

Versión en español del artículo “*Estabilidade de Taludes de Mineração por Métodos Numéricos*”, de los autores abajo indicados y publicado en las memorias del IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, Brasil: ABMS - EPUSP, 2000.

Análisis de la estabilidad de taludes mineros por métodos numéricos

Anna Laura L. S. Nunes, Ph.D

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS

Hernán Gavilanes Jiménez, MSc

Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio

Sergio A. B. Fontoura, Ph.D

Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio

I Introducción

Muchas minas a cielo abierto alcanzan alturas de excavación superiores a los 200 m, justificadas por la necesidad de obtener el mayor beneficio económico posible a través de la extracción mineral, lo que hace que los taludes finales sean más elevados y escarpados. En la mina de Chuqicamata en Chile, con una profundidad de 645 m y un ángulo final del talud igual a 37°, se calcula que la disminución de 1° representa la pérdida, en términos de explotación, de 100 millones de toneladas de material rocoso (Rapiman, 1993).

La geometría del talud final de la minas no es únicamente gobernada por las características económicas y de producción, sino también por la estabilidad del macizo rocoso. La rotura localizada en los taludes de banco no tiene la misma importancia e incidencia que la rotura del talud final de la misma, que determina su no viabilidad.

La geometría del yacimiento mineral y el método de explotación originan minas a cielo abierto de forma elíptica y taludes de gran altura con curvaturas cóncavas y convexas. En estos casos, los modos de rotura más comunes son principalmente de tipo circular y por volcadura de bloques. Las roturas plana son menos frecuentes (Sjöberg, 1996).

En superficies de rotura curvas o circulares, la profundidad máxima alcanzada dentro del macizo rocoso depende de la cohesión, del ángulo de fricción, ángulo del talud y del nivel de tensiones normales a lo largo de la superficie (Salcedo, 1990). A medida que la profundidad aumenta, también existe un incremento de las tensiones normales. Considerándose los parámetros de resistencia, la resistencia al cizallamiento será baja en la cresta, moderada en la base o pie y elevada en el interior del talud. Adicionalmente, la redistribución de tensiones y pérdida de la resistencia al cizallamiento del macizo rocoso puede dar origen al fenómeno de rotura progresiva (Chowdhury, 1978), que iniciada en puntos del

talud, sujetos a grandes deformaciones, acarrea una plastificación del material, originando las condiciones para la ocurrencia de una rotura global o generalizada.

Algunas metodologías vienen siendo empleadas para la evaluación de la estabilidad y el comportamiento de taludes, como por ejemplo, métodos de clasificación de macizos rocosos, métodos de equilibrio límite, métodos numéricos, análisis probabilísticos e instrumentación geotécnica (monitoreo). De todas estas categorías, existe una significativa cantidad de trabajos que abordan la estabilidad a partir de métodos de equilibrio límite a pesar de que los factores de seguridad son sensibles a pequeños cambios de los parámetros de resistencia y de que este tipo de metodologías no llevan en cuenta el estado de tensiones iniciales, ni el mecanismo de rotura y ni la variación de tensiones a lo largo de la superficie potencial de rotura.

Bajo estas limitaciones, la modelación numérica surge como una alternativa para el análisis de la estabilidad del talud, sobre todo considerándose los avances tecnológicos ocurridos en la última década. La aplicación de esta técnica en obras civiles y de minería presenta varias ventajas, dentro de las cuales se pueden destacar: (i) previsión de los mecanismos de rotura, (ii) obtención de las tensiones y deformaciones en diferentes puntos a lo largo del talud, (iii) análisis de la estabilidad en función de diferentes modelos constitutivos. (iv) realización de estudios paramétricos de las propiedades elásticas y de resistencia de la roca.

El conjunto de estas ideas motivaron un análisis de la estabilidad y comportamiento de taludes rocosos de gran altura basándose en el campo de desplazamientos a través del método de tensión-deformación de acuerdo a diferentes tipos de modelos constitutivos del material. Una modelación de un talud de gran altura fue llevada a cabo usando el programa computacional FLAC 3.30 (1996) codificado en diferencias finitas. Se adoptaron dos modelos constitutivos para

representar el comportamiento del macizo rocoso: (i) modelo elástico-plástico perfecto y (ii) modelo elástico-plástico con ablandamiento (*strain-softening*). Para ambos casos se realizaron análisis de estabilidad global del talud, basados en el campo de tensiones y de desplazamientos generados a partir del análisis numérico por diferencias finitas.

Los factores de seguridad así obtenidos fueron comparados con los factores de seguridad determinados por equilibrio límite a través del método de Sarma, considerando la misma superficie de rotura definida en el análisis numérico.

