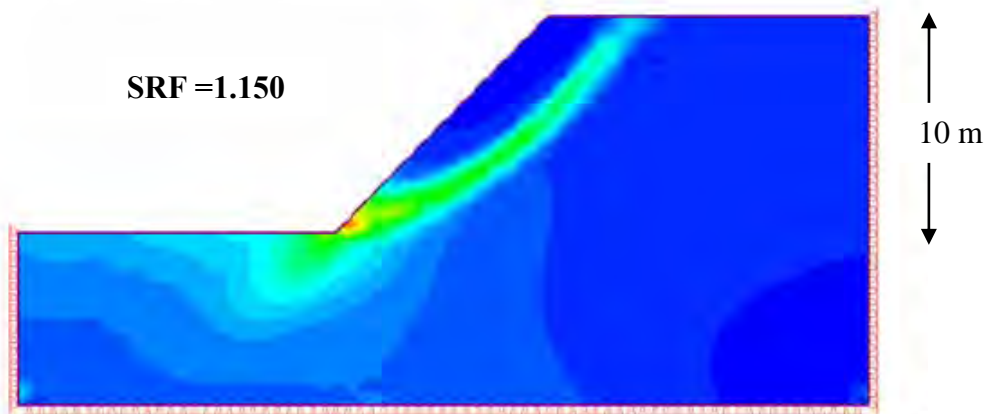


Figura 5.3.- Contornos de máxima deformación por tensiones de corte en la rotura (ejemplo 1)

5.5.2. Ejemplo 2: Macizo rocoso homogéneo con material menos resistente en el pie del talud

El talud presenta la misma geometría mostrada en el ejemplo 1, pero esta vez con una capa horizontal de material menos resistente que pasa a través del pie del talud, como se muestra en la Figura 5.4. Esta capa tiene cohesión nula, un ángulo de fricción de 25° y un espesor de 1 m.

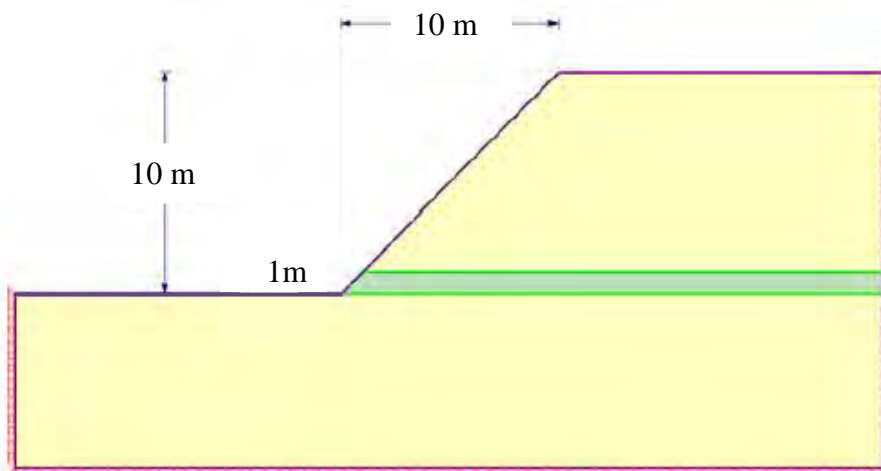


Figura 5.4.- Geometría del talud (ejemplo 2)

El resultado del factor de seguridad obtenido a partir de análisis del método MEF-SSR es comparado con los de Bishop Simplificado y Spencer en el Cuadro 5.3. El valor del factor de seguridad obtenido por el método MEF-SSR está muy próximo a los calculados a partir del análisis de equilibrio límite. También el

mecanismo de rotura obtenido es como se esperaba, observándose que se produce una zona de concentración de tensiones por corte en el pie del talud.

Cuadro 5.3.- Comparación entre los factores de seguridad calculados (ejemplo 2)

Método	Factor de Seguridad (SRF)
Técnica MEF-SSR	
Criterio generalizado de Hoek y Brown	0.950
Equilibrio límite	
Bishop simplificado	0.934
Spencer	0.963

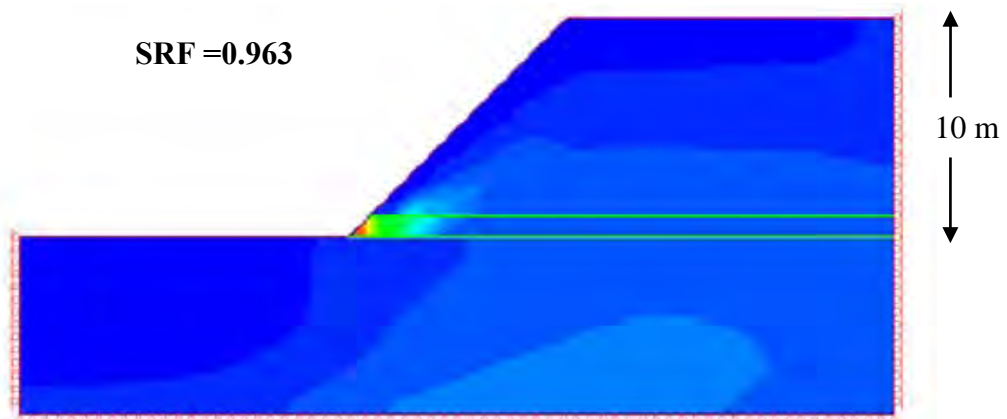


Figura 5.5.- Contornos de máxima deformación por tensiones de corte en la rotura (ejemplo 2)

5.6. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS EN EL ANÁLISIS DEL MECANISMO DE ROTURA EN MACIZOS ROCOSOS CON ESTRUCTURA EN BLOQUES

La habilidad del Método de Elementos Finitos para combinar fácilmente superficies de deslizamiento a lo largo de discontinuidades con la rotura a través de la roca intacta ofrece varias ventajas en el modelamiento de problemas que involucran macizos rocosos con estructura en bloques. Esta técnica puede modelar un amplio rango del comportamiento de los taludes en diferentes escalas, desde deslizamientos tipo cuña hasta deslizamientos rotacionales (Hammah, R.E., et al., 2007). Además, puede modelar fácilmente los casos en

que las discontinuidades no se cruzan, de una manera tal que los bloques discretos no necesariamente pueden estar formados, es decir, casos en los que las discontinuidades pueden terminar dentro de la roca intacta y no sólo en las intersecciones con otras discontinuidades (Hammah, R.E., et al., 2008). Uno de los mayores beneficios del método es que determina automáticamente los mecanismos de rotura, sin supuestos previos en cuanto al tipo, forma o ubicación de estos mecanismos.

Dos ejemplos (ejemplo 3 y ejemplo 4) fueron analizados con el fin de investigar la aplicación del J-MEF a los problemas en macizos rocosos discontinuos. En el primer ejemplo se comparan los resultados obtenidos para un macizo rocoso homogéneo sin discontinuidades y un macizo rocoso que tiene dos sistemas de discontinuidades.

En el segundo ejemplo se ilustra la versatilidad del J-MEF mediante el análisis de un mecanismo de rotura tipo “*step - path*”. Esto se realiza sin el uso de ninguna hipótesis o tratamiento especial.

5.6.1. Ejemplo 3: Comparación entre el mecanismo de rotura de un macizo rocoso continuo y un macizo rocoso discontinuo

Este ejemplo analiza la estabilidad de un talud de macizo rocoso con pendiente 1H:2V. Se consideran diferentes alturas del talud (15 m, 30 m, 45 m y 60 m); la geometría básica del talud se muestra en la Figura 5.6 (macizo rocoso continuo) y en la Figura 5.7 (macizo rocoso discontinuo con espaciamiento entre las discontinuidades de 3 m). Las propiedades del macizo rocoso se presentan en el Cuadro 5.4.

Cuadro 5.4.- Propiedades de la roca intacta y de las discontinuidades (ejemplo 3)

Material	Propiedades
Roca Intacta	Peso específico = 0.027 MN/m ³
	Módulo de Young = 20000 MPa
	Coefficiente de Poisson = 0.3
	Resistencia a la tracción = 0 MPa
	Cohesión = 1 MPa
	Ángulo de fricción = 30°
	Ángulo de dilatación = 0°
Discontinuidades	Buzamiento (sistema 1) = 0°
	Buzamiento (sistema 2) = 45°
	Espaciamiento = 3 m
	Rigidez normal = 100000 MPa/m
	Rigidez al corte = 10000 MPa/m
	Resistencia a la tracción = 0 MPa
	Cohesión = 0.5 MPa
	Ángulo de fricción = 20°

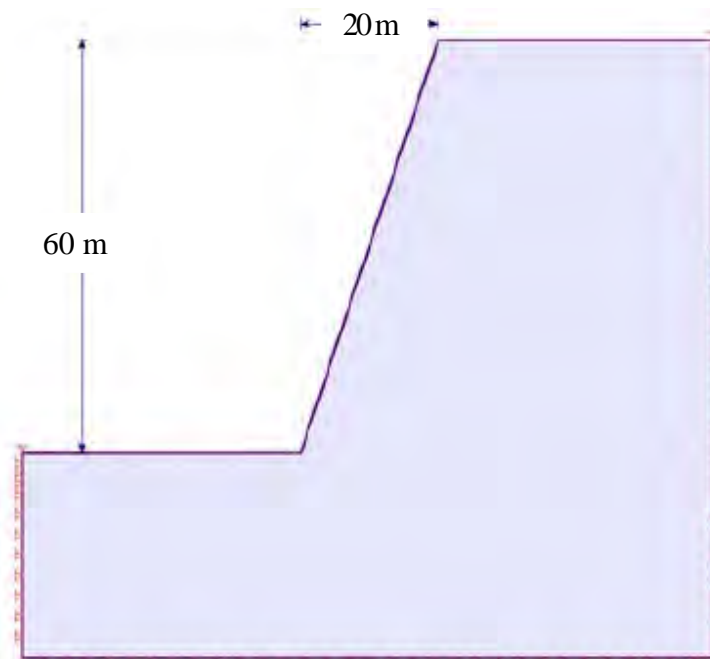


Figura 5.6.- Geometría del talud de macizo rocoso continuo (ejemplo 3)

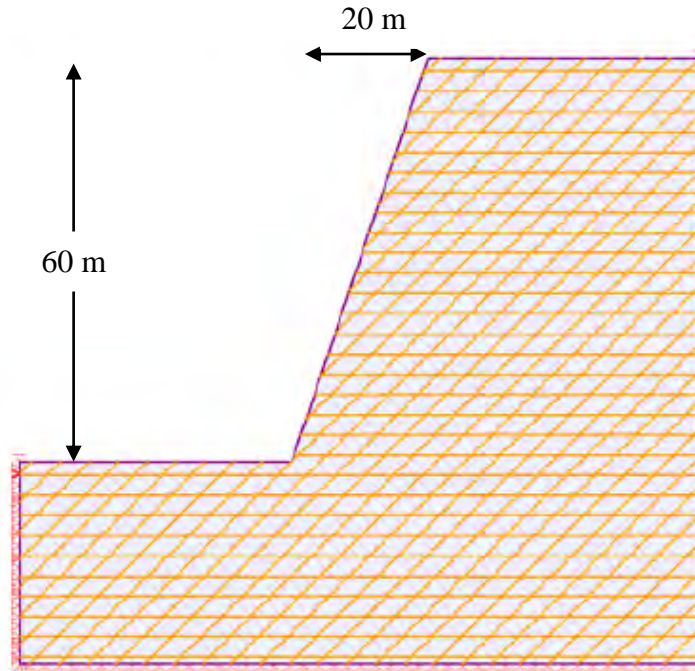


Figura 5.7.- Geometría del talud en macizo rocoso con dos familias de discontinuidades (ejemplo 3)

Es de gran interés en este ejemplo, el análisis de los mecanismos de rotura para los casos de variación de la altura del talud. Los resultados de los análisis para alturas de 15 m, 30 m, 45 m y 60 m, para los casos de los macizos rocosos continuos y discontinuos se presentan en el Cuadro 5.5.

Cuadro 5.5.- Factores de seguridad calculados para diferentes alturas del talud (ejemplo 3)

Altura del talud (m)	Factor de seguridad para el macizo rocoso continuo (SRF)	Factor de seguridad para el macizo rocoso discontinuo (SRF)
15	11.01	6.66
30	5.60	3.50
45	3.93	3.48
60	3.12	1.86

Como se esperaba, cuando la altura del talud se incrementa el factor de seguridad disminuye. Los resultados también muestran que la presencia de las discontinuidades reduce el factor de seguridad de los taludes.

El mecanismo de rotura de los taludes se puede identificar a partir de los contornos de máxima deformación por tensiones de corte. La Figura 5.8 presenta el macizo rocoso homogéneo de 15 m de altura, donde se produce un mecanismo de rotura de tipo rotacional, tal como los estimados en suelos. La Figura 5.9 muestra el mismo caso anterior, pero considerando un macizo rocoso discontinuo, donde la rotura incluye movimientos relativos de bloques, lo que indica que el mecanismo de rotura para esta escala del talud está controlado por las discontinuidades del macizo rocoso.

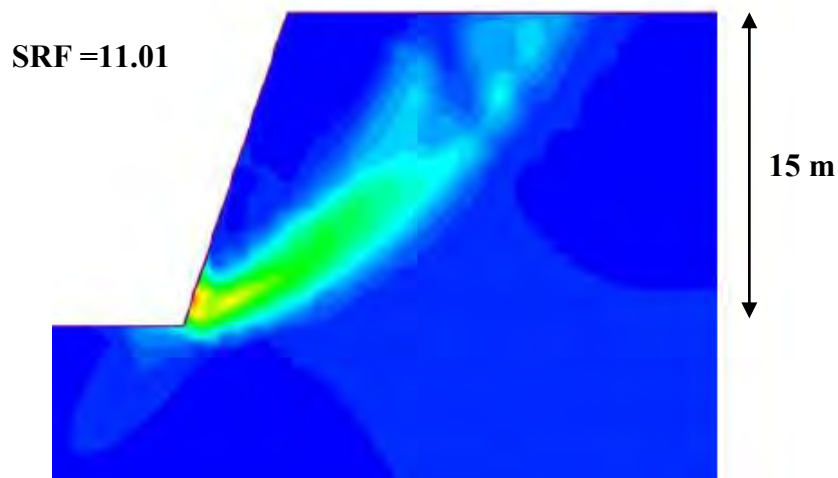


Figura 5.8.- Contornos de máxima deformación por tensiones de corte para el talud de macizo rocoso continuo de 15 m de altura

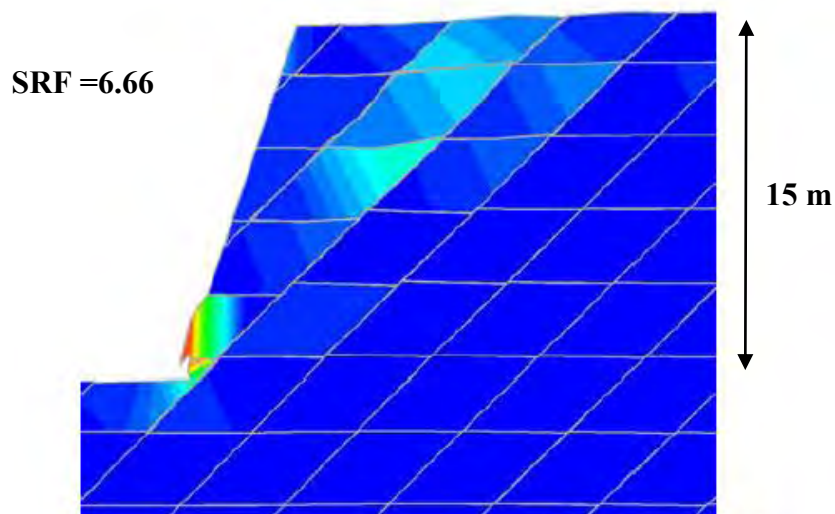


Figura 5.9.- Contornos de máxima deformación por tensiones de corte para el talud de macizo rocoso discontinuo de 15 m de altura

Para taludes de 60 m de altura, la Figura 5.10 presenta el macizo rocoso homogéneo, donde se produce un mecanismo de rotura de tipo rotacional, como los encontrados en suelos. La Figura 5.11 muestra los contornos de desplazamientos totales del talud del macizo rocoso discontinuo, indicando que el mecanismo de rotura, por tensiones de corte, ocurre en la zona superior derecha del talud.

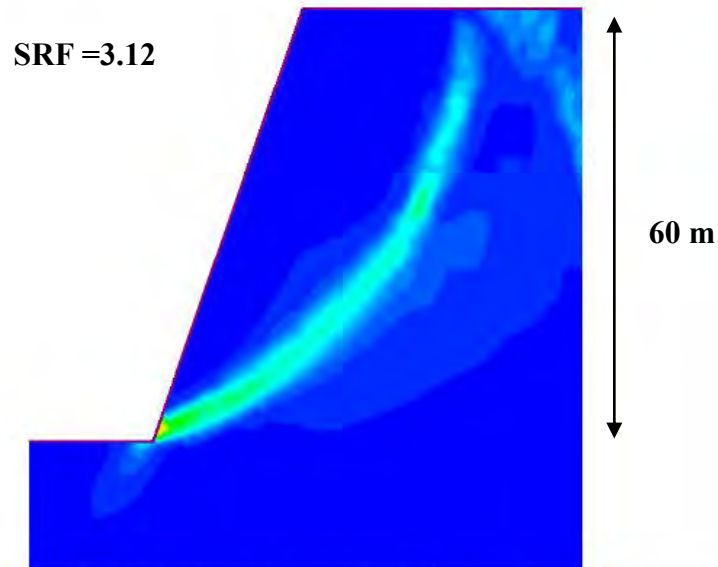


Figura 5.10.- Contornos de máxima deformación por tensiones de corte para el talud de macizo rocoso continuo de 60 m de altura

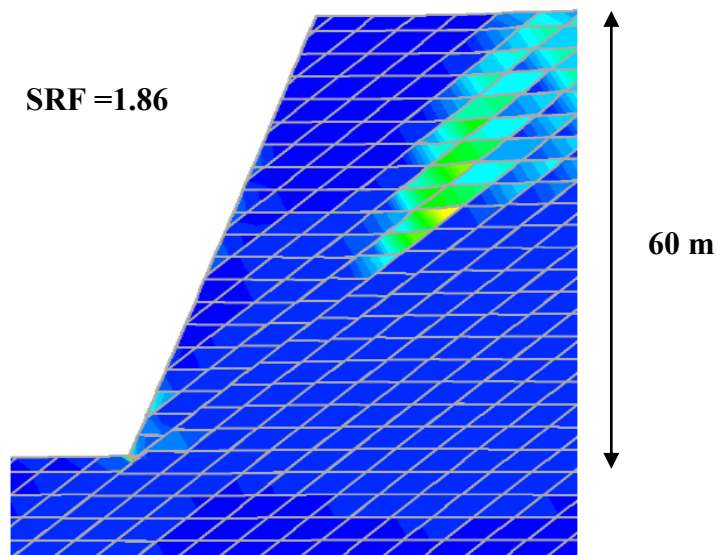


Figura 5.11.- Contornos de máxima deformación por tensiones de corte para el talud de macizo rocoso discontinuo de 60 m de altura

También fue analizado el talud de 60 m de altura, con espaciamiento entre las discontinuidades de 1.25 m. La Figura 5.12 presenta la superficie de rotura para este caso, donde se observa una marcada tendencia de comportamiento rotacional de la rotura. En este caso, al reducir el espaciamiento de las discontinuidades, el factor de seguridad ha disminuido de 1.86 a 1.78.

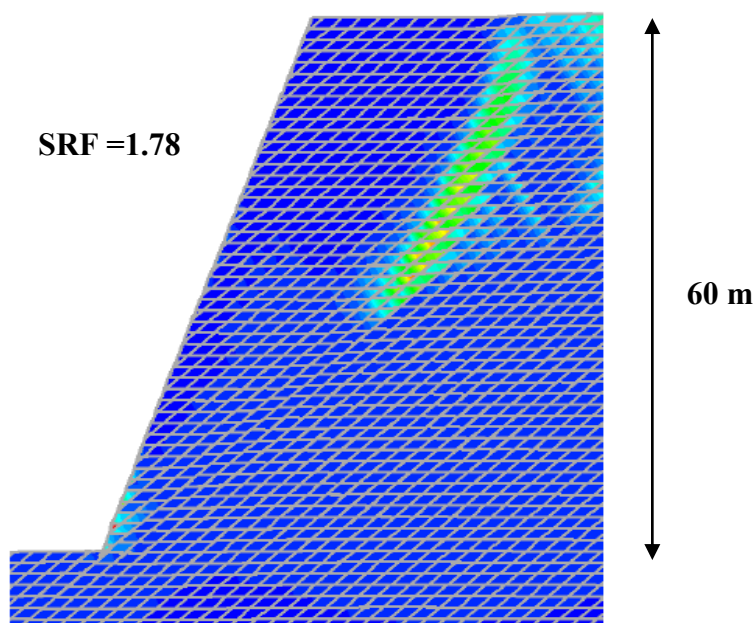


Figura 5.12.- Contornos de máxima deformación por tensiones de corte para el talud de macizo rocoso discontinuo de 60 m de altura (espaciamiento entre discontinuidades de 1.25 m)

Los resultados son consistentes con el comportamiento de macizos rocosos registrados en casos reales, concluyendo que cuando mayor es la relación entre la altura y el espaciamiento entre las discontinuidades, un talud está más cerca del mecanismo de rotura tipo rotacional similar al que ocurre en los suelos.

5.6.2. Ejemplo 4: Mecanismo de rotura del tipo “step - path”

Este ejemplo analiza el mecanismo de rotura de un talud simple con tres discontinuidades individuales. La geometría del talud se muestra en la Figura 5.13. La rotura tipo “step - path” involucra la rotura a través de los “puentes de roca intacta” y deslizamiento a través de las discontinuidades pre - existentes.

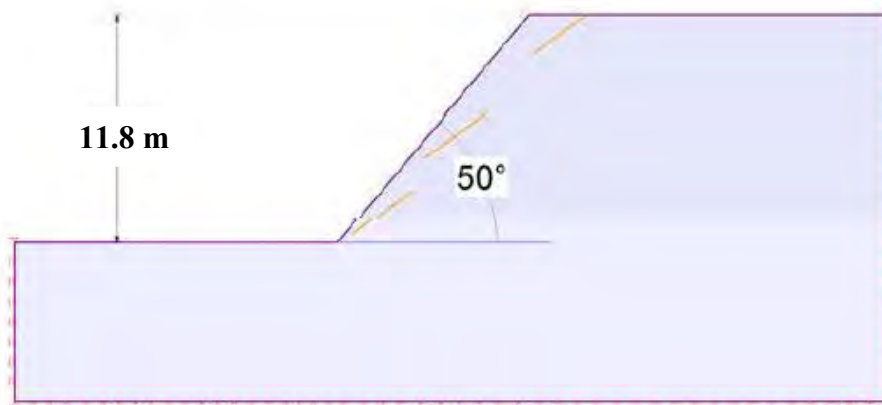


Figura 5.13.- Geometría del talud (ejemplo 4)

Las propiedades de resistencia y deformación del macizo rocoso se presentan en el Cuadro 5.6.

Cuadro 5.6.- Propiedades del macizo rocoso (ejemplo 4)

Propiedad	Valor
Módulo de Young (MPa)	20000
Coefficiente de Poisson	0.3
Peso específico (MN/m ³)	0.025
Cohesión (MPa)	0
Ángulo de fricción (°)	25
Resistencia a la tracción (MPa)	0
Ángulo de dilatación (°)	0

El comportamiento tensión - deformación del macizo rocoso se considera elástico - perfectamente plástico, es decir, las propiedades de resistencia residual son las mismas que los parámetros pico.

El mecanismo de rotura obtenido por el análisis se muestra en la Figura 5.14, donde se presentan los contornos de deformación por tensiones de corte máximas en las discontinuidades. El análisis indicó un mecanismo de rotura tipo "step - path" con un factor de seguridad de 1.26. El mecanismo de rotura crítico calculado combina el deslizamiento a lo largo de las discontinuidades con rotura por corte a través de roca intacta.

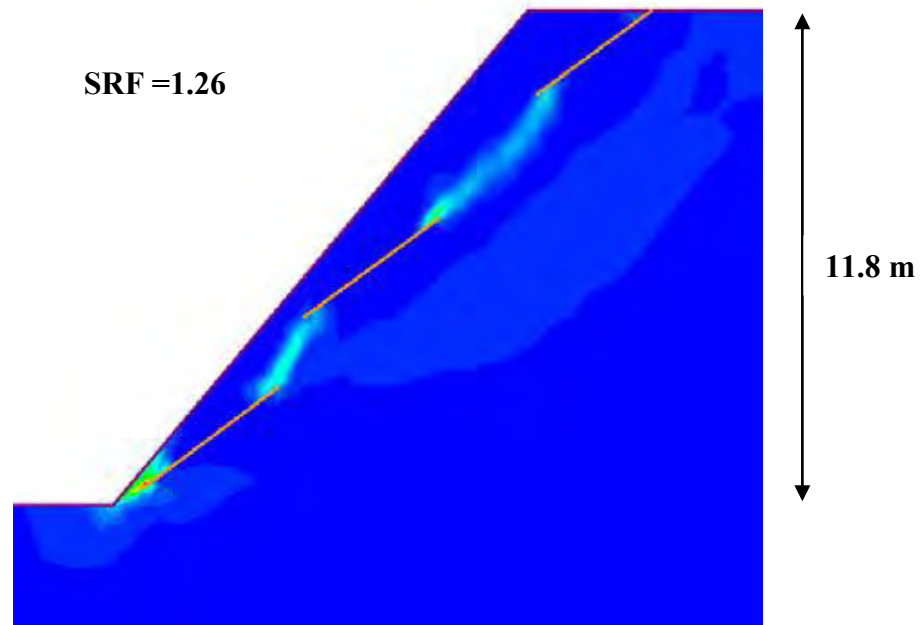


Figura 5.14.- Contornos de máxima deformación por tensiones de corte para el mecanismo de rotura tipo “step - path” (ejemplo 4)

5.7. VARIACIÓN DEL MECANISMO DE ROTURA EN TALUDES DE MACIZOS ROCOSOS CON EL CAMBIO DE ESCALA

El Método J-MEF puede modelar la amplia gama de comportamientos de macizos rocosos para diferentes escalas del problema, desde la cuña deslizante hasta roturas rotacionales (Hammah, R.E., et al., 2007). Uno de los mayores beneficios del método es que se puede determinar automáticamente la amplia variedad de mecanismos de rotura sin ideas preconcebidas en cuanto al tipo, forma o ubicación de la superficie de rotura. Estas ventajas se demostrarán en ejemplos de análisis de taludes simples que se presentan a continuación.

5.7.1. Ejemplo 5: Variación del tipo de rotura con el cambio de la altura del talud y del sistema de fracturamiento

La capacidad del Método J-MEF para modelar los efectos de la escala en la estabilidad de taludes en macizos rocosos y su modo de rotura fue probada en tres ejemplos simples. En los tres ejemplos, la pendiente del talud es 1H:3V. Cada ejemplo presenta un sistema de fracturamiento diferente. Las propiedades de la roca intacta y de las discontinuidades se presentan en el Cuadro 5.7.

Cuadro 5.7.- Propiedades de la roca intacta y las discontinuidades (ejemplo 5)

Material	Propiedades
Roca Intacta	Peso específico = 0.027 MN/m ³
	Módulo de Young = 20000 MPa
	Coefficiente de Poisson = 0.3
	Resistencia a la tracción = 0 MPa
	Cohesión = 1 MPa
	Ángulo de fricción = 30°
	Ángulo de dilatación = 0°
Discontinuidades	Buzamiento (sistema 1) = 0°
	Buzamiento (sistema 2) = 45°
	Espaciamiento = 3 m
	Rigidez normal = 100000 MPa/m
	Rigidez al corte = 10000 MPa/m
	Resistencia a la tracción = 0 MPa
	Cohesión = 0.5 MPa
	Ángulo de fricción = 20°

5.7.1.1. Ejemplo 5.1

El macizo rocoso presenta dos familias de discontinuidades paralelas y de longitud infinita. La primera familia presenta una inclinación de 36° (medido en sentido horario desde el eje horizontal), mientras que la segunda de 45° (en sentido antihorario 9 m. Las discontinuidades se consideran de longitud infinita, lo que conduce a la formación de bloques discretos en el macizo rocoso. La distribución resultante se muestra en la Figura 5.15 (a).

5.7.1.2. Ejemplo 5.2

El macizo rocoso presenta una distribución de discontinuidades similar al ejemplo anterior, excepto que esta vez las discontinuidades presentan longitud finita que se distribuyen normalmente con una longitud media de 10 m. La distribución resultante se muestra en la Figura 5.15 (b).

5.7.1.3. Ejemplo 5.3

El tercer ejemplo modela un macizo rocoso que comprende bloques poligonales de forma irregular, que puede ser representado de acuerdo a la teoría de Voronoi. Se supone en este ejemplo que los polígonos de Voronoi, tienen una densidad (número de polígonos por unidad de área) de $0.2/m^2$. El patrón de red común para este ejemplo se proporciona en la Figura 5.15 (c).

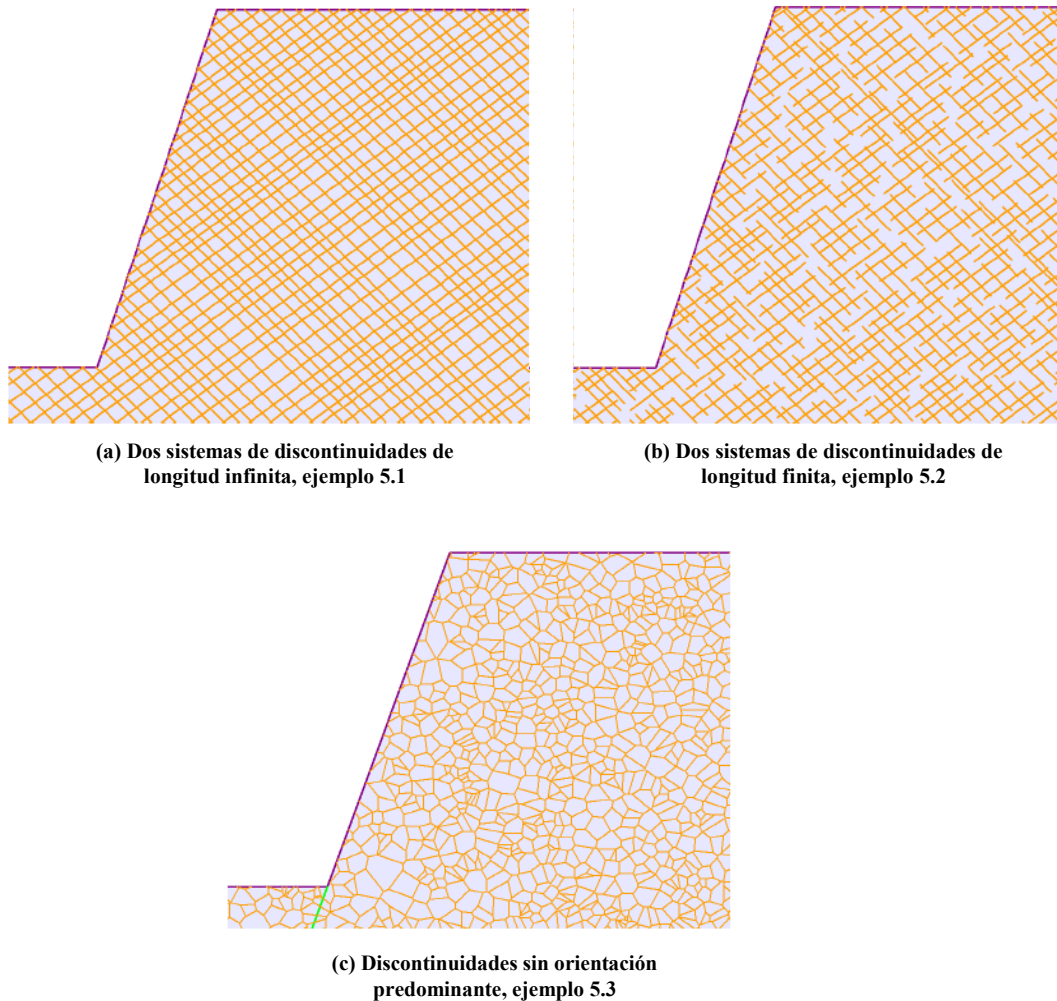


Figura 5.15.- Geometría de los sistemas de discontinuidades (ejemplo 5)

Para cada uno de los tres ejemplos anteriores se analizaron dos condiciones para los extremos de las discontinuidades. En el primer escenario, los extremos de las discontinuidades se suponen "abiertos" en la superficie, lo que significa que las dos caras expuestas son libres para deslizarse una con relación a la otra, la discontinuidad es representada con dos nudos en la malla de elementos finitos, lo cual permite que pueda ocurrir el movimiento relativo

En el segundo escenario, los extremos de las discontinuidades se suponen "cerrados", con solo un nudo en la malla de elementos finitos, lo cual no permite el movimiento relativo. Los casos de análisis para las condiciones de las discontinuidades en los extremos se presentan en la Figura 5.16.

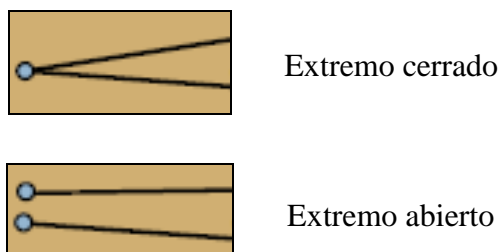


Figura 5.16.- Condiciones de discontinuidades en los bordes

El cambio de escala del modelo se estudió considerando el cambio en la altura del talud, la cual se varió en 10 m, 20 m, 30 m, 60 m, 90 m y 120 m. El Cuadro 5.8 presenta todos los factores de seguridad calculados para estos casos de análisis.

Cuadro 5.8.- Factores de seguridad calculados (ejemplo 5)

Altura del talud (m)	Ejemplo 5.1		Ejemplo 5.2		Ejemplo 5.3	
	Condición: Extremos abiertos en la cara del talud	Condición: Extremos cerrados en la cara del talud	Condición: Extremos abiertos en la cara del talud	Condición: Extremos cerrados en la cara del talud	Condición: Extremos abiertos en la cara del talud	Condición: Extremos cerrados en la cara del talud
10	2.80	4.40	5.60	9.35	6.85	15.55
20	1.30	1.75	2.40	3.10	4.60	5.45
30	1.05	1.30	1.35	1.85	2.40	2.90
60	0.70	0.75	0.90	1.05	1.50	1.60
90	0.60	0.60	0.80	0.85	1.15	1.20
120	0.55	0.55	0.70	0.65	1.15	1.20

A partir de los valores de los factores de seguridad indicados en el Cuadro 5.8, se puede observar que el análisis refleja los efectos de escala inducidos por la presencia de discontinuidades en los macizos rocosos. Los resultados mostraron que para pequeñas alturas del talud, los factores de seguridad difieren

significativamente entre los dos escenarios de condiciones de los extremos de las discontinuidades (cerrados o abiertos).

Consistentemente, para las condiciones de los extremos de las discontinuidades "cerradas" los factores de seguridad fueron considerablemente más altos que los calculados para condiciones "abiertas". Sin embargo, con la altura del talud cada vez mayor, estas diferencias casi desaparecen cuando la altura del talud es aproximadamente de 90 m. Para alturas superiores a 90 m, los factores de seguridad para las dos condiciones de extremos de las discontinuidades fueron casi idénticos.

La técnica numérica aplicada refleja correctamente el aumento en el factor de seguridad cuando se exponen discontinuidades con extremos cerrados, pues se debe forzar a la movilización de más bloques con el fin de producir la rotura. Los mecanismos de rotura se pueden deducir a partir de los contornos de desplazamientos totales (presentados desde la Figura 5.17 hasta la figura 5.27)

Para el Ejemplo 5.1, tanto para las condiciones de extremos "abiertas" y "cerradas", en el caso del talud de 10 m de altura, el talud ha fallado como resultado de deslizamiento de bloques, como se presenta en la Figura 5.17.

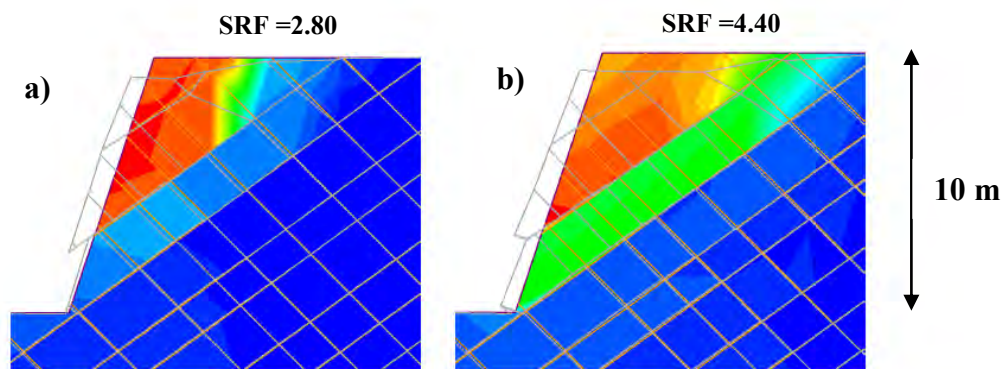


Figura 5.17.- Resultados para el talud de 10 m de altura, (a) caso de discontinuidades abiertas en los extremos y (b) caso de discontinuidades cerradas en los extremos (ejemplo 5.1)

Para una altura de 20 m, se presenta la superficie de rotura a lo largo de la discontinuidad más cercana al pie del talud. También se observa mayor movimiento a través de la roca intacta en las partes superiores de la masa deslizante. Tal movimiento se hace posible a través de la rotura de la roca intacta, como se presenta en la Figura 5.18.

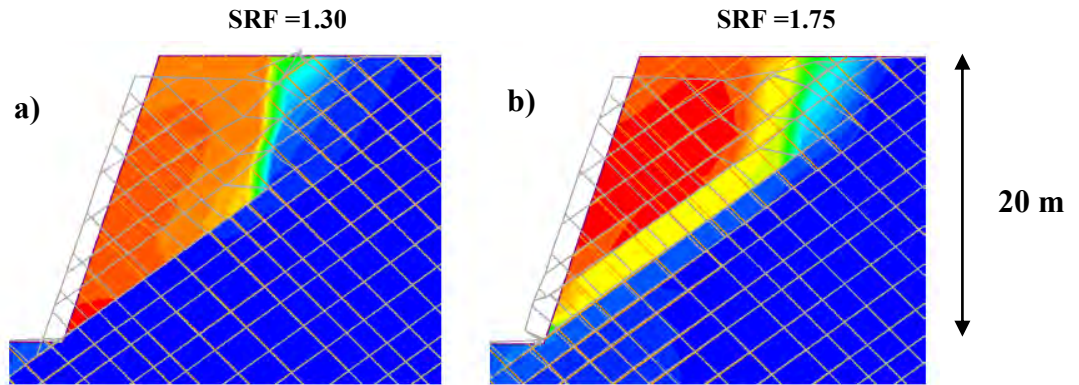


Figura 5.18.- Resultados para el talud de 20 m de altura, (a) caso de discontinuidades abiertas en los extremos y (b) caso de discontinuidades cerradas en los extremos (ejemplo 5.1)

La Figuras 5.19 (talud de 60 m) y la Figura 5.20 (talud de 90 m) indican que para alturas superiores a 60 m, la superficie de rotura es curva, pero se conserva la tendencia a deslizarse a lo largo de juntas pre - existentes cerca al pie del talud.

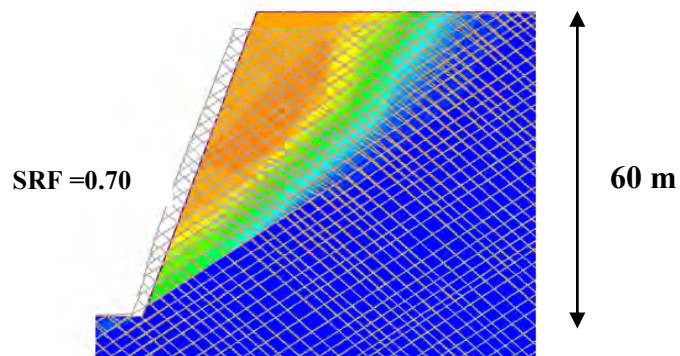


Figura 5.19.- Mecanismo de rotura para el talud de 60 m de altura, discontinuidades abiertas (ejemplo 5.1)

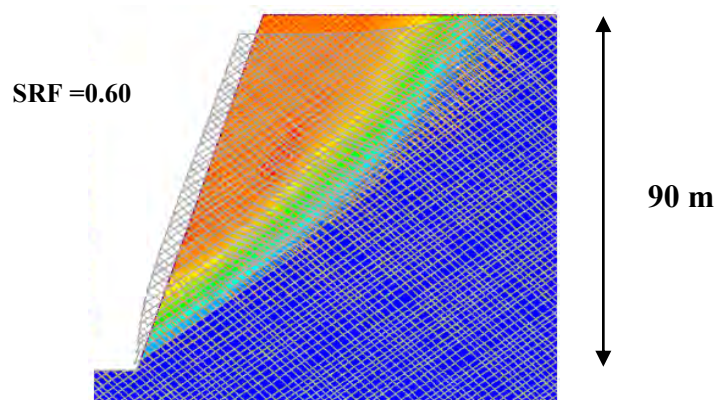


Figura 5.20.- Mecanismo de rotura para el talud de 90 m de altura, discontinuidades abiertas (ejemplo 5.1)

Para el Ejemplo 5.2, la distribución de las discontinuidades es tal que los bloques discretos no se forman fácilmente. Los mecanismos de rotura son más dispersos que en el Ejemplo 5.1, para el caso de taludes de 10 m de altura, tal como se presenta en la Figura 5.21.

