

CONDICIONES DE DE LA SUPERFICIE DESLIZAMIENTOS CON FALLA

RESUMEN

Se modelan seis (6) taludes con diferentes ángulos de inclinación y peso unitario de 1.8 ton/m³, módulo de Young de 500 ton/m² y relación de Poisson de 0.45.

En cada uno de estos taludes se calculan los esfuerzos a través del talud y se determinan los puntos que están sometidos a mayores esfuerzos cortantes, correspondiendo estos a los estados de esfuerzos más críticos. La ubicación de estos puntos es por donde comenzará y terminará la superficie de falla.

Se obtiene un gráfico de diseño que permite obtener la pendiente máxima que debe tener un talud para que no se presente falla local en ningún punto.

INTRODUCCIÓN

Cuando se habla de falla progresiva se quiere decir que la superficie de falla se va formando en forma sucesiva a medida que los puntos van alcanzando su resistencia pico.

Los puntos, después de fallar o alcanzar su resistencia pico, quedan con una resistencia residual, por lo tanto en el instante de falla

completa, la resistencia en la superficie de deslizamiento varía de un valor pico en los últimos puntos fallados al valor residual en los primeros.

Es así como la superficie de falla en el campo depende de la diferencia entre la resistencia residual y la pico y de la deformación requerida para establecer esta diferencia; entonces se requiere investigar un modelo que tenga en cuenta la variabilidad de la masa y que reduzca el uso del método de prueba y error en la identificación y localización del plano de falla potencial mas probable, ya que los métodos actuales de estabilidad de taludes suponen el lugar de falla, menudo circular, asignan un valor de resistencia promedio y suponen equilibrio límite.

Con este propósito se pretende comenzar esta investigación conociendo cuales serían las condiciones requeridas en términos de resistencia, y la ubicación de las zonas donde comienza la propagación de la falla. Se obtuvo un gráfico para determinar la inclinación que debe tener el talud para que no se presente falla local en ningún punto, con base en los parámetros de resistencia del suelo.

INICIACION DE FALLA EN

INGENIERIA
CIVIL

*María Cecilia Sierra B. (1)**

*Alvaro J. González G. (2)**

**(1) I.C. Tesis de Posgrado en Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia*

**(2) I.C, MCS, DIC. Profesor Asociado Universidad Nacional de Colombia Director de Tesis*

PROGRESIVA

Este planteamiento se basa en el primer teorema de plasticidad Drucker, Greenberg y Prager (1952), que dice lo siguiente:

No ocurre colapso, si algún sistema de esfuerzos satisface la ecuación de equilibrio, las condiciones de equilibrio, las condiciones de borde de esfuerzo y está con una deformación que no exceda en ningún punto la condición de flujo.

Las propiedades del suelo que tendrá el modelo de análisis son:

Peso Unitario $G = \gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$

Módulo de elasticidad $E = 500 \text{ ton/m}^2$

Relación de Poisson $\mu = 0.45$

Para un suelo elástico homogéneo, isotrópico y sin agua.

Se empleó el análisis estático lo cual implica la solución de un sistema de ecuaciones lineales.

MODELOS ANALIZADOS

PRODECIMIENTO

Como base se tomaron seis (6) taludes con ángulos de inclinación β de 18.01, 33.038, 44.29, 52.45, 71.13 y 90 grados. Para modelar el problema se tomaron los taludes de 11.9 m de altura y la frontera inferior a 13.1 m por debajo del pie, ya que de ahí para abajo no tiene influencia especial en los resultados (Figura No. 1). Los valores de los ángulos resultan del tamaño de los elementos y la modelación de los taludes.

**Con este objetivo
se utiliza el
programa de
elementos finitos
SAP-90
que permite
trabajar con
mallas bastante
finas.**

Primero que todo se deben conocer los puntos críticos o los que están sometidos a mayores esfuerzos cortantes, puntos estos que corresponden a los sitios por donde comenzará a generarse la superficie de falla en el talud. Con este objetivo se utiliza el programa de elementos finitos SAP-90 que permite trabajar con mallas bastante finas. Se emplearon elementos isoparamétricos de 9 nodos en condición de deformación plana.