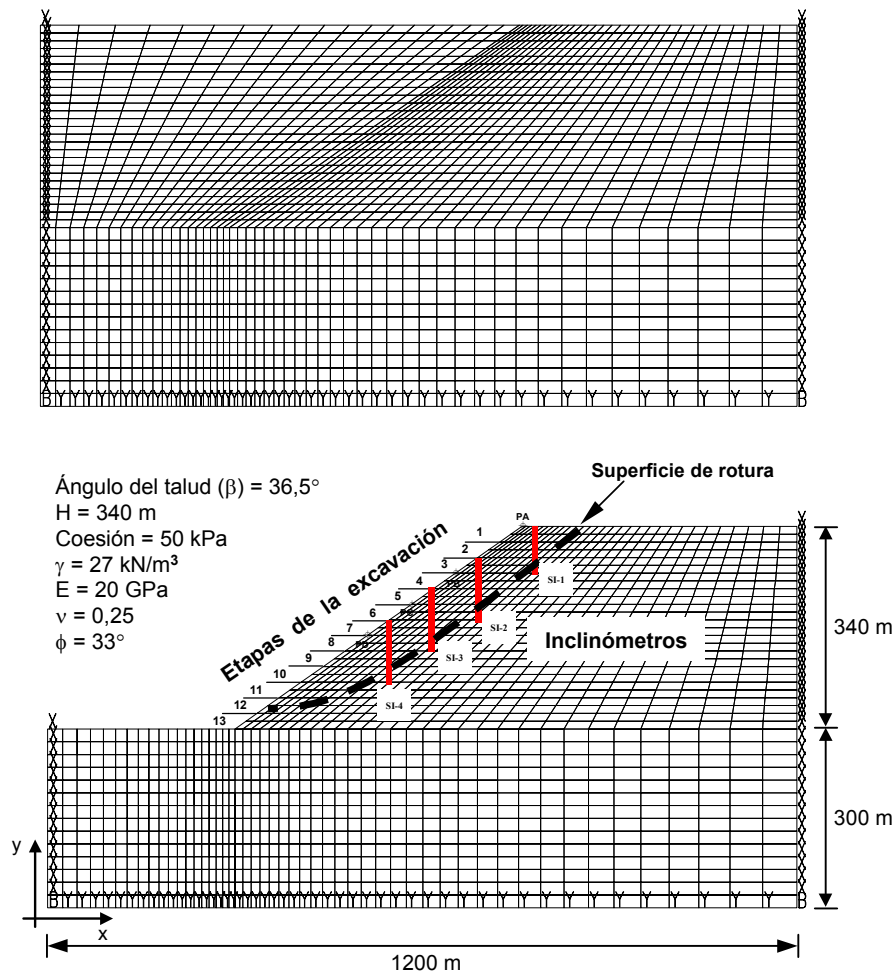


Figura 1 Configuración de la malla y propiedades de material del talud (Gavilanes, 1999)

II Caso estudiado y modelación computacional.

El talud de 340 m de altura adoptado para el análisis de estabilidad fue idealizado a partir de los taludes hallados en la mina de hierro Robert (Robert Pit Mine) en el Canadá. El macizo rocoso está compuesto predominantemente por roca granítica esquistosa, altamente fracturada y alterada. Varias roturas del tipo circular, de menor magnitud, se observaron antes del deslizamiento de mayor magnitud provocado por la gran altura de excavación que excedió en 24 m la altura establecida en el proyecto original (Coates y Yu, 1976).

El análisis de la estabilidad del talud en términos del campo de desplazamientos se realizó usándose el programa FLAC. Una malla de 2.000 elementos paralelos al talud (Figura 1) se configuró de manera de permitir representar las varias etapas de excavación de la mina, las cuales están señaladas por los pequeños escalones numerados del 1 al 13. En la malla, los contornos laterales izquierdo y derecho fueron fijados en la dirección x y liberados en la dirección y. Los puntos nodales de la base también fueron fijados en la dirección y.

El ángulo de inclinación del talud fue adoptado igual al ángulo de liquidación de la mina ($\beta = 36,5^\circ$) con miras a determinar la estabilidad general del macizo rocoso. El talud es considerado un medio

continuo equivalente asumiéndose que el tamaño de piezas de roca es considerablemente menor que las dimensiones del talud. Las propiedades físicas, de resistencia de la roca y las características geométricas del talud son resumidas en la Tabla 1. Para la determinación del campo de desplazamientos, se utilizó el recursos de simulación de medidores de desplazamientos relativos posicionados en la cresta y frente del talud (PA, PB, PC, PD), además de inclinómetros (SI-1, SI-2, SI-3, SI-4) para monitoreo de los desplazamientos de puntos con la profundidad (Figura 1).

El comportamiento tenso-deformacional del macizo rocosos bajo carga gravitacional fue simulado a través de dos modelos constitutivos: (i) modelo elástico-plástico perfecto de Mohr-Coulomb, MEPP y (ii) modelo elástico-plástico perfecto con ablandamiento (*strain-softening*), MEPA. El primero corresponde a uno de los modelos más utilizados en el análisis de problemas asociados a la mecánica de suelos y el segundo representa el comportamiento del tipo frágil característico de las rocas bajo sollicitaciones típicas en el ámbito de la ingeniería civil y de la minería (Hoek y Brown, 1980; Michelis y Brown, 1996).

Tabla 1. Características y propiedades del talud analizado.

Características	Valores adoptados
Altura del talud	340 m
Inclinación del talud	36,5°
Peso específico	27 kN/m ³
Módulo de Young	20 GPa
Coefficiente de Poisson	0,25
Cohesión (pre-pico / pos-pico)	50,0 / 42,5 kPa
Ángulo de fricción (pre-pico / pos-pico)	33° / 28°

Es importante resaltar que el modelo elástico-plástico perfecto, en el caso de la estabilidad de taludes, tiende a aumentar la resistencia al cizallamiento del material cuando no es aplicado adecuadamente. Lo y Le (1973) señalan que en la condición de rotura progresiva, la estabilidad de un talud puede ser sobrestimada si los parámetros de resistencia de pico son empleados, o puede ser

subestimada cuando los parámetros de resistencia residual son empleados. Las condiciones principales para que ocurra la rotura progresiva son: un comportamiento del tipo *strain-softening* y la no uniformidad de las tensiones cizallantes, lo que puede ser razonablemente bien simulado por el método elástico-plástico con ablandamiento (*strain-softening*).

III Metodología adoptada para el análisis de la estabilidad - FLAC

La estabilidad de un talud puede ser definida por la relación entre las tensiones actuantes y las tensiones resistentes. Teóricamente, la rotura dentro del macizo rocoso se produce cuando esta relación es igual a 1. Valores superiores a la unidad también pueden indicar un rápido proceso de plastificación del macizo rocoso, con tasas de desplazamiento y velocidades elevadas.