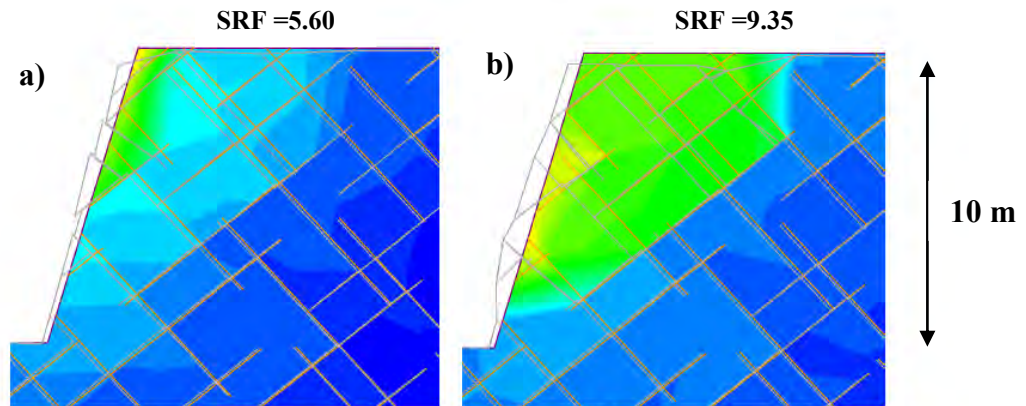


Figura 5.21.- Resultados para el talud de 10 m de altura, (a) caso de discontinuidades abiertas en los extremos y (b) caso de discontinuidades cerradas en los extremos (ejemplo 5.2)

El mecanismo de rotura del talud de 20 m en el Ejemplo 5.2 implica una rotura del tipo “*step-path*”, que en general tiene una forma ligeramente curvada (Figura 5.22).

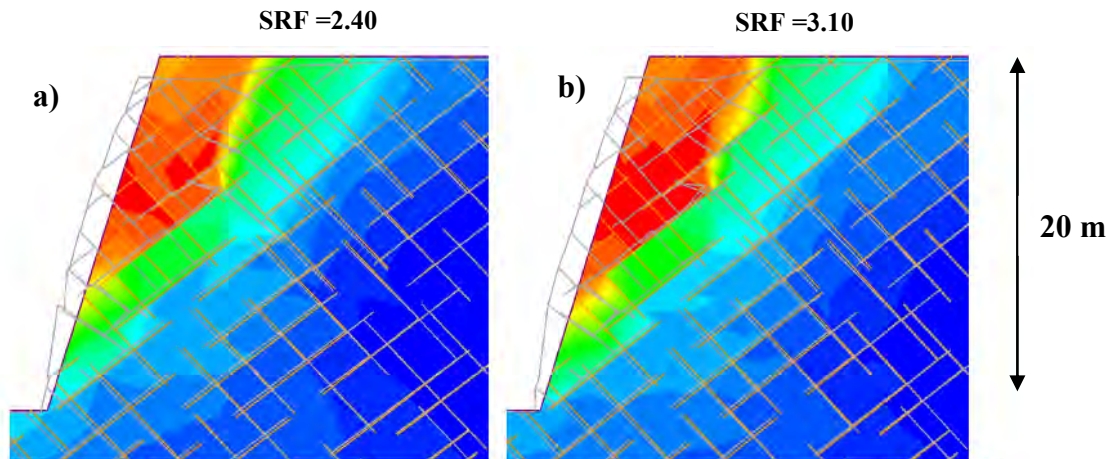


Figura 5.22.- Resultados para el talud de 20 m de altura, (a) caso de discontinuidades abiertas en los extremos y (b) caso de discontinuidades cerradas en los extremos (ejemplo 5.2)

Para taludes de 60 m de altura con discontinuidades abiertas en los extremos la rotura involucra una serie de “*step - path*” locales que ocasiona que la rotura global sea ligeramente curva. Para el talud de 120 m el mecanismo de rotura fue bastante lineal y uniforme.

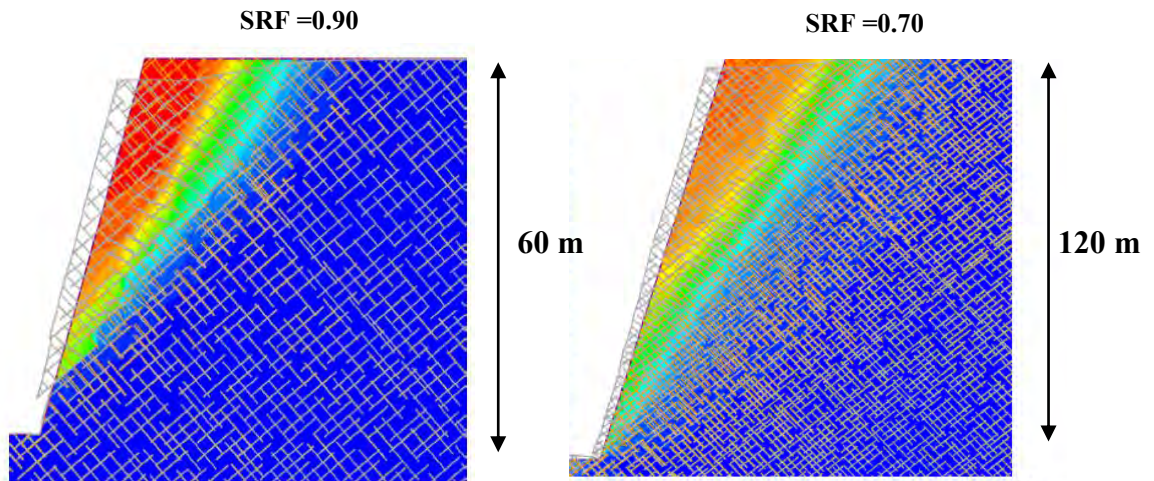


Figura 5.23.- Resultados para el talud de 60 y 120 m de altura, caso de discontinuidades abiertas en los extremos (ejemplo 5.2)

En el Ejemplo 5.3, todos los mecanismos de rotura son curvos. Esto sugiere que cuando no hay direcciones dominantes o zonas preferenciales de debilidad, los mecanismos de rotura son bastante similares a los encontrados en los suelos.

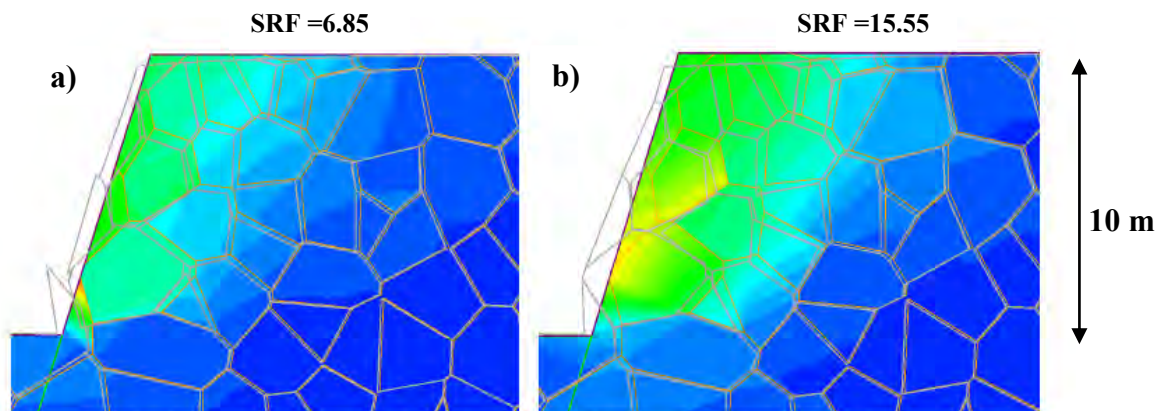


Figura 5.24.- Resultados para el talud de 10 m de altura, (a) caso de discontinuidades abiertas en los extremos y (b) caso de discontinuidades cerradas en los extremos (ejemplo 5.3)

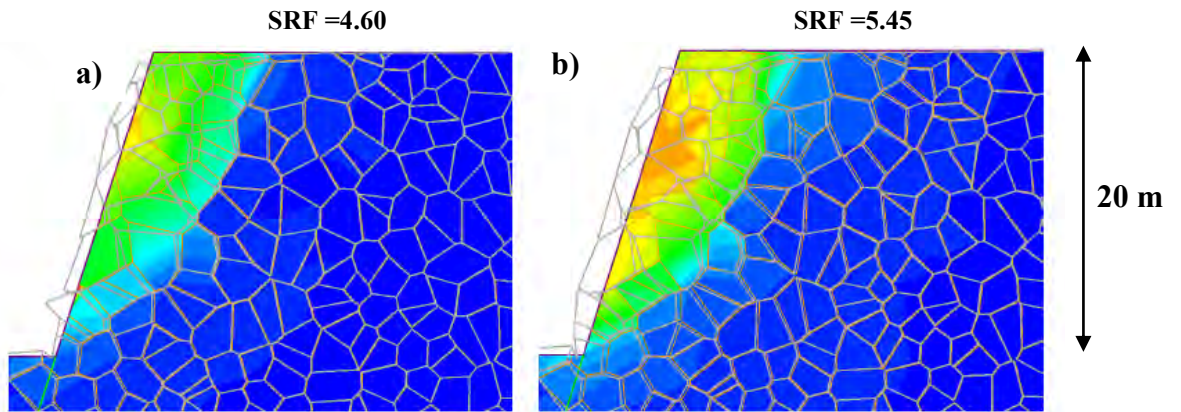


Figura 5.25.- Resultados para el talud de 20 m de altura, (a) caso de discontinuidades abiertas en los extremos y (b) caso de discontinuidades cerradas en los extremos (ejemplo 5.3)

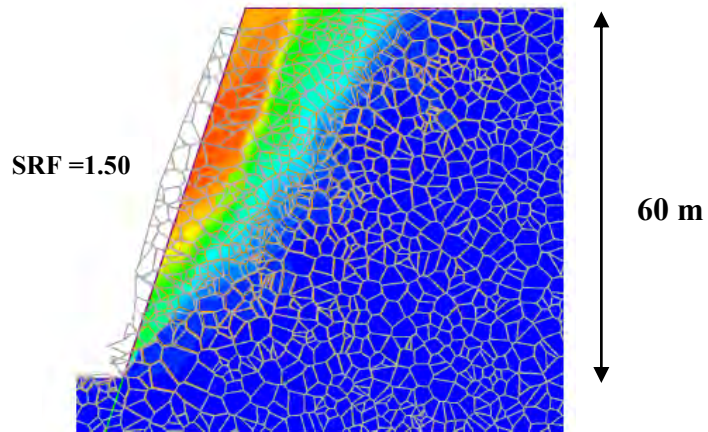


Figura 5.26.- Resultados para el talud de 60 m de altura, caso de discontinuidades abiertas en los extremos (ejemplo 5.3)

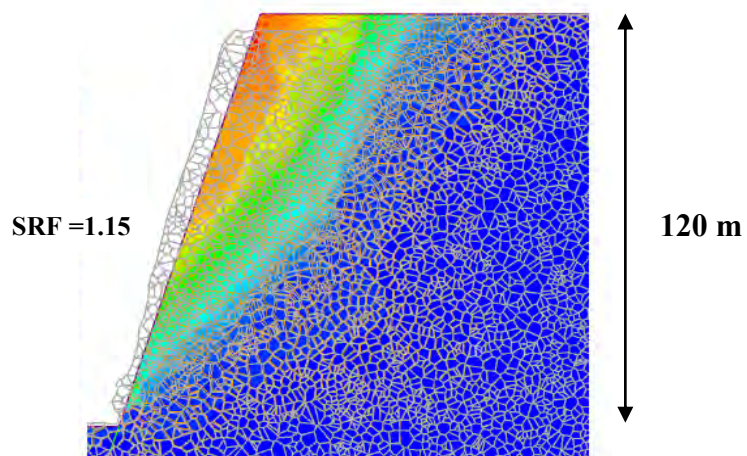


Figura 5.27.- Resultados para el talud de 120 m de altura, caso de discontinuidades abiertas en los extremos (ejemplo 5.3)

5.8. COMPARACIÓN DE RESULTADOS NUMÉRICOS DE LA TÉCNICA DE ELEMENTOS FINITOS CON LA TÉCNICA DE ELEMENTOS DISCRETOS

Para verificar las capacidades del Método J-MEF en el análisis de los macizos rocosos que presentan estructura en bloques, se analizaron algunos taludes estudiados por Lorig y Varona (Lorig, L. y Varona, P., 2001). En todos los casos, la metodología consiste en determinar los mecanismos de rotura y los factores de seguridad con el Método J-MEF y compararlos con los resultados obtenidos con el programa UDEC (Itasca, 2004), el cual está basado en el Método de los Elementos Discretos (MED).

El talud en estudio tiene una altura de 260 m y una pendiente de 55° , el cual se presenta en la Figura 5.28. El macizo rocoso tiene una cohesión de 675 KPa, ángulo de fricción 43° , peso específico de 26.1 KN/m^3 , módulo de corte de 3.6 GPa y resistencia a la tracción nula. Se consideró una cohesión de 100 KPa y un ángulo de fricción de 40° para las discontinuidades. La visualización de los mecanismos de rotura en los ejemplos se lleva a cabo a través de una combinación de los contornos de desplazamientos totales y el contorno deformado de los límites de las discontinuidades. La geometría del talud es la misma para todos los ejemplos que se presentan a continuación, en los cuales solamente se ha cambiado la distribución de las discontinuidades en el interior del macizo rocoso.

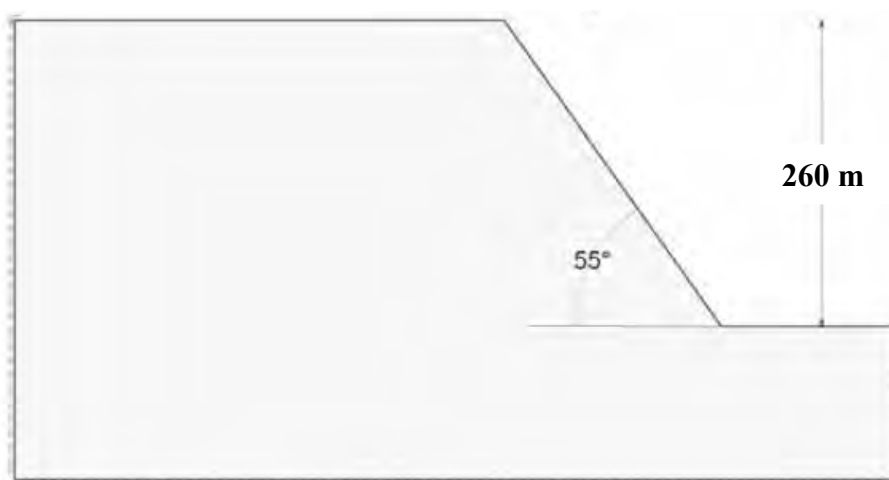


Figura 5.28.- Geometría básica del talud (utilizado para los ejemplos de comparación entre el J-MEF y MED)

5.8.1. Ejemplo 6: Rotura plana

En este ejemplo, el macizo rocoso presenta un único sistema de discontinuidades buzando desfavorablemente con respecto a la cara del talud, las discontinuidades tienen un espaciamiento de 10 m y un buzamiento de 35°. El talud tiene una altura de 260 m y una pendiente de 55°, tal como se presenta en la Figura 5.29.

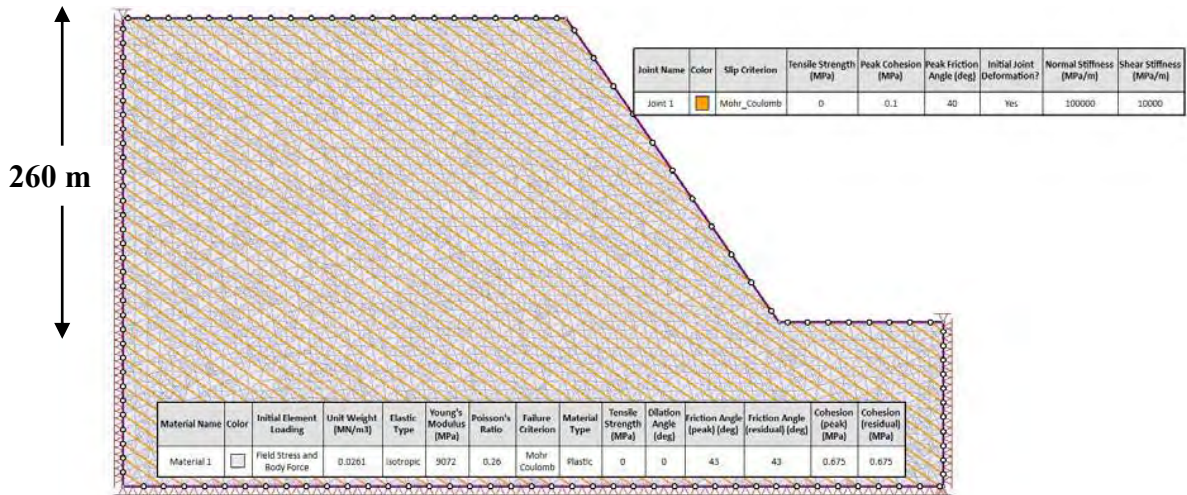


Figura 5.29.- Geometría y propiedades de los materiales (ejemplo 6)

Los resultados obtenidos con el programa UDEC indican un factor de seguridad de 1.27 para un mecanismo de rotura que combina el deslizamiento a lo largo de una discontinuidad cerca del pie del talud con una grieta de tracción curva que se forma en la parte superior del talud, tal como se presenta en la Figura 5.30.

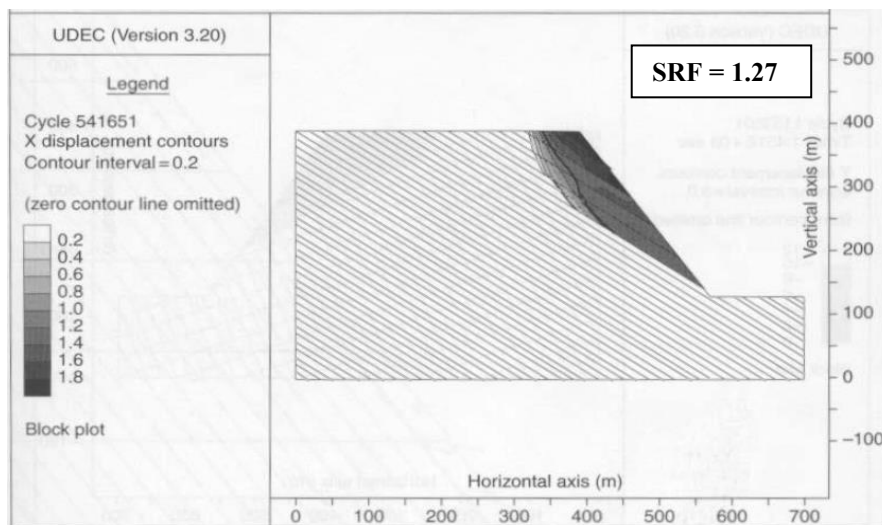


Figura 5.30.- Contornos de desplazamientos totales obtenido con UDEC (ejemplo 6)

El análisis con el Método J-MEF, da como resultado un factor de seguridad de 1.32 para el mecanismo de rotura que se muestra en la Figura 5.31. Los resultados obtenidos con la metodología J-MEF son muy consistentes con respecto a los obtenidos con el programa UDEC, tanto en la forma de la superficie de rotura y el factor de seguridad.

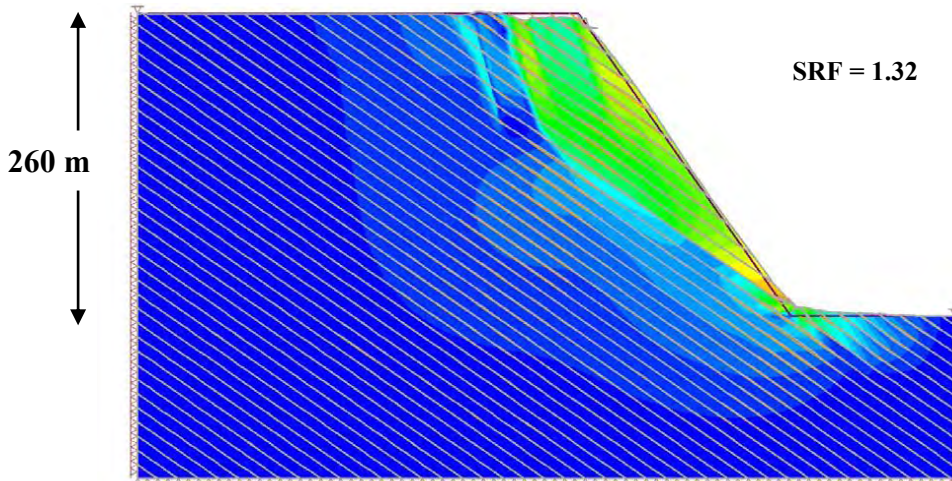


Figura 5.31.- Contornos de desplazamientos totales obtenido con Phase² (ejemplo 6)

5.8.2. Ejemplo 7: Macizo rocoso con dos sistemas de discontinuidades perpendiculares

En este ejemplo, el macizo rocoso presenta dos sistemas perpendiculares de discontinuidades con buzamientos de 70° y 20°, y espaciamiento entre las discontinuidades de 20 m y 30 m respectivamente. El talud tiene una altura de 260 m y una pendiente de 55°, tal como se presenta en la Figura 5.32.

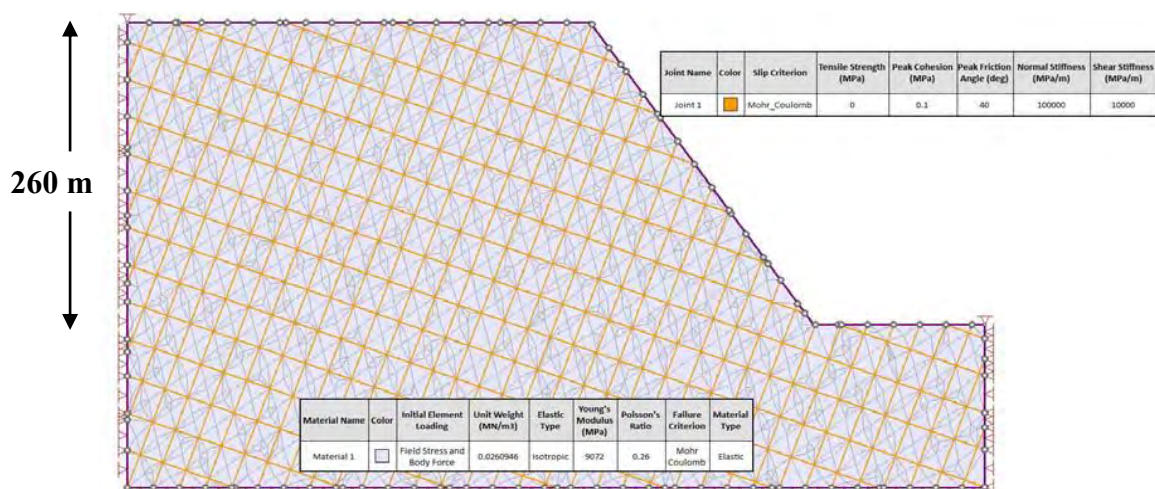


Figura 5.32.- Geometría y propiedades de los materiales (ejemplo 7)

Los resultados obtenidos con el programa UDEC indican que la rotura involucra vuelco de bloques de roca hacia adelante, tal como se presenta en la Figura 5.33, y asocia un factor de seguridad de 1.13 para este mecanismo de rotura.

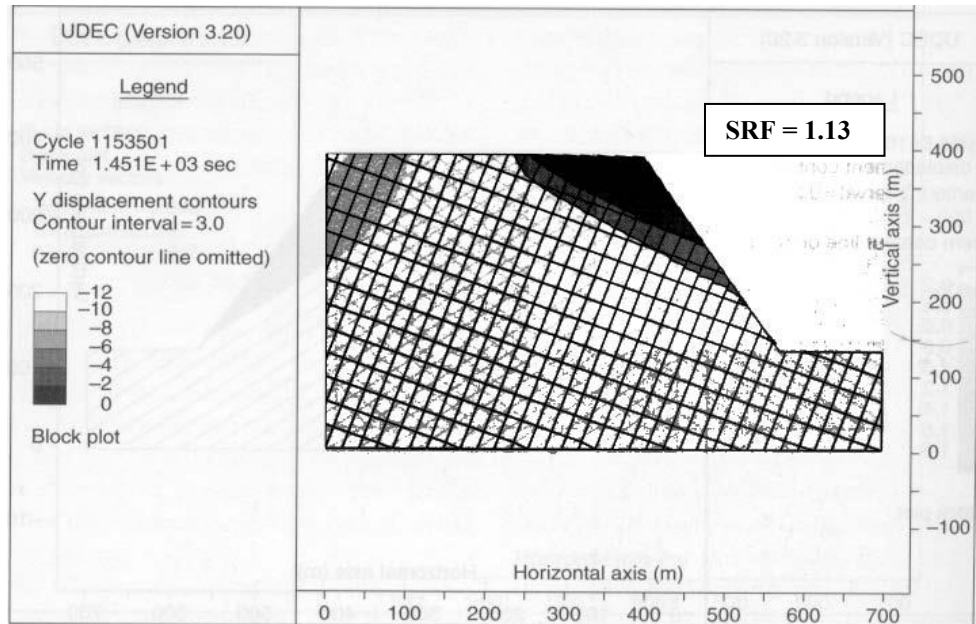


Figura 5.33.- Contornos de desplazamientos totales obtenido con UDEC (ejemplo 7)

El análisis con el Método J-MEF indica un factor de seguridad de 1.12 para un mecanismo de rotura de vuelco de bloques de roca hacia adelante, el cual se muestra en la Figura 5.34. Los resultados obtenidos con la metodología J-MEF son muy consistentes con respecto a los obtenidos con el programa UDEC, tanto en la forma de la superficie de rotura y el factor de seguridad.

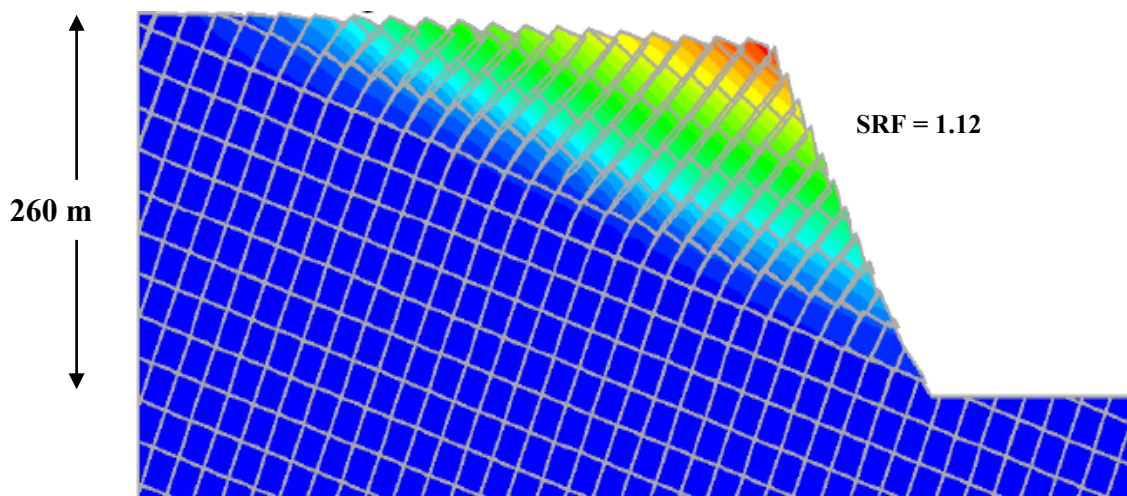


Figura 5.34.- Contornos de desplazamientos totales obtenido con Phase² (ejemplo 7)

5.8.3. Ejemplo 8: Vuelco de estratos flexural

En este ejemplo, el macizo rocoso presenta un único sistema de discontinuidades con buzamiento inverso respecto a la cara del talud, las discontinuidades tienen un espaciamiento de 20 m y un buzamiento de 70°. El talud tiene una altura de 260 m y una pendiente de 55°, tal como se presenta en la Figura 5.35.

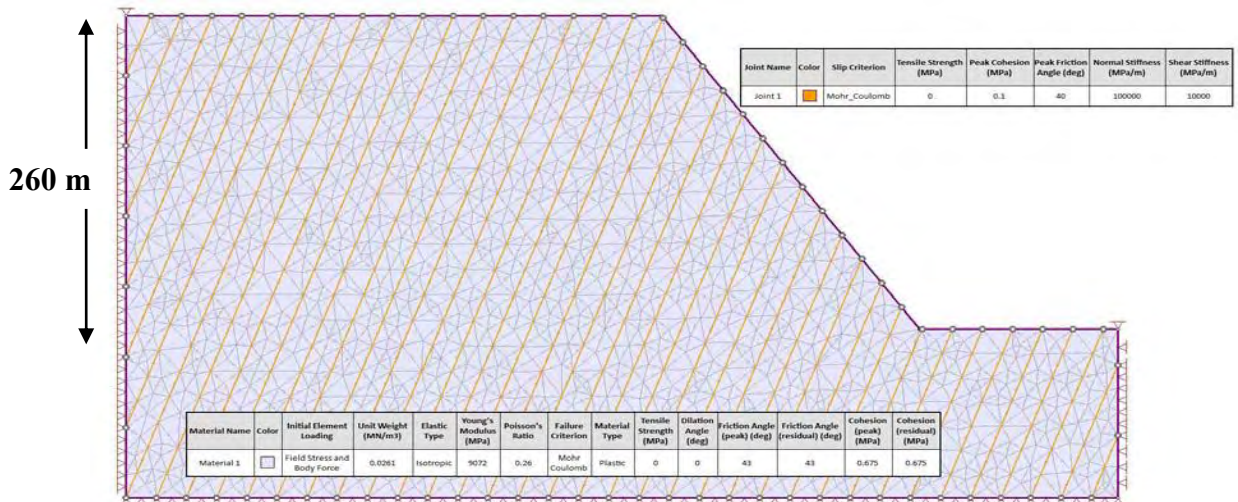


Figura 5.35.- Geometría y propiedades de los materiales (ejemplo 8)

Los resultados obtenidos con el programa UDEC indican que la rotura involucra flexión de columnas de roca hacia adelante, tal como se presenta en la Figura 5.36, y asocia un factor de seguridad de 1.40 para este mecanismo de rotura.

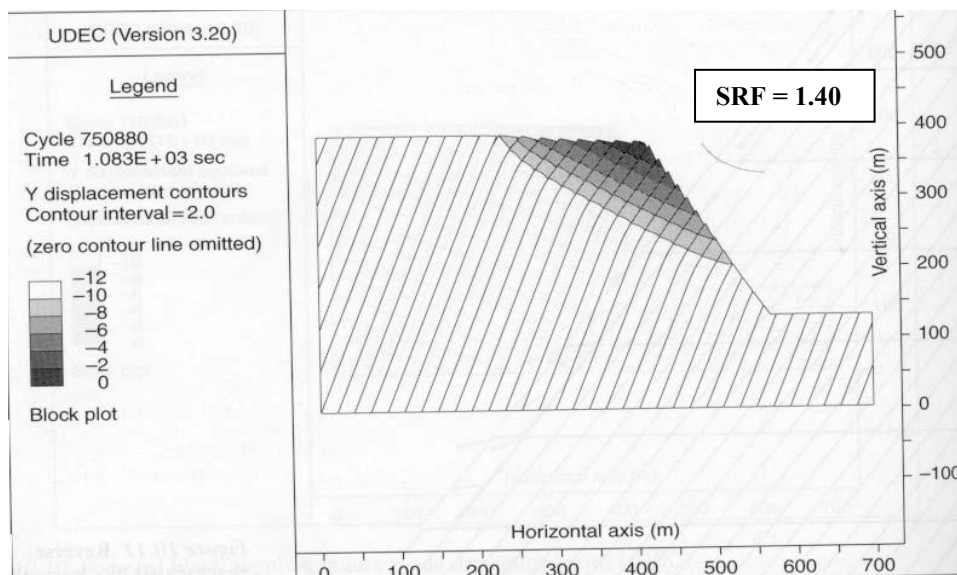


Figura 5.36.- Contornos de desplazamientos totales obtenido con UDEC (ejemplo 8)

El análisis con el Método J-MEF indica un factor de seguridad de 1.30 para un mecanismo de rotura de vuelco de estratos, el cual se muestra en la Figura 5.37. Los resultados obtenidos con la metodología J-MEF son muy consistentes con respecto a los obtenidos con el programa UDEC, tanto en la forma de la superficie de rotura y el factor de seguridad.

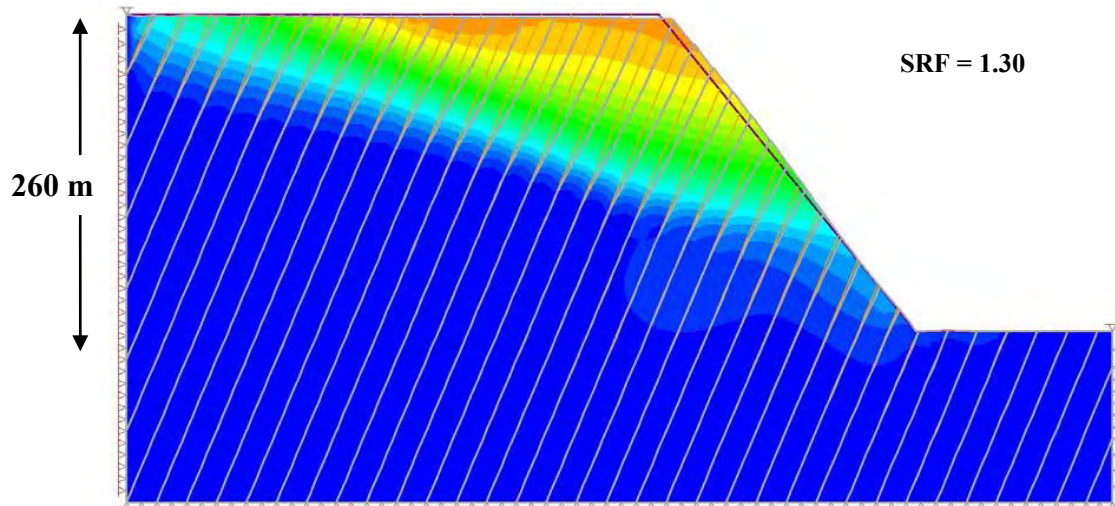


Figura 5.37.- Contornos de desplazamientos totales obtenido con Phase² (ejemplo 8)

5.8.4. Ejemplo 9 : Rotura tipo *step - path* con juntas continuas

En este ejemplo, el macizo rocoso presenta tres discontinuidades individuales. El mecanismo de rotura tipo *step - path* ocurre cuando la rotura por corte a través de las discontinuidades se combina con la rotura por corte de los puentes de roca intacta que se ubican entre las discontinuidades. El talud tiene una altura de 260 m y una pendiente de 55°, tal como se presenta en la Figura 5.38.

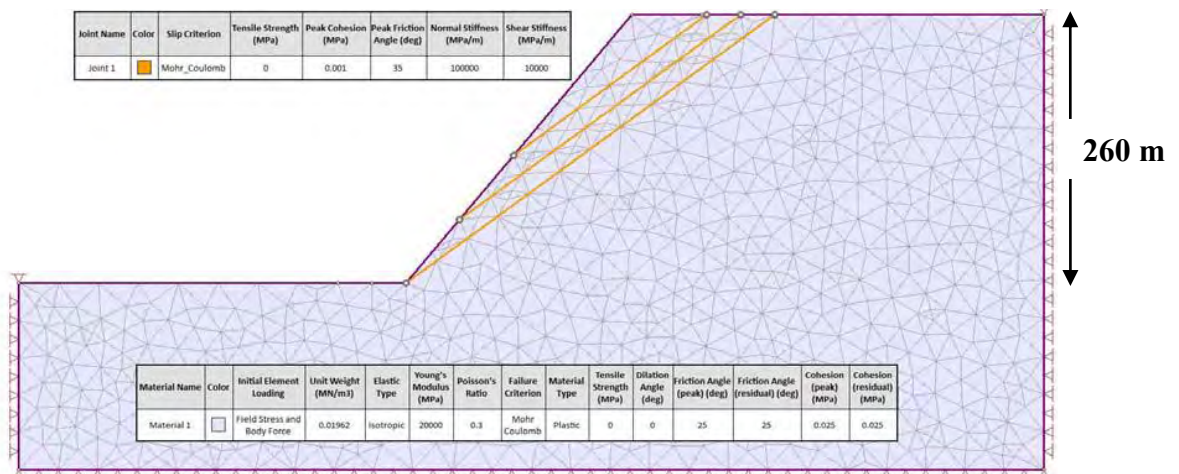


Figura 5.38.- Geometría y propiedades de los materiales (ejemplo 9)

Los resultados obtenidos con el programa UDEC indican que la rotura involucra el deslizamiento de bloques de roca sobre la discontinuidad que pasa por el pie del talud, tal como se presenta en la Figura 5.39, y asocia un factor de seguridad de 1.01 para este mecanismo de rotura.

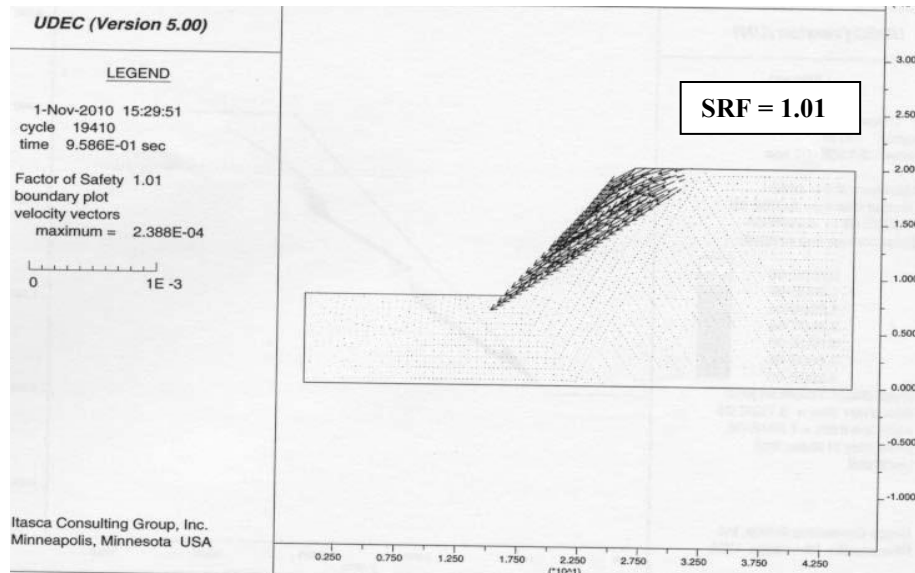


Figura 5.39.- Contornos de desplazamientos totales obtenido con UDEC (ejemplo 9)

De la misma manera, el análisis con el Método J-MEF indica un factor de seguridad de 1.01 para el deslizamiento del bloque de roca, el cual se muestra en la Figura 5.40. Los resultados obtenidos con la metodología J-MEF son muy consistentes con respecto a los obtenidos con el programa UDEC, tanto en la forma de la superficie de rotura y el factor de seguridad.