Con el programa se obtienen los esfuerzos en cada nodo, con los datos se calculan los valores de esfuerzos normal promedio (p) y esfuerzo máximo (q) para expresar los esfuerzos en coordenadas p y q.

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}; \quad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (1)$$

Con base en estos puntos se aproxima una curva que cubra todos los puntos. Esta curva corresponderá a la máxima relación de esfuerzos que se encuentra en el talud. La forma de la curva envolvente que más se aproxima es la siguiente:

$$q_{\max} - q = A (P_{\max} - p)^B \quad (2)$$

Donde A y B son constantes

q_{\max} y P_{\max} son las coordenadas del punto mas alto de la curva.

La envolvente que cubre los máximos esfuerzos debe cumplir las siguientes condiciones:

Como $\phi < 90^\circ$	
$dq/dp = \tan \alpha = \sin \phi < 1$	(3a)
$dq/dp = AB(p_{\max} - p)^{(B-1)} < 1$	(3b)
$(P_{q_{\max}} - P_{\min}) = (q_{\max} / A)^{1/B}$	(3c)
$dq/dp = A (1/B) B(q_{\max})^{(1-1/B)}$	(3d)
$(q_{\max})^{(1-1/B)} < A^{1/B}$	(3e)

Además se requiere que cumpla las siguientes condiciones en funciones suaves y continuas :

$\delta q_{\max} / \delta \beta > 0$	(4a)
$\delta p_{\max} / \delta \beta > 0$	(4b)
$\delta p_{\min} / \delta \beta > 0$	(4c)

β : Inclinación del talud

Es así como a través de una serie de tanteos se encuentran las curvas envolventes de cada talud, que cumplen con las correlaciones para P max, P min, q max, A y B y cubren los puntos de máximos esfuerzos. Luego se ajustan para que cumplan las condiciones 4, es decir, que las constantes de todos los taludes analizados deben formar funciones suaves y continuas con el cambio dependiente.

También se tiene en cuenta en el ajuste la variación de C' y ϕ' en los puntos de $P=0$, con los diferentes ángulos de inclinación del talud. Comprobando que las funciones fueran suaves, con las gráficas de la pendiente del talud contra $C/\gamma H$ y $\tan \phi$. (C' : cohesión; ϕ' : ángulo de fricción interna; γ : peso unitario H: altura del talud).

Las curvas envolventes de esfuerzos máximos para cada uno de los taludes estudiados son las siguientes: (Figura 5)

$$q_{\max} - q = A (P_{\max} - p)^B \quad (2)$$

Es así como a través de una serie de tanteos se encuentran las curvas envolventes de cada talud, que cumplen con las correlaciones para P max, P min, q max, A y B y cubren los puntos de máximos esfuerzos.

TALUD	A	B	Pmax	Qmax	Pmin
90.00	0.011625999	2.0050	32.32428	21.0	-9.7807529
71.30	0.032750489	1.8400	22.12571	15.4	-6.21028403
52.45	0.830067707	1.6690	15.48430	11.5	-3.70919953
44.29	0.116795035	1.6005	13.37262	10.2	-2.95247513
33.03	0.188940060	1.5000	10.39443	8.3	-2.05556741
18.01	0.0331894581	1.3600	8.00074	6.7	-1.11126106

ESFUERZOS MÁXIMOS

En las figuras 7 a 12 puede verse que cuando las pendientes del talud β son pequeñas las relaciones de p y q tienden a seguir una línea de condición K_o [($q/p = (K_o - 1) / (K_o + 1)$)]. De lo contrario ocurre en los taludes de pendientes β pronunciadas donde la concentración de los mayores esfuerzos es grande y cubre todos los esfuerzos que se presentan. Además, todos los puntos se encuentran por encima de la línea de condición K_o .

