

151



SOCIEDAD ARGENTINA
DE MECANICA DE SUELOS

**ADELANTOS SUGERIDOS DE ESTABILIDAD
DE TALUDES EN ESCOLLERAS
COMPACTADAS**

PROF. VICTOR F. B. DE MELLO

**CONFERENCIA PRONUNCIADA EL 22 DE ABRIL DE 1988
EN EL CENTRO ARGENTINO DE INGENIEROS**

*Victor
F. B. de Mello*



Sociedad Argentina
de
Mecánica de Suelos

El 22 de abril de 1988 la Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos convocó una Sesión Especial en honor - del Dr. Victor F. B. de Mello.

Durante el desarrollo de la misma el Profesor de Mello fue designado Miembro Correspondiente de nuestra Sociedad en reconocimiento a su amistad y su brillante trayectoria profesional.

En esta presentación hemos tratado de compaginar con - toda cordialidad el texto de la conferencia que nos ofreció y que agradecemos sinceramente.

Buenos Aires, 1° de Junio de 1988

C.A.Micucci
Presidente

"ADELANTOS SUGERIDOS DE ESTABILIDAD DE PENDIENTES
EN ESCOLLERA COMPACTADA

Prof. Víctor F.B. de Mello

INTRODUCCION

El empleo de escollera compactada abrió un inmenso campo de ventajas técnicas, reconocidas en forma creciente. Ellas han sido muy bien comprobadas -- con referencia a la gran reducción de la deformabilidad de los enrocados -- sueltos, antes empleados generalizadamente; aún así, todavía, los beneficios colaterales que intuitivamente se esperaba que se produjeran en la resistencia al corte, no han sido ni demostrados, ni empleados convincentemente. Al contrario, por la teorización convencional relativa a la estabilidad de taludes de materiales no-cohesivos finos asociada a ensayos de compresión triaxial, lo curioso es que acompañando el cambio, desde los enrocados sueltos con sus pendientes empíricamente establecidas y comprobadas, hacia los enrocados bien compactados en capas, ha sido frecuente introducir un achatamiento de las pendientes anteriormente empleadas, aunque no haya sido registrada o documentada ninguna ruptura en los casos de fuertes pendientes en materiales sueltos.

La práctica reciente comenzó con la aceptación de pendientes más fuertes en los enrocados compactados, pero la profesión queda restringida a un progreso muy lento en el asunto, por la limitación de modelos mentales para el análisis y la extrapolación confiable de la experiencia de prototipos, y la propia lentitud del avance de tal experiencia. Además, la preocupación agudamente incrementada en los últimos veinte años con respecto a riesgos sísmicos, generó un renovado temor con respecto a la deformabilidad asociada a los esfuerzos cíclicos correspondientes, apropiadamente extrapolados a la previsión crítica del proyecto. Así, como profesionales, debemos reconocer con preocupación la probabilidad extremadamente baja con la cual se podrá adquirir experiencia de prototipos de presas de enrocado sometidas a sismos de gran intensidad, con la esperanza de que tal experiencia respalde pendientes económicamente fuertes.

El propósito del presente trabajo consiste en someter a un análisis crítico el tema de la estabilidad de taludes de escollera. Como premisa tenemos la confianza invaluable de que muchos de los avances importantes en los campos

científicos han sido inicialmente propuestos por el razonamiento, es decir por una especulación mental. Este hecho merece enfatizarse, pues durante los últimos cuarenta años, distintos factores se conjugaron para enfatizar el predominio casi exclusivo de avances basados en experimentación física y observaciones de modelos y prototipos. Ahora, atar el campo de presas a las limitaciones de lo que pueda observarse en prototipos y, muy particularmente, a observaciones eventuales de prototipos que tengan la peculiar experiencia de haber sufrido un sismo fuerte, constituiría una camisa de fuerza absolutamente inaceptable. Se enfatiza además que las teorizaciones actuales no pasan de indescifrables ejercicios de experimentación mental y, por lo tanto nuestra propuesta no constituye más que el ofrecimiento de un modelo mental adicional, diferente, con la esperanza de que sea mejor.

La propuesta se basa en la certeza de que pendientes mucho más fuertes que las empleadas hasta el presente serán probadas como plenamente satisfactorias con respecto a la estabilidad al deslizamiento. Además, se basa en la convicción de que, al enfrentar problemas de deformación bajo fuertes sismos, en lugar de plantearse métodos adicionales de predicción a través de parámetros de ensayos de pequeña escala seguidos de cálculos de computación, una vía mucho más prometedora podrá ser encontrada a través de un pre-tratamiento del enrocado, si el modelo mental resultó aceptado como base para orientar bien tal tratamiento y la subsecuente recolección de informaciones de obras, indicativa de los beneficios secundarios, y del comportamiento correspondiente.