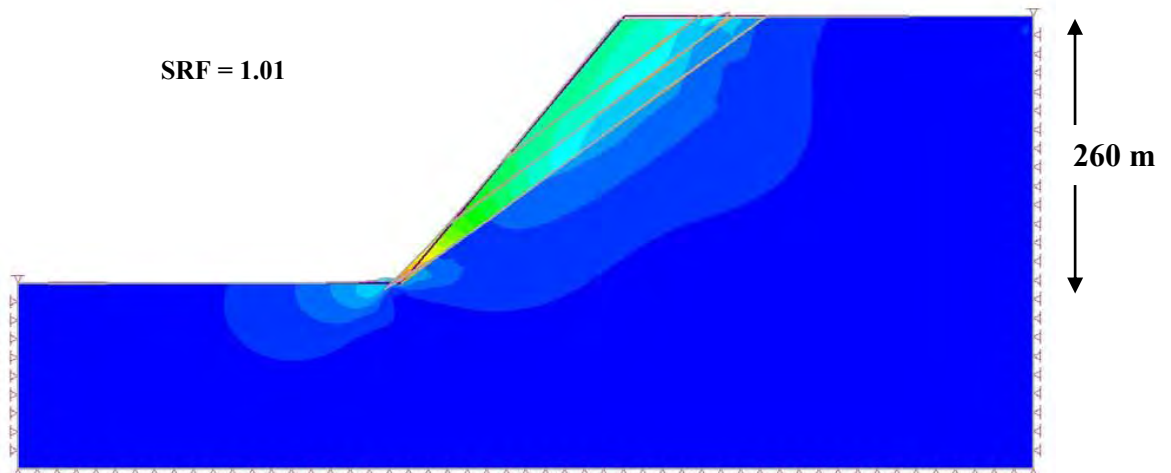
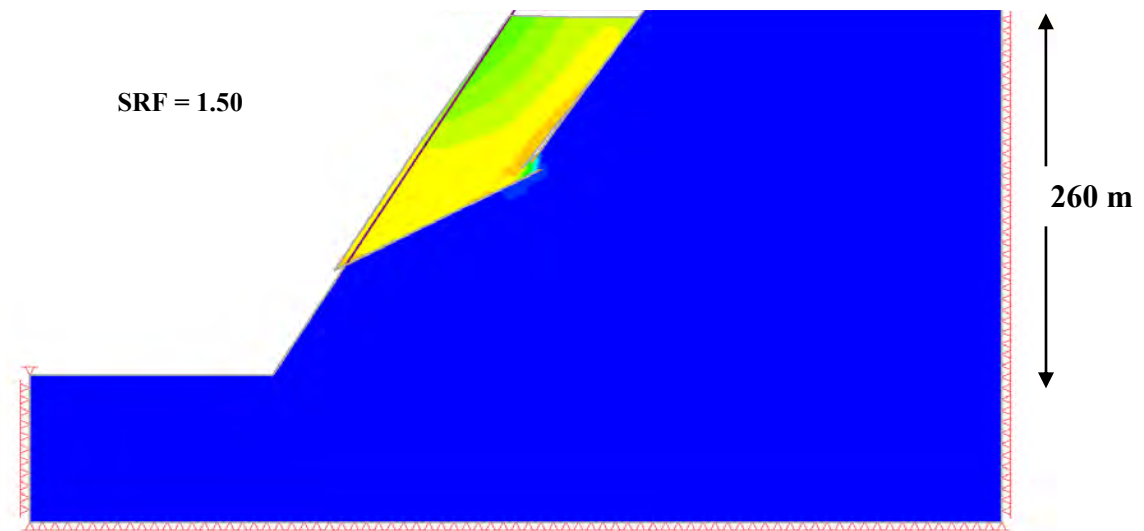


Figura 5.40.- Contornos de desplazamientos totales obtenido con Phase² (ejemplo 9)

De la misma manera, el análisis con el Método J-MEF indica un factor de seguridad de 1.50 para el deslizamiento del bloque de roca, el cual se muestra en la Figura 5.43. Los resultados obtenidos con la metodología J-MEF son muy consistentes con respecto a los obtenidos con el programa UDEC, tanto en la forma de la superficie de rotura y el factor de seguridad.



**Figura 5.43.- Contornos de desplazamientos totales obtenido con Phase²
(ejemplo 10)**

En general, los resultados de los ejemplos anteriores demuestran que a pesar de que el Método J-MEF está basado en los principios de la mecánica de medios continuos, es una alternativa poderosa y creíble al uso de herramientas de modelado discretas tales como el MED en el análisis de la estabilidad de taludes en macizos rocosos con estructura en bloques.

CAPÍTULO VI

EJEMPLO DE APLICACIÓN: PARTE 1 - DISEÑO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS BASADO EN EL PRINCIPIO DE LA PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA

6.1. GENERALIDADES

El ejemplo de aplicación de la presente tesis está conformado por dos partes. La primera parte consiste en el diseño de taludes de un tajo abierto basado en el principio de la proyección estereográfica.

Posteriormente, en una segunda parte, se abordará el análisis numérico de los taludes diseñados teniendo en cuenta el fracturamiento del macizo rocoso mediante la técnica J-MEF.

Para la primera parte de este ejemplo, se utilizó la metodología de la proyección estereográfica para el diseño de los taludes de banco e interrampa del tajo abierto. Para tal objetivo, se contó con información geomecánica obtenida de superficie (estaciones de mapeo) y de profundidad (taladros diamantinos orientados), además de ensayos de laboratorio y un diseño preliminar de la geometría de los taludes del tajo abierto con su respectivo planeamiento de minado.

El resultado del análisis es el diseño de la berma de seguridad y una serie de recomendaciones para los máximos ángulos interrampa posibles de los taludes del tajo, dependiendo de su orientación relativa respecto a los sistemas de fracturamiento del macizo rocoso. Las recomendaciones representan la primera mitad del proceso de análisis de la estabilidad de taludes; la segunda mitad del proceso consiste en la estimación de los parámetros de resistencia y deformación del macizo rocoso, seguido de un análisis de verificación de estabilidad de los taludes globales. Este análisis de estabilidad utiliza los máximos ángulos interrampa como punto de partida, los cuales pueden ser modificados si el talud no tiene el mínimo factor de seguridad requerido.

6.2. BREVE DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El Proyecto Jongos pondrá en operación una mina no metálica a tajo abierto para explotar calizas con alta y baja ley de óxido de calcio.

La explotación de este tajo tendrá como objetivo la extracción de caliza, mediante una operación de explotación a tajo abierto, para la fabricación de cal y Cemento Tipo I, para lo cual proyecta la instalación de una planta industrial para tales fines, que se ubicará muy cerca de la zona de interés.

6.2.1. Ubicación del proyecto

La zona del proyecto se ubica al este de la ciudad de Trujillo, a 270 km en la carretera Trujillo - Huamachuco y a 1 km del centro poblado Jongos; políticamente pertenece al distrito de Pampas, provincia de Pallasca y departamento de Ancash.

Geográficamente se localiza en las coordenadas UTM 9 102 000 N y 194 000 E. La extensión aproximada del área de influencia en la zona de estudio es de 2400 has.

6.2.2. Altitud

La zona de estudio se encuentra entre los 4000 y 4530 msnm.

6.2.3. Clima

La zona de estudio se caracteriza por presentar un clima frío y seco, con fluctuaciones durante la época de lluvia y estiaje, presenta deficiencias de lluvia en otoño, invierno y primavera, con humedad relativa calificada como húmeda. Este clima es típico de la Sierra, presenta dos estaciones bien definidas: una estación lluviosa de noviembre a abril con precipitaciones y un nivel alto de humedad; y una estación seca, de mayo a octubre, con temperaturas bajas y sequedad durante el día.

6.2.4. Topografía

La topografía de la zona donde se ubicará el tajo de explotación se presenta en laderas estratificadas de calizas y quebradas secas, la altitud de los diferentes afloramientos rocosos va desde la cota 4200 a 4500 msnm, las pendientes son menores de 65°, aunque en algunos casos se presenta pendientes verticales.

6.2.5. Estratigrafía

En el área del proyecto se observa afloramientos sedimentarios que van desde el Jurásico Superior hasta el Cenozoico Inferior, correspondientes a las siguientes formaciones geológicas:

- **Formación Chicaza (Jurásico Superior).**- Constituida por secuencias de areniscas, limolitas intercaladas con limoarcillas y lutitas ferruginosas y carbonosas distribuidas en estratos delgados de hasta 30cm de espesor. Esta formación se encuentra aflorando en la parte Oeste del área.
- **Formación Chimú (Cretáceo Inferior).**- Constituida por cuarcitas gris claras de grano medio en estratificación gruesa de hasta 1.5 m de espesor, con intercalaciones de limolitas en estratificación delgada; también se observa la presencia esporádica de lentes de carbón hasta de 50 cm de espesor. Esta formación presenta plegamiento débil de bajo ángulo ($10^\circ - 15^\circ$ WE). El afloramiento de esta formación no es predominante en el área y está sobreyaciendo a la Formación Chicama en discordancia angular de bajo ángulo por fallamiento inverso.
- **Formación Farrat (Cretáceo Inferior).**- Constituida por secuencias clásicas de areniscas y cuarcitas de grano medio a grueso en estratos con dimensiones métricas.
- **Formación Pariahuanca, Chulec, Pariatambo (Cretáceo Medio-Superior).**- Constituida por secuencias de calizas micríticas de color gris oscuro con venillas y venas de calcita blanca de espesores milimétricos. En estas secuencias sedimentarias se evidenció, en la parte central del área de estudio, la presencia de intrusiones subvolcánicas en dique- sills de hasta 2.0 m de espesor, de composición andesítica con textura porfidítica.
- **Formación Jumasha, Celendín (Cretáceo Superior).**- Constituida por calizas gris claras en estratos métricos con moderada presencia fosilífera.

6.3. EVALUACIÓN GEOMECÁNICA – ESTRUCTURAL

6.3.1. Recolección de información geomecánica

En la zona de estudio se han ejecutado programas de caracterización geomecánica de los macizos rocosos consistente en investigaciones

superficiales y en profundidad. La información geomecánica disponible es la siguiente:

6.3.1.1. Mapeo geomecánico de celdas

Fue realizado el mapeo geomecánico superficial de los macizos rocosos, tomándose datos de las discontinuidades (diaclasas, juntas, fallas geológicas, etc.), en cuanto a su buzamiento, dirección del buzamiento, espaciamiento, persistencia, rugosidad y de las propiedades del relleno; se ha establecido estaciones geomecánicas de mapeo, donde se realizó la valoración del macizo rocoso mediante el índice GSI.

En una primera etapa se ejecutó un programa de mapeo superficial de celdas de 17 estaciones (E-1 a E-17) y posteriormente se complementó la investigación con 21 estaciones adicionales (EG-1 a EG-21) distribuidas en toda el área del tajo proyectado, teniendo en total 38 estaciones geomecánicas.

En las estaciones geomecánicas, se han extraído muestras representativas de roca intacta para la ejecución de ensayos de laboratorio. De acuerdo a los ensayos, los macizos rocosos presentan una resistencia a la compresión simple comprendida entre 35 MPa y 100 MPa, el peso específico se encuentra entre 25.0 KN/m³ y 26.8 KN/m³ y el ángulo de fricción de las discontinuidades se estimó en 33°. Además, los valores del GSI registrados en superficie indican una condición del macizo rocoso de regular a buena calidad geomecánica.

6.3.1.2. Taladros diamantinos orientados

El propósito de la orientación de taladros es proporcionar información acerca de la orientación y el espaciamiento de familias de discontinuidades que complemente la información obtenida del mapeo superficial. El mapeo superficial mostrará una tendencia hacia las estructuras de buzamiento pronunciado, mientras que los taladros mostrarán una tendencia general hacia estructuras más horizontales. Mediante la combinación de información de ambas fuentes, se obtiene una población global de orientaciones más representativa del macizo rocoso en estudio.

Se tiene información estereográfica de tres taladros previamente ejecutados en el área de estudio (denominados VCN-01, VCN-02 y VCN-03), estos registros permiten obtener información confiable que pueda ser usada para estimar la

resistencia del macizo rocoso tal como la dureza, el grado de fracturamiento, la condición de fracturas y su calidad geomecánica.

La ubicación en planta de las investigaciones geomecánicas se presentan en las Figuras 6.1, 6.2 y 6.3, donde se presentan las Zonas Norte, Sur y Centro respectivamente.

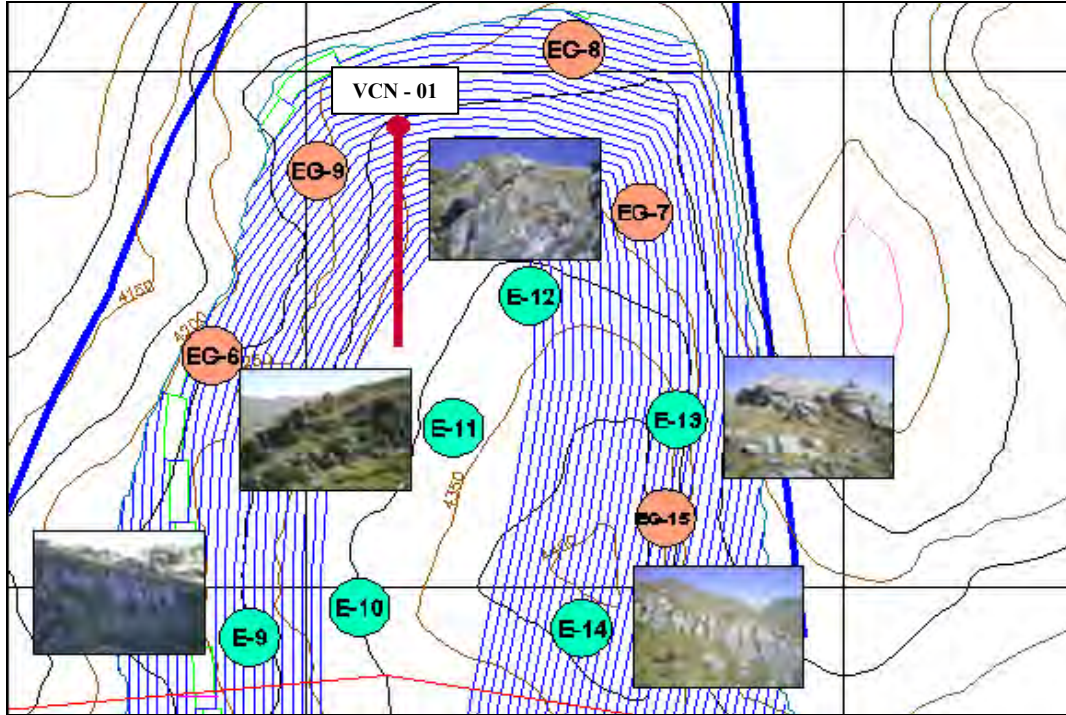


Figura 6.1.- Ubicación de estaciones geomecánicas y taladros, Zona Norte

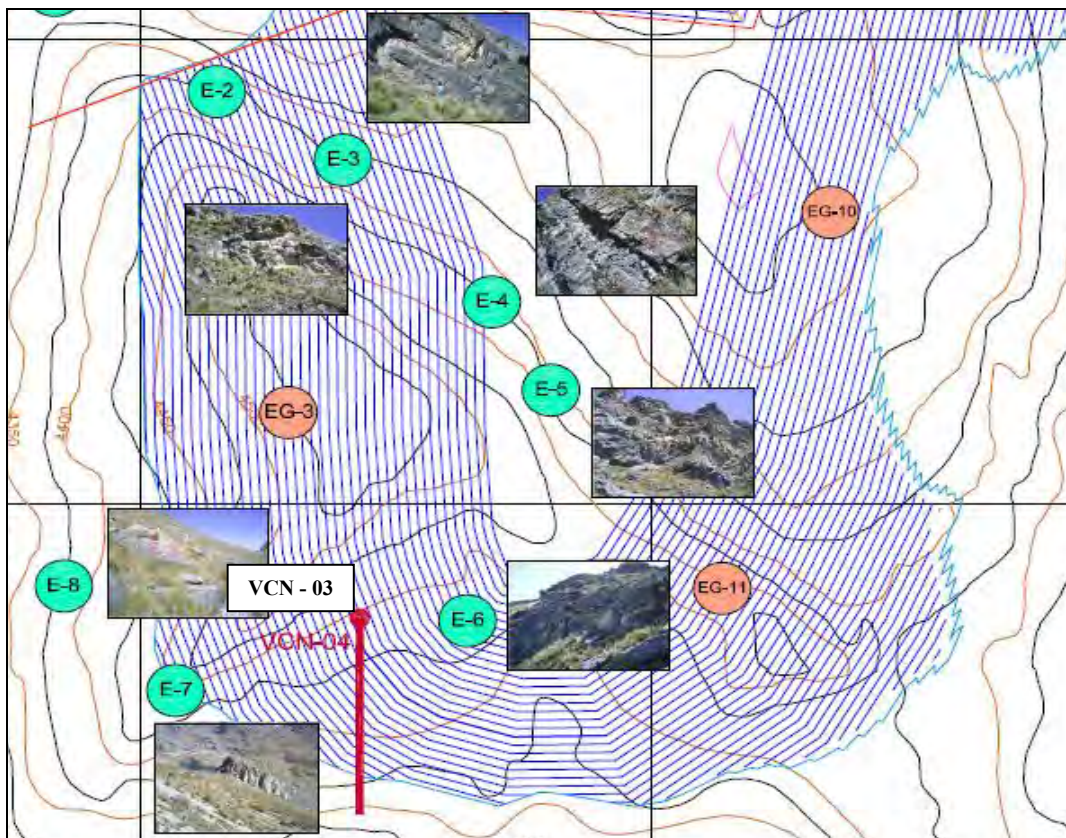


Figura 6.2.- Ubicación de estaciones geomecánicas y taladros, Zona Sur

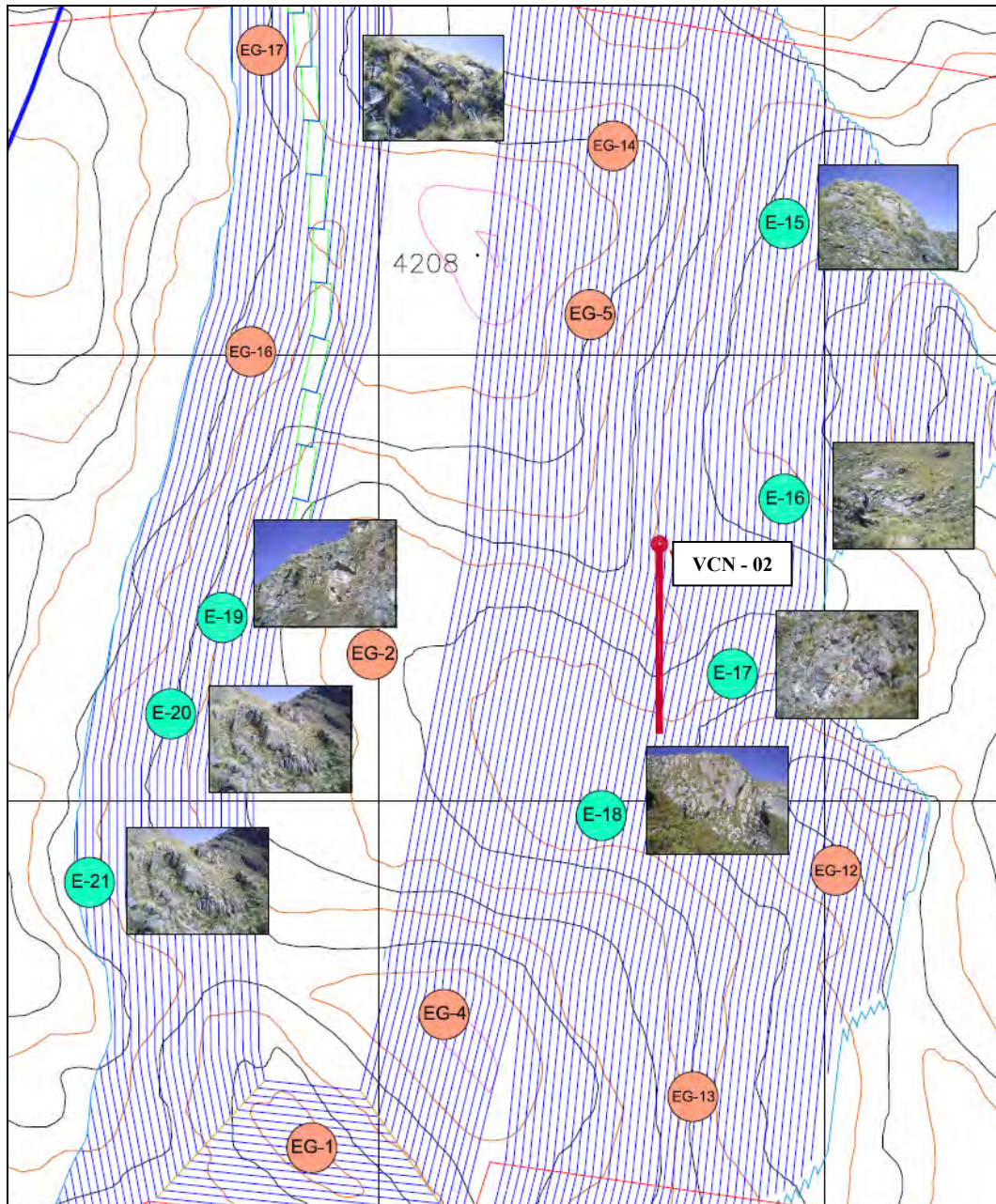


Figura 6.3.- Ubicación de estaciones geomecánicas y taladros, Zona Centro

De acuerdo a los registros obtenidos de los tres taladros ejecutados, se tienen valores promedio del índice RQD mayores que 50, la dureza (R) de la roca intacta mayores que 2.25 y condición de fracturas (CF) mayores que 15. Lo anterior indica que el macizo rocoso en estudio es competente en profundidad.

6.3.2. Evaluación estructural

La información estructural obtenida de los taladros y de los mapeos superficiales ha sido utilizada para el análisis estereográfico. Los datos de buzamiento y

dirección de buzamiento fueron analizados usando el software Dips 5.1 de Rocscience. Se definieron tres dominios geomecánicos denominados Norte, Centro y Sur en base a la distribución de las investigaciones geomecánicas, el diseño y análisis de los taludes se realizó para cada uno de estos dominios.

6.3.2.1. Estructuras orientadas en taladros

Los datos de orientación de estructuras orientadas obtenida en los taladros se graficaron en tres estereogramas correspondientes a la Zona Norte, Zona Centro y Zona Sur del tajo abierto, los cuales son presentados en las Figuras 6.4, 6.5 y 6.6 respectivamente.

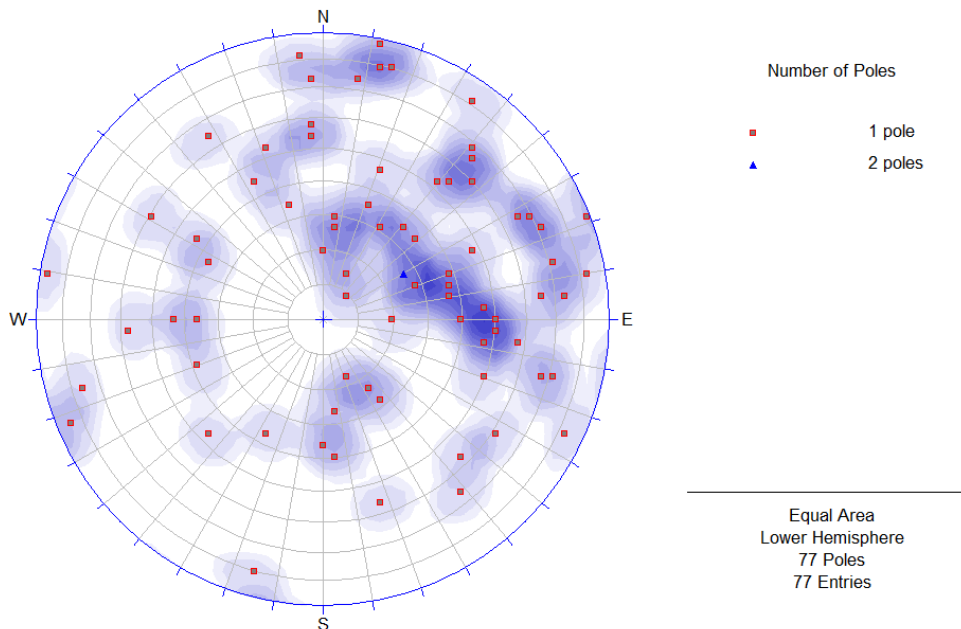


Figura 6.4.- Estereograma de taladros orientados, Zona Norte

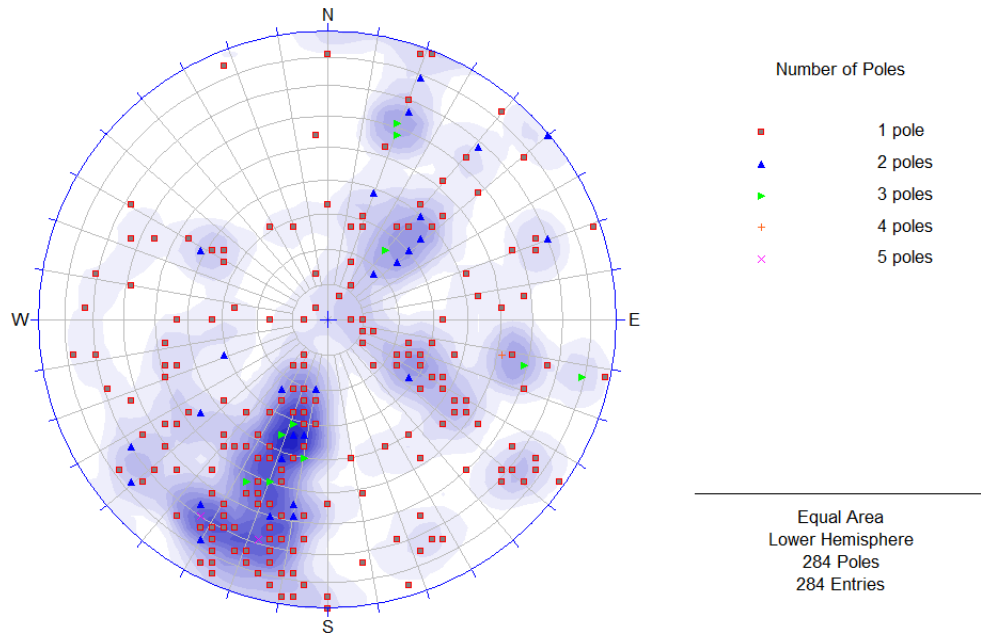


Figura 6.5.- Estereograma de taladros orientados, Zona Centro

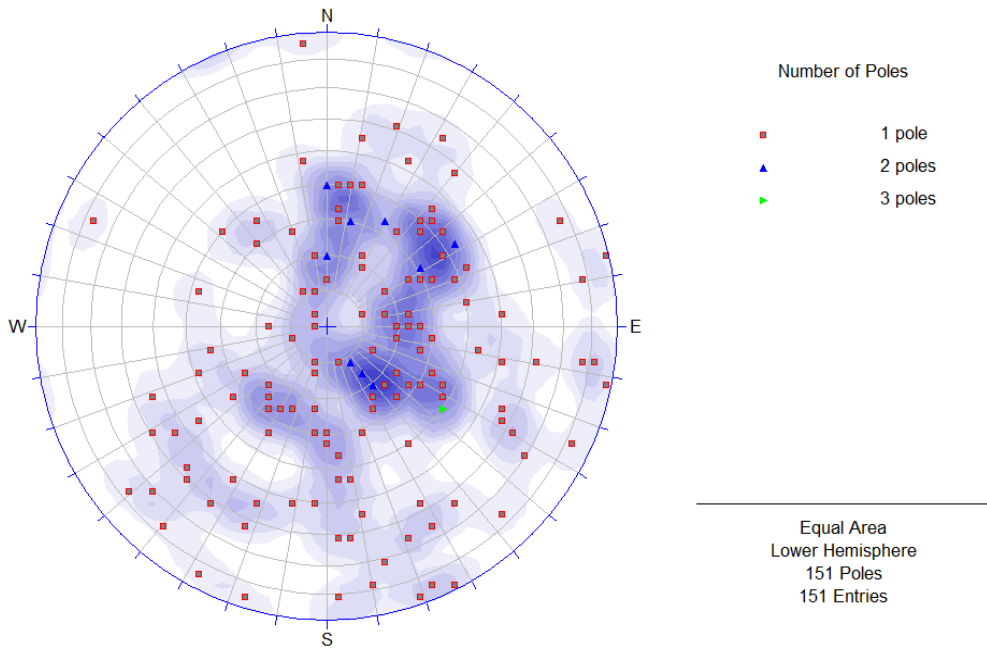


Figura 6.6.- Estereograma de taladros orientados, Zona Sur

6.3.2.2. Estructuras orientadas en mapeos superficiales

El propósito del mapeo de la fábrica estructural es proveer información adicional a los datos recolectados del logueo de la perforación orientada. La perforación orientada proporciona información sobre la orientación y las características de

las fracturas. Sin embargo, no puede dar información sobre la longitud de la fractura, y generalmente no puede dar información sobre el espaciamiento debido a las interrupciones frecuentes durante el proceso de perforación.

El mapeo de la superficie permite la recolección de información de estructuras de alto ángulo, lo que no se podría hacer en perforaciones orientadas, dependiendo de la inclinación de la orientación. También proporciona información sobre la longitud y el espaciamiento de las fracturas, cuyas distribuciones pueden ser mapeadas y analizadas.

Los datos de orientación de estructuras mapeadas en los afloramientos se graficaron en tres estereogramas correspondientes a la Zona Norte, Zona Centro y Zona Sur, los cuales son presentados en las Figuras 6.7, 6.8 y 6.9 respectivamente.

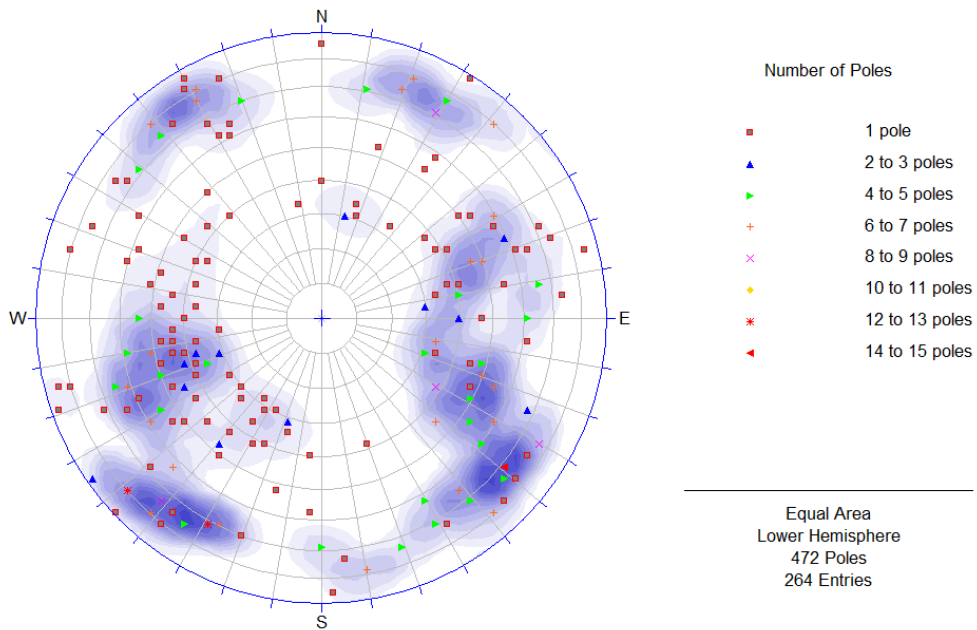


Figura 6.7.- Estereograma de mapeos superficiales, Zona Norte

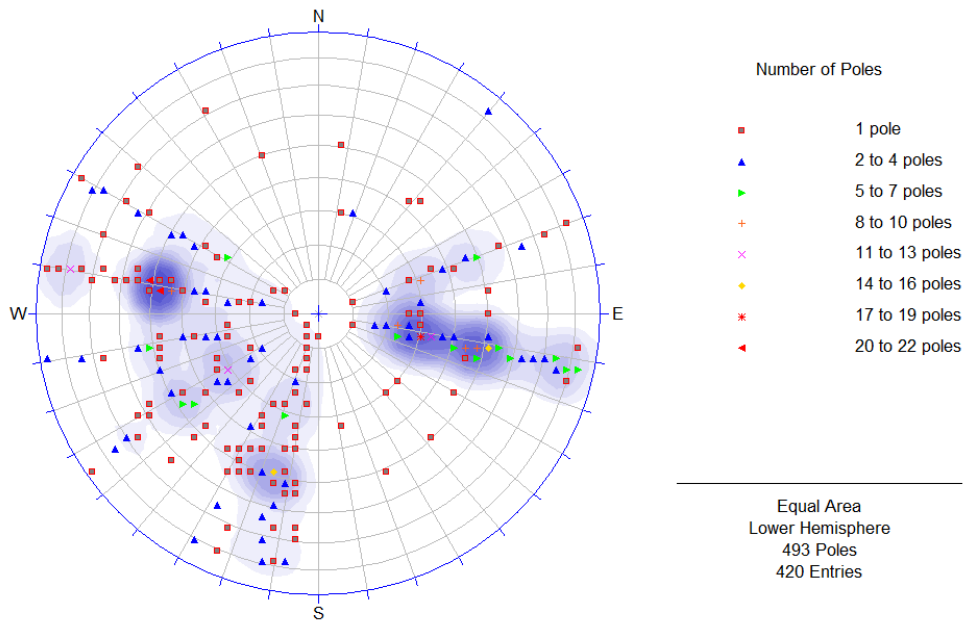


Figura 6.8.- Estereograma de mapeos superficiales, Zona Centro

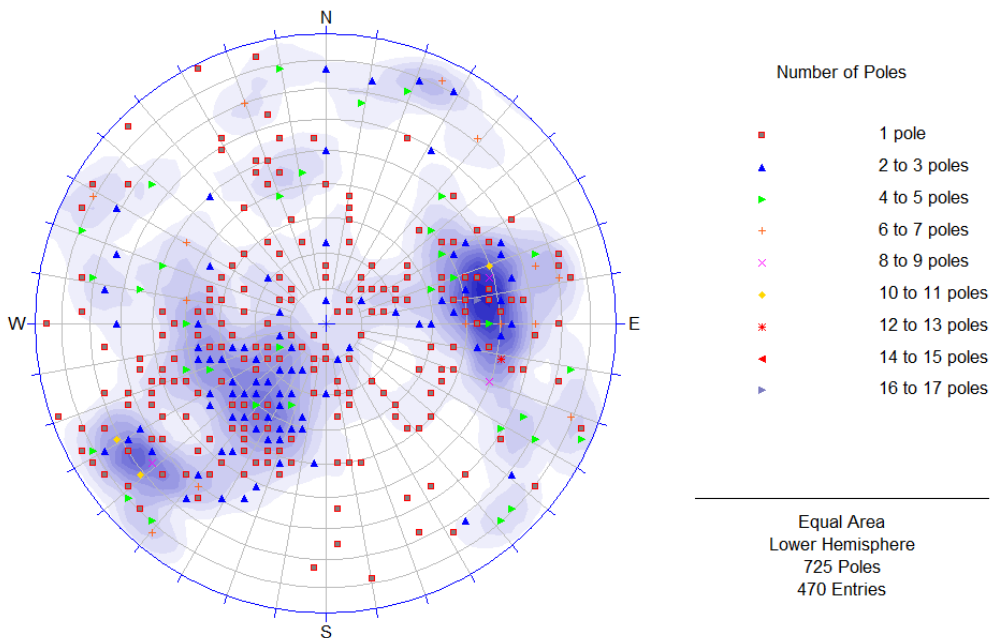


Figura 6.9.- Estereograma de mapeos superficiales, Zona Sur

6.3.2.3. Definición de dominios estructurales

En base a lo anterior, se definieron los dominios estructurales Norte, Centro y Sur, combinando los estereogramas de estructuras orientadas en taladros y los estereogramas de mapeos superficiales para cada zona. Los estereogramas que representan estos dominios se muestran en las Figuras 6.10, 6.11 y 6.12, incluyendo los contornos de frecuencia de las orientaciones de los planos.

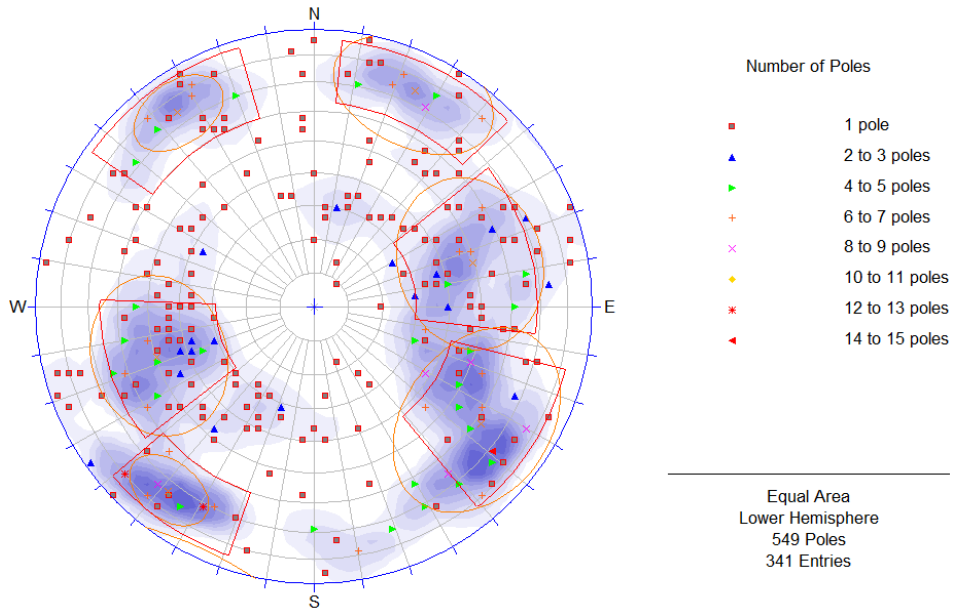


Figura 6.10.- Estereograma de combinación de mapeos y taladros, Zona Norte

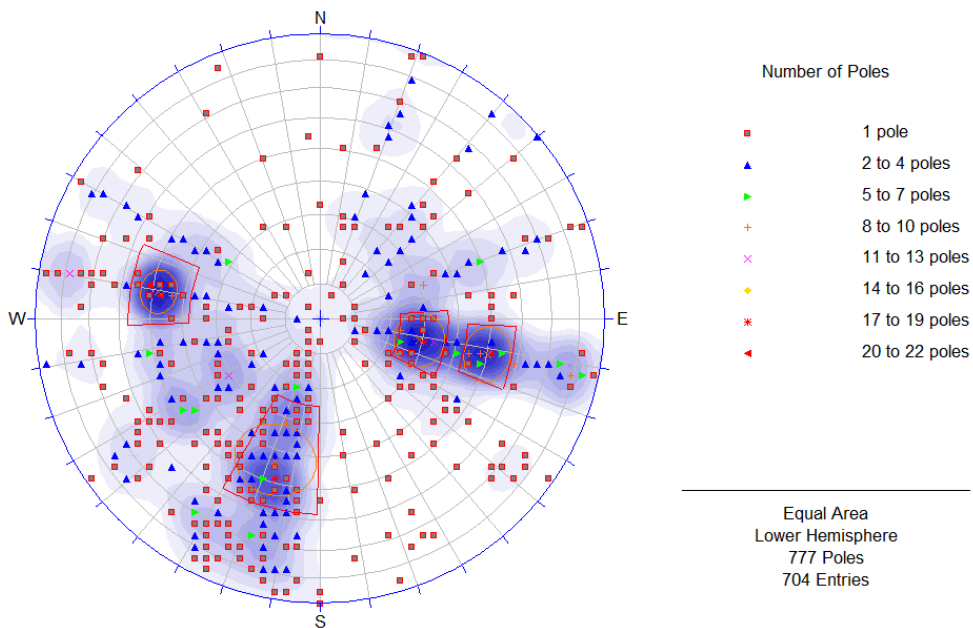


Figura 6.11.- Estereograma de combinación de mapeos y taladros, Zona Centro

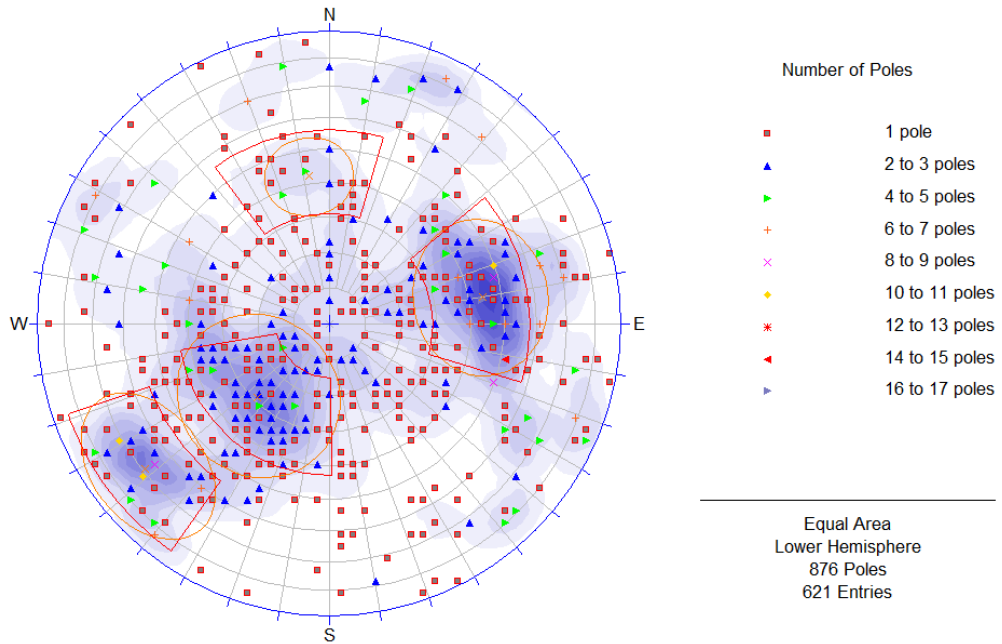


Figura 6.12.- Estereograma de combinación de mapeos y taladros, Zona Sur

6.3.2.4. Definición de familias de discontinuidades

A partir de los estereogramas combinados, generados para cada uno de los dominios estructurales, se definieron las familias de discontinuidades mediante un polo representativo al cual se le asignó un número de identificación. Para cada familia se trazaron conos de una y dos desviaciones estándar, de 68.27% y 95.44%, respectivamente. Las Figuras 6.13, 6.14 y 6.15 ilustran este análisis para las zonas Norte, Centro y Sur, respectivamente.