De las gráficas de las curvas de las envolventes (Figura 2) se puede leer cuales son los nodos correspondientes a las mayores relaciones de esfuerzos o sea los puntos críticos. Como es de esperarse estos puntos se encuentran en el pie de todos los taludes y en la parte alta para los taludes de 52.45, 71,12 y 90 grados de inclinación. Su ubicación exacta se presenta en la figura 1.

CALCULO DE PARAMETROS DE RESISTENCIA

C' y ϕ' se calculan como sigue a continuación:

Definidos p_{max} , q_{max} , A , B se calculó q para un p dado con la ecuación de la curva:

$q = q_{max} + A(p_{max} - p)^B$	(8)
$\tan \alpha = dp/dp = AB (p_{max} - p)^{B-1}$	(9)
$K = q - p \tan \alpha$	(10)
$\phi' = \text{Sen}^{-1}(\tan \alpha)$	(11)
$c' = K \cot \alpha / \cot \phi$	(12)

Finalmente se obtienen las gráficas de p vs. q y $C\gamma H$ vs. $\tan \phi$ para cada inclinación del talud, presentadas en la Figura 3.

Estas gráficas de C' vs. $\tan \phi'$ con diferentes inclinaciones del talud se pueden emplear en el estudio de la estabilidad de taludes para predecir la pendiente que debe tener un talud, con base en los parámetros de resistencia del suelo (C' y ϕ'). La inclinación obtenida garantiza que no se presentará falla local en ningún punto y se tendrá un campo estáticamente admisible.

COMPARACION DE LOS RESULTADOS

Haciendo una comparación de los resultados obtenidos en esta tesis con los dados por Hoek y Bray (Figura 94 obtenida de la pagina 234 del libro Rock Slope Engineering) se tiene:

		TESIS	HOEK	
ANGULO β	ϕ'	$C' / \gamma H$	$C' / \gamma HF$	FS
90.00	15	0.652	0.172	3.86
90.00	25	0.500	0.150	3.33
90.00	30	0.453	0.144	3.15
71.13	15	0.476	0.104	4.81
71.13	25	0.365	0.078	4.68
71.13	30	0.318	0.070	4.54
52.45	15	0.358	0.074	4.84
52.45	25	0.265	0.053	5.00
52.45	30	0.229	0.042	5.45
44.29	15	0.323	0.065	4.97
44.29	25	0.247	0.045	5.49
44.29	30	0.206	0.041	5.02
33.03	15	0.265	0.052	5.09
33.03	25	0.294	0.036	8.17
33.03	30	0.165	0.031	5.32
18.01	15	0.218	0.034	6.41
18.01	25	0.153	0.022	6.95
18.01	30	0.129	0.028	4.61

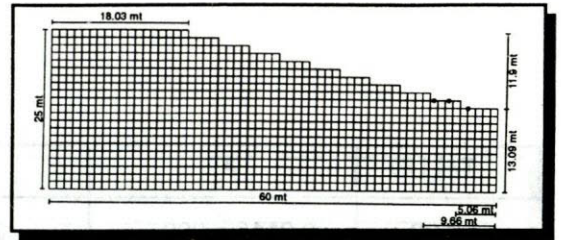
Como es lógico los valores obtenidos en la presente tesis son mucho mayores que los de Hoek y Bray. El factor de seguridad calculado (FS) es el que se debe aplicar para garantizar que no se presentara falla en ningún punto del talud.