Han sido tantas, en publicaciones recientes, las demostraciones parciales de la tesis planteada, como por ejemplo por Charles y Soares (3), y otros, que, por un lado se arriesga no lograr atribuir cada avance a su real generador ; y, por otro lado, parece indispensable buscar coordinar los modelos mentales del pasado, presente y futuro, con respecto a este punto importante del proyecto. Anticipadamente me disculpo por cualquier error con respecto al primer punto. Con respecto al segundo, enfatizamos que mientras nos preparamos para la ejecución de ensayos de campo de gran escala que comprueben los análisis, estos son sometidos como hipótesis, presumiblemente bien fértiles, para su apreciación y discusión.

2.- ENVOLVENTES DE RESISTENCIA AL CORTE ATRIBUIDAS A LAS ESCOLLERAS UNIFORMES

Muchas series de ensayos especiales de laboratorio ya establecieron sin du-

da , la naturaleza curva de la envolvente de Mohr de resistencia, aplicada a agregados sanos angulares que se pretendió que representaran, en probetas de laboratorio, el comportamiento de enrocados de distintas canteras. Ensayos de laboratorio recién ejecutados cuidadosamente (por ejemplo, Charles y Watts 4; Barton y Kjaernsli, 1, etc.) demostraron que, bajo presiones de confinamiento muy bajas, las envolventes curvas son mucho más inclinadas de lo que había sido sugerido anteriormente (e.g. De Mello(11)). Sin embargo, esta influencia incremental en apoyo a inclinaciones más empinadas fue utilizada en parte en la primera etapa de este trabajo, en comparación con otros factores que serían más significativos: en la segunda etapa se adelantan sugerencias de revisiones más amplias, incluyendo los propios procedimientos de los análisis de estabilidad.

La ecuación de resistencia empleada está representada en la Fig. 1, a partir de datos de ensayos triaxiales a compresión analizados en 1976 (De Mello, 11) Para fines comparativos, la oblicuidad de las tensiones τ / σ que representan las resistencias mayores obtenidas por Charles y Watts (4) están tabuladas al lado de las empleadas en la primera parte de esta publicación, y se observa solamente que ellas reforzarían la tesis postulada. Sin embargo, fuimos obligados a reconocer que, bajo presiones muy bajas podría agregarse algún efecto de precompresión generado por la propia compactación de las probetas, sin que tuvieramos condiciones para tener en cuenta, dado que no fueron suministrados los datos de compresibilidad que permitieran estimar las presiones nominales de la precompresión.

Además de la curva de la envolvente de resistencia, se postula que un factor principal que afecta el comportamiento tensión-deformación-resistencia del agregado limpio angular ó de enrocados, es el efecto de la precompresión correspondiente al aplastamiento de los puntos de contacto. En materiales denominados no-cohesivos, la estabilidad del talud depende principalmente de la resistencia al corte en el rango de presiones muy bajas (De Mello 10, Charles y Watts 4, etc.). Las influencias de la precompresión sistemáticamente correlacionadas con presiones de preconsolidación nominal (OCR) son progresivamente más beneficiosas con altos valores de OCR que corresponden a presiones bajas. En tal situación el comienzo de la envolvente de resistencia será considerablemente más inclinado, incluyendo asimismo alguna cohesión aparente, favoreciendo así la estabilidad del talud marcadamente.

Los beneficios de la precompresión derivan de la histéresis compresión-expansión, que acompaña el aplastamiento de puntos de contacto roca-roca (cf. Fig.

2, De Mello 8) asemejándose los enrocados y agregados angulosos a las arcillas, con sus presiones de precompresión y "cohesiones", mucho más que a las arenas y gravas. Es evidente que tales beneficios deberían resultar mucho más importantes que las mejoras de ensayos como los publicados por Charles y Watts (4) en ensayos convencionales de compresión triaxial que aplican tensiones desviantes crecientes a probetas que comienzan con una condición no precomprimida. Los beneficios incrementales son tratados en los adelantos sugeridos en la segunda parte. Sin embargo, algunos corolarios se extraen directamente de la constatación de que la deformación específica recuperada en la condición de alivio de tensión es absolutamente despreciable en los contactos puntuales aplastados, lo que representa un "módulo de elasticidad" nominal muy alto, aproximadamente infinito. ($E = \infty$).