A partir de mediciones de desplazamientos en taludes de gran altura, es posible identificar las principales características cinemáticas asociadas a la forma de la superficie de rotura y a las fases de rotura regresiva y progresiva (Zavodni y Broadbent, 1978), o en otros términos, etapas estable e inestable (Sjöberg, 1996). Cuando la etapa de rotura es estable (fase regresiva), la tasa de desplazamientos es relativamente constante, una vez que corresponde al inicio del proceso de plastificación. El movimiento tiende a

desacelerarse con la disminución de la relación entre las fuerzas actuantes y las resistentes, así el talud tiende a ser más estable con el tiempo (Call *et al.* 1993). Savely (1993) y Ryan y Call (1992) indican que en situaciones típicas de excavaciones en minas a cielo abierto, los desplazamientos acumulados son cíclicos e incorporan una tercera fase intermedia entre las fases progresiva y regresiva, denominada *steady-state* (transicional). En esta fase, el talud no muestra ni características de inestabilidad ni de estabilidad, tan sólo presenta desplazamientos constantes.

Sullivan (1993) concluyó que una de las mejores formas de estudiar el comportamiento cinemático de los taludes es a través del conocimiento de la velocidad del material que se está deslizando. Considerando el nivel de la tasa de desplazamientos, Call (1991) distingue dos tipos de roturas: teórica y operacional. En la primera existen abundantes ejemplos de minas a cielo abierto que a pesar de haber registrado técnicamente la rotura del talud, presentan tasas de

desplazamientos que todavía permiten continuar con las actividades de explotación. Si los desplazamientos del talud colocan en riesgo instalaciones y equipamientos, se considera la rotura como operacional. Savely (1993) señala que esta decisión, basada en la tasa de desplazamientos, debe ser tomada fundamentalmente en las fases regresiva y transicional (*steady-state*) del movimiento del talud, a fin de poder inducirse medidas de estabilización, tales como, mejora de las técnicas de voladura y disminución del ángulo del talud. En el presente trabajo, la definición de la rotura global u operacional del talud se basó en la identificación de las fases regresiva y progresiva, a partir del campo de desplazamientos. Adicionalmente, también fueron empleados análisis de la región de plastificación y de los factores de seguridad, como sugerido por Wong (1984) y Lee y Ng (1988) para análisis de estabilidad basados en métodos tenso-deformationales.

La superficie de rotura es entendida como una banda de material intensamente cizallado. Tanto en ensayos de laboratorio como en procesos geológicos, la deformación en el material no tiene distribución uniforme, concentrándose en bandas de cizallamiento. Este proceso es llamado localización y también ocurre en la modelación numérica. Así, un elemento que se está deformando más, tiende a tener un comportamiento más frágil que los elementos vecinos. La continua transferencia de carga adicional para elementos no plastificados constituye un proceso progresivo que origina una banda de concentración de deformaciones plásticas.

El factor de seguridad puede ser determinado según diferentes metodologías (Naylor, 1982; Donald, 1994; Cavalcante y Celestino, 1996). En el

presente trabajo se adoptaron el método directo y tres métodos de equilibrio límite perfeccionados.

El método directo corresponde a la reducción progresiva de los parámetros de resistencia (c y ϕ), a través de un factor de reducción (FR) hasta provocar la rotura del talud. El factor de seguridad es establecido cuando FR es crítico, es decir, para grandes incrementos de los desplazamientos de un punto corresponden pequeñas variaciones del FR (Naylor, 1982). Los métodos perfeccionados parten del conocimiento de una posible superficie de rotura sobre la cual se determina un número finito de puntos a los cuales corresponde un estado de tensiones generado a través del modelo computacional. El factor de seguridad global es calculado por medio de los factores de seguridad locales, considerando:

1. Factor de seguridad global FS1 dado por la media ponderada de los niveles de tensión a lo largo de la superficie de rotura, admitiéndose que la rotura se da por el plano de mayor sollicitación (Figura 2a). El programa FLAC utiliza la relación r_f/r_m para generar los contornos de los factores de seguridad locales de forma de determinar las áreas de mayor o menor sollicitación;
2. Factor de seguridad FS2 obtenido a través del FS local, determinado por la relación entre τ_a/τ_b esquematizada en la Figura 2b (He, 1995);
3. Factor de seguridad global FS3 obtenido a través de la relación entre el área bajo la curva de la tensión cizallante en la rotura y el área de la tensión cizallante actuante a lo largo de la potencial superficie de rotura indicada en la Figura 2c (Naylor, 1982).

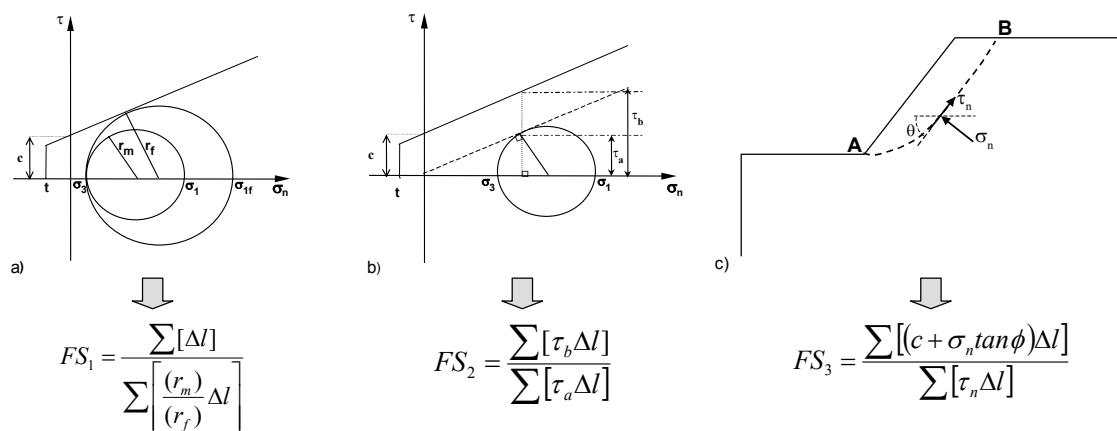


Figura 2. Relaciones entre la tensión cizallante y resistencia al cizallamiento para el cálculo de los factores de seguridad.