CONCLUSIONES

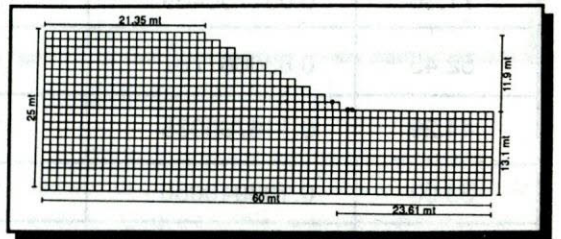
Las gráficas de C' , $\tan \phi'$ y ángulo del talud constituyen una herramienta muy útil en el cálculo de estabilidad de las laderas, ya que con los parámetros del suelo C' y ϕ' se puede determinar la pendiente máxima del talud, con la cual se garantiza que no se presente falla local en ningún punto.

Con este procedimiento se conocen los estados de esfuerzos en los puntos más críticos y su ubicación, lo cual sirve como base para el estudio de estabilidad de taludes para definir en donde comenzará y terminará la superficie de falla en el talud. Además, se tienen los datos iniciales para comenzar a elaborar un modelo de generación de la superficie de falla basada en los esfuerzos y localización reales.

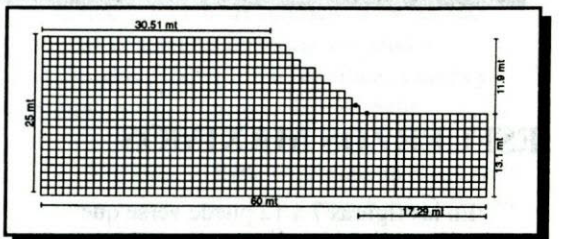
. Puntos críticos TALUD DE 18.01