Evidencias circunstanciales notorias se acumularon de variadas fuentes. Nos limitamos a mencionar algunos datos sin respuesta, provistos por los ensayos de corte directo in situ realizados en juntas sanas de roca, según la rutina de la Mecánica de Rocas. Como ejemplo, se presenta la Fig. 3 (cf. De Mello, 7) según la cual, en el ensayo único bajo distintas presiones normales, alguna presión por casualidad resultó menor que la anterior en la continuación del corte; en tal caso el beneficio de la precompresión resultó evidente; a pesar, de la tendencia a la pérdida de resistencia con incremento de deformación. Lo mismo se confirmó en innumerables ensayos de laboratorio (e.g. Fig. 4, loc.cit.), sugiriendo enfatizar además, la importancia beneficiosa del factor tiempo, tal como correspondería a una compresión secundaria en arcillas (Fig. 5, loc.cit., Ref 24).

Los ensayos ejecutados por Veiga Pinto (23), reproducidos en las Figs. 6, 7 y 8 resultan particularmente convincentes y útiles, permitiendo alguna cuantificación de los beneficios esperados de la precompresión en agregados limpios angulares utilizados para modelar enrocados. Recordemos además, los 30 años pasados desde las primeras indicaciones en el mismo sentido resultantes de los ensayos de Kjellman y Jakobson (16), en la comparación de cantos rodados y gravas con los agregados triturados, según se reproduce en la Fig. 9. El principal interés del presente trabajo se dirige hacia los casos análogos de escolleras angulares, y a la búsqueda de extender la experiencia de escolleras ejecutadas por acopio de punta con las pendientes consecuentes, pasando por los análisis de estabilidad respectivos extrapolando los razonamientos de un modo que plantea ser aplicable análogamente a las escolleras compactadas. Basada en alguna experiencia de campo (De Mello, 6,9) una hipótesis empleada en los cálculos que se exponen más adelante es la de que las cuatro -

pasadas habituales de un rodillo vibratorio de 10 toneladas sobre capas de escolleras de 0,8 a 1,0 m de espesor producen una precompresión de compactación de alrededor de 7Kg/cm^2 (Fig. 10).

El beneficio correspondiente sobre la envolvente de resistencia fue ajustado por analogía, a partir de los ensayos de laboratorio sobre el agregado triturado (Veiga Pinto, 23) según lo indicado en la Fig. 11.

En los pasos siguientes las condiciones comparativas analizadas son subdivididas en los dos casos dominantes: el de la condición normalmente comprimida (análoga a "consolidada"), NC, y el de la condición precomprimida, PC, con valores $\text{OCR} > 1$.

En primer lugar razonamos que el énfasis tradicional con respecto a la compactación como la obtención de una densidad más elevada ha sido un grave error, e inclusive, un perjuicio para el progreso del análisis del comportamiento tensión-deformación-resistencia de escolleras y de agregados triturados: un cambio infinitesimal de dimensiones generales, y de densidades, puede corresponder a un elevado cambio en las presiones y las áreas de contacto de los contactos angulares, y la densidad es un índice demasiado grosero para la finalidad, además de ser demasiado errático en función de distribuciones de granulometrías y densidades de granos diferenciados en mineralogía y grados de alteración, dentro de volúmenes modestos de los cuerpos de prueba de los ensayos.

En segundo lugar, debemos conceder que las presiones horizontales residuales de compactación, que permanecen a partir del propio esfuerzo de compactación deben ser fácilmente aliviadas cuando el rodillo se distancia (consistentemente con un módulo E muy alto, $E \approx \infty$), de modo que la principal consecuencia de la compactación será sobre las deformaciones laterales y los módulos de Poisson μ , y no tanto sobre la estabilidad de la pendiente: así, dejamos para la segunda parte, con motivo de la simplificación a favor de la seguridad, los beneficios menos mensurables de la influencia de la inversión de tensiones principales máxima y mínima hasta un determinado nivel de tensiones, cuando las presiones de peso del pedraplén sobre la capa compactada en consideración, pasen a generar tensiones desviantes con respecto a las presiones confinantes residuales de la compactación (De Mello, 1): el desarrollo de la segunda parte requiere ajustes del propio concepto de los métodos generalizados actuales de análisis de estabilidad de taludes.

Además, la tendencia moderna ha pasado a ser la de aceptación, y asimismo pre

ferencia, de empleo de escolleras "sucias" de curva granulométrica bien abierta y acostada, con propósito de disminuir la compresibilidad; cabe enfatizar que en estos casos el comportamiento mejorado depende en realidad de una reducción de la porosidad en función de la densidad mínima, y depende, por lo tanto, de miles de contactos grano a grano bajo presiones moderadas: así, la histéresis significativa de puntos de contacto aplastados, que ocurre en agregados angulares de escolleras limpias, deja de prevalecer. En el caso de enrocados sucios, con beneficios atenuados de la precompresión, las consideraciones del presente trabajo se aplican en grado mucho menor.