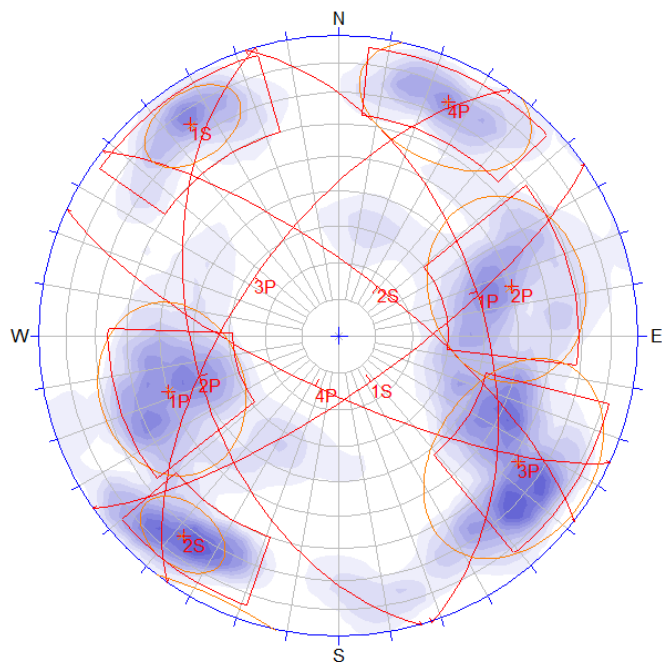


Figura 6.13.- Orientación de las familias de discontinuidades, Zona Norte

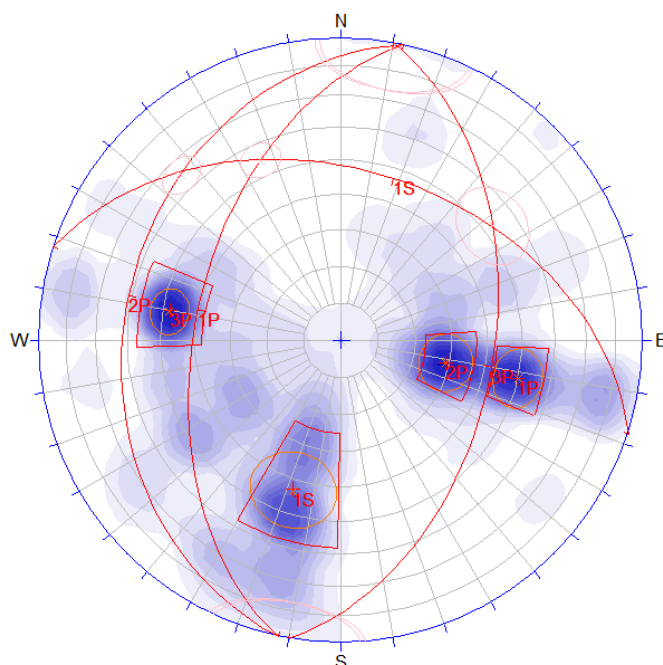


Figura 6.14.- Orientación de las familias de discontinuidades, Zona Centro

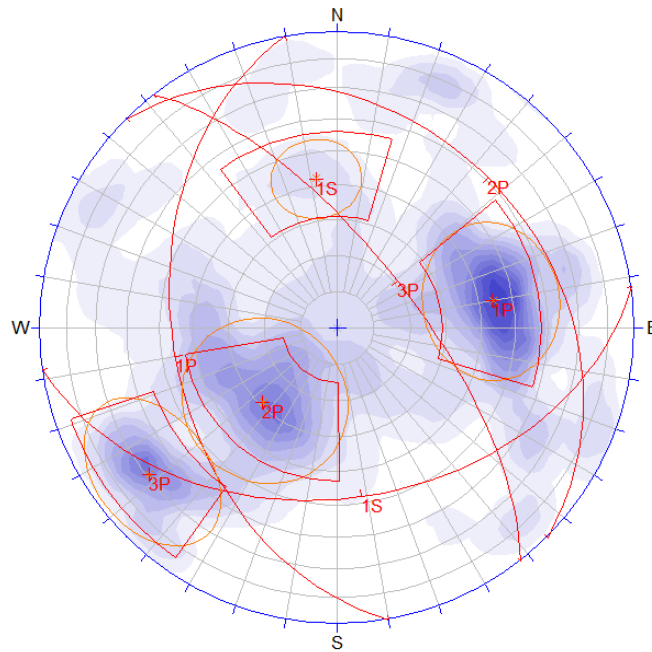


Figura 6.15.- Orientación de las familias de discontinuidades, Zona Sur

En los siguientes cuadros se presenta la orientación promedio para cada familia de discontinuidades, correspondiente a cada dominio estructural, estas orientaciones se han obtenido a partir de los estereogramas combinados de información superficial y en profundidad. La denominación “P” corresponde a una familia principal y “S” corresponde a una familia secundaria.

Cuadro 6.1.- Orientación de familias de discontinuidades - Zona Norte

Familia	Buzamiento (°)	Dirección de buzamiento (°)
01P	50	72
02P	50	254
03P	62	305
04P	75	205
01S	75	145
02S	73	38

Cuadro 6.2.- Orientación de familias de discontinuidades - Zona Centro

Familia	Buzamiento (°)	Dirección de buzamiento (°)
01P	50	282
02P	29	282
03P	48	100
01S	43	18

Cuadro 6.3.- Orientación de familias de discontinuidades - Zona Sur

Familia	Buzamiento (°)	Dirección de buzamiento (°)
01P	44	260
02P	29	45
03P	69	52
01S	42	172

De la información anterior se concluye que en la Zona Norte el macizo rocoso se presenta más fracturado que en las Zonas Centro y Sur, presentando también más sistemas de discontinuidades.

6.3.2.5. Identificación de cuñas potenciales

A partir de la orientación de las familias de discontinuidades definidas en cada dominio estructural se identificaron las cuñas potenciales que pueden ocurrir, por la intersección de los planos representativos de cada familia. Se identificaron posibles cuñas en base a la intersección de los planos representativos de la orientación promedio de cada juego de fracturas. Las Figuras 6.16, 6.17 y 6.18 ilustran las intersecciones indicadas para las Zonas Norte, Centro y Sur respectivamente. Las orientaciones de las cuñas potenciales fueron determinadas a partir de estas intersecciones.

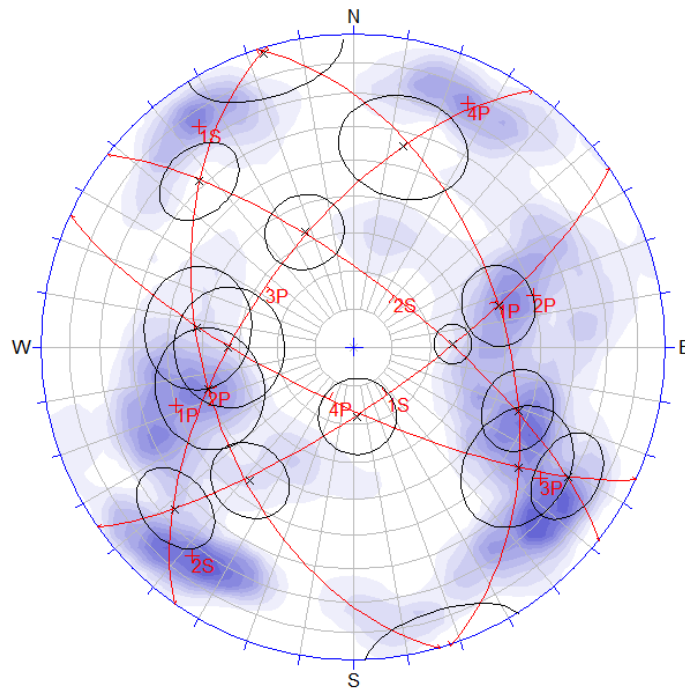


Figura 6.16.- Identificación de probables cuñas a partir de las familias de discontinuidades, Zona Norte

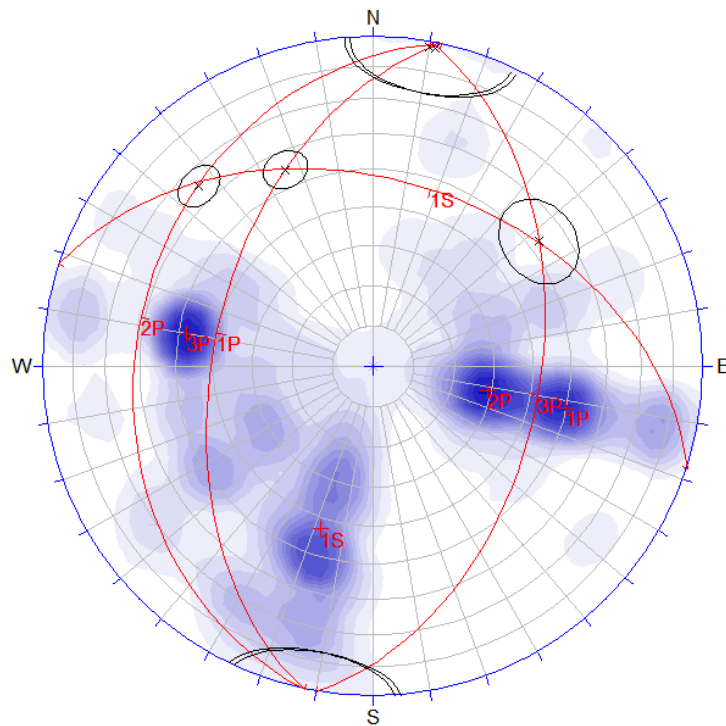


Figura 6.17.- Identificación de probables cuñas a partir de las familias de discontinuidades, Zona Centro

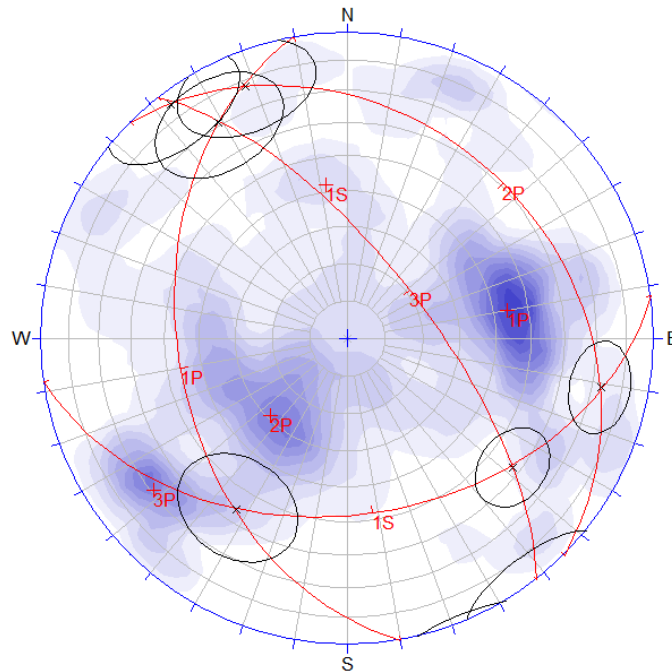


Figura 6.18.- Identificación de probables cuñas a partir de las familias de discontinuidades, Zona Sur

6.4. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

6.4.1. Propiedades geomecánicas de los dominios estructurales

Los valores promedio de RQD, dureza (R), condición de fracturas (CF) y RMR de los logeos de taladros geomecánicos fueron usados para estimar las propiedades de cada dominio geomecánico. Los valores promedio de estas propiedades se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 6.4.- Valores promedio de RQD, R, CF y RMR para los dominios geomecánicos

Dominio Geomecánico	Valores Promedio			
	RQD (%)	R	CF	RMR
Sur	70	3.5	20	60
Centro	70	2.5	17	50
Norte	65	3.2	20	60

6.4.2. Parámetros de resistencia del macizo rocoso y de las discontinuidades

Antes de calcular los parámetros de resistencia del macizo rocoso, se asignó un valor apropiado del índice GSI para cada dominio estructural. El valor de GSI es determinado a partir de una tabla gráfica (Figura 6.19) con la descripción de la condición promedio de juntas del macizo rocoso en el eje X y una descripción de sus características estructurales promedio en el eje Y.

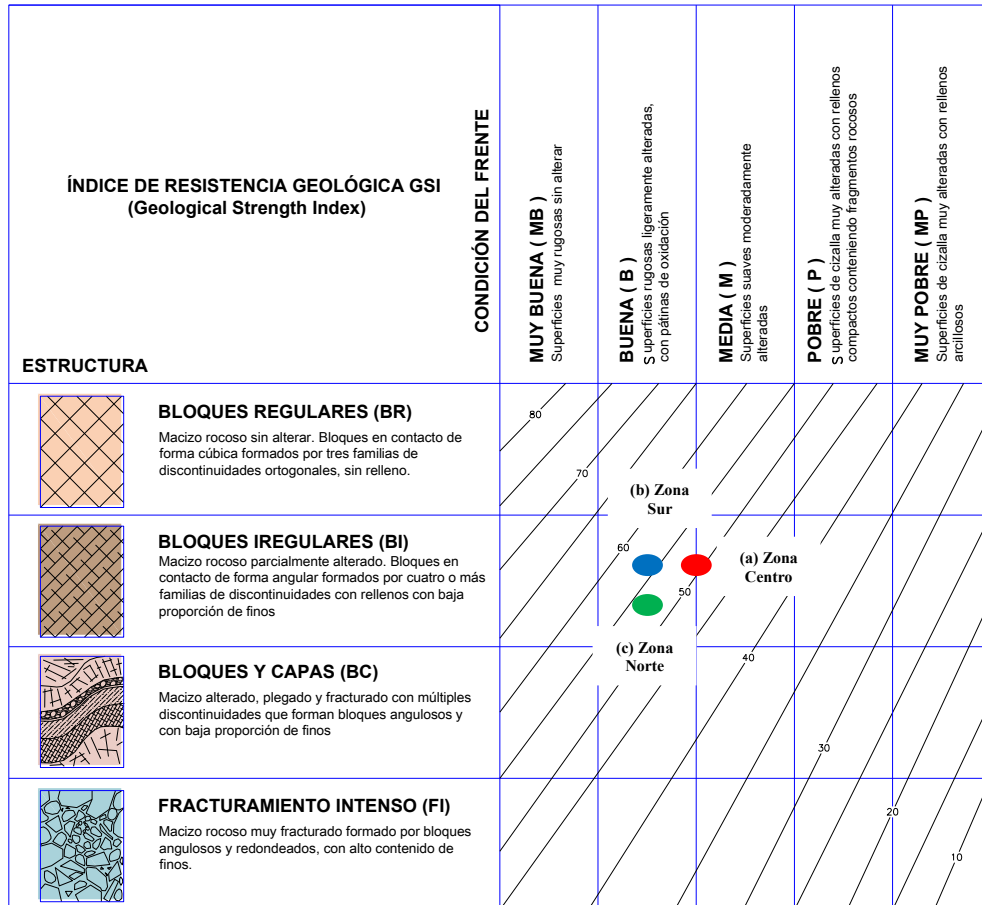


Figura 6.19.- Cálculo del índice GSI para cada dominio geomecánico

En el Cuadro 6.5 se muestran los valores estimados del índice GSI para cada dominio geomecánico, obtenido en base a la condición de las discontinuidades y de la estructura del macizo rocoso.

Cuadro 6.5.- Estimación de los valores del índice GSI para cada dominio geomecánico

Dominio Geomecánico	Condición de fracturas	Condición de la superficie de fracturas	Tipo estructural	GSI
Sur	20	Buena	Fracturada en Bloques/Disturbada	57
Centro	17	Media -Buena	Fracturada en Bloques/Disturbada	52
Norte	20	Buena	Fracturada en Bloques/ Disturbada	54

Se recomienda que la carta del GSI sea usada más como una herramienta cualitativa donde se obtiene un rango de valores, que como una herramienta cuantitativa para la cual un valor único de GSI es estimado.

En las Figuras 6.20, 6.21 y 6.22, se presentan las curvas de resistencia obtenidas con el programa Rocdata y usadas en el análisis de estabilidad global realizado en el programa Slide para cada dominio geomecánico, ambos programas fueron desarrollados por Rocscience. El resumen de los parámetros de resistencia del macizo rocoso es mostrado en el Cuadro 6.6.

Cuadro 6.6.- Parámetros de resistencia del macizo rocoso para cada dominio geomecánico

Dominio Geomecánico	GSI	RCS (MPa)	m_b	s	a	E (MPa)
Sur	57	80	0.371	0.0008	0.504	6691.37
Centro	52	70	0.259	0.0003	0.505	4693.74
Norte	54	35	0.299	0.0005	0.504	3723.95

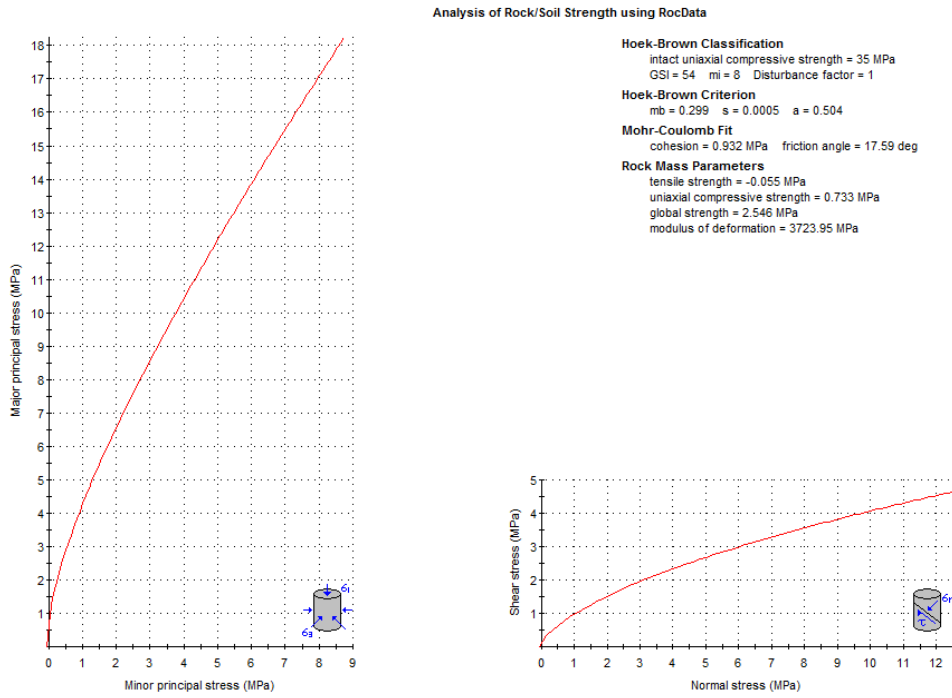


Figura 6.20.- Curva de resistencia del macizo rocoso, Zona Norte

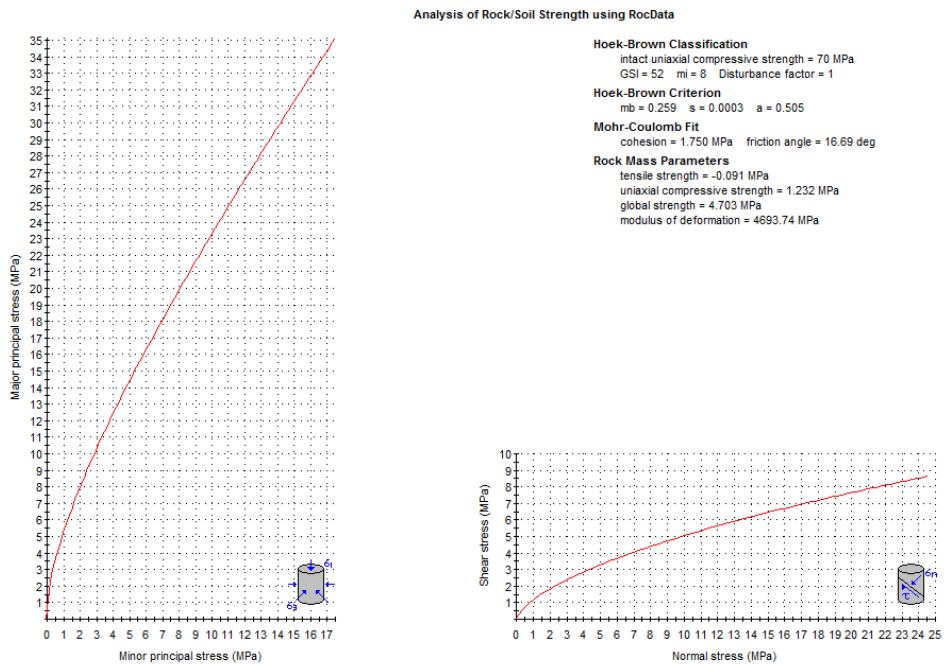


Figura 6.21.- Curva de resistencia del macizo rocoso, Zona Centro

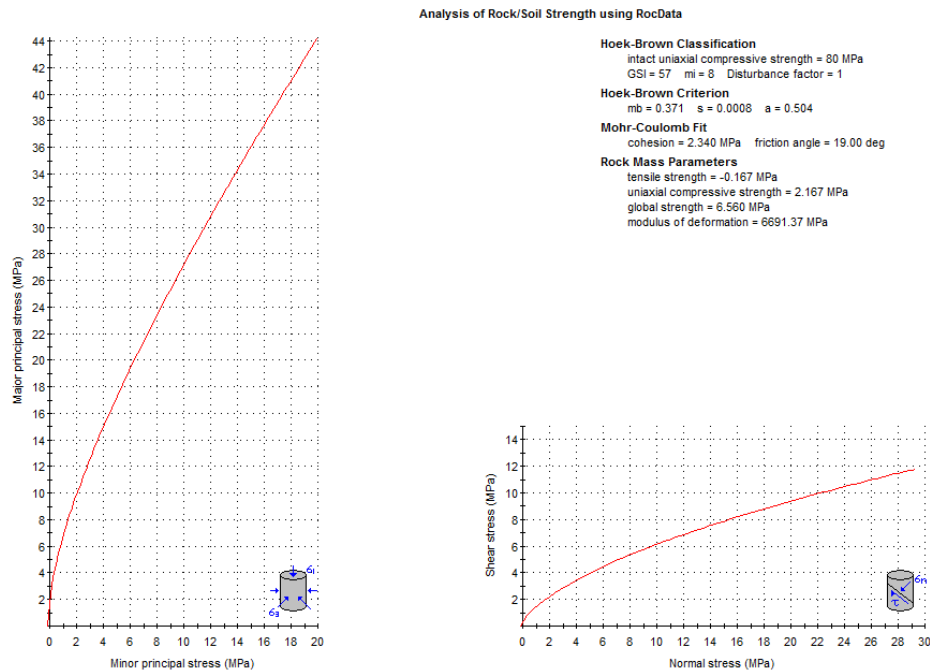


Figura 6.22.- Curva de resistencia del macizo rocoso, Zona Sur

6.5. DISEÑO DE LOS TALUDES DEL TAJO ABIERTO

6.5.1. Determinación de la posibilidad de rotura en la cresta

La determinación de la posibilidad de rotura en la cresta mediante el análisis estereográfico involucra dos etapas para cada sector de análisis. La primera etapa es el análisis de la pérdida de cresta por rotura plana, que utiliza los polos de fracturas en la red estereográfica, y la segunda etapa es el análisis de la pérdida de cresta por rotura tipo cuña, que utiliza las orientaciones de la intersección de las fracturas en la red estereográfica.

6.5.1.1. Pérdida de cresta debido a una rotura plana

Este análisis consiste en graficar la orientación de la cara del banco de la red estereográfica, asumiendo un ángulo inicial de la cara de banco de 70° (sombreado en verde en la Figura 6.23). Acto seguido es crear un delineado oval del rango de ubicaciones de los polos de fracturas con una orientación potencialmente adversa (línea magenta en la Figura 6.23). Finalmente es dibujar un círculo para el ángulo de fricción (arco marrón en la Figura 6.23, de 35° en este ejemplo). El área que contiene las ubicaciones adversas de los polos de fracturas estará dentro del ovalo magenta, pero fuera del círculo marrón (Figura

6.23). El área de orientaciones adversas de polos ha sido dividida en tres zonas, con el área más crítica en la Zona 1, y la menos crítica en la Zona 3.

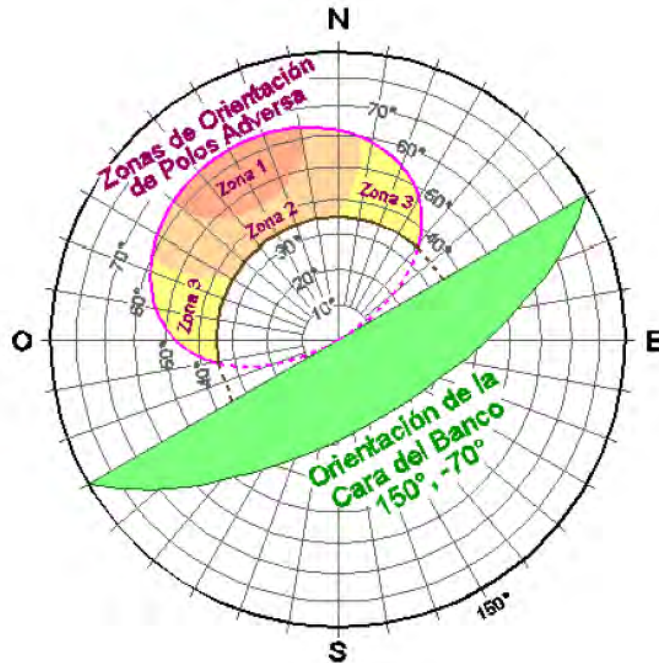


Figura 6.23.- Ejemplo de análisis de pérdida de cresta, rotura plana
(Crouse, R., et al., 2008)

6.5.1.2. Pérdida de cresta debido a una rotura en cuña

Consiste en graficar la orientación de la cara del banco de la red estereográfica, asumiendo un ángulo inicial de la cara de banco de 70° (sombreado en verde en la Figura 6.24). Después se dibujará un círculo para el ángulo de fricción (arco marrón en la Figura 6.24, de 35° en este ejemplo). El área que contiene las orientaciones de la intersección de las fracturas estará dentro del círculo marrón, pero fuera del área sombreada en verde (Figura 6.24).

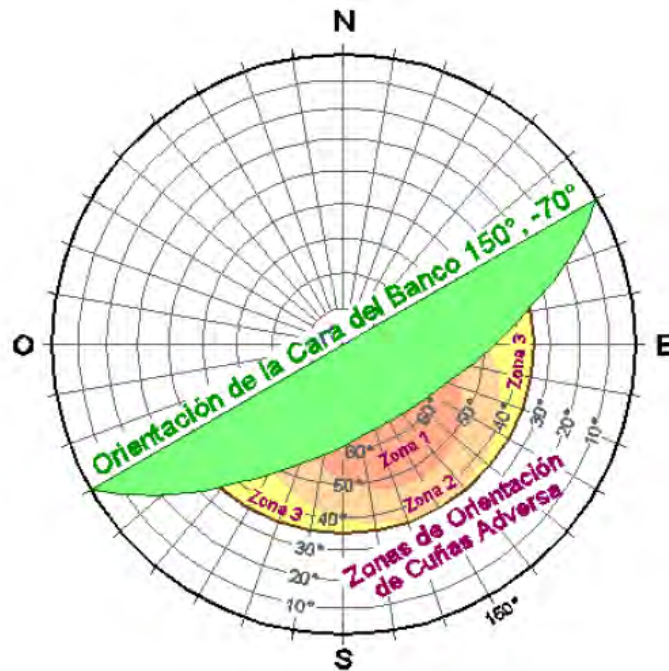


Figura 6.24.- Ejemplo de análisis de pérdida de cresta, rotura en cuña
(Crouse, R., et al., 2008)

En nuestro caso específico, de acuerdo a la orientación a los taludes del tajo abierto, cada sector de análisis correspondiente a cada dominio geomecánico, ha sido subdividido en sub sectores de análisis; así la Zona Norte se ha dividido en 8 sub sectores (N-1 hasta N-8), la Zona Centro en 7 sub sectores (C-1 hasta C-7) y la Zona Sur en 7 subsectores (S-1 hasta S-7).

En el **Anexo A** se presentan los estereogramas utilizados para definir las puntuaciones por la pérdida de cresta debido a la rotura plana o a la rotura en cuña para cada subsector de diseño definido del tajo abierto.

En base a los análisis de estereogramas para roturas planas y en cuña para cada sub sector de diseño (presentados en el Anexo A), se generó un cuadro que califica la posibilidad de rotura en la cresta de un banco debido a la combinación de los dos mecanismos de rotura analizados (Cuadro 6.7). Esta calificación o puntuación describe la posibilidad de rotura en la cresta del talud de banco como baja, moderada, alta o muy alta. En esta puntuación también se utilizó el criterio ingenieril para tomar en consideración la información del mapeo superficial sobre espaciamiento y longitud de las fracturas mapeadas.

Cuadro 6.7.- Posibilidad de rotura en la cresta del banco para cada sub sector de análisis

Dominio Geomecánico	Sub sector	Orientación (°)	Puntuación		Posibilidad de rotura en la cresta
			Rotura plana	Rotura en cuña	
Norte	N-1	91	4	3	Alta
	N-2	108	3	3	Alta
	N-3	130	2	2	Moderada
	N-4	176	2	2	Moderada
	N-5	208	3	3	Alta
	N-6	253	4	4	Muy Alta
	N-7	267	4	4	Muy Alta
	N-8	283	4	4	Muy Alta
Centro	C-1	96	4	1	Alta
	C-2	103	4	1	Alta
	C-3	87	4	2	Alta
	C-4	70	3	2	Moderada
	C-5	8	3	2	Moderada
	C-6	278	4	1	Alta
	C-7	282	4	1	Alta
Sur	S-1	72	4	0	Alta
	S-2	84	3	0	Moderada
	S-3	64	3	0	Moderada
	S-4	13	2	0	Baja
	S-5	324	2	0	Baja
	S-6	302	2	0	Baja
	S-7	284	2	0	Baja

La Figura 6.25 presenta las gráficas con las puntuaciones para la rotura plana en un eje y las puntuaciones para rotura en cuña en el otro, para las zonas Norte, Centro y Sur del tajo abierto en estudio. El gráfico resultante es usado luego para clasificar la posibilidad de rotura en la cresta del banco para cada orientación de los taludes (en la gráfica se presenta la orientación de los sub sectores de análisis).

Cada gráfica de red estereográfica tiene una puntuación numérica asociada desde 0 hasta 4. El número 0 indica una posibilidad muy baja de pérdida de

cresta, mientras que el número 4 indica una posibilidad muy alta de pérdida de cresta. Estas puntuaciones están basadas únicamente en el juicio ingenieril.

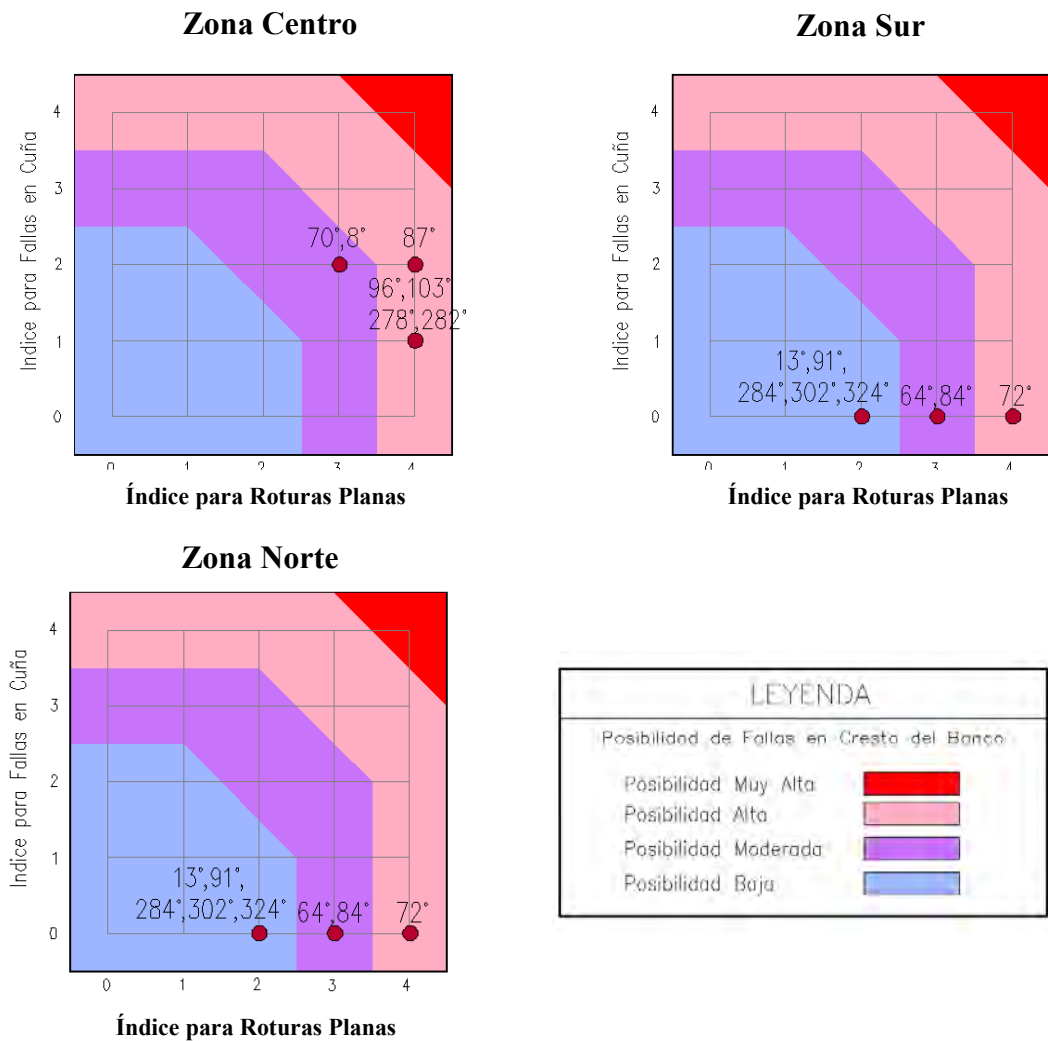


Figura 6.25.- Puntuaciones por roturas planas y en cuña para cada sub sector de análisis

Donde:

- 0 = No hay posibilidad de rotura en la cresta del banco
- 1 = Mínima posibilidad de rotura en la cresta del banco
- 2 = Alguna posibilidad de rotura en la cresta del banco
- 3 = Moderada posibilidad de rotura en la cresta del banco
- 4 = Alta posibilidad de rotura en la cresta del banco

6.5.2. Cálculo del ancho mínimo de la berma de seguridad

El diseño de una berma de seguridad consiste principalmente en mantener seguros al personal y a la maquinaria de la caída de rocas cuando estos trabajan cerca a la cara del banco. Antes de discutir el diseño de la berma de seguridad se debe comprender el concepto de “confiabilidad de la berma de seguridad”. Dicho de manera simple, confiabilidad de la berma de seguridad significa el porcentaje de la misma que mantiene al ancho mínimo del diseño de una berma de seguridad (AMBS).

En 1960, Ritchie propuso una fórmula para el ancho mínimo de una berma de seguridad versus su altura. Sin embargo esta fórmula es considerada muy conservadora para bermas de menos de 30 m de altura. Crouse (Crouse, R., et al., 2008) ha propuesto una nueva curva modificada, que sigue la fórmula de Ritchie para bermas de más de 30 m de altura pero que utiliza anchos mínimos menores para bermas de menos de 30 m de altura.

Se ha respetado la altura del banco simple considerado en el planeamiento de minado del tajo abierto, el cual es de 6 m, con este cambio se obtiene un ancho mínimo de la berma de seguridad de 4 m para bancos simples. La Figura 6.26 presenta la curva usada para la determinación de los anchos mínimos de la berma de seguridad propuesta por Crouse (Crouse, R., et al., 2008).

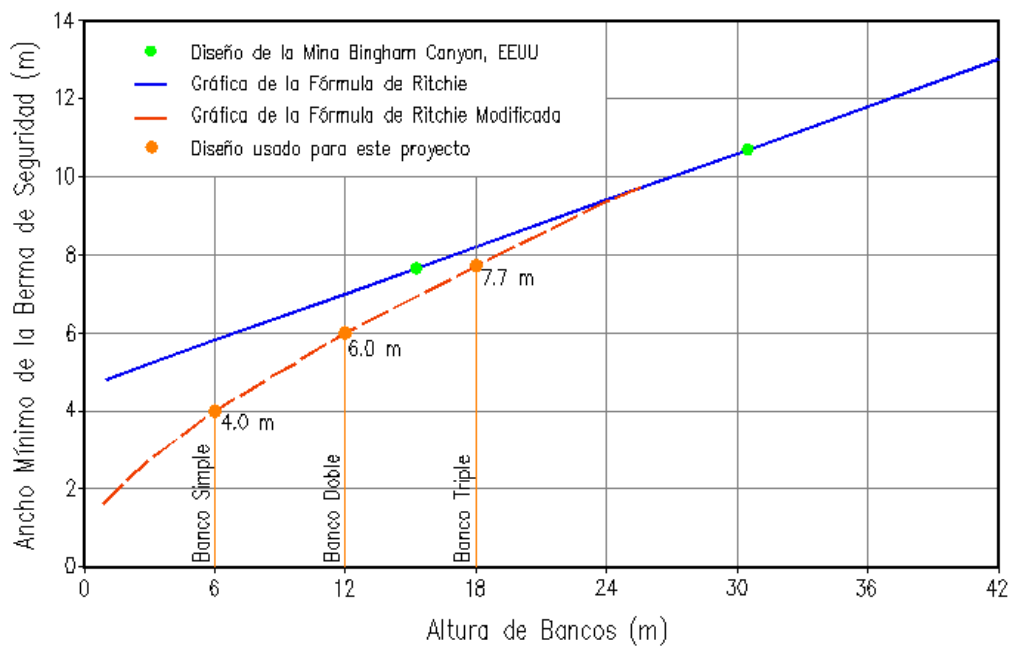


Figura 6.26.- Cálculo del ancho mínimo de la berma de seguridad (Crouse, R., et al., 2008)

Es casi imposible excavar bancos de mina sin que haya pérdida de cresta. Aun usando técnicas modernas de voladura y minado, siempre habrá porciones del banco con pérdida de cresta. Si la pérdida de cresta es grande, habrá una parte de la berma de seguridad cuyo ancho mínimo será más angosto que lo permitido. La Figura 6.27, muestra de forma esquemática, como la rotura en cuña reduce el ancho de la berma.

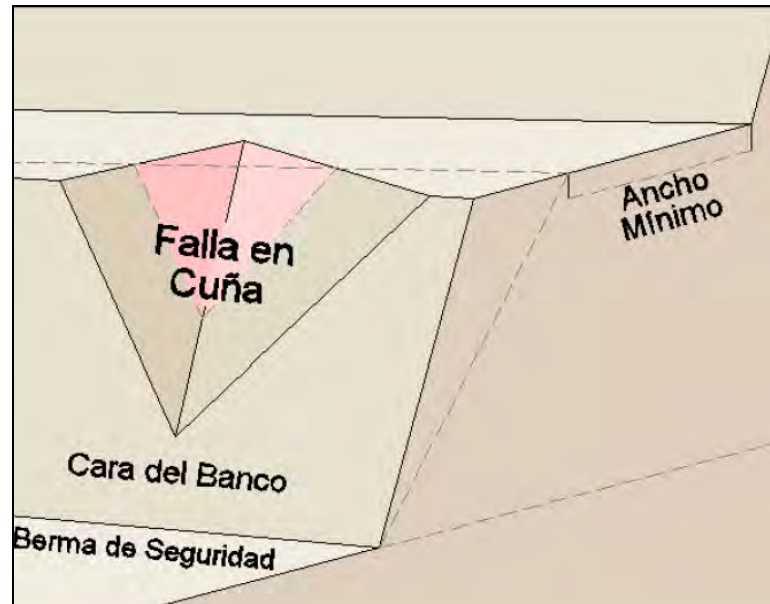


Figura 6.27.- Pérdida de cresta a menos del AMBS mínimo (Crouse, R., et al., 2008)

Las bermas de seguridad usualmente se diseñan para mantener una confiabilidad del 80% al 90%. Algunas veces, cuando se debe proteger infraestructura crítica, se considera un nivel de confiabilidad mayor.

Normalmente, el ángulo de la cara del banco excavado (ACB) será de 65° a 70° , dependiendo del equipo usado y del tipo de roca de minado. No se debe usar el ángulo de la cara del banco excavado para el diseño de la berma de seguridad, debido a que siempre hay pérdida de cresta adicional debido a las roturas planas y de cuña a lo largo de las fracturas, como se muestra en la Figura 6.28.

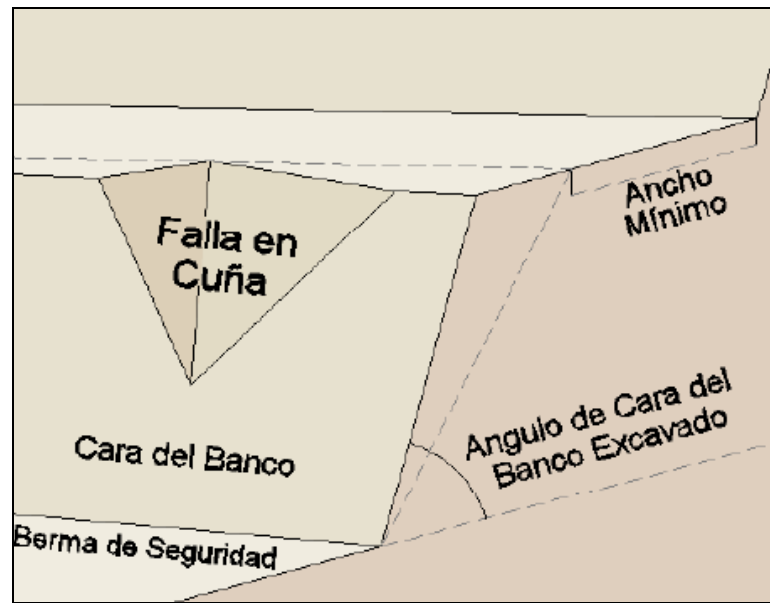


Figura 6.28.- ACB excavado vs AMBS mínimo (Crouse, R., et al., 2008)

El ángulo de cara del banco que debe ser usado en el diseño de la berma de seguridad es el ángulo que produce un ancho mínimo de la berma de seguridad aceptable para la confiabilidad deseada después de la excavación convencional (Figura 6.29).