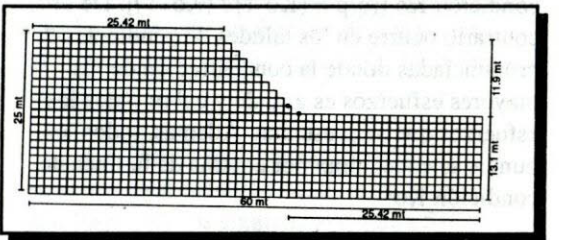
. Puntos críticos TALUD DE 33.03



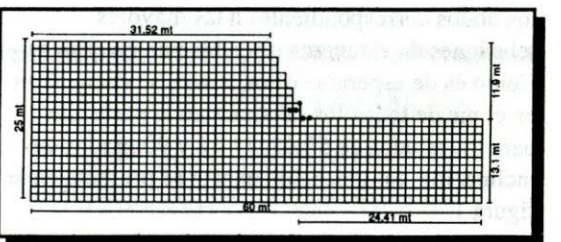
. Puntos críticos TALUD DE 44.29



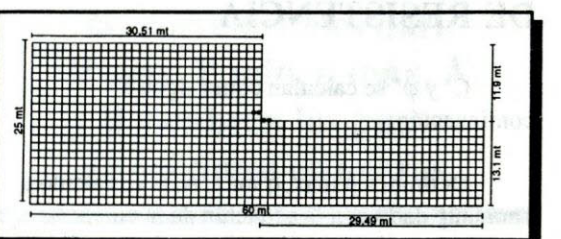
. Puntos críticos TALUD DE 52.45



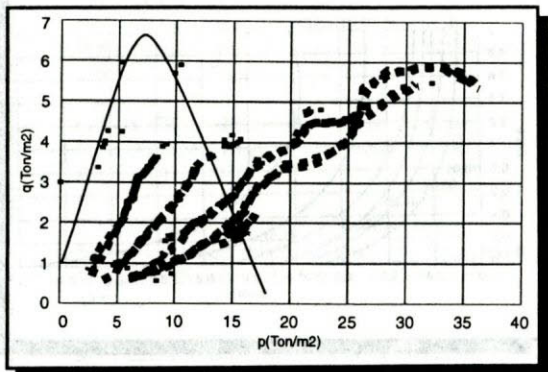
. Puntos críticos TALUD DE 71.13



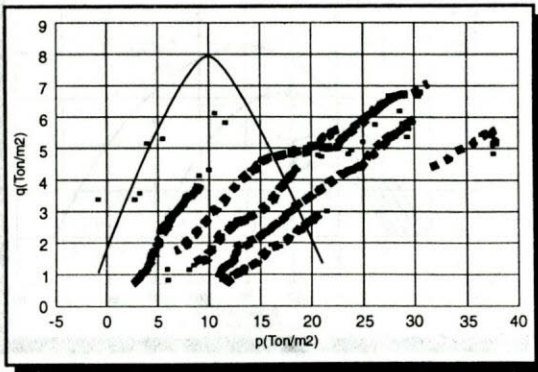
. Puntos críticos TALUD DE 90



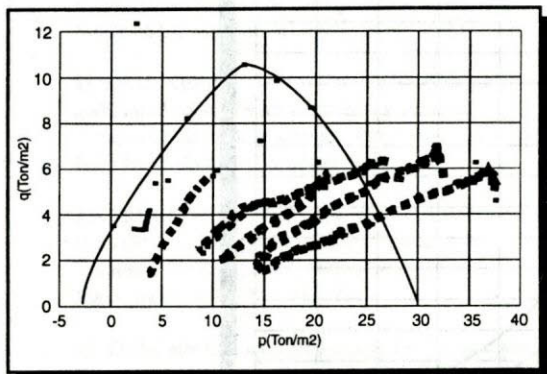
TALUD DE 18.01 GRADOS
Gráfico de pyq



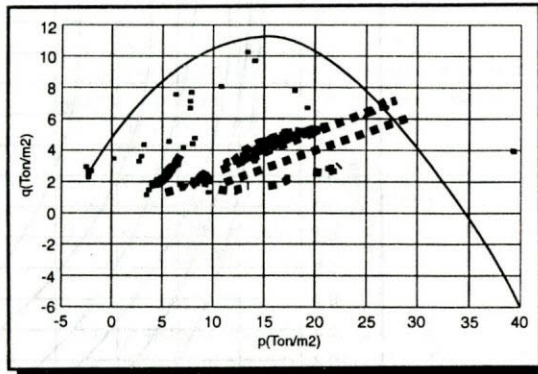
TALUD DE 33.03 GRADOS
Gráfico de pyq



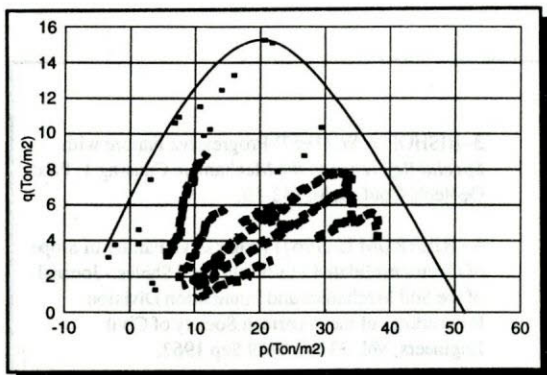
TALUD DE 44.29 GRADOS
Gráfico de pyq



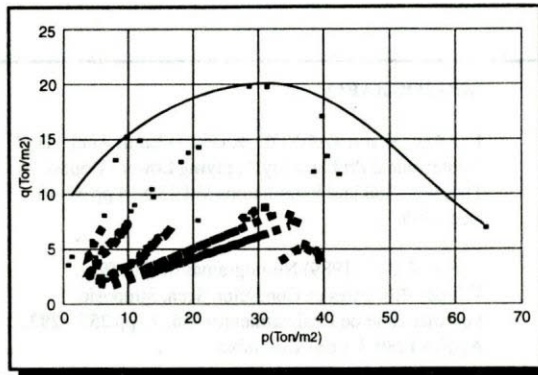
TALUD DE 52.45 GRADOS
Gráfico de pyq

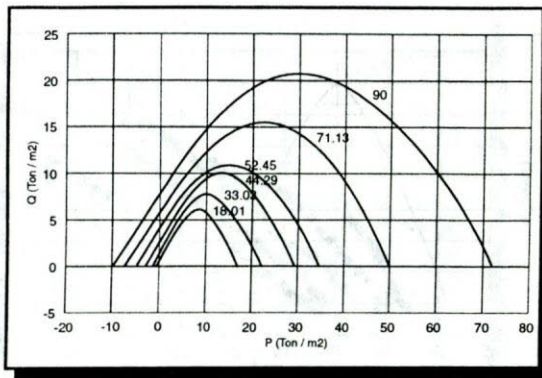


TALUD DE 71.13 GRADOS
Gráfico de pyq

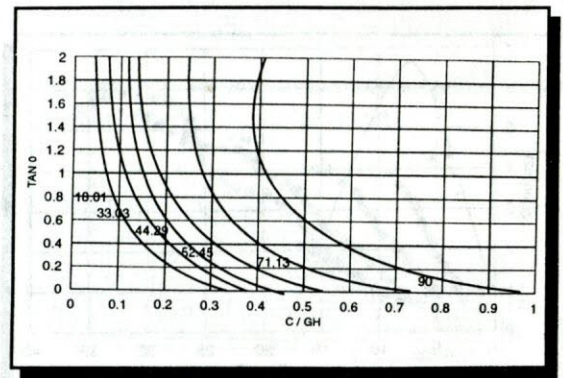


TALUD DE 90 GRADOS
Gráfico de pyq