Algunas opiniones de autoridades internacionales proponen el empleo de rodillos vibratorios con presiones estáticas y de impacto más elevadas para el caso de presas más altas de escollera, con el propósito de aumentar las presiones de precompresión σ_{pc} . Para facilitar comparaciones de los beneficios anticipables, los principales cálculos fueron repetidos para el caso hipotético de $\sigma_{pc} = 15 \text{ Kg/cm}^2$, y admitiendo efectos directamente relacionados con las precompresiones σ_{pc} y las relaciones OCR, cada una referida al valor respectivo de la precompresión.

Finalmente se plantea que en un material instantáneamente compresible, tenemos obligación de reconocer dos causas distintas de posible precompresión: una, σ_{pc} , por la compactación, y la otra $\sigma_{p\delta z}$ en función de la presión de pedraplén suprayacente. En la mayoría de los cálculos, la presión vertical de tapada δz en la base de cada columna vertical de enrocado se adoptó como una simplificación aceptable aproximada, de la presión que controla la precompresión del peso δz . Ya se enfatizó (De Mello, 6, 9) la necesidad de incluir valores de influencia de presiones transmitidas en el macizo pseudo-elástico debidas al trapecio de material arriba de determinado punto, a fin de mejorar la estimación de los valores σ_p : sin embargo, esta corrección, que afectará aún más los cálculos de análisis de estabilidad de taludes, no fue considerada en este trabajo, del mismo modo como no lo es en los análisis de rutina.

Si el modelo mental de la importancia de la precompresión es aceptable, reconocemos la necesidad de extender prontamente ensayos de laboratorio apropiados a las condiciones OCR, relacionadas con presiones de compactación -- σ_{pc} provocada por los aplastamientos de contactos por impacto, y definidas en valores nominales, por técnicas convencionales de representación de ΔH vs. $\log \sigma$, y otros.

3.- ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES, EJECUTADOS CONVENCIONALMENTE PARA LAS ESCOLLERAS CARACTERIZADAS ARRIBA.

Los procedimientos para calcular coeficientes de seguridad de pendientes ya fueron adelantados, al punto en que distintos métodos pueden ser empleados -- con una diferencia de segundo grado en los resultados calculados (Fredlund, 13). El intento actual es el de presentar puntos comparativos que afectan el pensamiento presente sobre la estabilidad de taludes en escolleras, sin el propósito de señalar una eventual preferencia de un método sobre otro. La mayoría de los análisis fueron conducidos por el método generalizado de Janbu (15), y en algunos de los casos por el método de Sarma (20), tanto para fines de ilustrar la semejanza de resultados, como para extraer indicaciones de -- gran interés para la discusión de estabilidad sísmica. Todos los análisis ejecutados y presentados solamente discuten y ejemplifican conceptos y tendencias a través de valores numéricos típicos, comparativos.

Un dogma original de la Mecánica de Suelos convencional establecería que el Factor de Seguridad F de un talud de material puramente no-cohesivo de ángulo de fricción ϕ , sería definido por la ecuación $F = \tan\phi/\tan\phi_i$, extraída del modelo mental de la física elemental de un cuerpo sólido deslizando sobre un plano con pendiente i . Este modelo fue demostrado como no válido (De Mello, 11) pues se basa en el deslizamiento de un volumen infinitesimal $\Delta V \rightarrow dV \rightarrow 0$ sobre la superficie del talud. Sin embargo, se concluye que la atención debe concentrarse sobre pequeños volúmenes y superficies de deslizamiento poco profundos (material que rueda superficialmente, y radios de volúmenes deslizantes teóricamente infinitos), al mismo tiempo que se concentra la atención sobre la relación de variación de la resistencia, y de estabilidad al deslizamiento, con la profundidad promedio de la superficie del deslizamiento.

Para el comienzo fue adoptada la pendiente 1,0V:1,3H que es generalmente tomada como el "ángulo de reposo" de escolleras empujadas y acopiadas "de punta". Para minimizar los efectos de borde, se consideró un talud bien alto, -- 200 m por ejemplo. La Fig. 12 resume los análisis, por el método de Janbu, -- de 6 superficies de deslizamientos. La profundidad crítica para la envolvente curva de resistencia normalmente consolidada (NC) llegaría a una profundidad promedio de aproximadamente 50 m, con un factor de seguridad $F \sim 1,43$. Se observa que con la envolvente curva, los análisis convencionales de deslizamiento llegan a valores finitos de profundidades críticas (De Mello, 11; -- Costa Filho y Thomaz, 5), alejando la condición indeterminada que resultaría

con la ecuación demasiado simplificada lineal $s = \sigma \tan \phi$ de resistencia al corte de materiales no-cohesivos, semejantes a las arenas ideales. En el caso de estructuras de ingeniería sobre las cuales ya se acumularon experiencias analizadas y publicadas de rupturas de prototipos, no es difícil establecer el significado de distintos valores numéricos de F y, correspondientemente, fijar cuales serían los valores respectivos mínimos para garantizar la seguridad adecuada. En el caso de escolleras, todavía no existen conocimientos de rupturas de las cuales extraer lecciones a través del retroanálisis; así debemos investigar las tendencias de relación de cambios de causas y efectos, a fin de evaluar los valores numéricos de F que deberán ser adoptados como satisfactorios. Tres factores surgen inmediatamente como significativos.