IV Resultados obtenidos por el método tensión - deformación

El análisis de la estabilidad del talud considerando los modelos elástico-plástico perfecto (MEPP) y elástico-plástico con ablandamiento (MEPA) se basó principalmente en el campo de desplazamientos superficiales y subsuperficiales, obtenidos a partir de la simulación de medidores de desplazamiento superficial y de perfiles inclinométricos en diferentes lugares de la excavación (Figura 2).

Los desplazamientos relativos fueron obtenidos al término de cada etapa de la excavación considerando los puntos nodales de la cresta y frente del talud. Las curvas de desplazamiento relativo en la dirección x (Figura 3) indican que el talud se comporta de forma elástica hasta aproximadamente 180 m de altura en los dos modelos analizados. Con el avance de la excavación, se inicia el proceso de plastificación y la tasa de desplazamientos se incrementa hasta coincidir con la inestabilidad de los modelos. La diferencia encontrada en las respuestas reside en el hecho de que, después del inicio de la plastificación, el modelo con ablandamiento, presenta incrementos de desplazamientos superiores y más rápidos en la disminución de los parámetros de resistencia de pico, observándose valores mayores en la última etapa (Figura 3b). Resultados similares fueron encontrados para los desplazamientos relativos en la dirección vertical

En la simulación de perfiles inclinométricos, se utilizó un procedimiento similar al de los desplazamientos relativos para todos los puntos nodales (equidistantes) de cada vertical, incluyendo los puntos que se encontraban fuera de la región de plastificación definida por los análisis preliminares.

Los desplazamientos de los perfiles inclinométricos a lo largo del proceso de excavación, considerándose los modelos MEPP y MEPA son representados por las curvas típicas del inclinómetro SI-2 (Fig. 4), donde también se determina una zona de cizallamiento en la cual se localiza el plano de deslizamiento. El material situado arriba de la zona de cizallamiento se moviliza con desplazamientos prácticamente constantes, indicando poca distorsión angular. La deflexión de los perfiles se inicia a partir de la octava etapa de excavación con aproximadamente 210 m de profundidad y aumenta progresivamente hasta la última etapa de la excavación, que en el modelo MEPP alcanza la etapa No. 12 y en el modelo MEPA alcanza apenas la etapa 10 con desplazamiento sustancialmente mayores y una

zona de cizallamiento de menor espesor y más concentrada (Figura 4b). Los desplazamientos acumulados presentan valores similares para los inclinómetros SI-2, SI-3 e SI-4, siendo que estos dos últimos indican el movimiento de un cuerpo rígido (Gavilanes, 1999).

Por medio de los desplazamientos acumulados en la dirección x de un punto cualquiera, sea por ejemplo el nodo (20,25), se pudo identificar el comportamiento estable (regresivo) e inestable (progresivo) del talud en los modelos MEPP y MEPA (Figura 5). Obsérvese inicialmente una fase regresiva compuesta por incrementos de desplazamientos lineales y elásticos, seguida de una fase de aceleración-desaceleración, como consecuencia del inicio del proceso de plastificación y de la redistribución de tensiones. Conforme se simula el proceso de excavación, el talud es menos estable y los desplazamientos son crecientes hasta indicar el colapso a una altura aproximada de 315 m en el MEPP (Fig. 5a) y de 262 m en el MEPA (Fig. 5b). El punto de transición de la fase estable para la inestable puede ser inferido por el cambio abrupto de la fase regresiva para la progresiva (Fig. 5a, b), como también por la deflexión de los perfiles inclinométricos en el inicio de la novena etapa de la excavación a 235 m de profundidad para el MEPP (Fig. 4a) y al final de la octava etapa para el MEPA (Fig. 4b).

Los resultados en términos de vectores de desplazamiento son presentados en las figuras 6a y 7a. En los 2 modelos se observa el mismo comportamiento, excepto por la mayor magnitud de los desplazamientos en las etapas que anteceden al colapso del talud analizado a través del MEPA (Figura 7a). La adopción de un modelo continuo implica también la continuidad del campo de desplazamientos en cualquier plano del macizo rocoso, permitiendo de esta manera determinarse la superficie de rotura (Zienkiewicz *et al*; 1975; Wong, 1983). Esta región de desplazamientos plásticos también puede ser definida por los contornos de máximas deformaciones cizallantes (Gavilanes, 1999). Las bandas de deformaciones plásticas (Fig. 6b e 7b) definen las superficies de rotura en los análisis por los métodos MEPP y MEPA. Se observan superficies de roturas curvilíneas que rompen por la frente del talud y no por la base, a pesar de que las regiones plastificadas en el talud son próximas a la base. En lo que se refiere al porcentaje de la región plastificada, los resultados indican un 85,7% de plastificación relativa en 12a etapa de la excavación del análisis por MEPP y 85,5% en la 10a etapa considerando el análisis por MEPA.