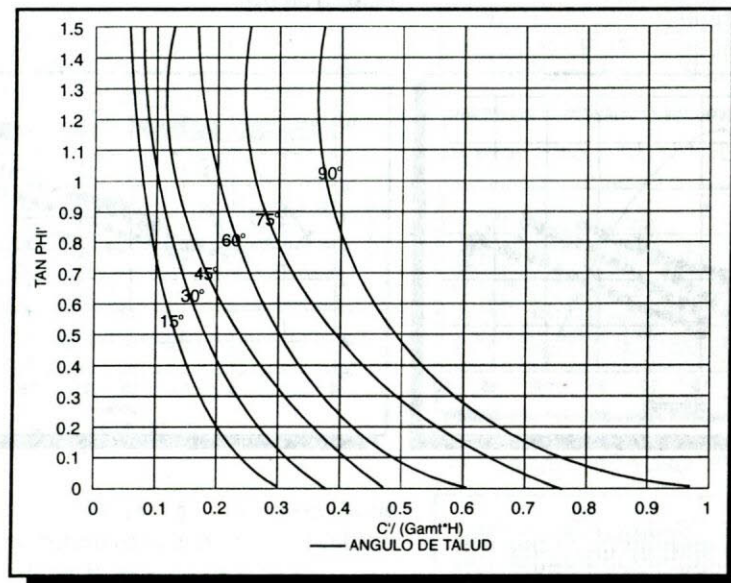




GRAFICA DE P Y Q
Variación con la inclinación del talud



GRAFICA DE C/GH_2 TAN 0°
Para diferentes inclinaciones del talud



FALLA PROGRESIVA - GRAFICA DE DISEÑO

BIBLIOGRAFIA

1- ARIA, K and TAGYOD, K (1985) Limit Analysis of Geotechnical Problems by Applying Lower - Bound Theorem, Soil and Foundations Vol 25 N. 4 pp 37-48 Dec.1985.

2- BAEZ E.E. (1989) Nomogramas de Diseffo - Taludes Bilineales en Condicion Seca, Simposio Suramericano de Deslizamientos Vol. 7, pp 257 - 283 Agosto 1989, Paipa - Colombia.

3- BISHOP, A.W. (1967) Progressive Failure with *Special Reference to the Mechanism Causing I.* Proc Geotech, Conf. Oslo, 142-50.

4- BJERRUM L. (1967) Progressive Failure in Slope of Overconsolidated Plastic clay and Shales.- Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 93 No. SM9 Sep 1967.