1.- El primero corresponde a la velocidad de cambio de F con posición variable de la superficie de deslizamiento, sugerido si la posición crítica corresponde a una faja angosta, concentrando en ella elevadas deformaciones de corte.

2.- El segundo corresponde a la velocidad de variación de volúmenes de deslizamientos (daños consecuentes) con el cambio de F .

3.- El tercero abarca la velocidad de variación de los parámetros arriba mencionados con el cambio de la pendiente, pues que en el caso eventual de alguna inseguridad, el remedio actual, adoptado en la ingeniería, consiste en suavizar la pendiente.

Algunas indicaciones con respecto a estas preguntas se extraen de la repetición de análisis de estabilidad para pendientes más fuertes. Los resultados están representados en las Figs. 13a, b, c. Se concluye que con una envolvente de resistencia promedio NC como la adoptada, la ruptura por deslizamiento ($F < 1,0$) solamente ocurriría con una pendiente de un valor 1,0V:0,7H. En el gráfico 13a se observa que la profundidad máxima de tal superficie crítica varía alrededor de 40 a 50 m con pequeña variación en función de las distintas inclinaciones analizadas. Además, los gráficos 13b y 13c indican, de dos maneras diferentes, que mientras los volúmenes críticos sujetos al deslizamiento aumentan, el valor mínimo de F también aumenta notablemente.

La ingeniería geotécnica tradicional tenía por costumbre adoptar frecuentemente un valor ϕ constante, con valores variando entre 30° y 45°, para los análisis de estabilidad F en arenas, gravas y escolleras. Para las envolventes curvas, F depende de los niveles de tensión y de la profundidad de la superficie crítica.

La Fig. 14a indica el incremento en el Factor de Seguridad, ΔFS , de la superficie crítica, para la envolvente curva adoptada, en comparación con los valores típicos obtenidos para condiciones de ϕ constante. Asimismo, propuestas a favor de la práctica convencional anterior a 1960 de adoptar $\phi = 45^\circ$ serían excesivamente conservativas para eventuales superficies críticas poco profundas, e inseguras para superficies críticas profundas, sometidas a presiones elevadas. Observemos que la preocupación que dominó los esfuerzos de investigación entre los años 1960 y 1980, luego que fueron desarrollados los grandes equipos para ensayos triaxiales de gran diámetro de enrocados triturados, fue específicamente relacionada con el comportamiento bajo tensiones altas, que se asociaban a las presas de gran altura. El caso eventual de superficie de deslizamiento profundo en presas de escollera requiere estudio adicional para evitar conclusiones falsas. En la Fig 14a, analizando el talud de 1,0V:0,7H, el caso 3 muestra que una prescripción de proyecto adoptada simplificada en los primeros tiempos de empleo de escolleras, $\phi = 45^\circ$ para cualquier escollera, pasa a ser claramente más insatisfactoria mientras aumenten la altura de la presa y la superficie crítica eventual: como ya hemos señalado, todavía, en general la profundidad de la superficie crítica no aumenta necesariamente con el aumento de la altura de la presa.

En la Fig 14b los resultados muestran la dispersión estadística de las envolventes de resistencia de la Fig 1 para la pendiente básica 1,0V:1,3H. F varía más o menos 25% alrededor del promedio. Estas indicaciones son compatibles con la curva de distribución de frecuencia de las pendientes de escolleras de acopio suelto de punta, comparada con las pendientes correspondientes cuando los mismos acopios son excavados a partir del pie (De Mello, 10) - casos en que las oblicuidades de tensiones observadas (directamente relacionadas con la estabilidad) varían entre $(20 \pm 14\%)$ por arriba del promedio y $(30 \pm 3\%)$ por debajo del promedio.

4.- ALGUNAS CONSIDERACIONES QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE PRESAS DE TIERRA-ENROCADO

Para el caso de los espaldones de aguas-arriba de presas de tierra-escollera, hay tantos factores intervinientes en cada proyecto, especialmente cuando se incluye variación de los núcleos de arcilla, que realmente no se puede pretender más que ilustrar unos pocos conceptos a través de uno que otro ejemplo.