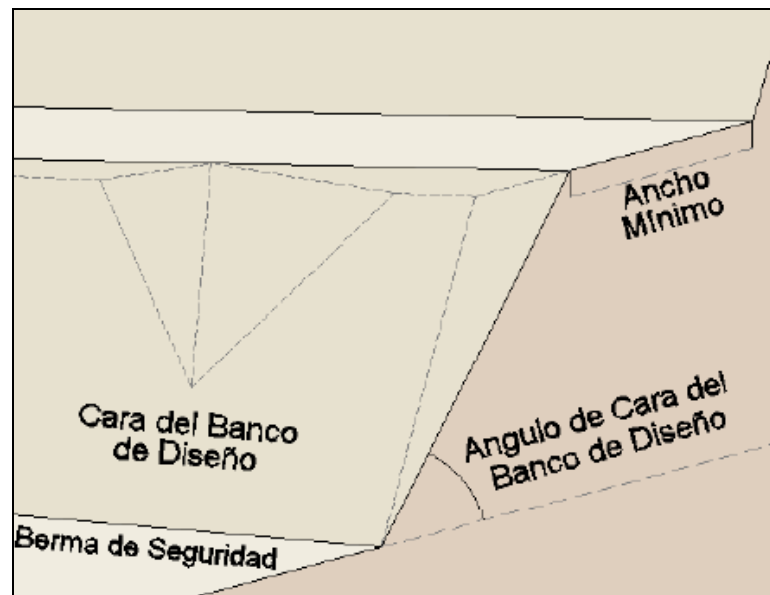


Figura 6.29.- ACB del diseño vs ACB excavado (Crouse, R., et al., 2008)

Algunas veces el ACB del diseño puede ser significativamente menor que el ACB excavado. Esto sucede especialmente en rocas que tienen fracturas largas y ampliamente espaciadas.

Un diseño riguroso de la berma de seguridad requiere de un mapeo detallado de las discontinuidades. En este caso se obtuvo información del mapeo de superficie, se recopiló información del espaciamiento promedio de los juegos de discontinuidades, lo cual indicó que el 80% del espaciamiento del juego de discontinuidades mapeado era menor que 0.5 m.

6.5.3. Estimación del ángulo de la cara del banco

Para estimar el ángulo de la cara del banco para el diseño de los bancos de seguridad, se asumió un valor fijo de pérdida de ancho de cresta a partir de un ángulo inicial de 70° para cada puntuación de posibilidad de rotura en la cresta. Estos valores de pérdida de ancho en la cresta se basaron en los datos de buzamiento, espaciamiento y persistencia de las principales familias de discontinuidades, utilizándose para el diseño de los bancos de seguridad en cada sub sector del tajo. La pérdida o caída asumida en la cresta de un banco, en combinación con el ancho mínimo de la berma de seguridad determinado con la fórmula de Ritchie modificada, controló el ángulo interrampa obtenible para configuraciones de bancos simples.

6.5.4. Diseño genérico de bancos simples

Para cada categoría de posibilidad de rotura se estimó una distancia horizontal de rotura desde la cresta del talud del banco, que varía de 0.5 m, 1 m, 1.5 m y 2 m, en base a la información de espaciamiento y persistencia de las familias de discontinuidades, lo que definió finalmente la inclinación de los taludes de los bancos en cada caso, y el talud interrampa obtenido, como se ilustra en las Figuras 6.30 a 6.33. Solamente se ha considerado el uso de bancos simples y ausencia de rampas.

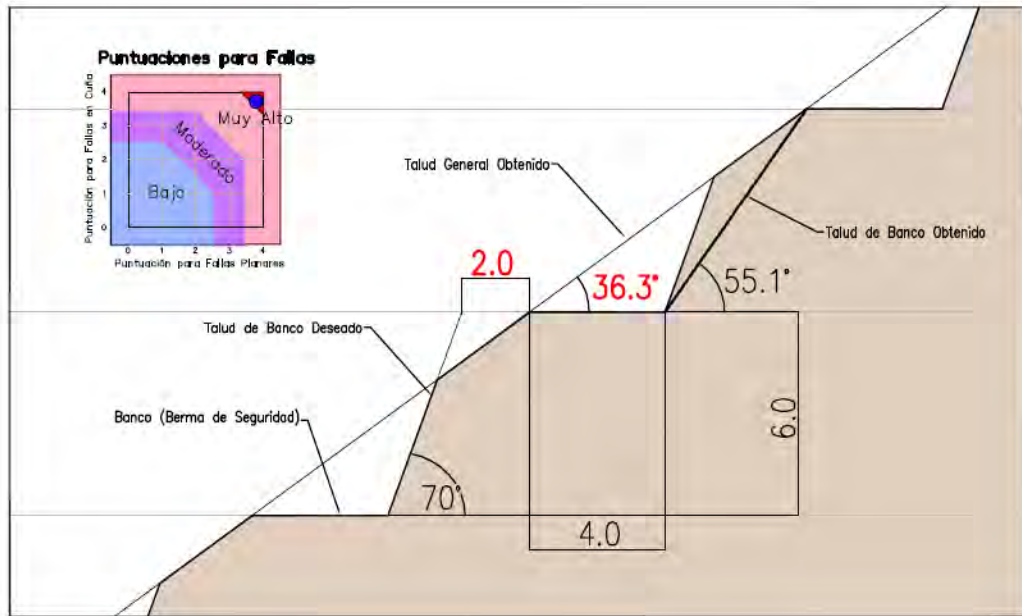


Figura 6.30.- Diseño genérico de bancos considerando muy alta posibilidad de rotura de la cresta

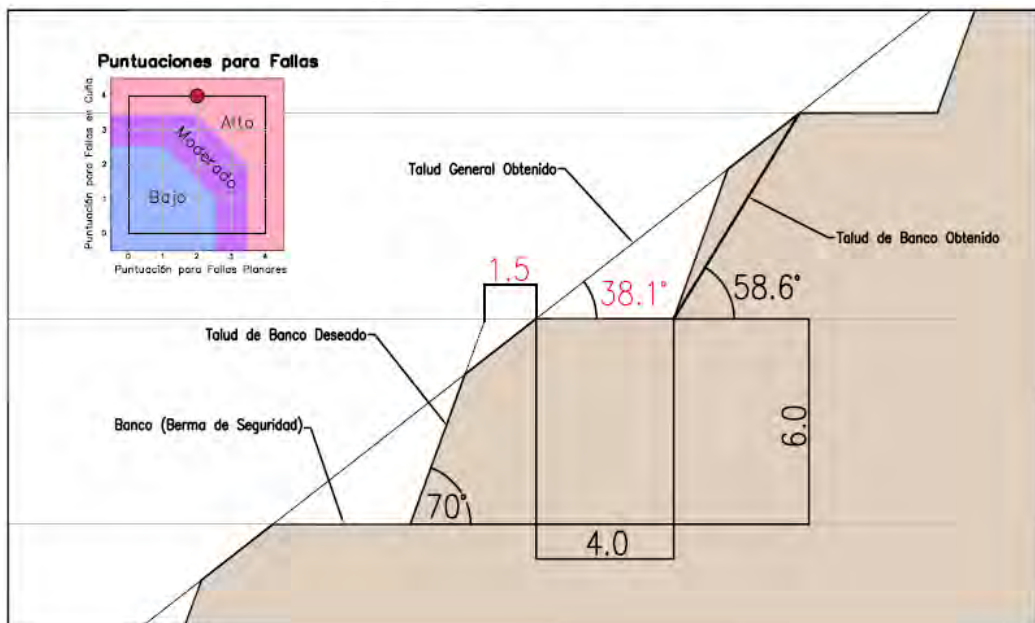


Figura 6.31.- Diseño genérico de bancos considerando alta posibilidad de rotura de la cresta

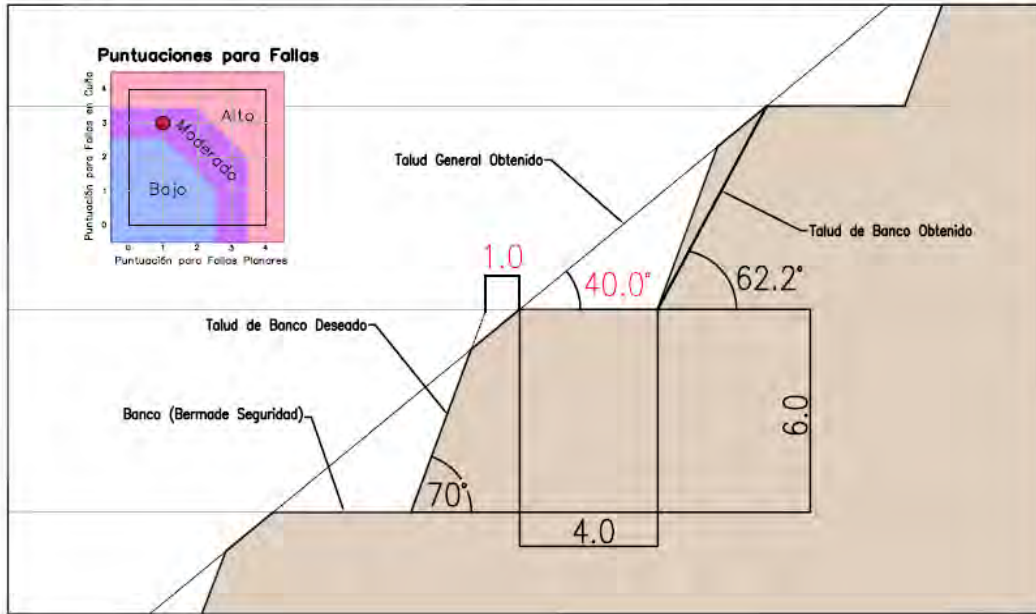


Figura 6.32.- Diseño genérico de bancos considerando moderada posibilidad de rotura de la cresta

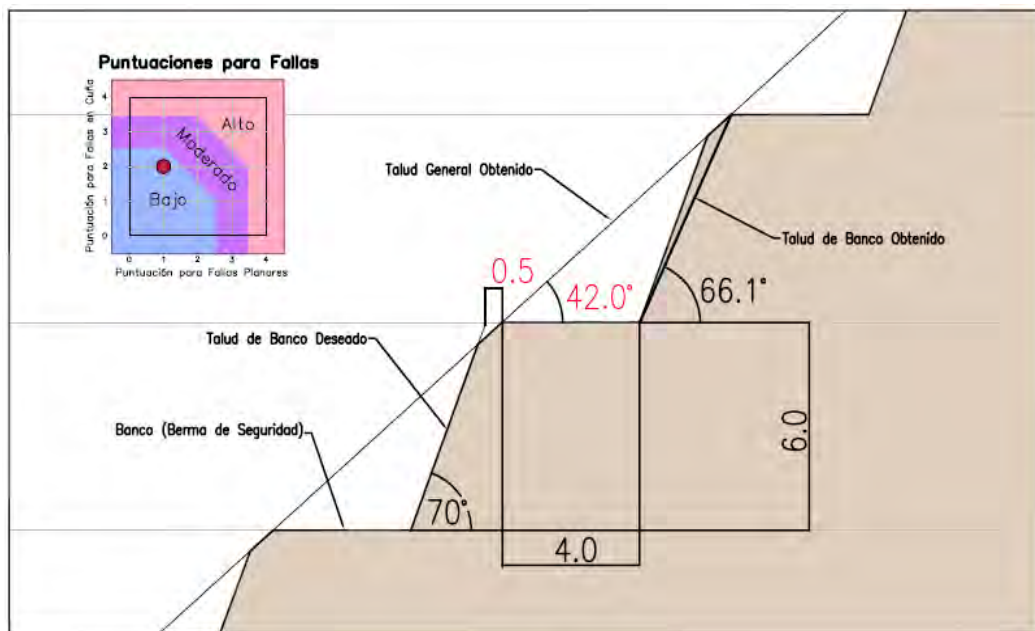


Figura 6.33.- Diseño genérico de bancos considerando baja posibilidad de rotura de la cresta

El Cuadro 6.8 resume las recomendaciones para el talud de banco e interrampa máximos para el tajo abierto, en función del sub sector del talud. El máximo ángulo interrampa recomendado varía de 36.3° a 42.0° según el sub sector del

tajo. Se recomienda el uso bancos simples con un ancho mínimo de banco de seguridad de 4.0 m.

Cuadro 6.8.- Máximos ángulos interrampa de acuerdo a la posibilidad de rotura en la cresta

Posibilidad de la rotura	Ancho mínimo del banco de seguridad (m)	Rotura en cresta de banco (m)	Ángulo de cara de banco (°)	Ángulo interrampa máximo (°)
Muy Alta	4.0	2.0	55.1	36.3
Alta	4.0	1.5	58.6	38.1
Moderada	4.0	1.0	62.2	40.0
Baja	4.0	0.5	66.1	42.0

Los ángulos interrampa indicados son aquellos ángulos máximos controlados por el diseño de los bancos simples. La Figura 6.34, muestra los sub sectores con los ángulos interrampa definidos e indicados en el Cuadro 6.9.

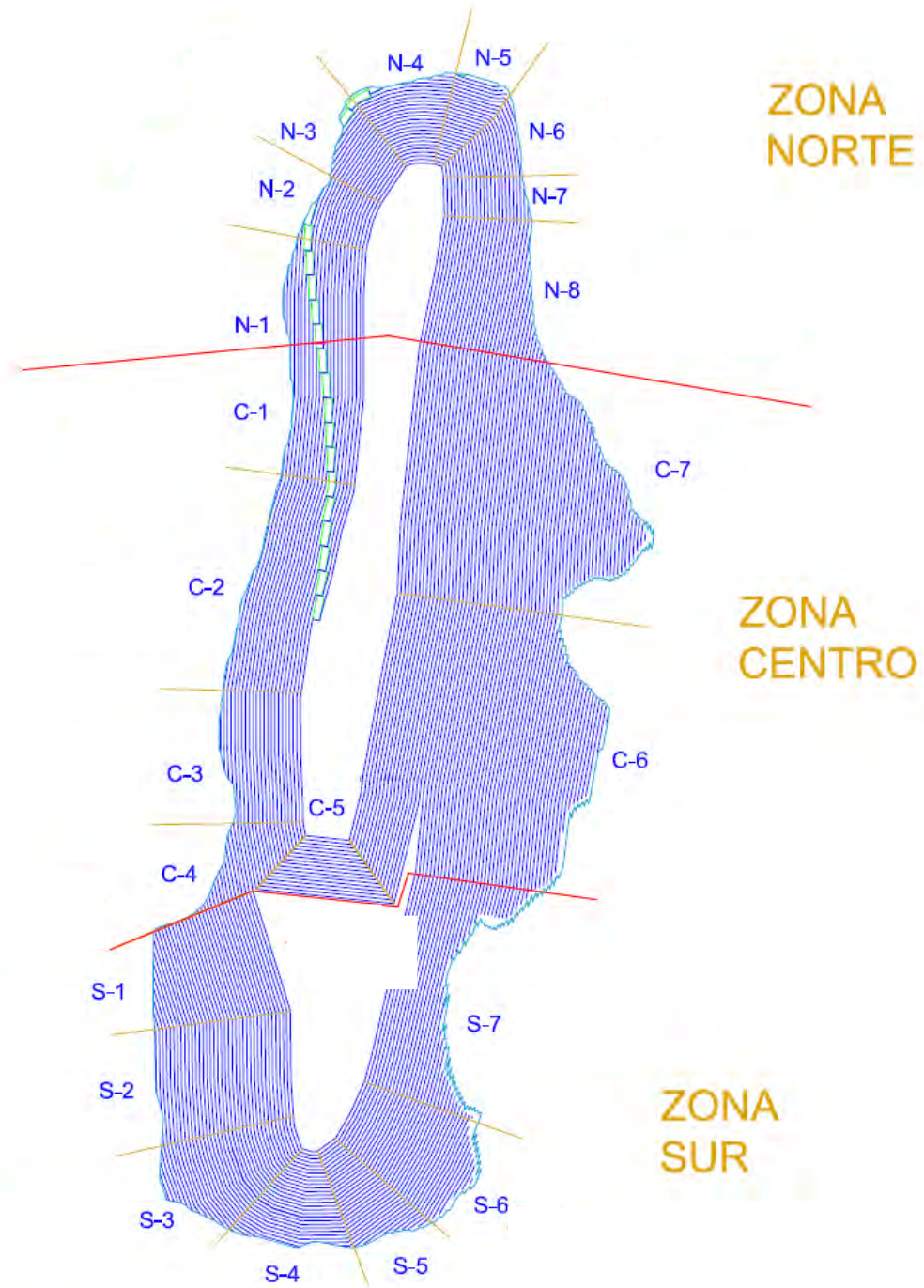


Figura 6.34.- Definición de sub sectores de análisis del tajo

Cuadro 6.9.- Ángulos de banco y ángulos interrampa máximos recomendados para cada sub sector de análisis

Dominio geomecánico	Sub sector	Posibilidad de rotura en la cresta	Máximo ángulo de banco	Máximo ángulo interrampa
Norte	N-1	Alta	58.6	38.1
	N-2	Alta	58.6	38.1
	N-3	Moderada	62.2	40.0
	N-4	Moderada	62.2	40.0
	N-5	Alta	58.6	38.1
	N-6	Muy Alta	55.1	36.3
	N-7	Muy Alta	55.1	36.3
	N-8	Muy Alta	55.1	36.3
Centro	C-1	Alta	58.6	38.1
	C-2	Alta	58.6	38.1
	C-3	Alta	58.6	38.1
	C-4	Moderada	62.2	40.0
	C-5	Moderada	62.2	40.0
	C-6	Alta	58.6	38.1
	C-7	Alta	58.6	38.1
Sur	S-1	Alta	58.6	38.1
	S-2	Moderada	62.2	40.0
	S-3	Moderada	62.2	40.0
	S-4	Baja	66.1	42.0
	S-5	Baja	66.1	42.0
	S-6	Baja	66.1	42.0
	S-7	Baja	66.1	42.0

6.6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO ABIERTO

Para el análisis de estabilidad de los taludes se usaron los parámetros promedio de resistencia de macizo rocoso usando el criterio generalizado de Hoek y Brown. Se ha considerado una sección de análisis para cada uno de los sub sectores del tajo abierto.

El ángulo interrampa máximo obtenido para cada sub sector (Cuadro 6.9), fue usado como valor inicial para el análisis de cada sección transversal. En todos los casos se asumió una superficie de rotura global para el análisis del talud final.

Para el análisis pseudo estático de los taludes del tajo abierto, se ha considerado un coeficiente sísmico de 0.15, conforme con los resultados del estudio de peligro sísmico de la zona de estudio, este valor corresponde a la mitad de la aceleración máxima obtenida en la roca base (PGA), la cual es de 0.30g correspondiente a un periodo de retorno de 475 años y una vida útil de 50 años. El resumen de los factores de seguridad obtenidos se presenta en el Cuadro 6.10.

Cuadro 6.10.- Resultados del análisis de estabilidad global de los taludes del tajo abierto

Dominio geomecánico	Sub sector	Número de bancos	Máximo ángulo interrampa	Altura del talud (m)	F.S. estático	F.S. pseudo estático
Norte	N-1	20 bancos	38.1	120	2.0	1.6
	N-2	17 bancos	38.1	102	2.3	1.8
	N-3	22 bancos	40.0	132	1.8	1.4
	N-4	25 bancos	40.0	150	1.7	1.3
	N-5	26 bancos	38.1	156	1.7	1.4
	N-6	22 bancos	36.3	132	2.0	1.5
	N-7	24 bancos	36.3	144	1.9	1.5
	N-8	35 bancos	36.3	210	1.7	1.3
Centro	C-1	18 bancos	38.1	108	2.3	1.9
	C-2	21 bancos	38.1	126	2.2	1.8
	C-3	23 bancos	38.1	138	2.1	1.7
	C-4	34 bancos	40.0	204	1.8	1.4
	C-5	16 bancos	40.0	96	2.6	2.0
	C-6	64 bancos	38.1	384	1.5	1.2
	C-7	67 bancos	38.1	402	1.5	1.2
Sur	S-1	35 bancos	38.1	210	2.6	2.0
	S-2	37 bancos	40.0	222	2.4	1.9
	S-3	41 bancos	40.0	246	2.3	1.8
	S-4	28 bancos	42.0	168	2.7	2.2
	S-5	34 bancos	42.0	204	2.5	2.0
	S-6	38 bancos	42.0	228	2.4	1.9
	S-7	34 bancos	42.0	204	2.5	2.0

En todos los casos, el factor de seguridad fue mayor que el valor mínimo aceptable de 1.3. Este criterio del valor de factor de seguridad mínimo se ha tomado debido a que en el diseño de tajos no existe la preocupación respecto a la protección de infraestructura específica. Finalmente, la Figura 6.35 muestra los valores de los ángulos interrampa finales recomendados en los diversos sectores del tajo y la sección de análisis en la que se realizó el modelamiento numérico (Capítulo VII).

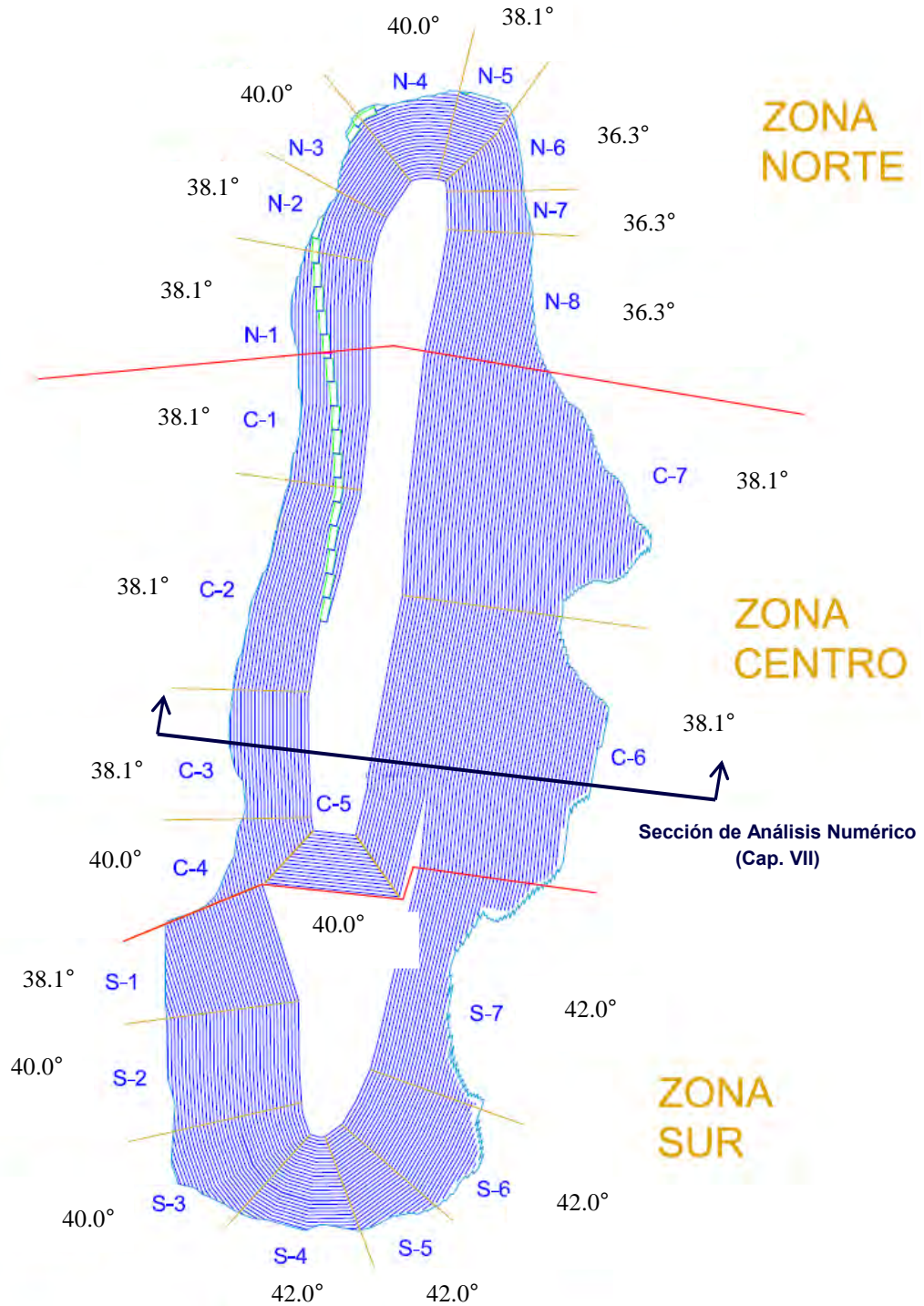


Figura 6.35.- Ángulos interrampa máximos recomendados para cada sub sector del tajo abierto

CAPÍTULO VII

EJEMPLO DE APLICACIÓN: PARTE 2 - ANÁLISIS DE TALUDES DE MACIZOS ROCOSOS BASADO EN EL MODELAMIENTO NUMÉRICO VÍA J-MEF

7.1. GENERALIDADES

Se ha modelado numéricamente los taludes correspondientes a los sub sectores C-3 y C-6 de la Zona Centro del tajo abierto, los cuales fueron diseñados en el Capítulo VI. Se ha elegido estas dos secciones, debido a que en estos casos en particular se tienen taludes de altura elevadas que permiten estudiar el efecto de la escala del problema al profundizar la excavación del tajo.

En la sección de análisis correspondiente al sub sector C-6 se presentan condiciones para la ocurrencia de roturas planas, debido a que presenta una familia de discontinuidades buzando desfavorablemente respecto a la orientación de la cara del talud. La geometría del talud de 384 m de altura y 64 bancos (excavación final) se presenta en la Figura 7.1.

En el sub sector C-6 se consideró la familia principal de discontinuidades "02P" de la Zona Centro ($282^\circ/29^\circ$) que tiene similar dirección de buzamiento que el talud (278°), debido a que en este sub sector se encuentra la mayoría de polos de discontinuidades que definen esta familia, esto de acuerdo al análisis estereográfico presentado en el Capítulo VI.

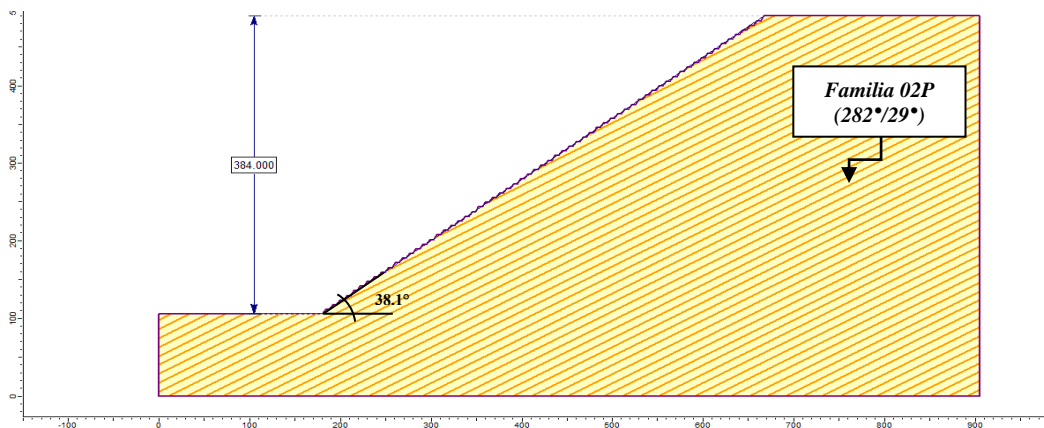


Figura 7.1.- Sección de análisis numérico (sub sector C-6)

Por otro lado, para la sección de análisis correspondiente al sub sector C-3 tenemos que, la orientación de las discontinuidades de la familia "01P" de la Zona Centro ($282^\circ/50^\circ$) puede producir rotura por vuelco de estratos por tener una orientación contraria respecto a la dirección de buzamiento del talud (87°). Se consideró esta familia debido a que en este sub sector se encuentra la mayoría de polos de discontinuidades que definen esta familia de acuerdo al análisis estereográfico presentado en el Capítulo VI.

En la Figura 7.2 se presenta la geometría de esta sección de 138 m de altura y 23 bancos. Este talud es de una altura inferior al talud correspondiente al sub sector C-6.

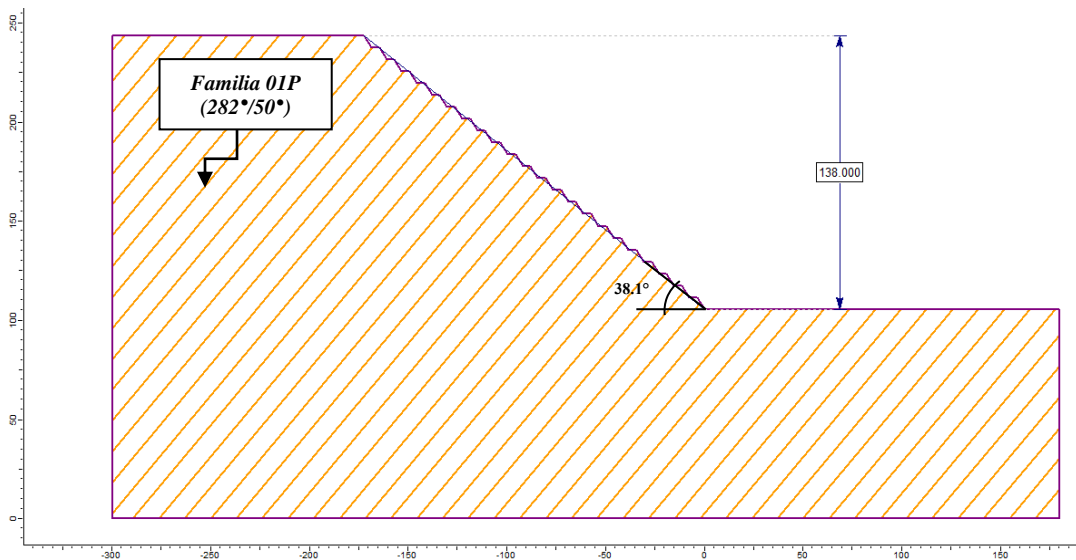


Figura 7.2.- Sección de análisis numérico (sub sector C-3)

En las Figuras 7.1 y 7.2, a pesar de que el espaciamiento entre las discontinuidades considerado es de 1 m, se está representando el espaciamiento como 10 m, solo por motivos de visualización.

7.2. CONDICIONES DE ANÁLISIS

En este apartado se describen las condiciones adoptadas para el modelamiento numérico del tajo abierto:

- **Software geotécnico utilizado:** Phase² v 7.0 (Rocscience, 2011).
- **Método de análisis:** Método de Elementos Finitos con representación explícita de los planos de las discontinuidades (J-MEF), el cual ha sido

utilizado conjuntamente con el análisis de reducción de los parámetros de resistencia al corte (SSR), con la finalidad de obtener el factor de seguridad por medio de análisis numérico (SRF).

- **Modelo constitutivo:** El modelo constitutivo elegido es el elasto-plástico con reblandecimiento, es decir, se considera variación de la capacidad resistente después de la plastificación. se utilizó el criterio de rotura generalizado de Hoek y Brown (Hoek, E., et al., 2002), considerando parámetros residuales de acuerdo a la calidad geomecánica del macizo rocoso.
- **Condiciones de contorno:** En cuanto a las condiciones de contorno, se han restringido los movimientos de la frontera inferior y en las fronteras laterales del modelo y en la superficie superior donde se realiza la excavación se ha permitido el libre movimiento.
- **Condicionantes externos:** No se consideró presencia de nivel freático, ni condiciones pseudo-estáticas.
- **Forma de los elementos finitos:** Se han considerado elementos finitos triangulares de 6 nodos.
- **Tipo de análisis:** Deformación plana.
- **Número de iteraciones:** 500
- **Tolerancia:** 0.001
- **Relación entre tensiones:** Se ha considerado una relación inicial entre la tensión horizontal y la vertical de $K_0=1$.
- **Fases de excavación:** Para realizar una mejor aproximación, en las simulaciones realizadas se ha considerado ocho fases de excavación, correspondiendo la primera fase al macizo rocoso sin excavar, y la última a la excavación final del talud. Esto ha permitido evaluar como varía el tipo de rotura del talud al incrementar la profundidad de la excavación.
- **Ley de fluencia:** Se ha optado por una ley de fluencia no asociada considerando la dilatación nula, la razón es porque es difícil conocer la dilatación en un macizo rocoso y, como señalan Griffiths y Lane (Griffiths, D.V. y Lane, P.A., 1999), las diferencias son prácticamente nulas en el factor de seguridad calculado.

- **Estado de tensiones iniciales:** Existen varias maneras de obtener este estado de tensiones inicial; algunos autores parten de un talud libre de tensiones iniciales y van aumentando la fuerza de la gravedad progresivamente hasta el valor real (Griffiths, D.V. y Lane, P.A., 1999); otros parten de un terreno nivelado modelando la excavación por medio de la eliminación de capas del mallado en etapas (Duncan, J.M., 1996; Lorig, L. y Varona, P., 2001). Si el terreno no está nivelado inicialmente, las dificultades para estimar el estado inicial son mayores porque es difícil encontrar un estado de tensiones iniciales que satisfaga la condición de equilibrio (Duncan, J.M., 1996).

El procedimiento aquí empleado ha sido considerar una primera fase donde la superficie todavía no se ha excavado y es horizontal. Se le asigna una carga gravitatoria igual al peso específico del material.

- **Módulo de deformación y coeficiente de Poisson:** Se ha tomado para cada caso el módulo de deformación recomendado por Hoek (Hoek, E. et al., 2002), según se describe en el Capítulo III y un coeficiente de Poisson $\nu = 0.25$.
- **Familias de discontinuidades:** Se consideró la familia "01P" ($282^\circ/50^\circ$) para el sub sector C-6 y la familia "02P" ($282^\circ/29^\circ$) para el sub sector C-3. Debido a que el modelo numérico es bidimensional, se está considerando el buzamiento aparente, producto de proyectar el buzamiento real en la sección de análisis 2-D.
- **Propiedades de las discontinuidades:** Se consideró que los planos de discontinuidades tienen un ángulo de fricción de 33° y cohesión nula. La rigidez normal de las discontinuidades se consideró de 100000 MPa/m y la rigidez al corte de 10000 MPa/m.
- **Condición de las discontinuidades:** Se consideró que en los extremos las discontinuidades se encuentran en condición "abierta".
- **Equilibrio:** En los análisis realizados, para obtener el estado de equilibrio límite se ha ido reduciendo progresivamente los parámetros de resistencia del macizo rocoso, pasando de una situación estable a una situación inestable donde no se alcanza la convergencia del sistema, de esta manera se obtiene el factor de seguridad mediante la metodología SSR.

- **Factor de seguridad:** Se considera un factor de seguridad mínimo de 1.3 para garantizar la estabilidad en condiciones estáticas.
- **Mecanismo de rotura:** El mecanismo de rotura de los taludes se obtiene a partir de los contornos de desplazamientos totales obtenidos con el programa Phase².

7.3. CASOS ANALIZADOS

7.3.1. Análisis de la rotura plana

Con la finalidad de estudiar la variación del mecanismo de rotura con la altura del talud, se analizó la estabilidad considerando la excavación por etapas, esto es para 1, 2, 3, 4, 5, 10, 20 y 64 bancos (excavación final) en la sección del sub sector C-6.

El mecanismo de rotura se ha identificado a partir de los contornos de desplazamientos totales obtenidos con el programa Phase².

En el análisis de estabilidad a nivel de bancos, las discontinuidades son más influyentes que las propiedades de la roca intacta, la rotura está controlada por los sistemas de discontinuidades debido a que su espaciamiento y persistencia son del mismo orden de magnitud que la altura del talud, por lo que se producen roturas planas; esto es evidente en el análisis de estabilidad considerando 1 banco de excavación que se presenta en la Figura 7.3, donde se nota claramente el deslizamiento del bloque de roca a través de las discontinuidades.

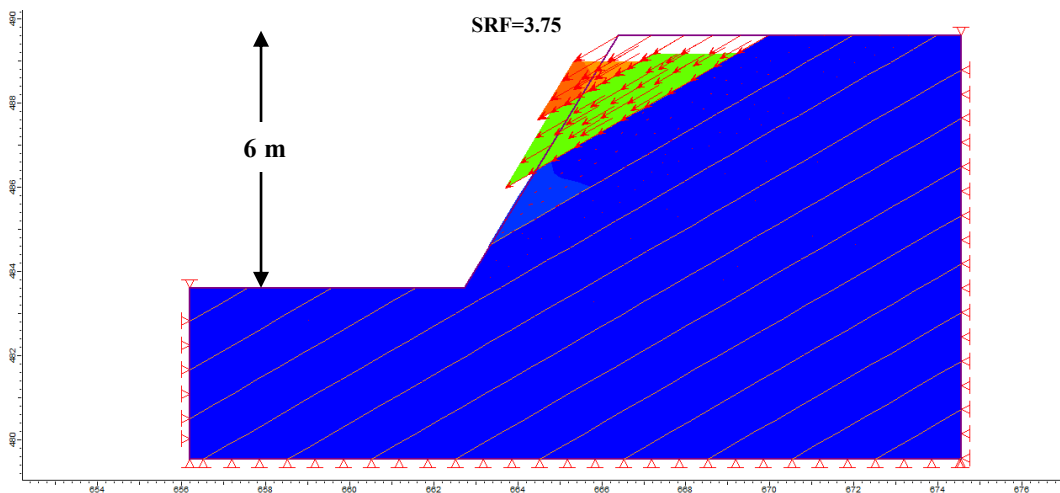


Figura 7.3.- Análisis numérico del mecanismo de rotura plana para 1 banco

Para la excavación de 2, 3, 4, 5 y 10 bancos se tiene también un deslizamiento plano pero con algo de rotura por corte a través de la roca intacta, aunque aún se nota claramente que el modo de rotura está gobernado por las discontinuidades del macizo rocoso (Figura 7.4 a Figura 7.8). Conforme la altura del talud es incrementada el factor de seguridad disminuye, aunque el talud sigue siendo estable.