5- BOOKER, J.R. DAVIS, E.H. (1973) A note on Plasticity Solution to the Stability of Slopes in Homogenous Clays. - Technical notes - Geotechnique pp 509-514.

6- CASAGRANDE, (1950) Notes on the Design of Earth Dams Journal of Boston Society of Civil Engineers Oct. 1950.

7- CHEN WAR - FAH (1980) Plasticity in soil Mechanics and Landslides, Journal of the Engineering Mechanics Division - Vol 106 No. EM3 June 1980, 443-464.

8- CHEN, W.F. and GIGER, M.W. (1961) Limit Analysis of Stability of Slopes, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol 97, SM1 January, 1971.

9- CHRISTIAN, J.T. And WHITMAN, R (1969) "One Dimensional Model for Progressive Failures. Proc 7th ICSMFE, Vol. 2 pp 541 - 546 - Mexico 1969.

10- DENNESS, B (1974) Predicción de Deslizamientos a partir de un Análisis de Auto generación. Segundo Simposio Colombiano de Geotecnia. SCG-1973.

11- DRUCKER D.C. (1953) Coulumb Friction Plasticity and Limit Loads,- Presented of the Annual Meeting. of American Society of Mechanical Engineers. New York, N.Y., November 29 - December 4/1953.

12- DRUCKER, DC, PRAGER, W and GREENBERG. H.J. (1952) Extended Limit Design Theorems for Continuous Media- Quaterly Journal of Applied Mathematics Vol 9 381-389 1952.

13- DUNCAN J.M. and SEED, H. B. (1966) Strength Variation Along Failure Surface in Clay. Journal of the soil Mechanics and Foundation Division, Vol 92, No. SM6 November, 1966.

14- GONZALEZ, A.J. (1987) Carga Crítica en Cimientos Superficiales Continuos. - Ingeniería e Investigación Vol. 4 No. 2 pag. 3-10, 1 1987.

15- GONZALEZ, A.J. (1989) Sesión II Informe del Relator - I Simposio Suramericano de Deslizamientos, Vol II - pp 23 - 59 ,Agosto 1989, Paipa - Colombia.

16- JANBU N., (1982) Slope Stability Evaluations - Seventh Southeast Asian Geotechnical Conference Nov. 1982 Hong Kong.

17- LESHINSKI, D. (1990) Slope Stability Analysis Generalized Approach Journal of Geotechnical Engineering, ASCE Vol. 116, N.S. May 1 1990.

18- PIETKOWSKI R. CZARNOTA - BOJARSKI R (1965) Dynamic computation of Development of Earth Slide, 6 Conferencia Internacional de Mecánica de Fundación de Suelos en Ingeniería.

19- RICE, J.R. (1973) The Initiation and Growth of Shear Bands - Symposium on Plasticity and Soil Mechanics.- U of Cambridge - 1973.

20- SANTAMARINA, C and LEONARDS, G.A. (1989) Stability Analysis with Non - Rigid Wedges.- I Simposio Suramericano de Deslizamientos - Vol I - pp 382 - 389 - Agosto 1989 - - Paipa Colombia.

21- SAVER, E.K., and FREDLUND, D.G. - Effectives stress, Limit Equilibrium Back - analysis of Failed Slopes; Guidelines,- V Simposio Internacional de deslizamientos, Vol 7 Lausana, Suiza.

22- TROLLOPE, D.J. (1973) Sequential Failure in Strain - Softening Soils, Proceedings, 8th International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 1 pp 227-232.

23- VAUGHAN, P.R. (1991) Stability and Analysis of Deep Slides in Brittle Soil - Lessons from Carsington, Slope Stability Engineering - Thomas Telford, London 1991.

24- WHITMAN R.V. and BAILE», W.A. (1967) Use of Computer for Slopes Stability Analysis, - Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 93 No. SM4. July 1967.