Bajo las idealizaciones más simples, el efecto mínimo que debe ser incorporado.

en un análisis de estabilidad del enrocado, tiene que ser el efecto de la su mergencia, en reducir las respectivas presiones efectivas. La ecuación básica de resistencia del enrocado se presume inalterada en función del mojado y/o del aplastamiento incremental de los contactos (y, por tanto, en función de la consecuente reducción adicional de tensiones intergranulares), - ambas hipótesis perteneciendo al lado conservativo. Además, ampliamente para el lado conservativo se admitió que la precompresión y OCR inducidos por la sumergencia no aumentaría la resistencia al corte por la histéresis: el alivio de tensiones fue seguido a lo largo de la misma ecuación de resistencia tal como durante el incremento de las tensiones.

Como los cambios ΔF se preveían pequeños, este caso fue calculado empleando simultáneamente para análisis comparativos, los métodos de Janbu (15) y Sarma (20), ambos aplicando la envolvente curva NC, y también para el caso del método de Janbu empleando envolventes lineales $\phi = 37,5^\circ$ y 45° . La Fig. 15a resume los resultados para el talud de 200 m de 1,0V: 1,3H. El valor de $F = 1,48$ de la superficie crítica para la escollera seca aumentó en $\Delta F = 0,09$ para 1,57 debido solamente a la sumergencia hasta la elevación de 180 m. El análisis estático correspondiente por el método de Sarma, escollera seca, indicó $F = 1,51$, suficientemente próximo al valor 1,48 de Janbu para que en la mayoría de los análisis posteriores se haya limitado al empleo del método de Janbu, excepto cuando se incluyen efectos sísmicos, caso para el cual el método de Sarma es más conveniente. Los dos casos analizados para valores ϕ constantes indican las imprecisiones de los cálculos (2 a 5%) pues en primer lugar los resultados en una envolvente lineal no deberían indicar cualquier diferencia debida a la sumergencia, y en segundo lugar, los valores F para el talud de 1,0V:1,3H (caso 3, Fig 15a) son suficientemente próximos del valor teórico $F = 1,0$ correspondiente al caso de $i = \phi$.

La interferencia importante sobre el análisis de estabilidad de las zonas de aguas arriba deriva del material de núcleo que se presenta menos resistente, y, así, condiciona las superficies críticas (cf. Sultan y Seed, 22). Aunque el caso no pertenece al propósito del estudio presente, algunos análisis simplificados por Janbu, Fig 15b, fueron revisados empleando parámetros juiciosos para el núcleo, para indicar su influencia sobre el análisis de estabilidad del período constructivo. Para simplificar, cualquier combinación de valores c' y ϕ' , y de coeficientes de presiones de poros r_u , puede ser transformada en oblicuidades críticas de resistencia al corte α_{crit} simulando valores nominales ϕ'_{nom} para el núcleo.

Los resultados para una posición típica del núcleo inclinado hacia aguas arriba, Fig. 15c, indican una pérdida modesta del valor de F , asociada a la

profundidad de la superficie crítica, y todavía dan una estabilidad bien aceptable del macizo aguas-arriba.

Para el espaldón de aguas-arriba, admitiendo la superficie crítica NC dentro del propio enrocado (Fig.3, Fig 15a)), los valores comparativos de F fueron también analizados para confirmar los beneficios de la precompresión por compactación, la sumergencia pasando ahora a ser considerada con valores de resistencia según la envolvente PC. Para simplificar y trabajar conservativamente en el caso de $\sigma_{pc} = 7 \text{ Kg/cm}^2$, en el cual algunas de las fajas del análisis de estabilidad llegan a valores $\sigma_v > \sigma_{pc}$, el alivio de tensiones de la sumergencia fue considerado despreciando beneficios adicionales de precompresión debida a $\sigma_{p \text{ y } z}$ del enrocado seco: para $\sigma_v > \sigma_{pc}$ fue empleada solamente la envolvente ya mencionada. Se demuestra que bajo sumergencia del enrocado por embalse, el talud se beneficia en condiciones mucho menos críticas que durante la subida del pedraplén; esto es, posee una estabilidad mayor que aquella de la condición considerada estable en el período constructivo - (vease adelante el concepto del Factor de Garantía FG).

5.- ANÁLISIS MAS DETALLADOS DE LA ESCOLLERA SECA Y DE SUS CONDICIONES DE RUPTURA, SIN INCLUIR CONDICIONES DE PRECOMPRESION.

En primer lugar para la condición NC del enrocado seco, 200 m de talud; fueron investigadas las condiciones posibles de eventual ruptura por deslizamiento, y su significación, empleando taludes cada vez más empinados. Las superficies críticas y los valores de F fueron meticulosamente investigados por el método de Janbu, suministrando los datos representados en la curva de la Fig 16: la ruptura ocurriría con una pendiente de aproximadamente 1,0V:0,7H esto es, $\sim 55^\circ$. Una verificación hecha por el método de Sarma proporcionó exactamente el mismo resultado. El aumento modesto del valor de F con el rebajamiento significativo de las pendientes debería condicionar nuestro juicio con respecto al requisito de valores de F en proyectos: en materiales que cuentan principalmente con la fricción para su resistencia al corte, las dispersiones estadísticas, que piden valores más elevados de F, son relativamente pequeñas.