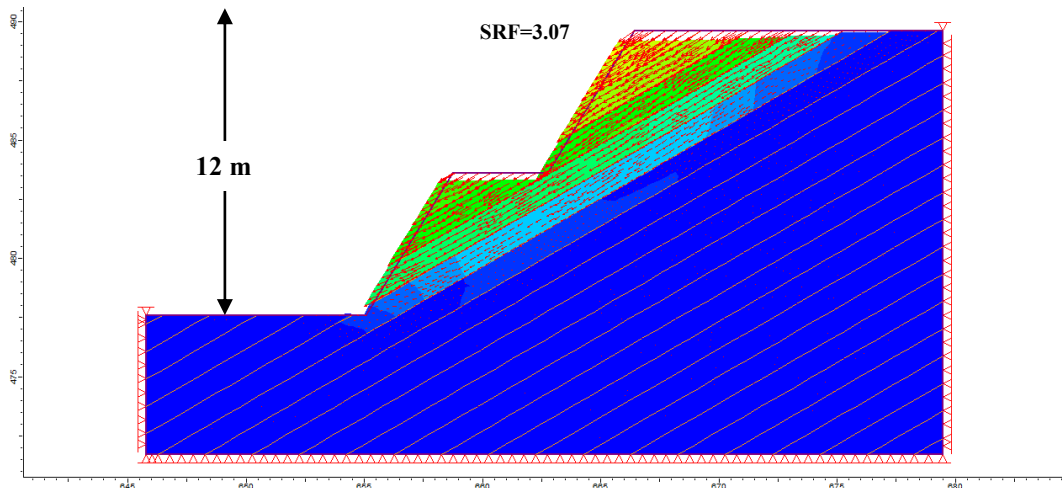


Figura 7.4.- Análisis numérico del mecanismo de rotura plana para 2 bancos

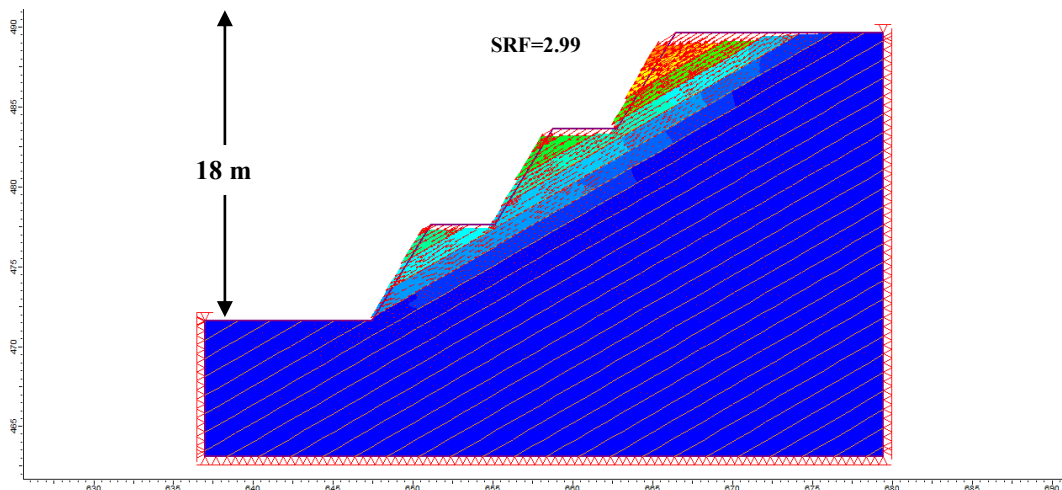


Figura 7.5.- Análisis numérico del mecanismo de rotura plana para 3 bancos

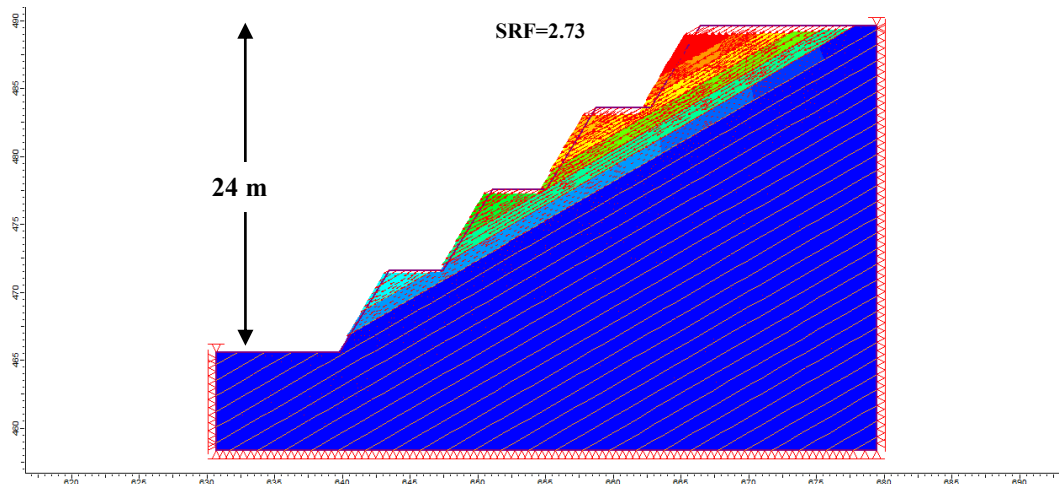


Figura 7.6.- Análisis numérico del mecanismo de rotura plana para 4 bancos

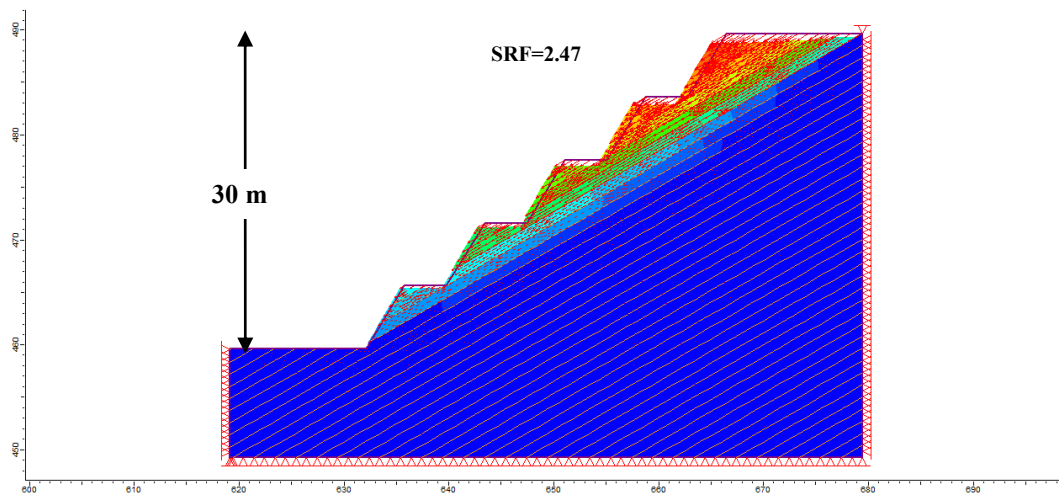


Figura 7.7.- Análisis numérico del mecanismo de rotura plana para 5 bancos

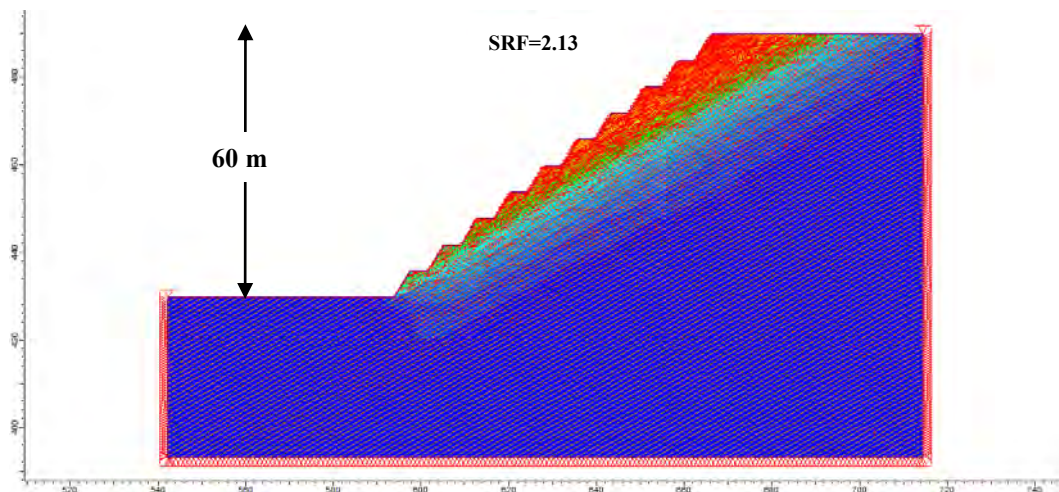


Figura 7.8.- Análisis numérico del mecanismo de rotura plana para 10 bancos

Al incrementar la profundidad de la excavación se desarrollan mecanismos de rotura más complejos, por ejemplo al excavar 20 bancos se produce una rotura producto de la combinación del deslizamiento a través de los planos de discontinuidades y la rotura por corte a través de los bloques de roca intacta (Figura 7.9). El factor de seguridad disminuye aún más, sin embargo el mecanismo de rotura asociado es diferente a los anteriores.

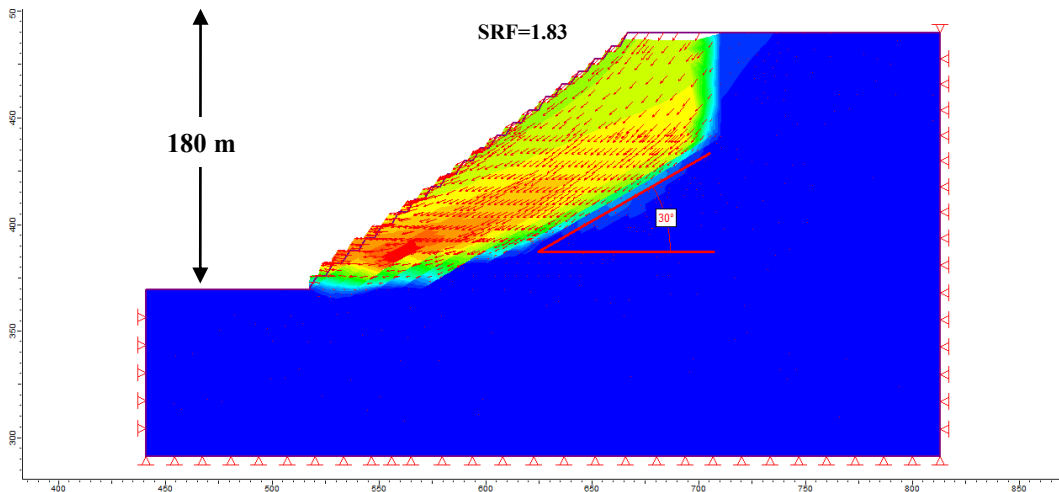


Figura 7.9.- Análisis numérico del mecanismo de rotura plana para 20 bancos

En la Figura 7.10 se presentan las deformaciones máximas por tensiones de corte en el macizo rocoso, donde se observa que la rotura compleja comienza a desarrollarse en la cresta y en el pie del talud y luego progresa a través del macizo rocoso siguiendo aproximadamente el buzamiento de las discontinuidades.

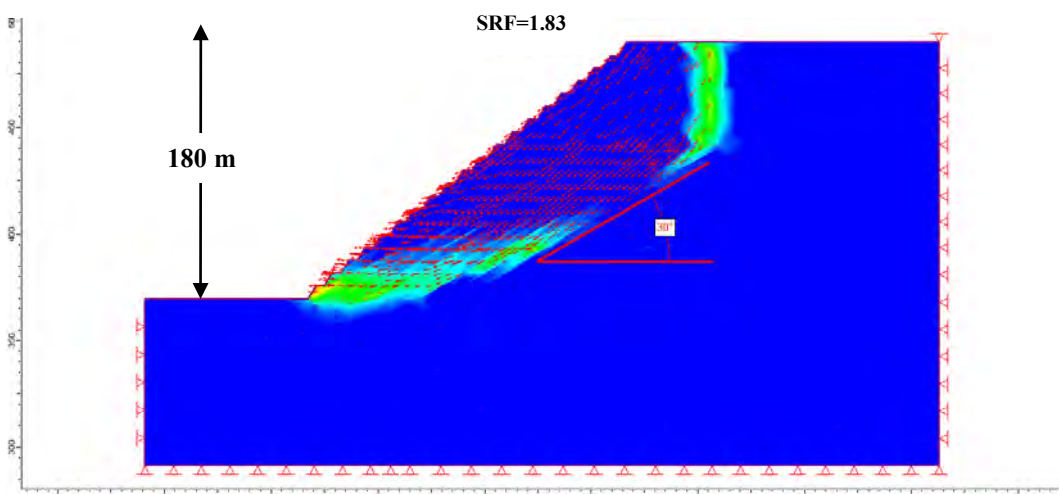


Figura 7.10.- Deformaciones máximas por tensiones de corte para 20 bancos

Al seguir incrementando la profundidad de la excavación hasta obtener el talud final del tajo, se pueden producir roturas globales, que se desarrollan rompiendo el macizo rocoso. En este caso, al ser el espaciamiento y persistencia de las discontinuidades de magnitud muy pequeña con respecto a la altura del talud, el macizo rocoso tiene un comportamiento como si se tratara de un medio continuo, produciéndose la rotura similar a la que se produce en los suelos (Figura 7.11).

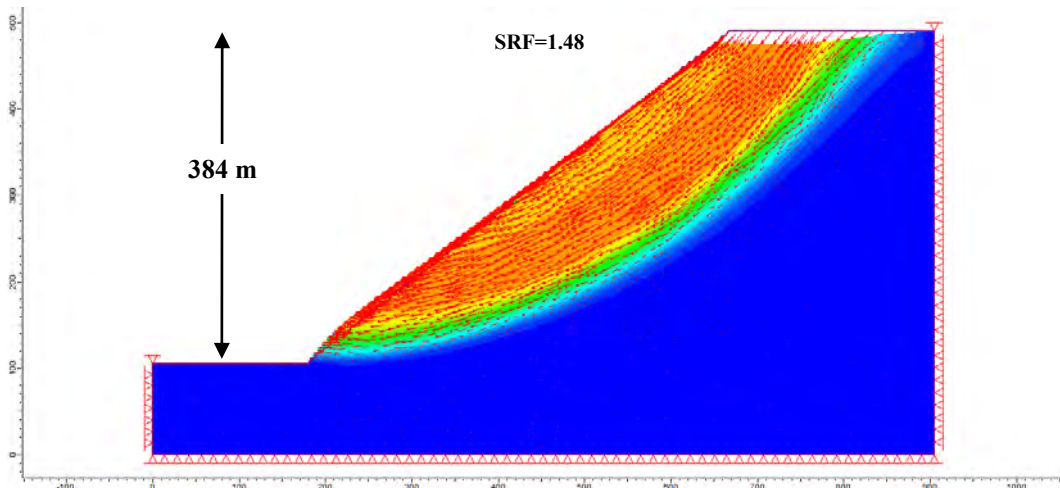


Figura 7.11.- Análisis numérico del mecanismo de rotura plana para 64 bancos

La Figura 7.12 presenta las deformaciones máximas por tensiones de corte en el macizo rocoso. Las tensiones de corte son de magnitud suficiente para romper los bloques de roca intacta y desarrollar una superficie de rotura curva.

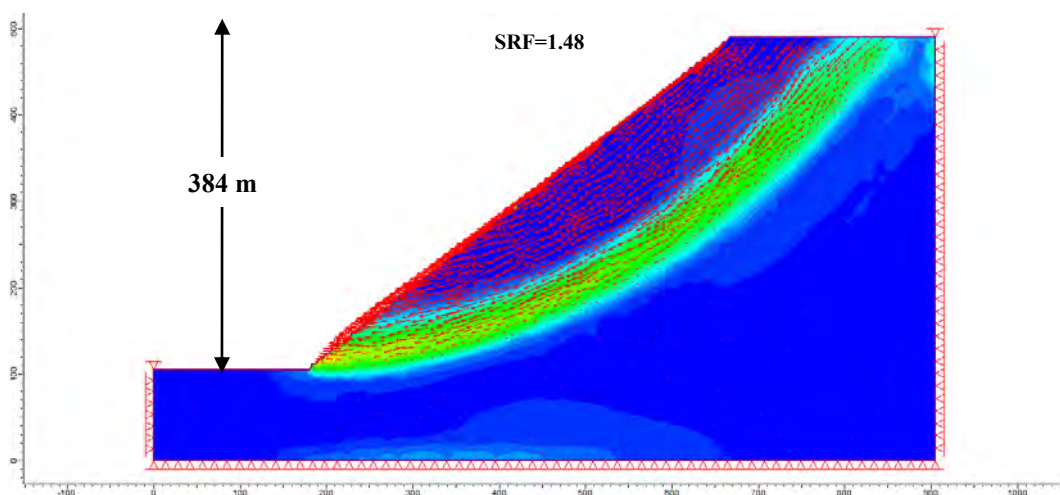


Figura 7.12.- Deformaciones máximas por tensiones de corte para 64 bancos

El resumen de los factores de seguridad calculados se presenta en el Cuadro 7.1, observándose que el factor de seguridad disminuye al profundizar la excavación y que el mecanismo de rotura asociado varía desde roturas planas hasta roturas rotacionales. En todos los casos los taludes son estables.

Cuadro 7.1.- Resultados del análisis J-MEF, rotura plana

Número de bancos	Factor de Seguridad (SRF)	Mecanismo de Rotura
1	3.75	Plana
2	3.07	Plana
3	2.99	Plana
4	2.73	Plana
5	2.47	Plana
10	2.13	Plana
20	1.83	Complejo
64	1.48	Rotacional

7.3.2. Análisis de la rotura por vuelco de estratos

Análogamente al caso anterior, con la finalidad de estudiar la variación del mecanismo de rotura con la altura del talud, se analizó la estabilidad considerando la excavación por etapas, esto es para 1, 2, 3, 4, 5, 10 y 23 bancos (excavación final) en la sección del sub sector C-3.

El mecanismo de rotura se ha identificado a partir de los contornos de desplazamientos totales obtenidos con el programa Phase².

En el análisis de estabilidad considerando 1 banco de excavación que se presenta en la Figura 7.13, se nota claramente el movimiento rotacional de bloques de roca (vuelco de estratos).

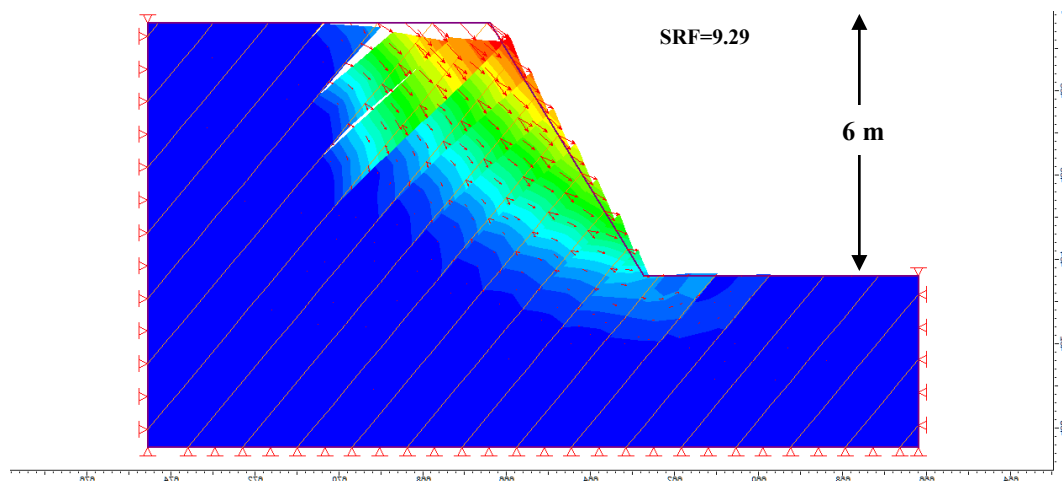


Figura 7.13.- Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 1 banco

Para la excavación de 2, 3 y 4 bancos se tiene también un vuelco de estratos (Figura 7.14 a Figura 7.17). Conforme la altura del talud es incrementada el factor de seguridad disminuye, aunque el talud sigue siendo estable.

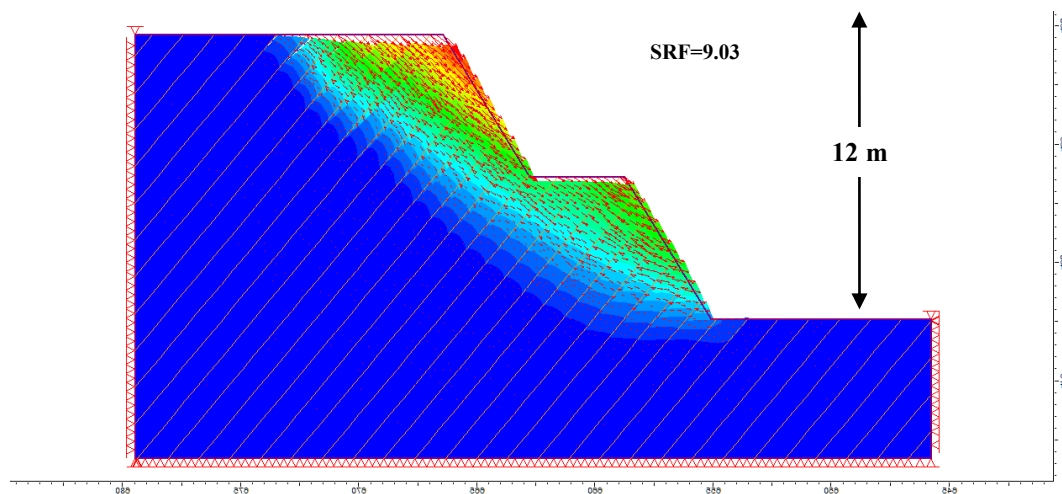


Figura 7.14.- Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 2 bancos

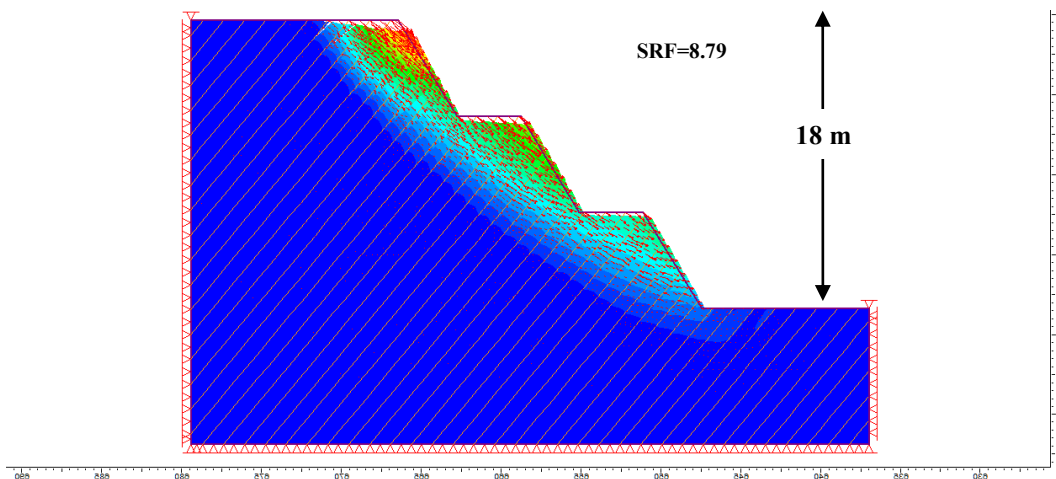


Figura 7.15.- Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 3 bancos

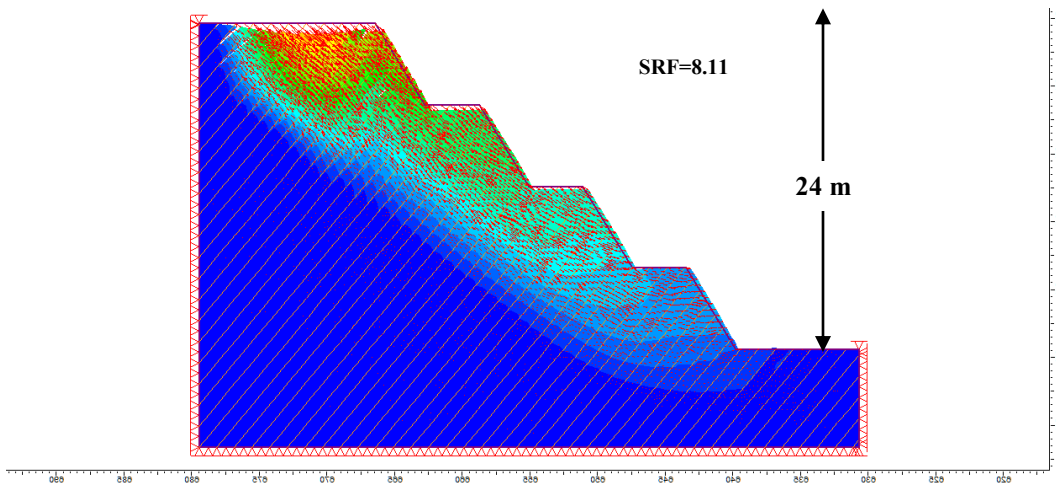


Figura 7.16.- Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 4 bancos

Para la excavación de 5 bancos, el mecanismo de rotura se presenta más curva, aunque aún se da una rotación parcial de bloques de roca (Figura 7.17).

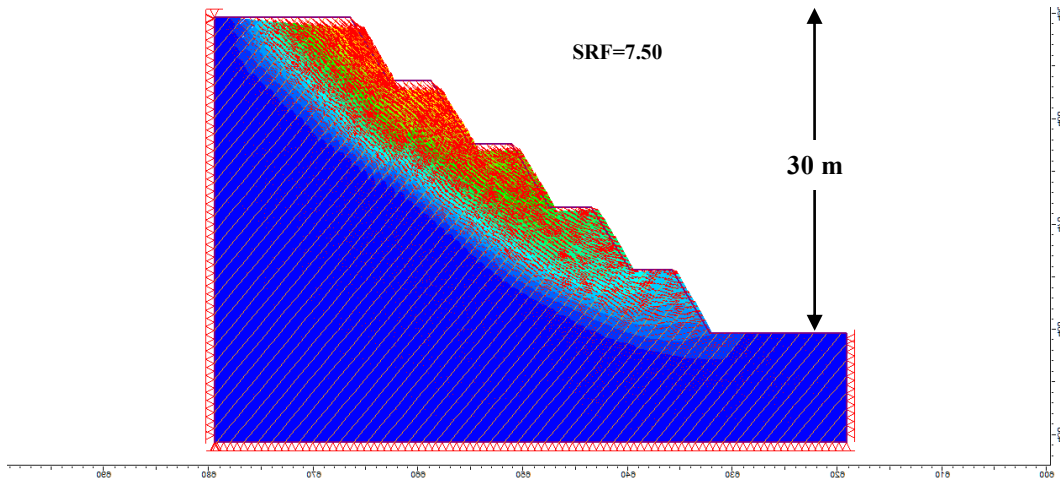


Figura 7.17.- Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 5 bancos

Para la excavación de 10 bancos, la superficie de rotura se presenta más curva y profundiza más en el macizo rocoso, el factor de seguridad es elevado debido a que para producirse la rotura se debe romper los bloques de roca intacta (Figura 7.18).

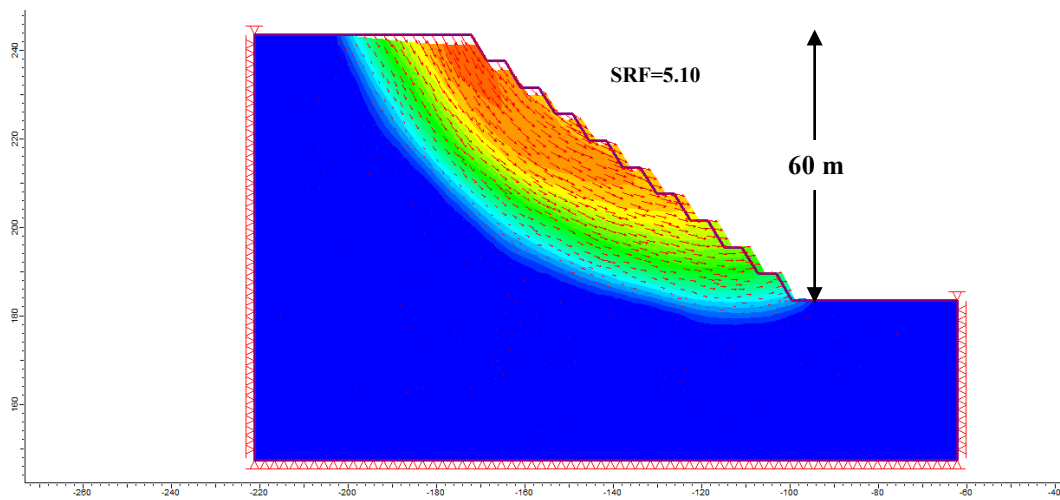


Figura 7.18.- Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 10 bancos

Al seguir incrementando la profundidad de la excavación hasta obtener el talud final del tajo, se pueden producir roturas globales, que se desarrollan rompiendo el macizo rocoso. En este caso, al ser el espaciamiento y persistencia de las discontinuidades de magnitud muy pequeña con respecto a la altura del talud, el

macizo rocoso tiene un comportamiento como si se tratara de un medio continuo, produciéndose la rotura similar a la que se produce en los suelos (Figura 7.19).

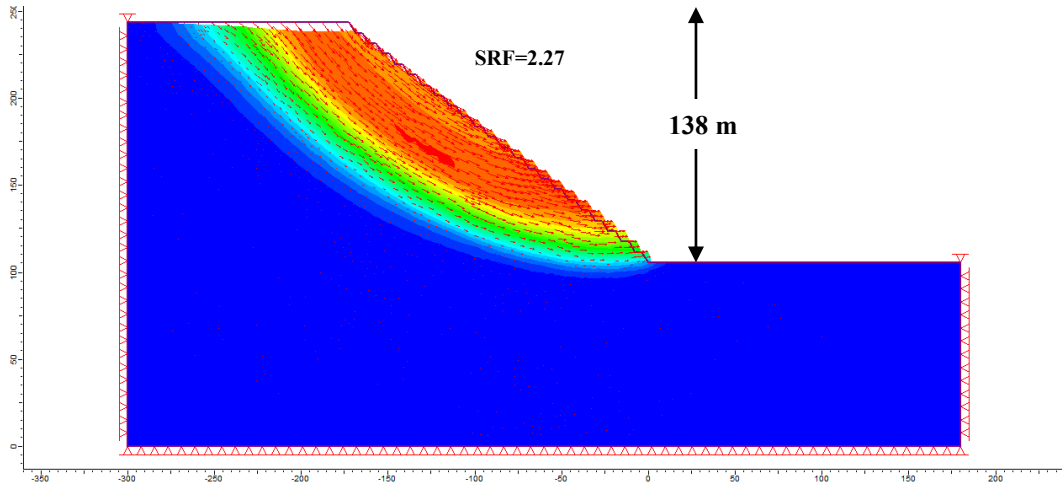


Figura 7.19.- Análisis numérico del mecanismo de rotura por vuelco de estratos para 23 bancos

En la Figura 7.20, se presentan las deformaciones máximas por tensiones de corte en el macizo rocoso. Las tensiones de corte son de una magnitud suficiente para romper los bloques de roca intacta y desarrollar una superficie curva, sin ningún control estructural.

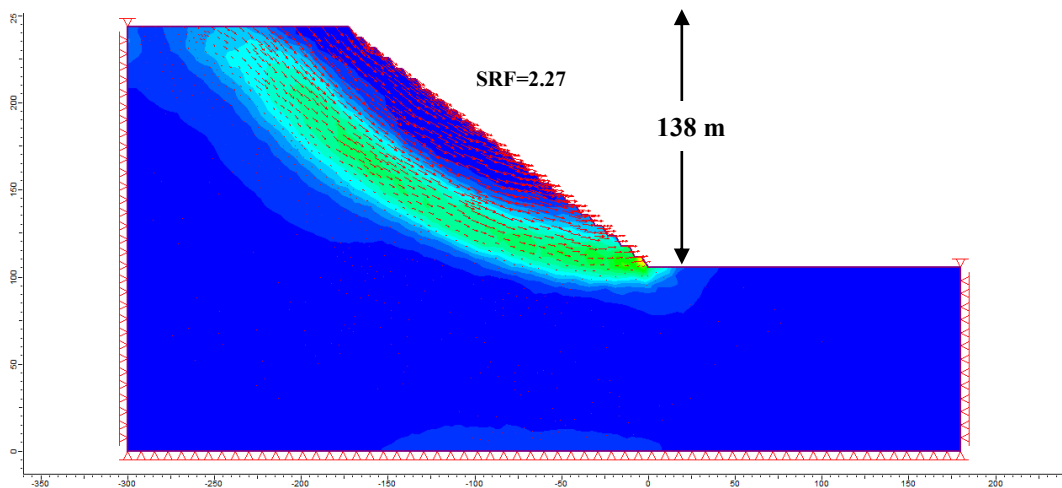


Figura 7.20.- Deformaciones máximas por tensiones de corte para 23 bancos

El resumen de los factores de seguridad calculados se presenta en el Cuadro 7.2, observándose que el factor de seguridad disminuye al profundizar la

excavación y el mecanismo de rotura asociado varía desde vuelco de estratos hasta roturas rotacionales. En todos los casos los taludes son estables.

Cuadro 7.2.- Resultados del análisis J-MEF, rotura por vuelco de estratos

Número de bancos	Factor de Seguridad (SRF)	Mecanismo de Rotura
1	9.29	Vuelco
2	9.03	Vuelco
3	8.79	Vuelco
4	8.11	Vuelco
5	7.50	Rotacional
10	6.10	Rotacional
23	2.27	Rotacional

CAPÍTULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. CONCLUSIONES

- Debido a la mejoras de modelos numéricos tales como el método de reducción de los parámetros de resistencia al corte (SSR), los procedimientos automatizados para la generación de redes de fracturas, las formulaciones numéricas del comportamiento conjunto roca intacta - discontinuidades, y el amplio desarrollo de programas de cómputo, es posible realizar el análisis numérico de macizos rocosos que tome en cuenta el cambio del mecanismo de rotura cuando se considera un incremento de la altura del talud.
- En la presente tesis, se ha verificado la aplicabilidad de la técnica del Método de Elementos Finitos con representación explícita de las discontinuidades (J-MEF) en el análisis de taludes de macizos rocosos. Fue utilizado con el método de reducción de los parámetros de resistencia al corte del material (SSR) con la finalidad de evaluar el factor de seguridad (SRF) mediante métodos numéricos y la forma de la superficie de rotura del talud para diferentes escalas geométricas del problema.
- La aplicabilidad del método J-MEF ha permitido analizar la variación de los mecanismos de rotura de los taludes con el cambio de escala. De esta forma, se concluye que, la combinación de la técnica SSR con el análisis J-MEF representan una potencial herramienta para ayudar a los ingenieros geomecánicos a entender mejor y predecir la estabilidad de taludes en macizos rocosos con estructura en bloques. El método J-MEF ha permitido modelar roturas que incluyen deslizamiento a través de las discontinuidades y rotura por corte a través de la roca intacta. En todos los casos estudiados, se determinó automáticamente los mecanismos críticos de rotura sin ninguna suposición a priori sobre los modos o formas de estos mecanismos.

- Los resultados de los análisis en esta tesis demuestran que, a pesar de que el método J-MEF se basa en los principios de la mecánica de medios continuos, es una alternativa poderosa y creíble en el modelamiento de la estabilidad de taludes en macizos rocosos con estructura en bloques. Esto no excluye en modo alguno el uso de otros métodos de análisis numérico, como el Método de Elementos Discretos (MED), pues hay muchas situaciones, tales como las que implican grandes deformaciones o la separación completa de los bloques, lo que requeriría la aplicación del Método de Elementos Discretos y/o herramientas de modelado del Método de Deformaciones Discontinuas.
- La diferencia clave entre los dos métodos estudiados (J-MEF y MED) radica en la formulación de los contactos existentes entre los bloques discretos de roca. En el caso del MED, los contactos son cambiantes, se pueden romper contactos existentes y permitir la creación de nuevos contactos. En cambio, con el J-MEF, los contactos son siempre los mismos, no se permite a un bloque separarse de sus vecinos y desarrollar nuevos contactos con otros bloques.
- Los resultados obtenidos mediante el método J-MEF en el análisis de los taludes del tajo abierto, utilizado como ejemplo de aplicación, mostraron que en el análisis de estabilidad a nivel de bancos, las discontinuidades son más influyentes que las propiedades de la roca intacta, y la rotura está controlada por los sistemas de discontinuidades debido a que su espaciamiento y persistencia son del mismo orden de magnitud que las dimensiones del talud. Al incrementar la profundidad de la excavación se desarrollan mecanismos de rotura compuestos, se producen roturas producto de la combinación entre el deslizamiento a través de los planos de discontinuidades y la rotura por corte a través de los bloques de roca intacta. Mayores profundidades de excavación, hasta los taludes finales del tajo abierto, pueden producir roturas globales, que se desarrollan rompiendo el macizo rocoso. En este caso, debido a que el espaciamiento y persistencia de las discontinuidades son de magnitud muy pequeña con respecto a la altura del talud, el macizo rocoso se comportaría como un medio continuo, produciéndose la rotura similar a la que se produce en los suelos.

8.2. RECOMENDACIONES

- Como continuación al planteamiento desarrollado en esta tesis, se podría abrir futuras líneas de investigación que incluyesen el estudio en el que concurren otros factores que afectan a la estabilidad, tales como la acción del agua o cargas sísmicas.
- Esta investigación se podría también extender a otras obras en las que se involucre el estudio de los macizos rocosos fracturados, como los túneles o realizar análisis retrospectivos de taludes con problemas de inestabilidad.
- Para el modelamiento numérico más realista de tajos se recomienda ampliar el análisis considerando un modelo en 3D, que permita definir con más precisión la influencia de los taludes adyacentes.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Barton, N. y Choubey, V. The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. Rock Mechanics, 1977.
2. Beer, G. y Watson, J.O. Introduction to Finite and Boundary Element Methods for Engineers, 1992.
3. Call, R.D. Monitoring Pit Slope Behavior. SME Mine Engineering Handbook. AIME, New York, pp. 860-882, 2000.
4. Crouse, R., Huamán C., Zuta, J. Análisis de la Fábrica Estructural y Diseño de la Berma de Seguridad en Tajos Abiertos. VII Congreso Nacional de Minería, Trujillo, 2008.
5. Cundall, P. Recent Advanced in Numerical Modelling for Large-Scale Mining Projects. Australian Centre for Geomechanics Newsletter, USA, 2008.
6. Dawson, E.M., Roth, W.H. y Drescher, A. Slope Stability Analysis by Strength Reduction, Geotechnique, vol. 49, no. 6, pp. 835-840, 1999.
7. Deangeli, C. y Ferrero, A.M. Analisi di Stabilità del Litorali Lagunari in Condizioni Dinamiche, In: La Ricerca Scientifica per Venezia- Progetto Sistema Lagunare Veneziano, CNR – Modellistica del sistema Lagunare, Istituto Veneto di Scienze, Lettere ed Arti, pp. 8, 2000, Vol. II, Pagine da 975 a 982, ISBN: 8886166826, 2000.
8. Duncan, J.M. State of the Art: Limit Equilibrium and Finite Element Analysis of Slopes. ASCE, pp 577-596, 1996.
9. Eberhardt, E., Stead, D. y Coggan, J.S. Numerical Analysis of Initiation and Progressive Failure in Natural Rock Slopes - the 1991 Randa Rockslide. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 41 (1), 69– 87, 2004.
10. Gill, R.C. A Quick Analysis Tool to Show Cost Savings in Pit Wall Angle Changes. Slope Stability 2009, Santiago, 2009.

11. Gonzales de Vallejo, L.I., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. Ingeniería Geológica. Prentice Hall, 2002.
12. Goodman, R.E., Taylor, R.L. y Brekke, T.L. A Model for the Mechanics of Jointed Rock. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 637-659, 1968.
13. Goodman, R.E. Introduction to Rock Mechanics, 2nd Edition. Willey, New York, 1989.
14. Griffiths, D.V. y Lane, P.A. Slope Stability Analysis by Finite Elements. Geotechnique 49, N°3, pp 387-403, 1999.
15. Hammah, R.E., Curran, J.H., Yacoub, T.E. y Corkum, B. Stability Analysis of Rock Slopes using the Finite Element Method. In Proceedings of the ISRM Regional Symposium EUROCK 2004 and the 53rd Geomechanics Colloquy. Salzburg, Austria, 2004.
16. Hammah, R.E., Yacoub, T.E., Corkum, B. y Curran, J.H. A Comparison of Finite Element Slope Stability Analysis with Conventional Limit Equilibrium Investigation. In Proceedings of the 58th Canadian Geotechnical and 6th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences - GeoSask, Saskatoon, Canada, 2005
17. Hammah, R.E., Yacoub, T.E. y Curran, J.H. Investigating the Performance of the Shear Strength Reduction (SSR) Method on the Analysis of Reinforced Slopes. In Proceedings of the 59th Canadian Geotechnical and 7th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences - Sea to Sky, Geotechnique 2006. Vancouver, Canada, 2006.
18. Hammah, R.E., Yacoub, T.E., Corkum, B. y Curran, J.H. The Shear Strength Reduction Method for the Generalized Hoek-Brown Criterion. In Proceedings of the 40th U.S. Rock Mechanics Symposium, Alaska, US, 2007.
19. Hammah, R.E., Yacoub, T.E., Corkum, B. y Curran, J.H. The Practical Modelling of Discontinuous Rock Masses with Finite Element Analysis. In Proceedings of the 42nd U.S. Rock Mechanics Symposium – 2nd U.S.-Canada Rock Mechanics Symposium, San Francisco, US, 2008.

20. Hammah, R.E., Curran J.H. y Yacoub, T. Variation of Failure Mechanics of Slopes in Jointed Rock Masses with Changing Scale. Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada, 2009.
21. Hoek, E. y Brown, E.T. Empirical Strength Criterion for Rock Masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1980.
22. Hoek, E. y Brown, E.T. Strength of Jointed Rock Masses. Geotechnique 33, N°3, pp. 187-223, 1983.
23. Hoek, E., Kaiser, P.K. y Bawden, W.F. Support of Underground Excavation in Hard Rock. Balkema, Rotterdam, 1995.
24. Hoek, E. y Brown, E.T. Practical Estimates of Rock Mass Strength. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol 34, n°8, pp1165-1186, 1997.
25. Hoek, E., Read, J., Karzulovic, A. y Chen, Z.Y. Rock slopes in Civil and Mining Engineering Published in Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng2000, 19-24 November, Melbourne, 2000.
26. Hoek, E., Carranza-Torres, C.T. y Corkum, B. Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition, 2002.
27. Hoek, E. Fundamentals of Slope Design. Slope Stability 2009, Santiago, 2009.
28. Hoek, E. y Bray, J.W. Rock Slope Engineering. Institution of Mining and Metallurgy, Londres, 1981.
29. Huamán, C. Diseño de Taludes de Banco e Interrampa en Tajos Abiertos. Curso Taller Geotecnia Aplicada a la Minería, Lima, 2008.
30. IGME. Manual de Ingeniería de Taludes. Serie Ingeniería Medioambiental. Instituto Geológico y Minero de España, 1985.
31. Itasca Consulting Group, Inc. UDEC - Universal Distinct Element Code, Version 4. Itasca: Minneapolis, 2004.
32. Itasca Consulting Group, Inc. FLAC User's Manual - Version 5. Itasca: Minneapolis, 2004.
33. Lorig, L. y Varona, P. In Rock Slope Engineering by Duncan, C.W. y Mah, C.W., pp. 218-244. Spon Press: New York. Matsui T y San KC, 1992.