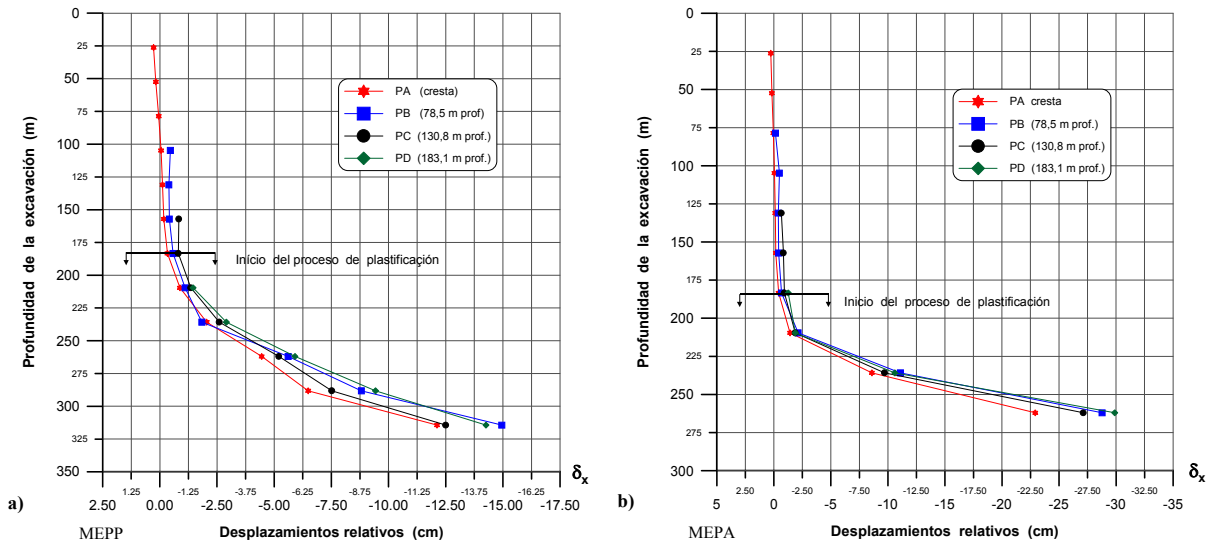


Figura 3. Variación de los desplazamientos relativos en la cresta y frente del talud con la profundidad de la excavación (Gavilanes, 1999).

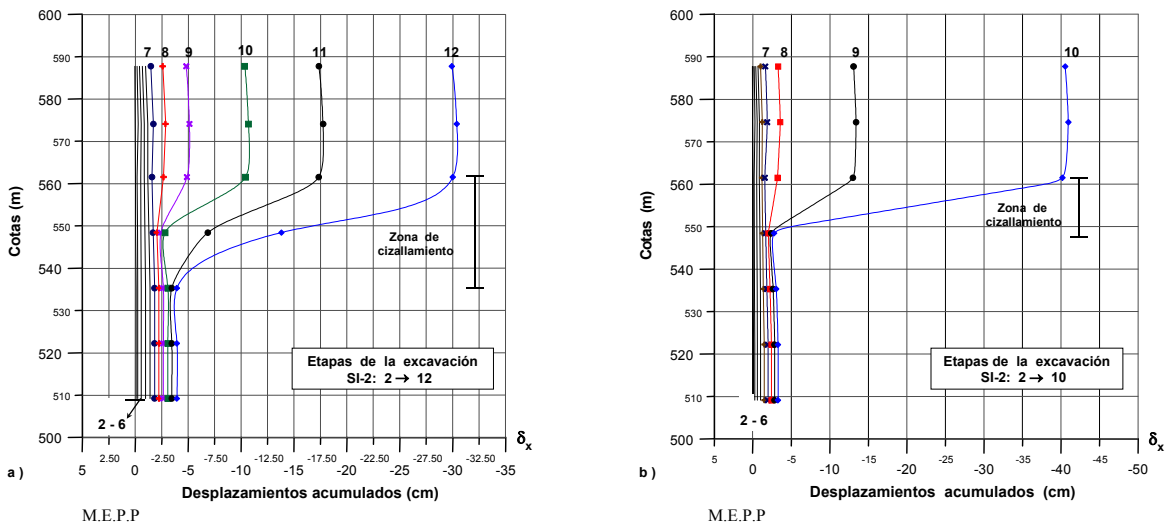


Figura 4. Perfiles de desplazamientos acumulados en relación a las etapas de excavación para MEPP y MEPA (Gavilanes, 1999).

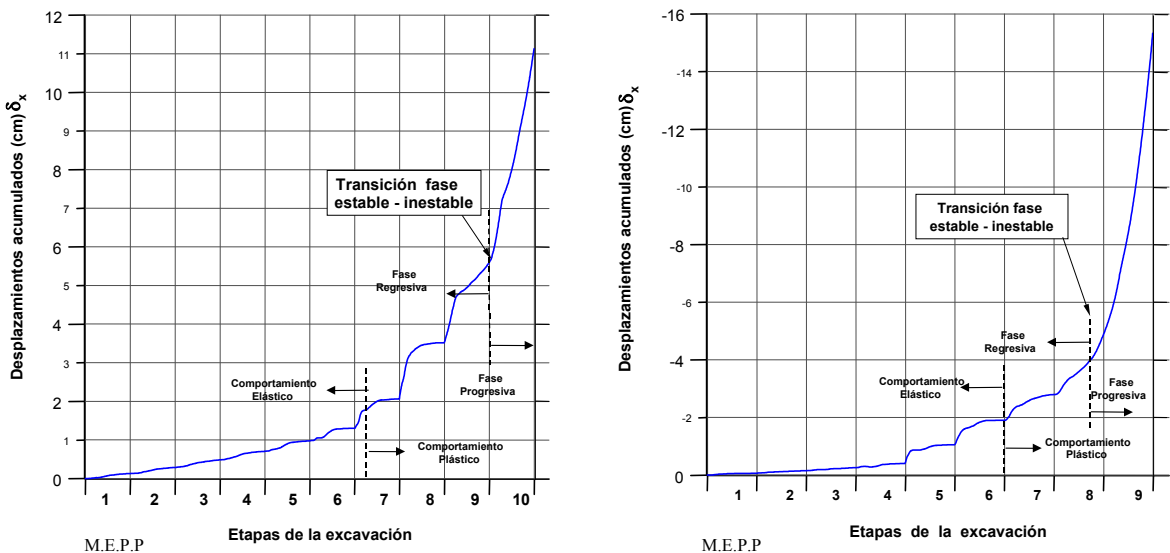


Figura 5. Desplazamientos nodales vs avance de la excavación – Fases progresiva a regresiva para MEPP y MEPA (Gavilanes, 1999).