Además, empleando el análisis de Sarma, fueron calculadas las distribuciones de tensiones normales y de corte (Figs. 17a, b) a lo largo del bloque rígido separado por la superficie deslizante, y consecuentemente obtenida la oblicuidad de tensiones (Fig. 17c) que sugiere condiciones localizadas de ruptura junto al coronamiento. La singularidad de los valores críticos de tensión

nes calculadas junto al coronamiento de las Figs. 17a, b, c es físicamente-imposible, y podría estar relacionada con la tendencia a la abertura de una grieta. El programa de computadora necesita ajuste para rechazar tales singularidades, buscando revisiones en secuencia iterativa. Tales revisiones - futuras, localizadas, no anticipan que lleguen a cambiar las presentes conclusiones, comparativas.

6.- PROFUNDIZACION EN BUSQUEDA DEL SIGNIFICADO DE UNA RUPTURA EVENTUAL DE - UNA PENDIENTE DEMASIADO FUERTE.

En la sección 5 se estableció que con un ángulo de 55°, en una pendiente denrocado seco en la condición NC, ocurriría la ruptura por deslizamiento -- ($F = 0,98$). La superficie crítica de deslizamiento, superficie 1 (por Janbu) está señalada en la Fig. 18. Se analizó ésta adicionalmente para evaluar el significado de la propia posibilidad de ruptura, y de su tendencia a progresar o de estabilizar. Las principales superficies hipotéticas de deslizamiento están indicadas también en la Fig. 18, con detalles M y N.

Una base convincente para tales evaluaciones de la importancia deseada exige la inclusión de efectos de precompresiones, tanto por compactación, como los que serían generados automáticamente por las presiones de peso suprayacente de efectos suficientemente rápidos para ser aceptados como nominalmente instantáneos. Se argumenta que el análisis-límite conducido rutinariamente no tiene significado: cualquier análisis de tal género constituye en primer lugar una investigación sobre la eventual tendencia al inicio de ruptura, y, a continuación, la significación respectiva depende de la pregunta inmediata: "Tiende a ocurrir la ruptura cualquiera sean los cambios de los parámetros, de los fenómenos, y de los análisis que automáticamente tienden a intervenir?"

En primer lugar, para la misma superficie crítica los valores F fueron calculados empleando precompresiones de compactación de $G_{pc} = 7 \text{ Kg/cm}^2$ y 15 Kg/cm^2 (hipotético): si los valores más elevados de G_{pc} demostraran ser significativos, se podría inducir a los fabricantes de rodillos vibratorios a que desarrollen para experimentación un rodillo de peso y de tensiones de impacto apreciablemente mayores. Además de las presiones G_{pc} , dos condiciones -- pueden ser empleadas, una correspondiente a la condición NC, que prevalece durante el aumento de la altura y de las presiones. Todavía, para una eventual tendencia al deslizamiento después que la condición estable de fin de construcción haya sido comprobada, deberíamos ponderar la validez de aplicar la ecuación PC de resistencia, puesto que a medida que el propio movimiento-

de deslizamiento de la masa ocurre, esto debería provocar un decrecimiento de las presiones verticales al largo de la superficie de corte. El grado en el cual los valores de las ecuaciones de resistencia NC y PC difieren, favoreciendo la estabilidad después de la construcción, comparada con la de la escollera durante la construcción, depende de OCR, esto es depende de la magnitud del alivio de presiones, y, requiere proposiciones con respecto a los cambios de geometría que serían producidos por el deslizamiento. La discusión se adelanta con referencia a la Fig. 18 y la Tabla que la acompaña. En primer lugar, comparando los pasos 2, 3 y 4 se muestra que para la superficie de deslizamiento N°1 (condición NC) valores σ_{pc} de 7 y 15 Kg/cm² deberían elevar el valor de $0,98 < F < 1,05$ al valor 1,68, un aumento positivo muy convincente en aumentar significativamente las presiones de compactación.

Para el caso de deslizamiento pos-construcción, admitiendo un descenso de 10 m. de la masa, acompañada de una acumulación de un volumen equivalente en forma de una cuña junto al pie, para lo cual se admite haber sufrido la disminución de la resistencia PC hacia la NC, el factor de seguridad F cambiaría de 1,05 a 1,47 (comparación de pasos 1 y 2): este aumento muy significativo sugiere la tendencia auto-estabilizante después de haber comenzado el deslizamiento.