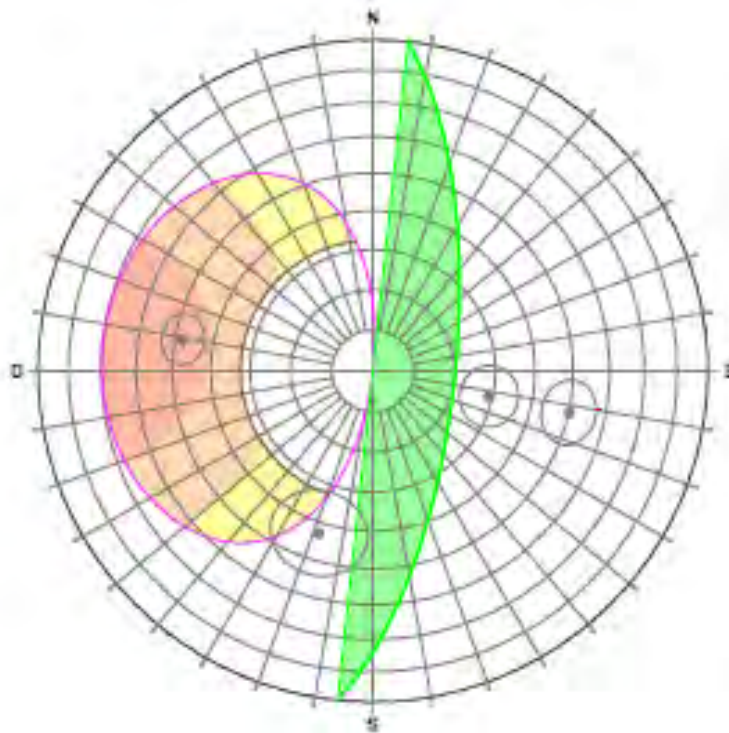
34. Lorig, L. y Varona, P. Análisis de la Estabilidad de Taludes Mineros mediante Diferencias Finitas. V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Madrid, 2001.
35. Lorig, L. Using Numbers from Geology, 1st International FLAC/DEM Symposium. Minneapolis, 2008.
36. Marinos, P. y Hoek, E. GSI a Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation. GeoEng 2000 Conference, Melbourne, 2000.
37. Nunes, A.L., Gavilanes, J., y Fontoura, S.A. Análisis de Estabilidad de Taludes Mineros por Métodos Numéricos. IV Seminario de Ingeniería de Cimentaciones Especiales y Geotecnia, San Pablo, 2000.
38. Patton, F.D. y Deere, D.U. Geologic Factors Controlling Slope Stability in Open Pit Mines. Proc. 1st Symp. on Stability in Open Pit Mining, Vancouver, Canada, AIME, New York, pp 23-48, 1971.
39. Potts, D. y Zdravkovic, L. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering. Volumen I y II. Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, 1999.
40. Rabus, B., Eberhardt, E., Stead, D., Ghuman, P., Nadeau, C., Woo, K., Severin, J. y Gao, F. Application of InSAR to constrain 3-D numerical modelling of complex discontinuous pit slope deformations, Slope Stability 2009, Santiago, Chile, November 2009.
41. Rapiman, M. Slope Stability and Rock Mechanics Analyses Chuquicamata Mine, Codelco, Chile. Proc. Innovative Mine Design for the 21st Century, Balkema, Rotterdam, pp 36-44, 1993.
42. Riahi, A., Hammah, R.E. y Curran, J.H. Limits of Applicability of the Finite Element Explicit Joint Model in the Analysis of Jointed Rock Problems, 2010.
43. Rocscience Inc. Application of The Finite Element Method to Slope Stability. Toronto, 2001-2004.
44. Rocscience Inc. Dips Version 6.0 - Graphical and Statistical Analysis of Orientation Data. Toronto, 2012.
45. Rocscience Inc. Phase2 Version 7.0 - Two-dimensional Finite Element Slope Stability Analysis. Toronto, 2008.

46. Rocscience Inc. Rocdata Version 4.0 - Rock, Soil and Discontinuity Strength Analysis. Toronto, 2004.
47. Rocscience Inc. Slide Version 6.0 - Limit Equilibrium Slope Stability Analysis. Toronto, 2012.
48. Romana, M. Clasificación SMR para Taludes. IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada, 1997.
49. Sagaceta, C. Fundaciones y Estabilidad de Taludes en Rocas. 1^{er} Curso de Geomecánica Computacional, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile, 2006.
50. Sainsbury, B., Pierce, M. y Mas Ivars, D. The use of Synthetic Rock Mass (SRM) Modelling Techniques to Investigate Jointed Rock Mass Strength and Deformation Behavior. Proceedings of the International Conference on Rock Joints and Jointed Rock Masses, USA, 2009.
51. Servicios Generales de Seguridad y Ecología S.A. (SEGECO). Estudio de Estabilidad de Taludes del Tajo Jongos - Proyecto Jongos, 2006.
52. Stacey, P. Pit Slope Design Process. Slope Stability 2009, Santiago, 2009.
53. Stead, D., Eberhardt, E. y Coggan, J.S. Developments in the Characterization of Complex Rock Slope Deformation and Failure Using Numerical Modelling Techniques, 2006.
54. Sjöberg, J. Analysis of Large Scale Rock Slopes. Thesis Doctoral, Lulea University of Technology, Department of Civil and Mining Engineering Division of Rock Mechanics, Sweden, 1999.
55. Wyllie, D.C. y Mah, C.W. Rock Slope Engineering. 4th Edition, Institute of Mining and Metallurgy, 2004.
56. Yamagami, T. y Jiang, J.C. Wedge Stability Analysis Considering Dilatancy of Discontinuities, 1996
57. Zea, R.E. Mecanismos de Ruptura em Taludes Altos de Mineracao a Ceu Aberto. Tesis de Maestría, Universidade de Sao Paulo, Escola de Engenharia de Sao Carlos, Sao Carlos, 2004.