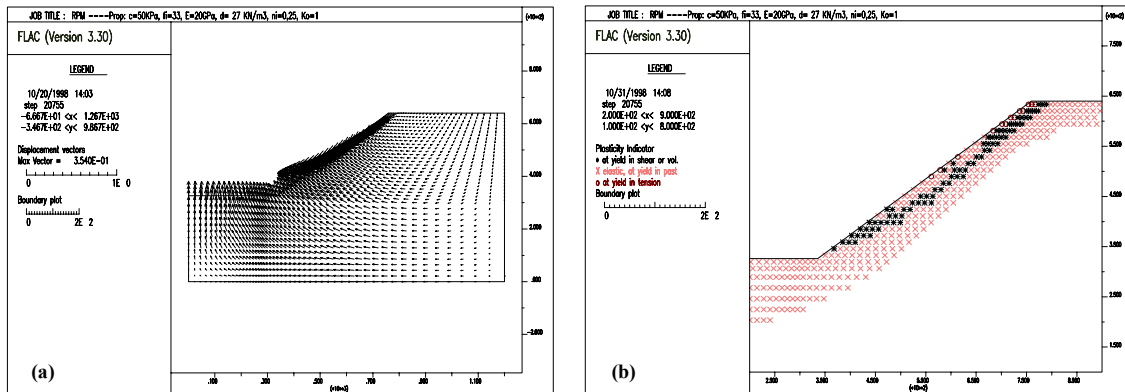


Figura 6. Rotura analizada por MEPP: (a) Vectores de desplazamiento; (b) Región de plastificación.

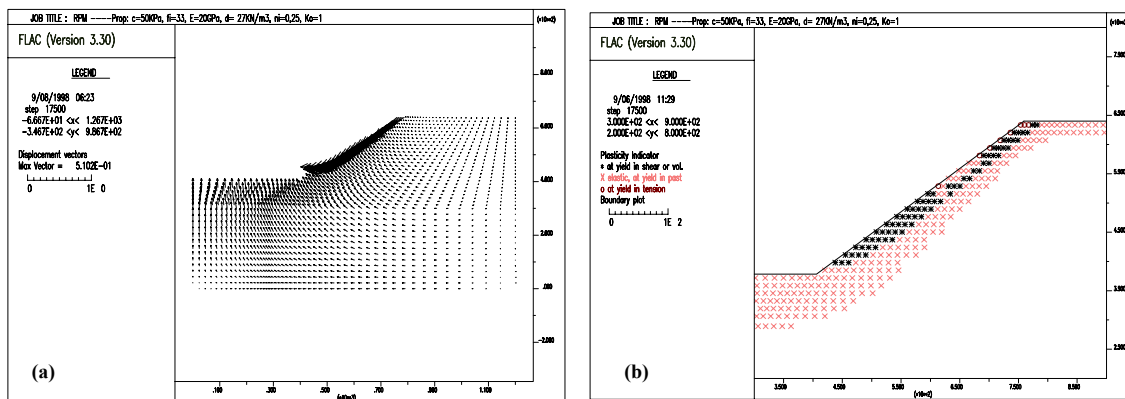


Figura 7. Rotura analizada por MEPA: (a) Vectores de desplazamiento; (b) Región de plastificación.

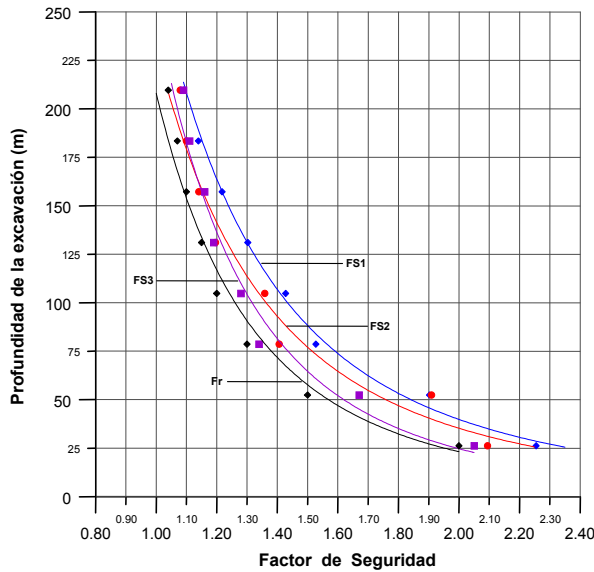
V Factores de Seguridad por el Método σ - ϵ

En las condiciones de comportamiento elástico, donde el modelo se encuentra en equilibrio y no hay indicios de rotura, es posible determinarse un factor de seguridad global a partir de las tensiones para cada etapa de la excavación. En un procedimiento aparte y usándose las mismas mallas para la generación de tensiones, se obtuvo la superficie potencial de rotura por medio de la progresiva disminución de los parámetros de resistencia hasta forzar la rotura del talud, determinándose los vectores de velocidad, contornos y vectores de desplazamiento que representan los planos de deslizamiento. Estas superficies de rotura son empleadas en el cálculo del factor de seguridad de cada etapa de excavación según las metodologías anteriormente descritas.