ANEXOS

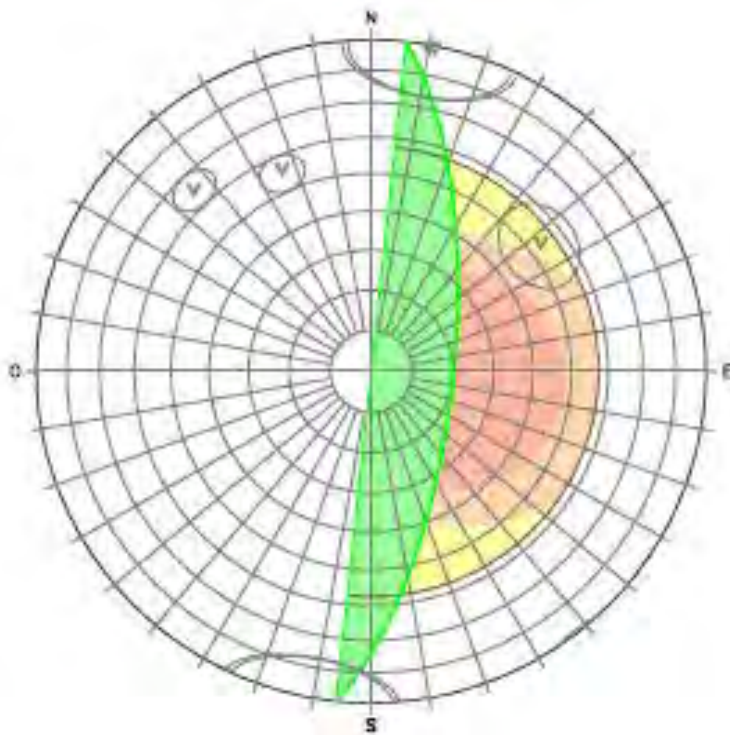
ANEXO A

ANÁLISIS ESTEREOGRÁFICO



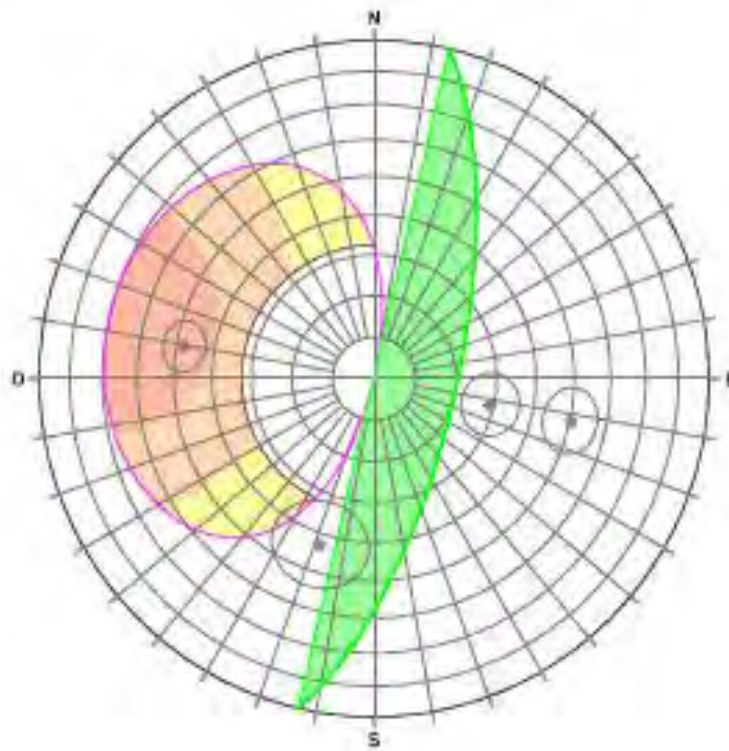
Puntuación: 4

Figura A.1.- Análisis por rotura plana, sub sector C-1



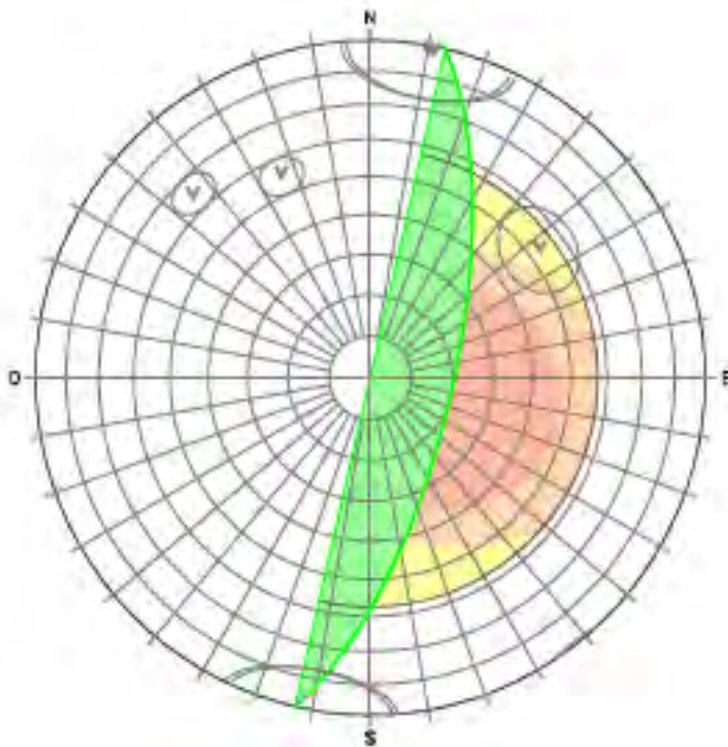
Puntuación: 1

Figura A.2.- Análisis por rotura en cuña, sub sector C-1



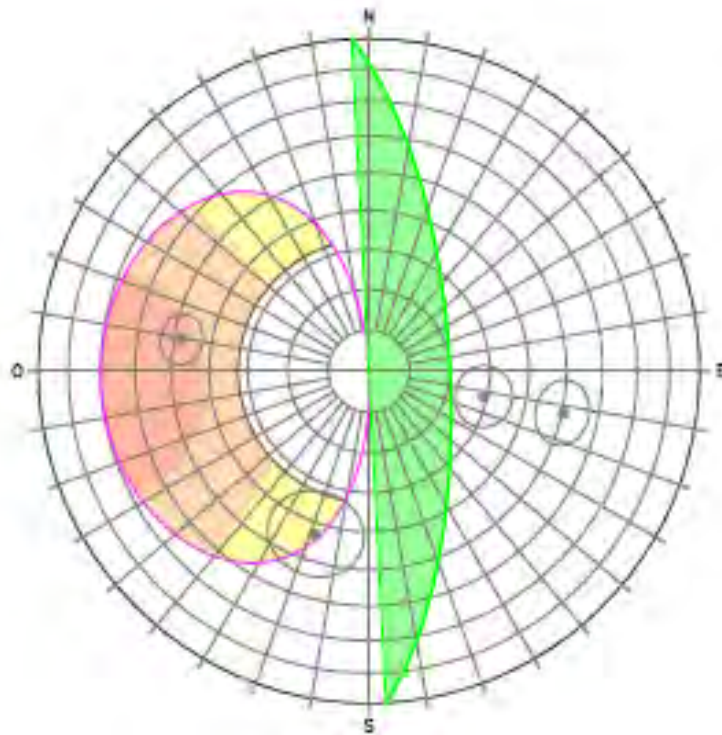
Puntuación: 4

Figura A.3.- Análisis por rotura plana, sub sector C-2



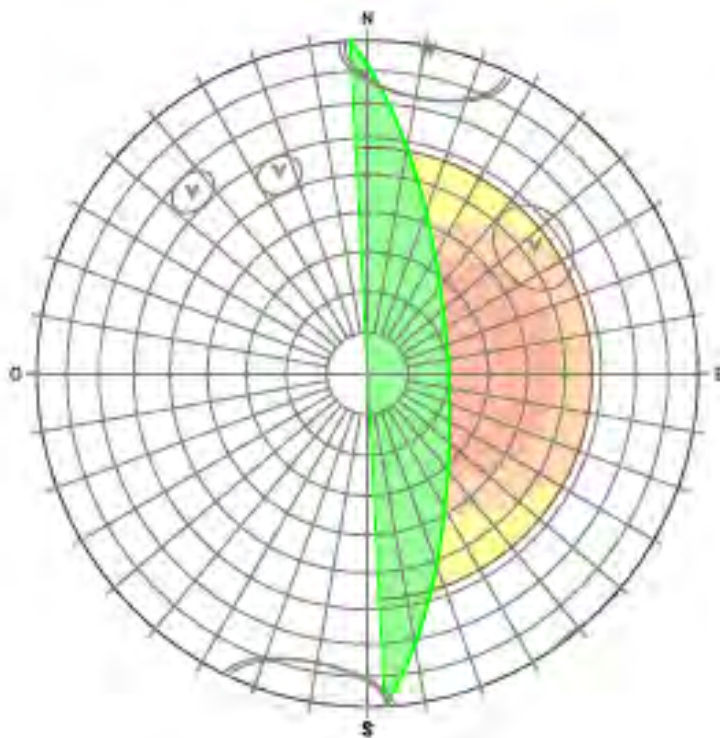
Puntuación: 1

Figura A.4.- Análisis por rotura en cuña, sub sector C-2



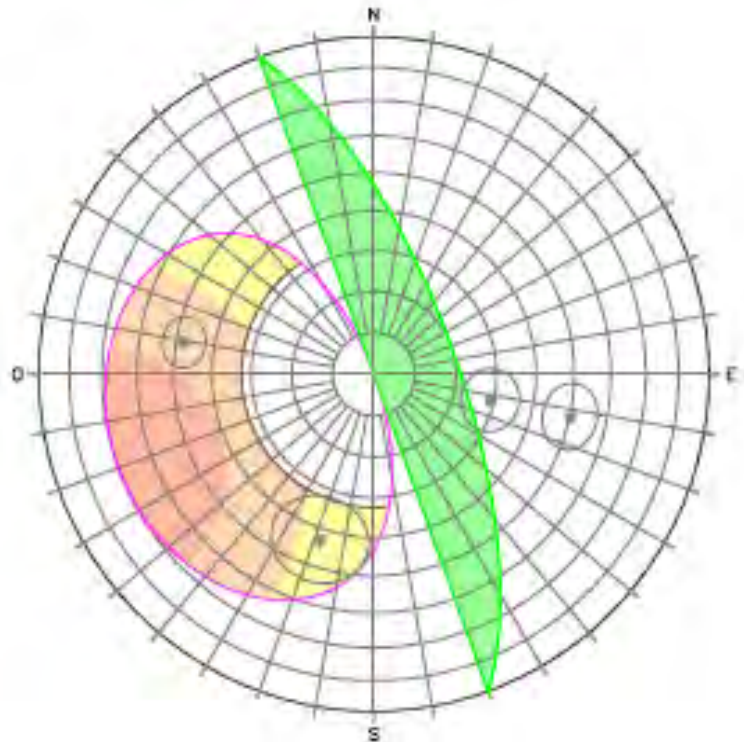
Puntuación: 4

Figura A.5.- Análisis por rotura plana, sub sector C-3



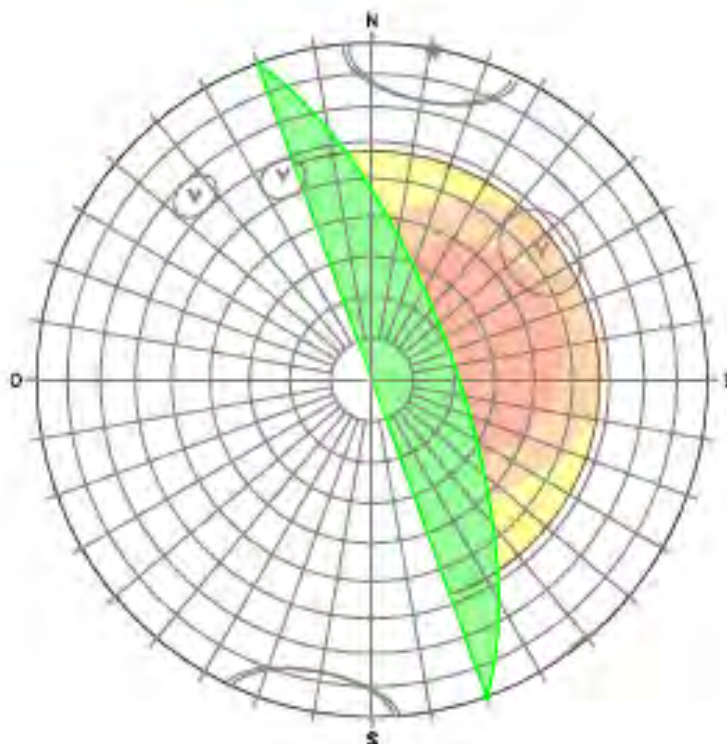
Puntuación: 2

Figura A.6.- Análisis por rotura en cuña, sub sector C-3



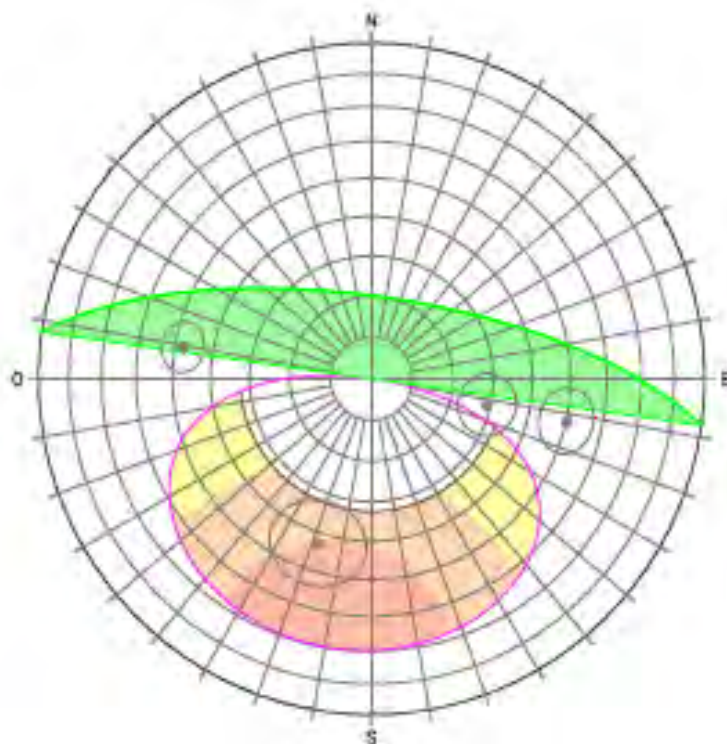
Puntuación: 3

Figura A.7.- Análisis por rotura plana, sub sector C-4



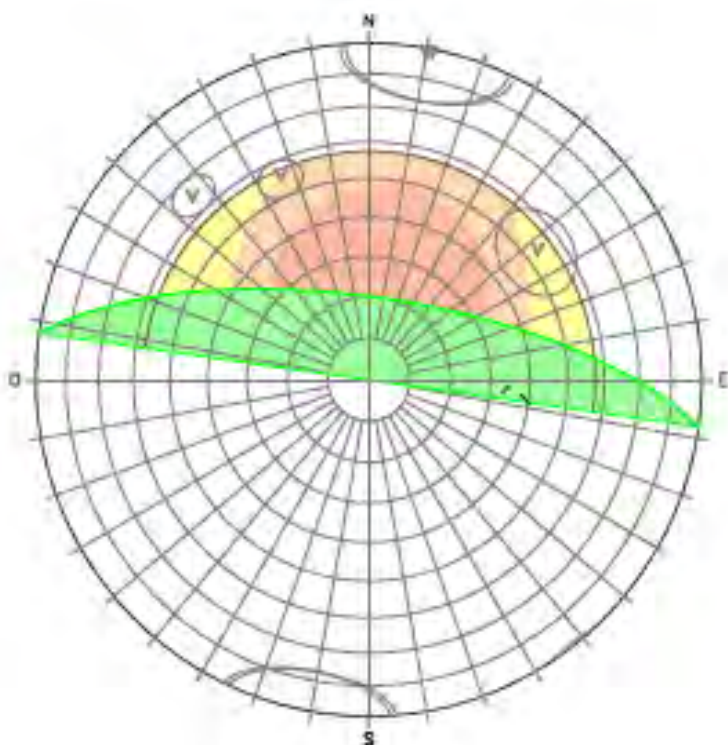
Puntuación: 2

Figura A.8.- Análisis por rotura en cuña, sub sector C-4



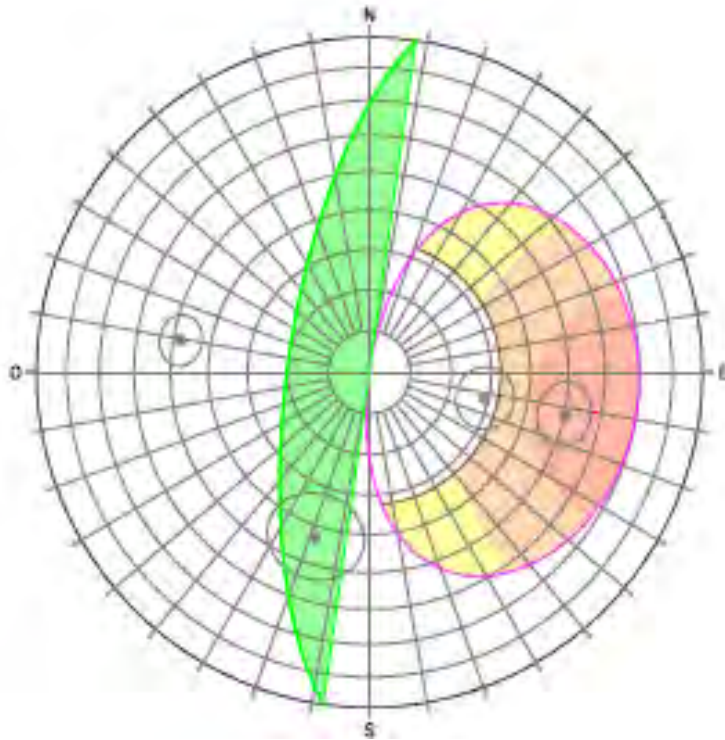
Puntuación: 3

Figura A.9.- Análisis por rotura plana, sub sector C-5



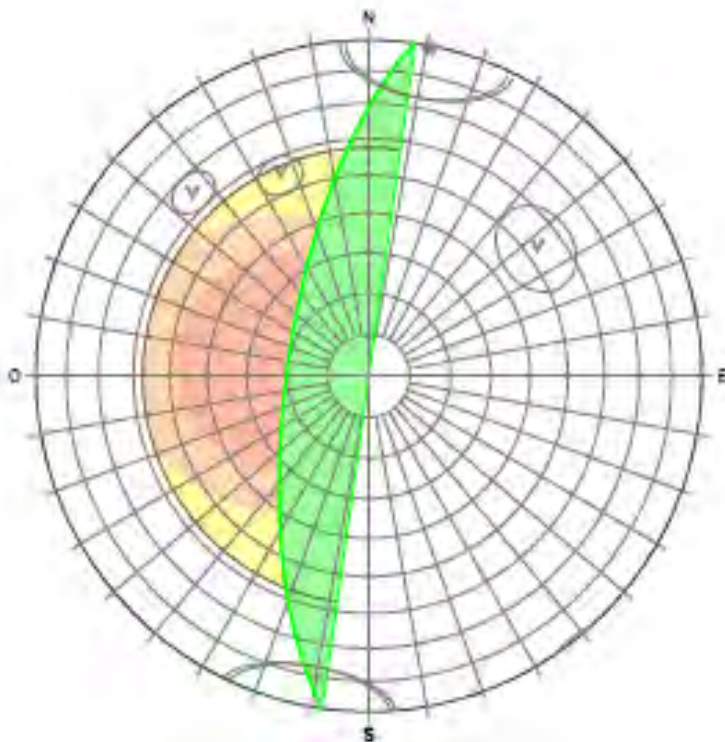
Puntuación: 2

Figura A.10.- Análisis por rotura en cuña, sub sector C-5



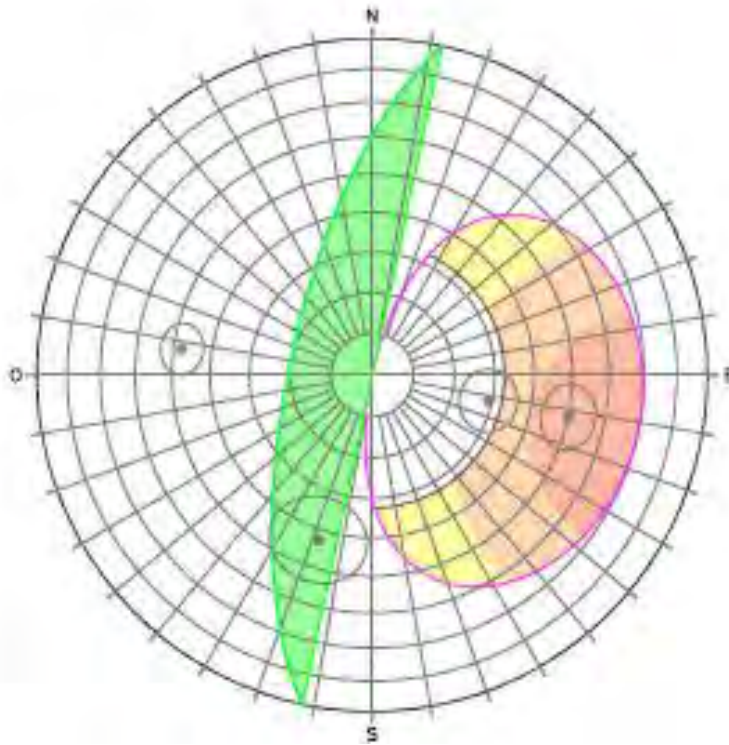
Puntuación: 4

Figura A.11.- Análisis por rotura plana, sub sector C-6



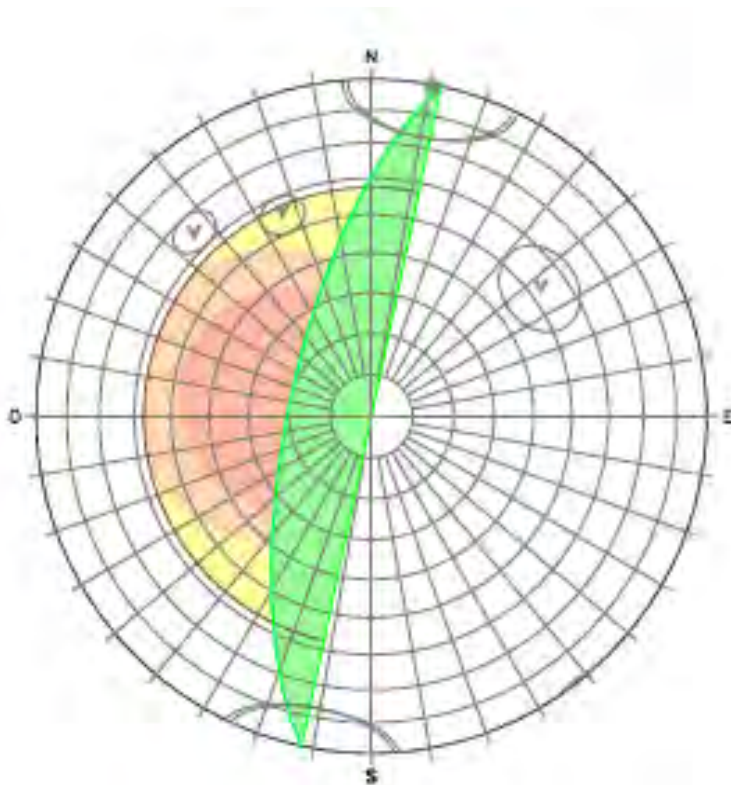
Puntuación: 1

Figura A.12.- Análisis por rotura en cuña, sub sector C-6



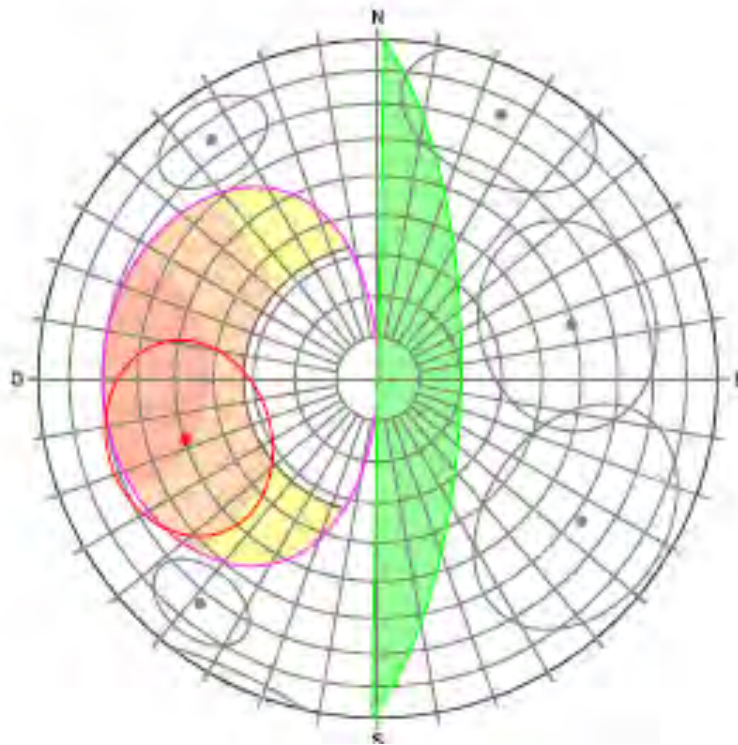
Puntuación: 4

Figura A.13.- Análisis por rotura plana, sub sector C-7



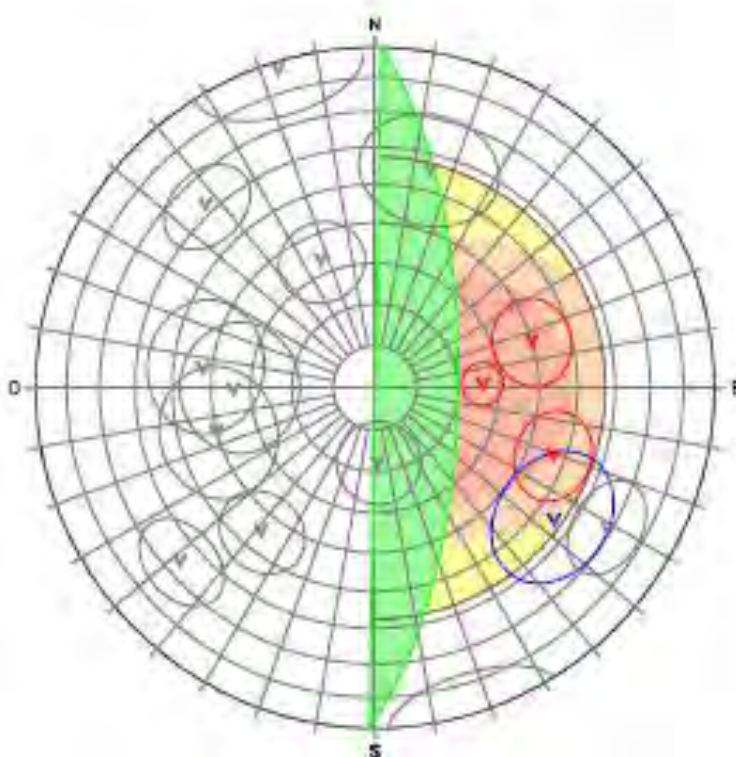
Puntuación: 1

Figura A.14.- Análisis por rotura en cuña, sub sector C-7



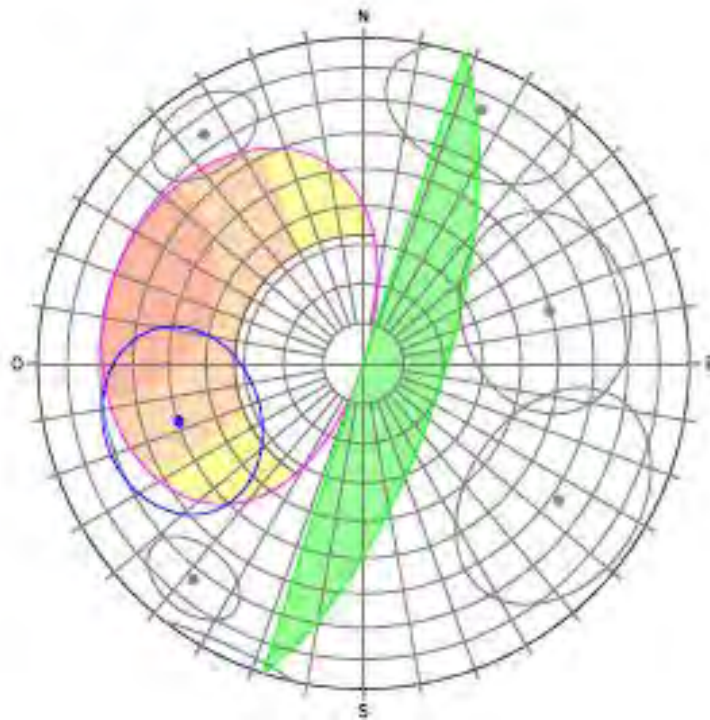
Puntuación: 4

Figura A.15.- Análisis por rotura plana, sub sector N-1



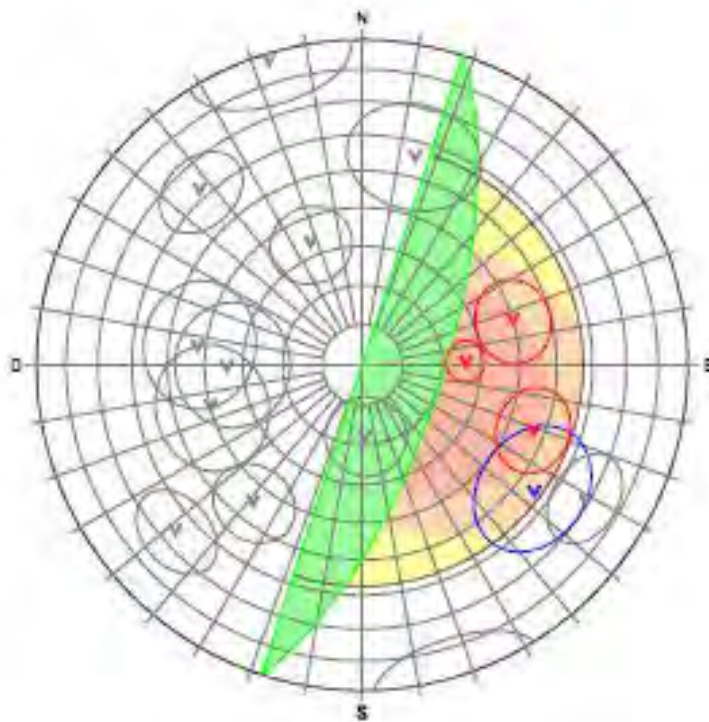
Puntuación: 3

Figura A.16.- Análisis por rotura en cuña, sub sector N-1



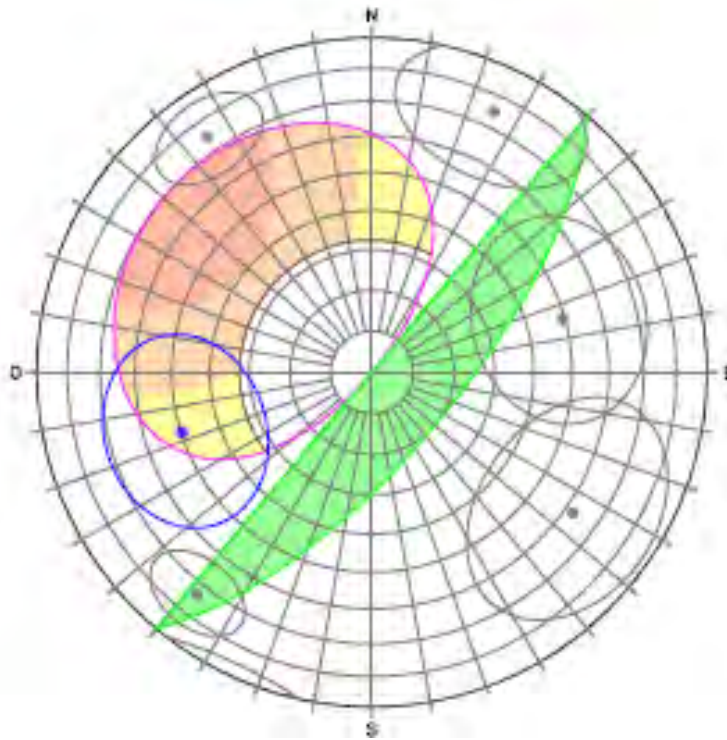
Puntuación: 3

Figura A.17.- Análisis por rotura plana, sub sector N-2



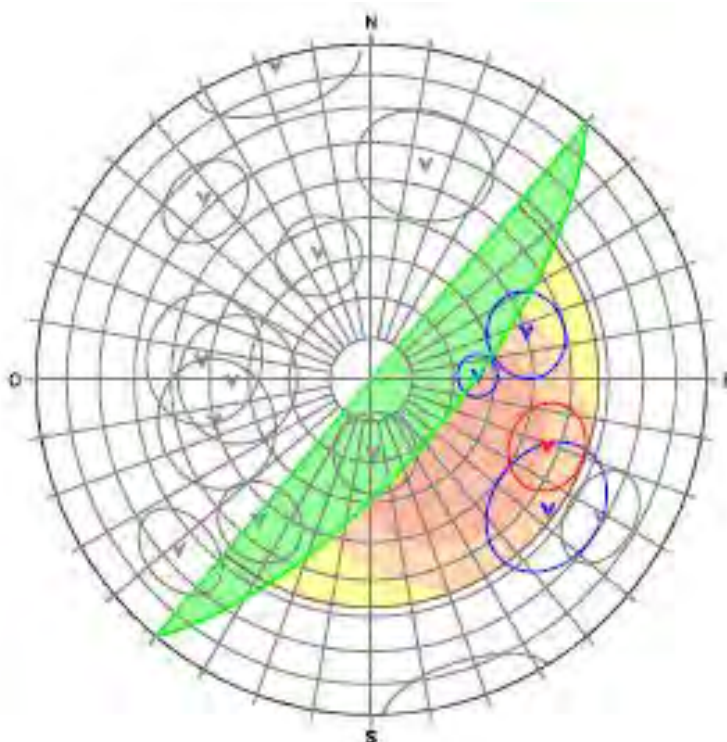
Puntuación: 3

Figura A.18.- Análisis por rotura en cuña, sub sector N-2



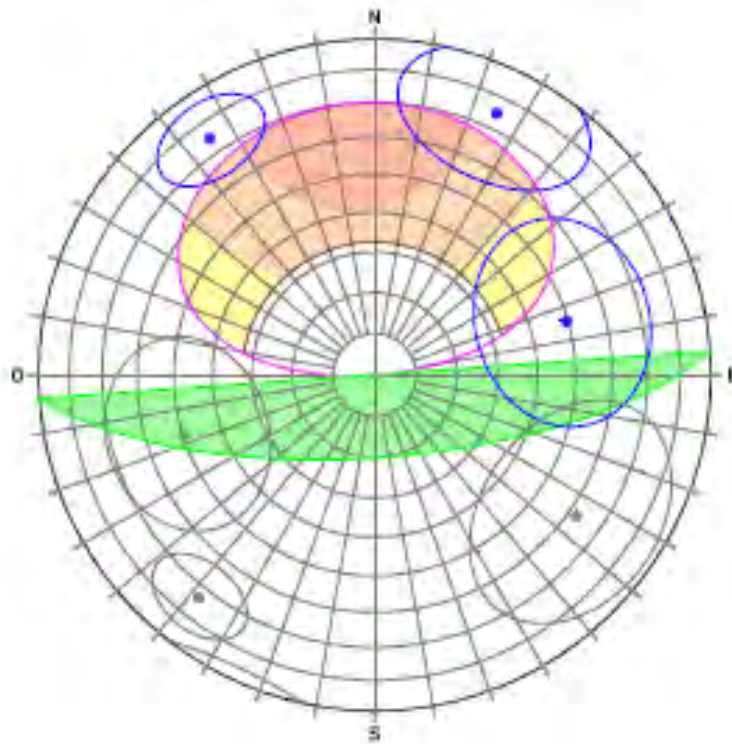
Puntuación: 2

Figura A.19.- Análisis por rotura plana, sub sector N-3



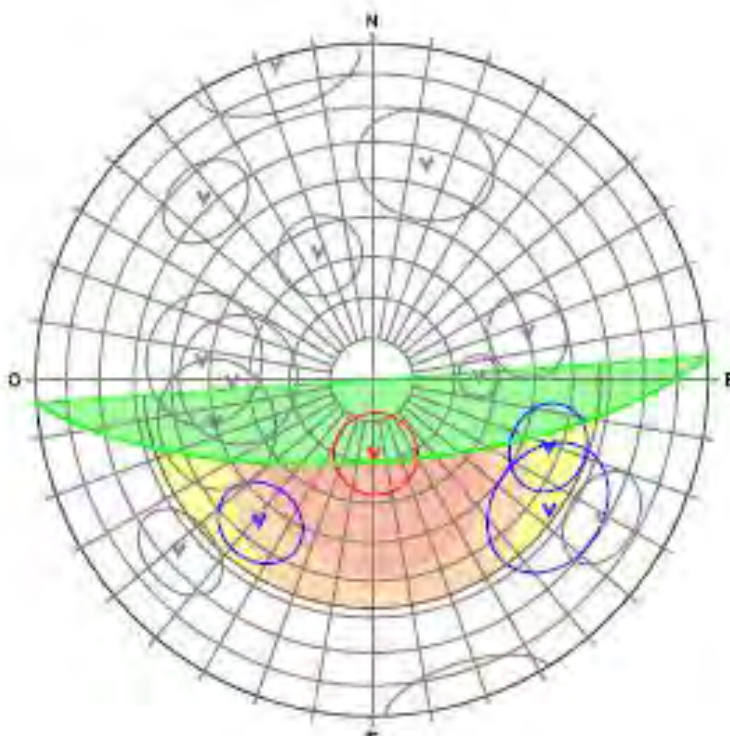
Puntuación: 2

Figura A.20.- Análisis por rotura en cuña, sub sector N-3



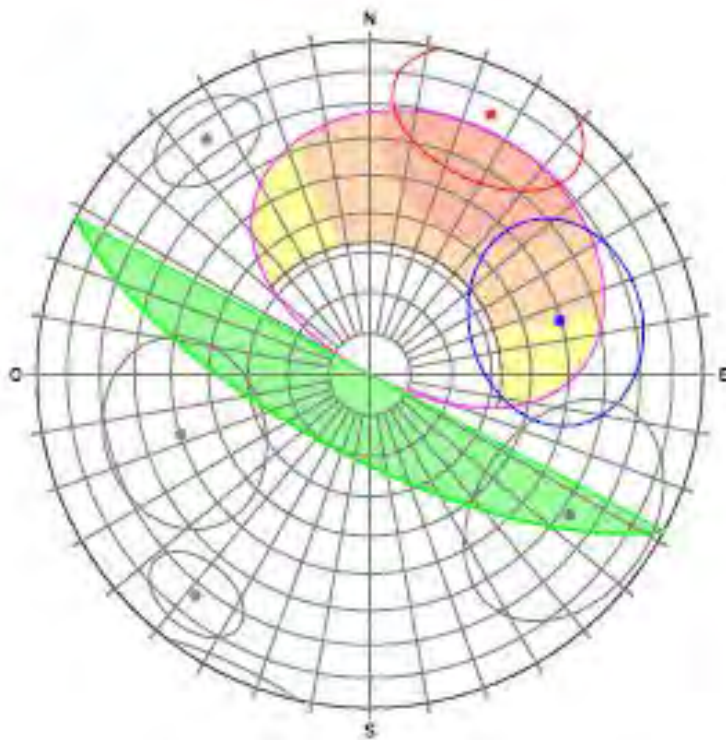
Puntuación: 2

Figura A.21.- Análisis por rotura plana, sub sector N-4



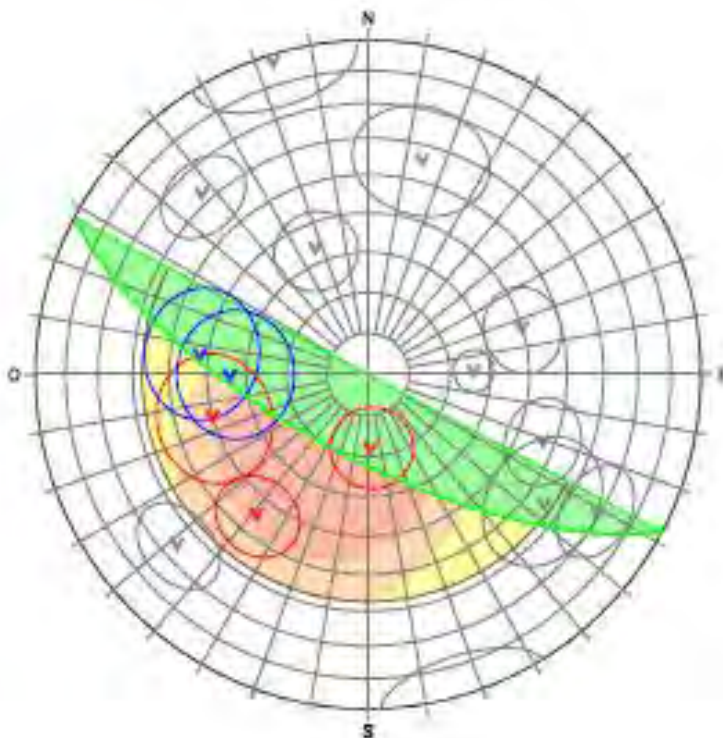
Puntuación: 2

Figura A.22.- Análisis por rotura en cuña, sub sector N-4



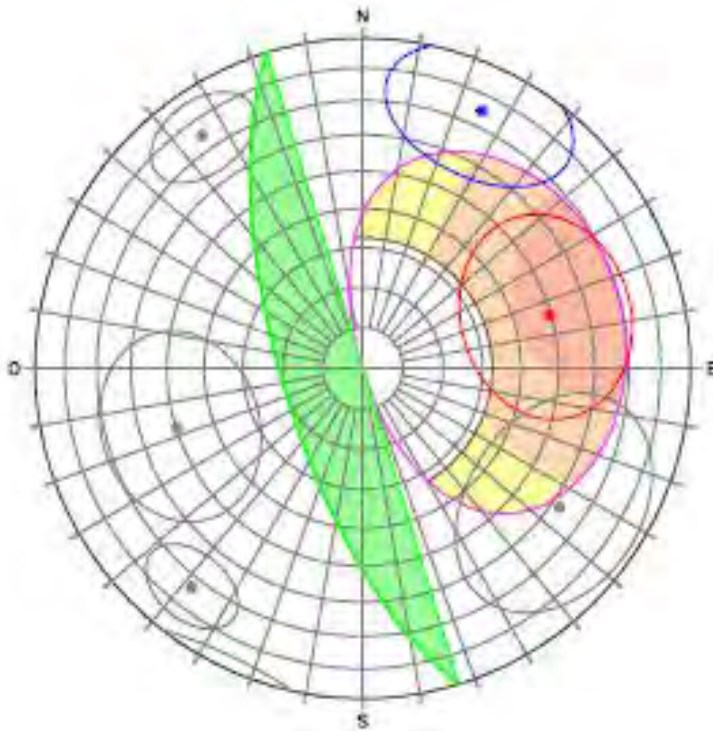
Puntuación: 3

Figura A.23.- Análisis por rotura plana, sub sector N-5



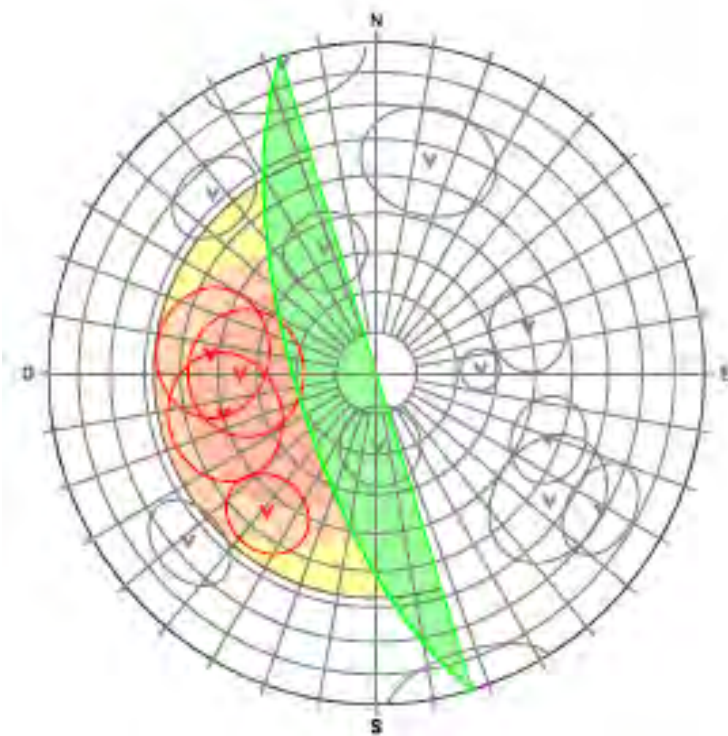
Puntuación: 3

Figura A.24.- Análisis por rotura en cuña, sub sector N-5



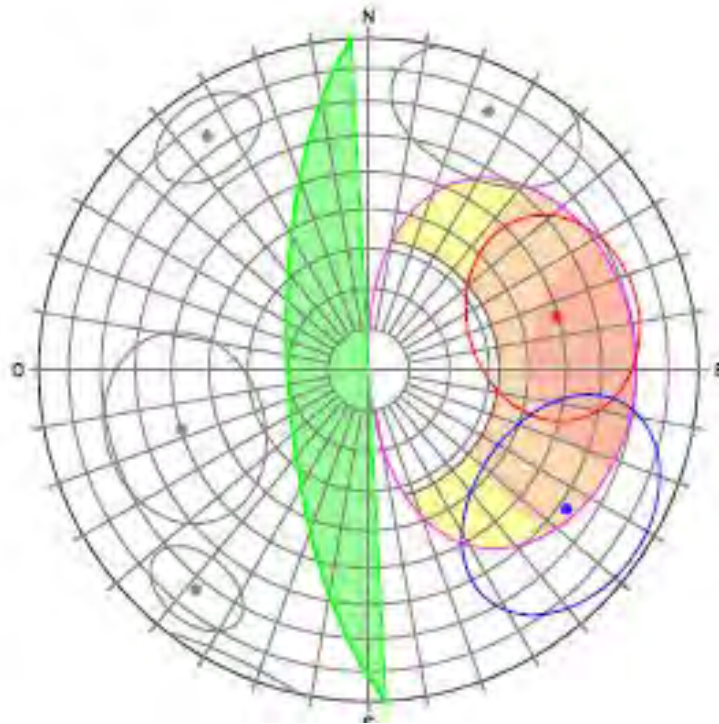
Puntuación: 4

Figura A.25.- Análisis por rotura plana, sub sector N-6



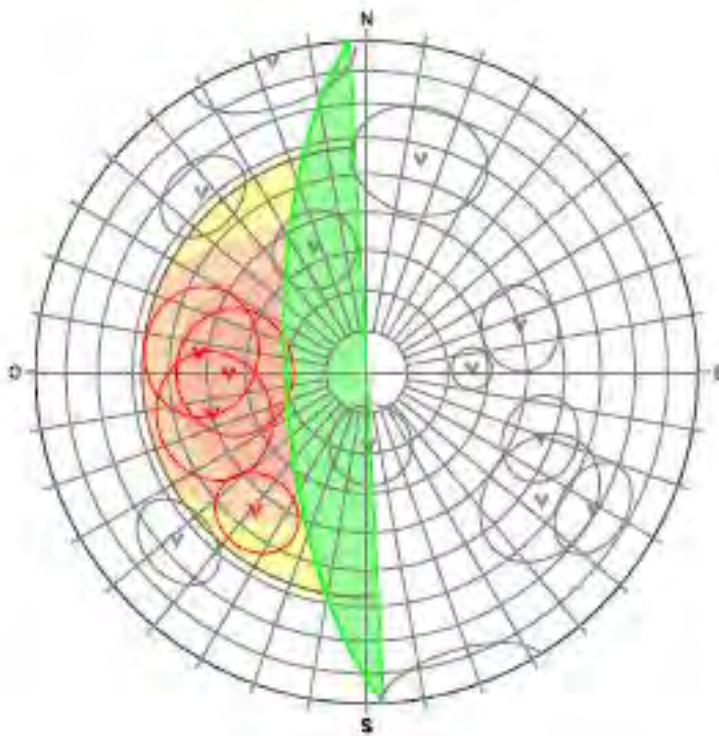
Puntuación: 4

Figura A.26.- Análisis por rotura en cuña, sub sector N-6



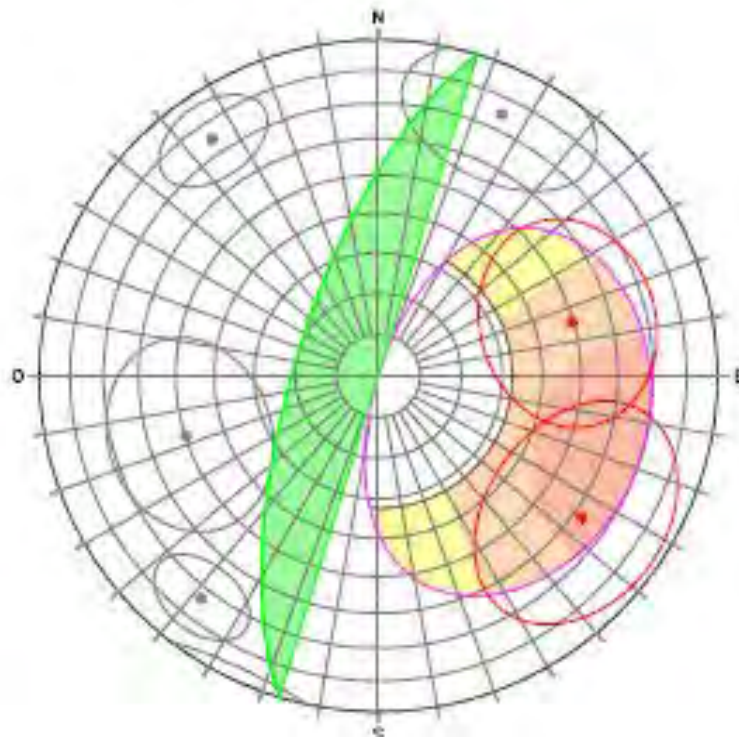
Puntuación: 4

Figura A.27.- Análisis por rotura plana, sub sector N-7



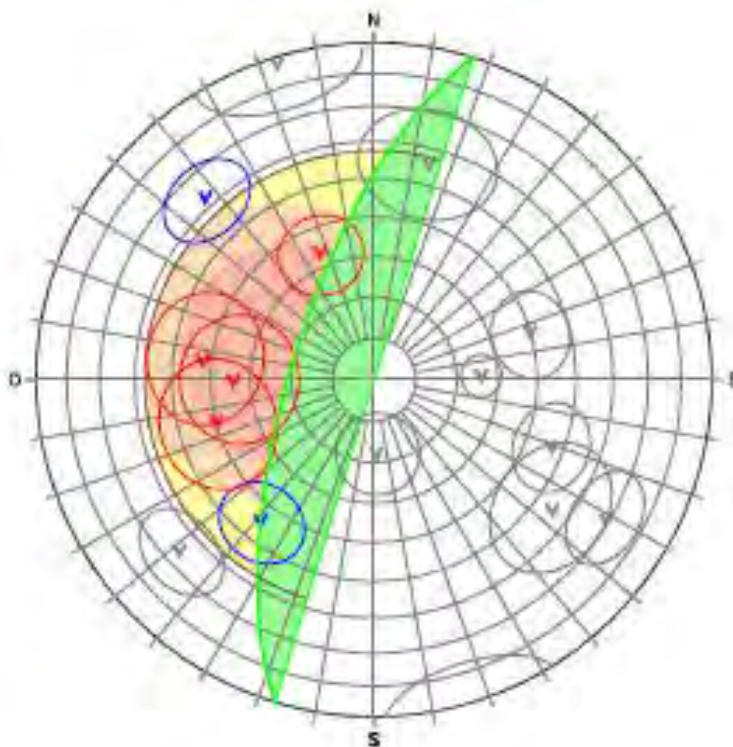
Puntuación: 4

Figura A.28.- Análisis por rotura en cuña, sub sector N-7



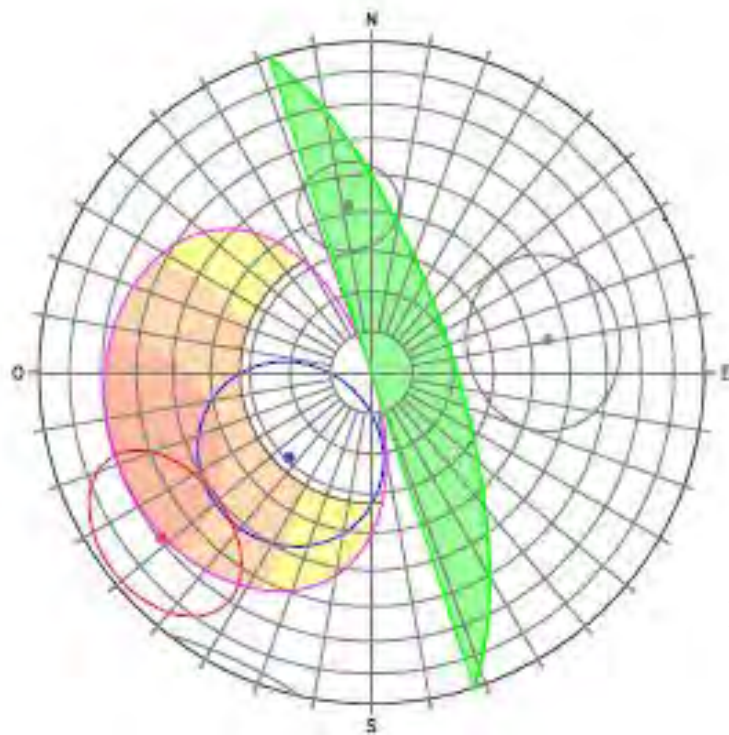
Puntuación: 4

Figura A.29.- Análisis por rotura plana, sub sector N-8



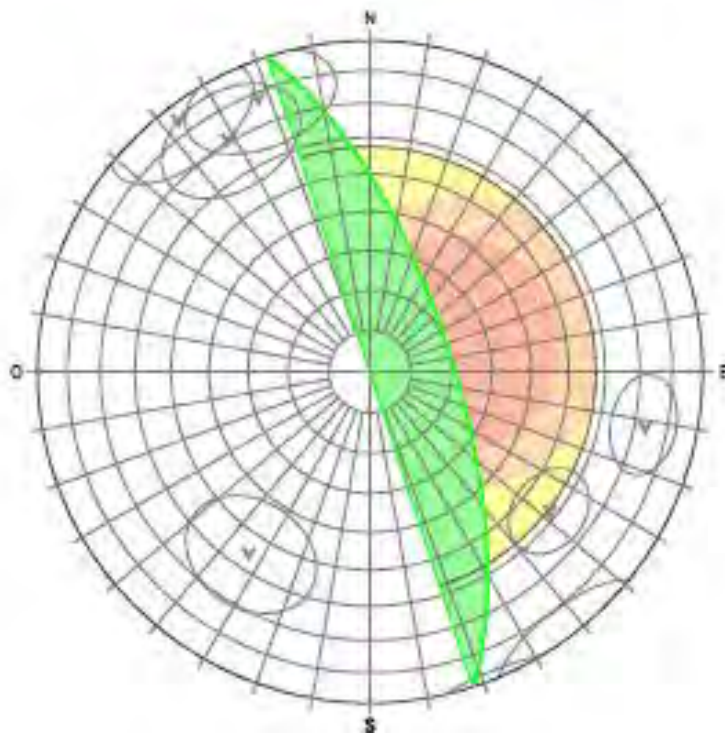
Puntuación: 4

Figura A.30.- Análisis por rotura en cuña, sub sector N-8



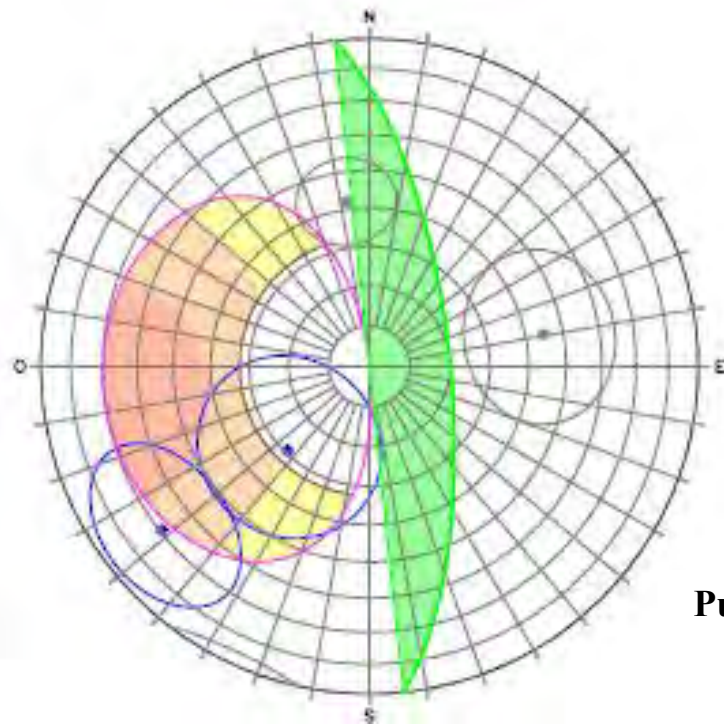
Puntuación: 4

Figura A.31.- Análisis por rotura plana, sub sector S-1



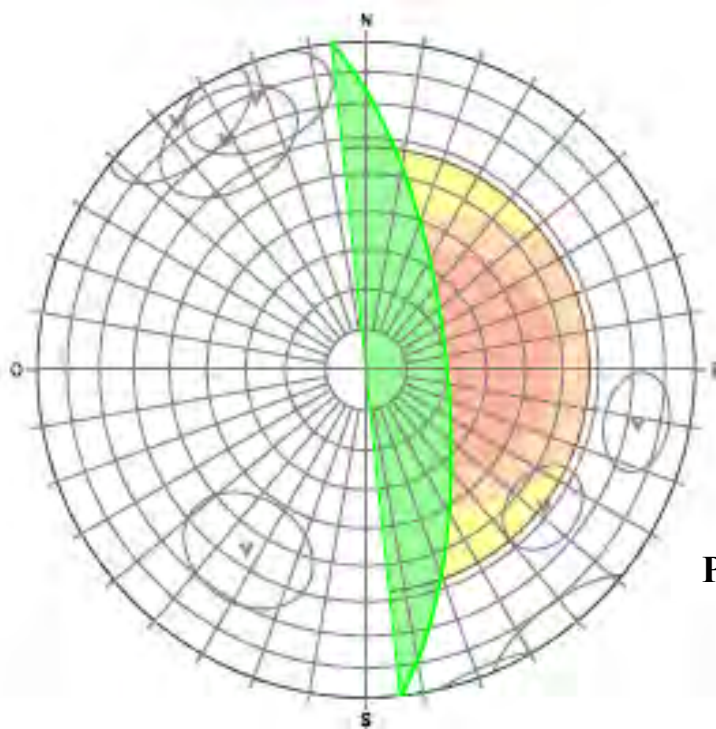
Puntuación: 0

Figura A.32.- Análisis por rotura en cuña, sub sector S-1



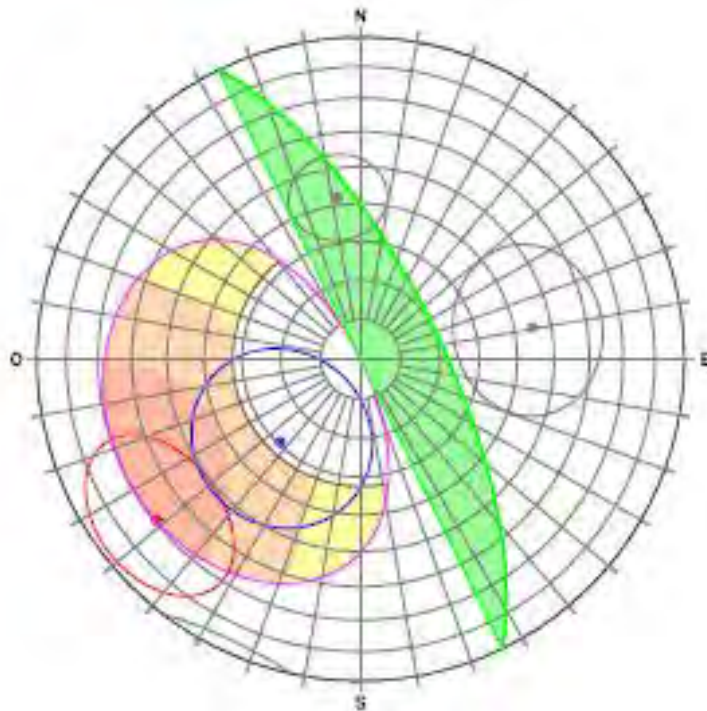
Puntuación: 3

Figura A.33.- Análisis por rotura plana, sub sector S-2



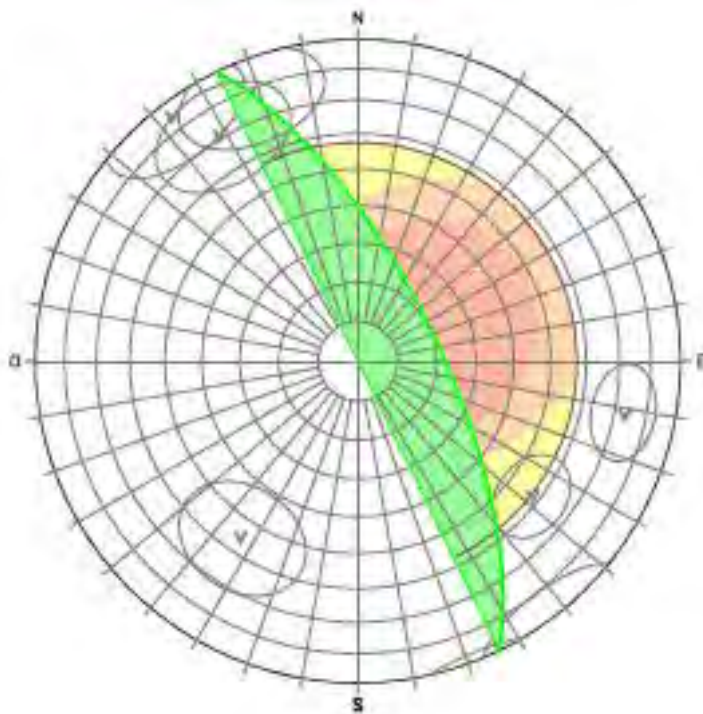
Puntuación: 0

Figura A.34.- Análisis por rotura en cuña, sub sector S-2



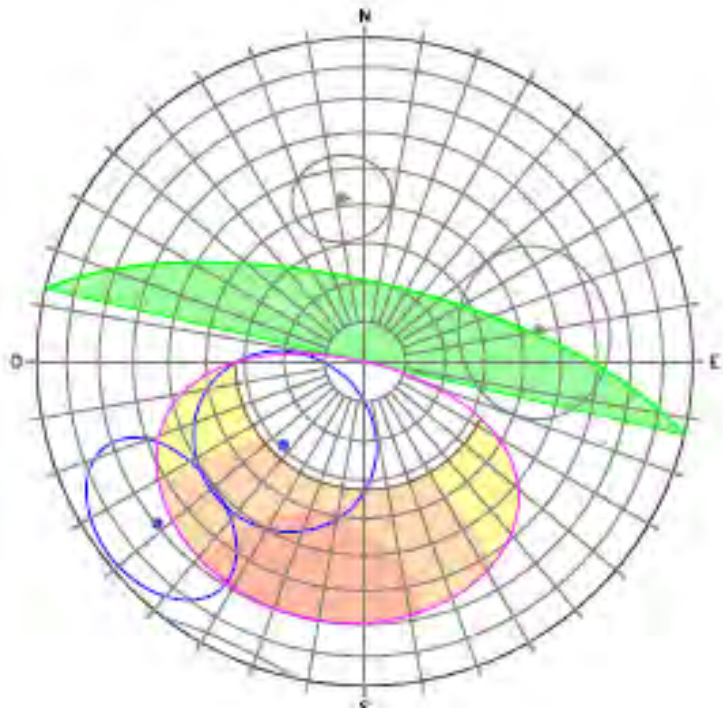
Puntuación: 3

Figura A.35.- Análisis por rotura plana, sub sector S-3



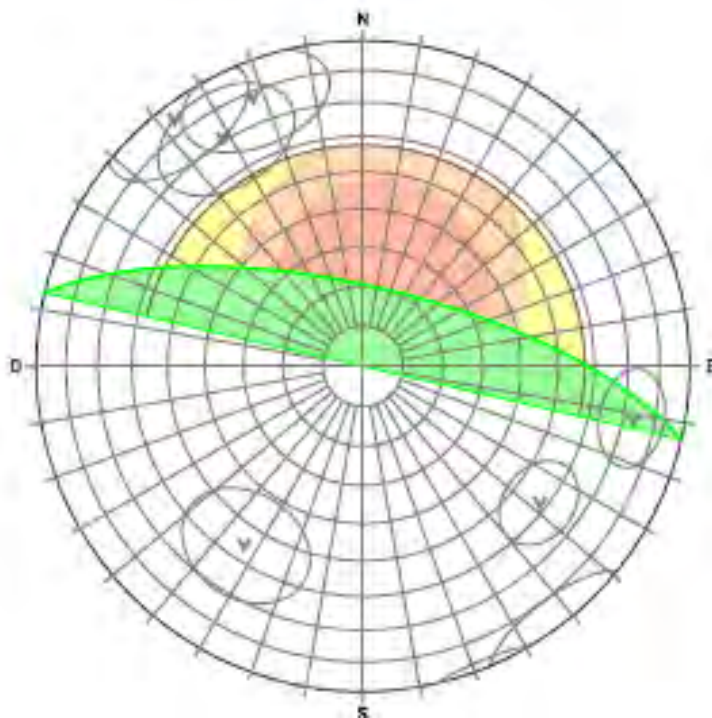
Puntuación: 0

Figura A.36.- Análisis por rotura en cuña, sub sector S-3



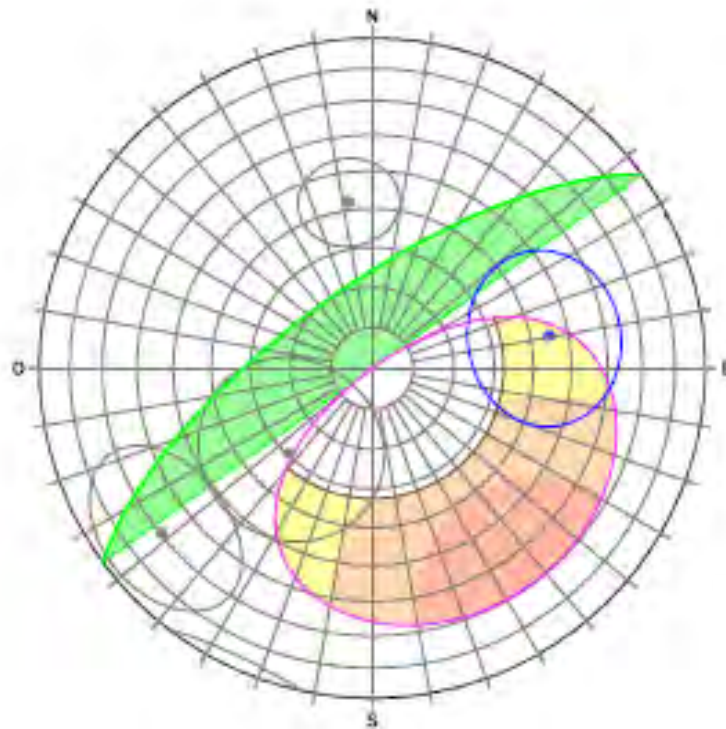
Puntuación: 2

Figura A.37.- Análisis por rotura plana, sub sector S-4



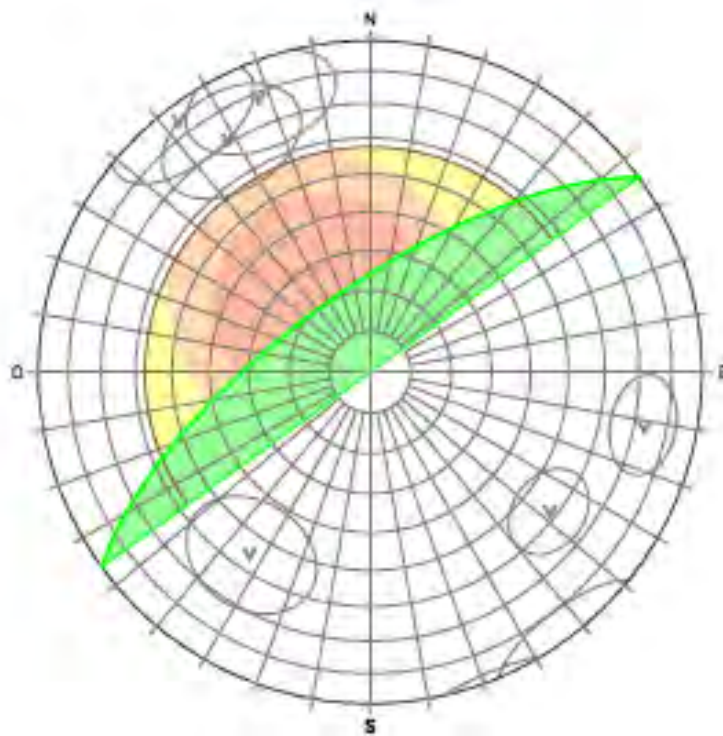
Puntuación: 0

Figura A.38.- Análisis por rotura en cuña, sub sector S-4



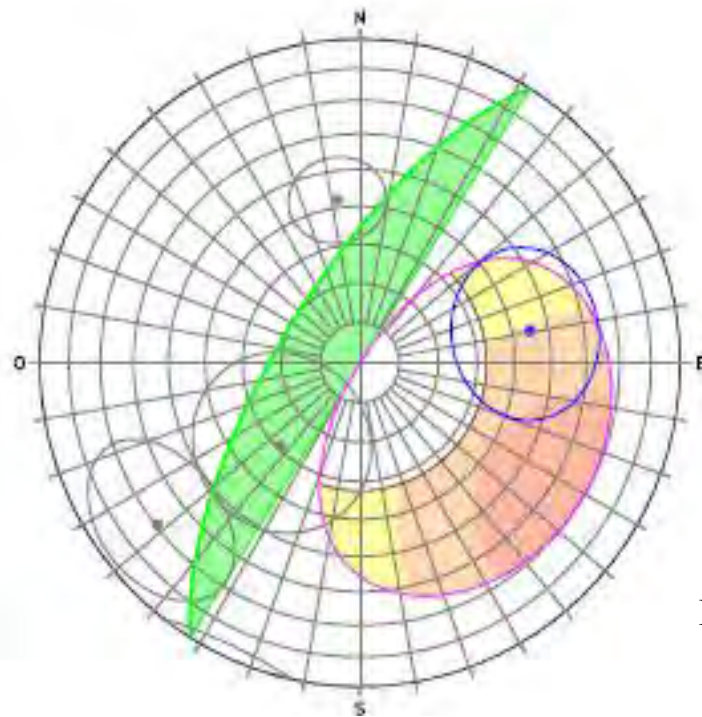
Puntuación: 2

Figura A.39.- Análisis por rotura plana, sub sector S-5



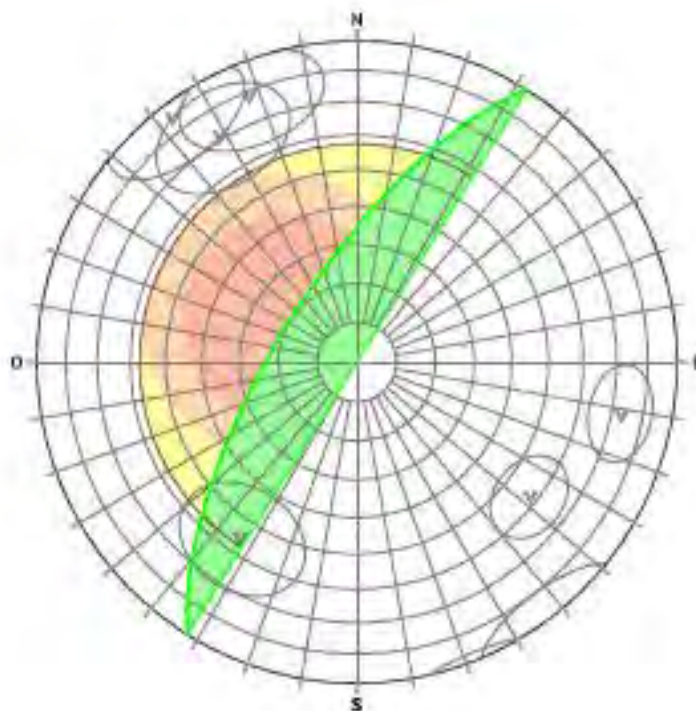
Puntuación: 0

Figura A.40.- Análisis por rotura en cuña, sub sector S-5



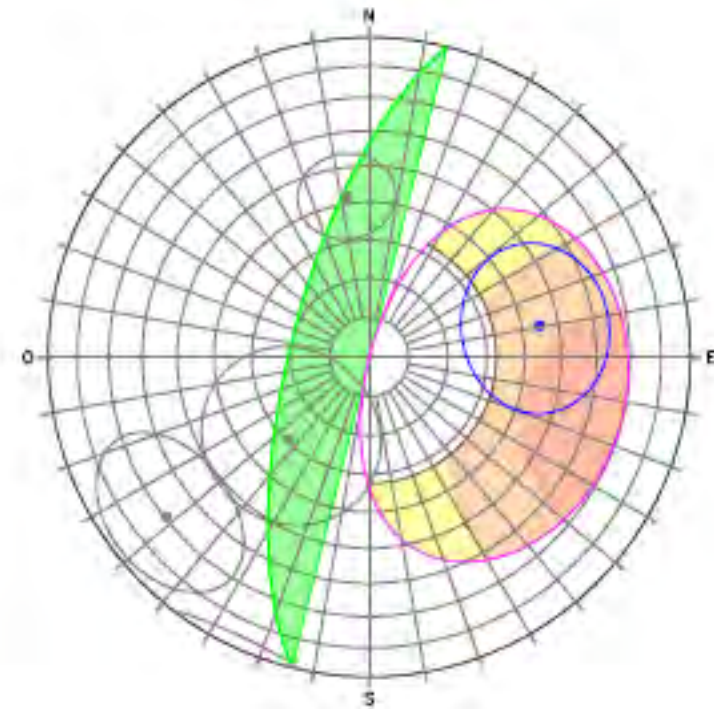
Puntuación: 2

Figura A.41.- Análisis por rotura plana, sub sector S-6



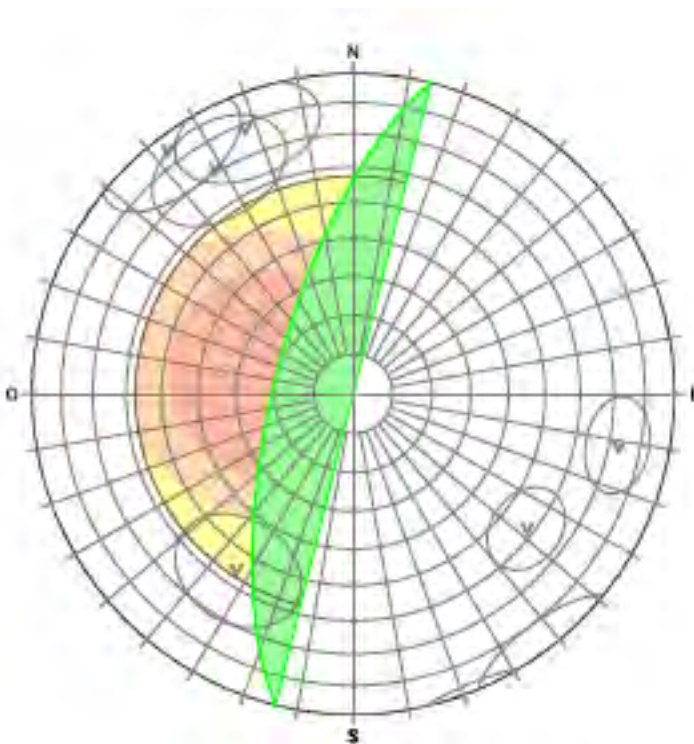
Puntuación: 0

Figura A.42.- Análisis por rotura en cuña, sub sector S-6



Puntuación: 2

Figura A.43.- Análisis por rotura plana, sub sector S-7



Puntuación: 0

Figura A.44.- Análisis por rotura en cuña, sub sector S-7