Es importante notar que el análisis del factor de seguridad según el MEPP es idéntica al del MEPA, una vez que todos los resultados de desplazamiento en régimen elástico son iguales para los dos modelos constitutivos. La variación de los factores de seguridad FS1, FS2, FS3 e FR con el avance de la excavación es presentada en la Figura 8. Se observa que los valores calculados presentan mayor dispersión en las primeras etapas de la excavación, pero éstos tienden a convergir para la unidad

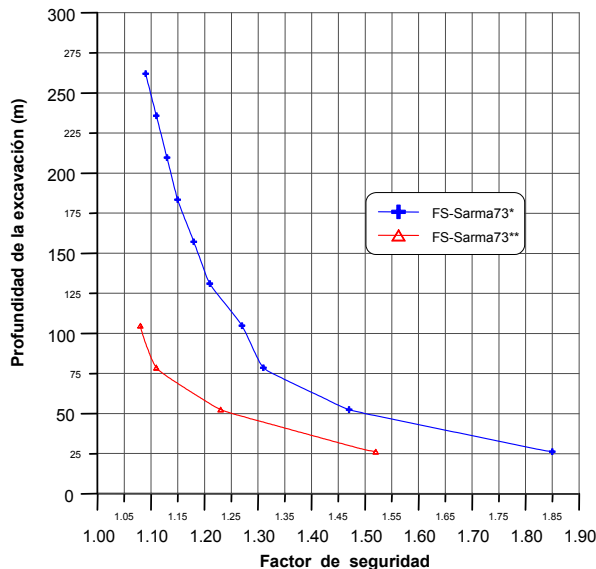
(rotura del talud) en la octava etapa, aproximadamente 210 m de profundidad. Para fines de comparación, el factor de seguridad por Equilibrio Límite fue calculado empleándose el método de Sarma (1973), en el cuál se determina la aceleración horizontal nula que define el factor de seguridad estático (Fig. 9). Los parámetros de resistencia utilizados son comunes tanto al modelo computacional como al análisis por equilibrio límite. Se observa que al considerar únicamente los parámetros de resistencia de pico, el valor del factor de seguridad calculados considerándose los parámetros de resistencia residual (requeridos para la aplicación del modelo con strain softening, MEPA) indican que la máxima altura de excavación es de 104 m.

Los valores determinados a través del análisis por equilibrio límite considerándose los parámetros de resistencia de pico son inferiores a los valores de los factores de seguridad en tensión-deformación hasta aproximadamente 183 m de profundidad de la excavación. A partir de esta etapa, se verificó que el análisis por Equilibrio Límite pierde sensibilidad ofreciendo valores muy próximos a la unidad, esto a pesar de las significativas variaciones de la profundidad a medida en que el talud continua siendo excavado.



ETAPAS	H (m)	FS1	FS2	FS3	FR
1	26,20	2,25	2,09	2,05	2,00
2	52,40	1,90	1,91	1,67	1,50
3	78,60	1,53	1,41	1,34	1,30
4	104,80	1,43	1,36	1,28	1,20
5	131,00	1,30	1,20	1,19	1,15
6	157,20	1,22	1,14	1,16	1,10
7	183,40	1,14	1,10	1,11	1,07
8	209,60	1,09	1,07	1,09	1,04

Figura 8. Factores de seguridad globales por el método Tensión-Deformación (Gavilanes, 1999).



ETAPAS	H (m)	FS-Sarma*	FS-Sarma**
1	26,20	1,85	1,52
2	52,40	1,47	1,23
3	78,60	1,31	1,11
4	104,80	1,27	1,05
5	131,00	1,21	-
6	157,20	1,18	-
7	183,40	1,15	-
8	209,60	1,13	-
9	235,80	1,11	-
10	262,00	1,09	-

Figura 9. Factores de seguridad por equilibrio límite (* $c=50$ kPa, $\phi = 33^\circ$; ** $c_r=42,50$ kPa, $\phi_r=28^\circ$).

Finalmente, la Tabla 2 presenta una comparación interesante entre los resultados obtenidos por el análisis numérico y por equilibrio límite en términos de la altura crítica, desplazamientos horizontales acumulados y porcentaje relativo de la superficie de plastificación: Los análisis por el MEPP y por equilibrio límite se dividen en dos categorías asociadas a los parámetros de resistencia de pico y residuales de la roca. Estos valores corresponden a los parámetros iniciales y finales utilizados en la ley de flujo del análisis por el MEPA. Se observa que, en la condición crítica (FS = 1) y considerando el MEPP, el desplazamiento acumulado y el porcentaje de plastificación en la condición pico son inferiores a los valores obtenidos en la condición residual. Por consecuencia, la altura máxima bajo las condiciones de resistencia de pico (314 m) es

mayor que la encontrada cuando simuladas las condiciones de resistencia residual (209 m). Por otro lado, los resultados obtenidos a través del análisis por el MEPA mostró valores de desplazamiento y plastificación ligeramente superiores a los valores en la condición de resistencia pico del MEPP, y por tanto una altura crítica menor e igual 262 m, todavía superior a la altura calculada en la condición residual por MEPP. Por el método de Sarma, se obtuvo en la condición de pico una altura crítica de 262 m, idéntica a la calculada por el MEPPA, pero inferior a la obtenida en las mismas condiciones por el MEPP. En función de los parámetros de resistencia residual, la altura crítica es significativamente reducida al valor 104 m, indicando un análisis muy conservador y sin respaldo del análisis numérico y de la realidad experimentada por el talud de la Robert Pit Mine.

Tabla 2. Resultados obtenidos por el análisis numérico (FLAC) y por Equilibrio Límite (Sarma 73) (Gavilanes, 1999).

	Método Elástico-Plástico Perfecto		Método Elástico-Plástico Perfecto con Ablandamiento		Equilibrio Límite (Sarma 73)	
	$\phi = 33^\circ$ c = 50 kPa	$\phi = 28^\circ$ c = 42 kPa	$\phi_i = 33^\circ$ c _i = 50 kPa	$\phi_r = 28^\circ$ c _r = 42 kPa	$\phi = 33^\circ$ c = 50 kPa	$\phi_r = 28^\circ$ c _r = 42 kPa
F.S.	≈ 1	≈ 1	≈ 1		1,08	1,05
H _{máx.} (m)	314	209	262		262	104
$\delta_{s-acum.}$ (m)	0,24	0,54	0,33		-	-
Plast _{rel.} (%)	85,68	92,71	85,81		-	-
E=20 GPa; $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$; $\beta = 36,5^\circ$; $\nu = 0,25$						

VI Conclusiones

Los análisis realizados permiten concluir que: (i) El programa computacional FLAC, por medio de los modelos elástico-plástico y elástico-plástico con ablandamiento, es capaz de simular el comportamiento cinemático del talud, posibilitando definir las fases de comportamiento regresivo y progresivo, así como la identificación del mecanismo de rotura; (ii) En el modelo strain-softening con la reducción de la resistencia de pico, cada elemento que plastifica tiende a transferir una carga adicional, por lo que la región de plastificación se torna más estrecha y más concentrada que en el modelo elástico plástico perfecto; (iii) Los desplazamientos obtenidos por medio del MEPA son superiores a los del MEPP, por tanto ambos presentan las mismas tendencias; (iv) La estabilidad global del talud, analizada por medio de los métodos tensión-deformación, puede ser evaluada a través de la determinación del factor de seguridad, del porcentaje de la región de plastificación, y principalmente del campo de desplazamientos; (v) Los factores de seguridad

calculados por medio de diferentes metodologías presentan cierta dispersión y se aproximan a la unidad en la etapa crítica de la excavación; (vi) La determinación de la máxima altura de la excavación, basada en los resultados de los cálculos del factor de seguridad por equilibrio límite, indica una buena aproximación en relación al método tensión-deformación cuando se utilizaron los parámetros de resistencia de pico. Los resultados mostraron ser muy dispersos cuando se adoptaron los parámetros de resistencia residual, sugiriendo por tanto que esta opción debe ser empleada con cautela en el análisis numérico de estabilidad de taludes.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la CAPES por el apoyo financiero que hizo posible el desarrollo de la investigación asociada al presente trabajo, como también a los Profesores Alberto S. F. J. Sayão (PUC-Rio) y José Alberto Ortigão (UFRJ) por la disponibilidad del programa FLAC utilizado en los análisis numéricos.

Bibliografía

- Call, R.D. (1991) **Monitoring pit slope behavior**. SME Mine Engineering Handbook, AIME, New York, pp. 860-882.
- Call, R.D.; Thomas M.; Ryan; R. C. Barkley (1993) **Geotechnical analyses for open pit mining in areas of large - slope instability** Proc. Innovative Mine Design for the 21st Century, Balkema, Rotterdam. pp. 41 - 53.
- Cavalcante, G.; Celestino, T. B. (1996) **Considerações sobre a análise de estabilidade de taludes pelo método dos elementos finitos**. Proc. INFOGEO' 96, São Paulo, pp. 27 - 33.
- Chowdhury, R.N. (1978) **Slope Analysis. Development in Geotechnical Engineering**. Vol.22. Elsevier Scientific Publishing Company.
- Donald I.B. (1994) **The extended criss method for calculation slope stability**. Proc. XII International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. New Delhi, pp. 939 - 942.
- He, S.Z. (1995) **Analyzing of Two Dimensional Slope Stability and Foundations Problems Considering Soil-Structure**. Computing in Civil Engineering (Conference).
- Hoek, E.; Brown, E.T. (1980) **Underground Excavations in Rock**. Institution of Mining and Metallurgy, London, 527 p.

- Itasca Consulting Group. Inc. (1996) FLAC (Version 3.30b). **User Manual**. Minneapolis, MN.
- Gavilanes, Hernán R. (1999) **Análise do Campo de Deslocamentos para Estabilidade de Taludes de Grande Altura em Mineração**. Dissertação de Mestrado, Depto de Engenharia Civil, PUC-Rio.
- Lo, K.Y.; Lee, C. F. (1973) **Stress analysis and slope stability in strain - softening materials**. Geotechnique, 23 (1), pp. 1 - 11.
- Lee. P.K.K.; Ng, L. K. (1988) **Failure criteria for slope analysis using initial stress method**. Numerical Methods in Geomechanics, Balkema, Rotterdam. pp. 1237 - 1241.
- Michelis, P.; Brown, E. T. (1986) **A yield equation for rock**. Canadian Geotechnical Journal, V. 23, pp. 9 - 17.
- Naylor, D. J. (1982) **Finite elements and slope stability**. Numerical methods in Geomechanics, Proceedings. Martins, J.B. editor, pp. 239-244
- Rapiman, M. (1993) **Slope stability and rock mechanics analyses Chuquicamata mine**. Codelco, Chile. Proc. Innovative Mine Design for the 21st Century, Balkema, Rotterdam. pp. 36 - 44.
- Ryan, T. M.; Call, R. (1992) **Applications of rock mass monitoring for stability assesment of pit slope failure**. Rock Mechanics. Proc. Of the 33rd U.S. Symposium. Balkema, Rotterda. pp. 221 - 229
- Salcedo, D. (1990) **Rock Masses Charecterization, Shear Strenght and Failure Machanisms**. Caracas, Universidad Central de Venezuela.
- Savely, J. P. (1993) **Slope management strategies for successful mining**. Proc. Innovative Mine Design for the 21st Century, Balkema, Rotterdam. pp. 25 - 34.
- Sjöberg, J. (1996) **Large Scale Slope Stability in Open Pit Mining - A Review**. Technical Report, Lulea University of Technology.
- Sullivan, T.D. (1993) **Understanding pit slope movements**. Proc. Geotechnical Instrumentation and Monitoring in Open Pit and Underground Mining, Balkema, Rotterdam. pp. 435 - 445.
- Wong, F. (1984) **Uncertainties in FE modeling of slope stability**. Computer & Structure. New York, Pergamon. Vol 19. No. 5/6. Pp. 777 - 791
- Zavodni, Z. M.; Broadvent, C. D.(1978) **Slope Failure Kinematics**. Proc. 19 th U.S. Symposium on Rock Mechanics.
- Zienkiewicz, O. C.; Humpheson, C.; Lewis; R.W. (1975) **Associated and Non - Associated plasticity and visco-plasticity in soil mechanics**. Geotechnique 25 (4), pp. 671 - 689.