Los tramos superiores de la cicatriz del deslizamiento 1 fueron analizados (cf. Fig. 19) de acuerdo con el detalle M por motivo de la reconocida facilidad de caídas, rodamientos y pequeños deslizamientos de bloques rocosos, según las pendientes que inicialmente son subverticales, e, incluso, negativos. Empleando la ecuación poco favorable de resistencia NC como si estuviese en juego el caso de incremento de carga, los análisis de deslizamiento todavía indicarían un pequeño incremento F, favorable, para las cuñas detrás de la cicatriz de deslizamiento.

El detalle N, Fig. 19, muestra otro análisis de un tramo superior de la superficie de deslizamiento 2, donde la cicatriz de deslizamiento tiene pendientes exteriores más fuertes que 55°, que se había indicado como el límite de ruptura para la resistencia NC. Para estos cálculos de computadora la condición PC de $\sigma_{pc} = 7 \text{ Kg/cm}^2$ fue empleada admitiendo que la parte superior del macizo haya sido compactada hasta las pendientes externas definidas por las superficies 1a, 1b, 1c, y 1d (esta última coincidente con la superficie de ruptura 1). Los valores de F de 2,18; 1,86 y 1,75 (Fig. 19, detalle N) confirman que precompresiones de compactación excluyen la ruptura de superficies poco profundas, mismo en el caso de pendientes fuertes. Los va-

lores F aumentados de 0,98 → 1,03 → 1,07 → 1,10, son resultados para las superficies más profundas de deslizamiento 1 → 3 → 4 → 5, lo mismo para la adopción pesimista de resistencias NC (Fig. 18). Para las mismas superficies los valores correspondientes serían de F = 1,05 → 1,19 → 1,15 → 1,14 para una hipótesis de $\sigma_{pc} = 7 \text{ Kg/cm}^2$ seguida de la ecuación NC, $\sigma_v > \sigma_{pc}$ (Fig. 18), y, comparativamente, F = 1,68 → 1,41 → 1,45 → 1,52, admitiendo $\sigma_{pc} = 15 \text{ Kg/cm}^2$ (σ_v no supera σ_{pc} , según se señala en la columna F_{pc} 3, Fig. 18).

Las diferencias de resultados F (Tabla de la Fig. 18 F_{NC} → PC) bajo las dos hipótesis son tan evidentes (casos límite) que concluyen en una consideración bien cuidada. Sin embargo, debemos enfatizar inicialmente una salvedad con respecto a las computaciones resumidas: en el caso de análisis comparativos muy sensibles, se debe elegir entre investigar cambios de condiciones sobre la misma superficie (la superficie crítica original) ó comparaciones para diversas superficies críticas, cada una la crítica para su condición: con el interés de exponer mejor los conceptos se preferió adoptar la primera vía. El principal beneficio de la elevada presión σ_{pc} hipotética de 15 Kg/cm^2 es obvio, y no necesita ser enfatizado. El punto principal en resumen, es -- que si comienza la ruptura, la tendencia al equilibrio debería generarse automáticamente, exceptuado el caso de tener un comportamiento tensión-deformación frágil. En los análisis convencionales de estabilidad, la superficie hipotética de deslizamiento inmediatamente abajo de la que la crítica real sujeta al deslizamiento, indicaría, en los cálculos, un valor F solamente un poquito mayor que el valor de 1,0 atribuido a la propia condición de deslizamiento. Si tal condición fuese real en la naturaleza, cualquier cicatriz de deslizamiento (con una masa significativa de suelo removido) estaría progresivamente sujeta a deslizamientos subsecuentes subparalelos. La naturaleza muestra que en la mayoría de los casos, las superficies inmediatamente debajo de un deslizamiento real son bien estables por muchos años ó décadas: se infiere que la condición PC garantiza tal estabilidad, y solamente en materiales que gradualmente pierden los beneficios de la precompresión por hinchamiento, las superficies de deslizamiento propias determinan las ubicaciones crónicamente inestables a las de las áreas cercanas al talud natural original.

7.- PROFUNDIZACION DE LA INVESTIGACION DEL SIGNIFICADO DE VALORES F EN UNAPENDIENTE CONVENCIONAL 1,0V:1,3 H DE TALUD DE ESCOLLERA.

Una perspectiva adicional de la significación de valores F en enrocados pue

de obtenerse a través de una serie de análisis bajo las hipótesis siguientes:

1) Para la superficie crítica básica adoptada, reconociendo que tensiones de corte y de tracción críticas comienzan junto al tope, una hipótesis extrema fue investigada admitiendo una fractura ó grieta (ó una superficie totalmente lubricada, sin presión normal), la cual se admitió progresando en profundidad: así, se pasó a calcular los cambios de F consecuentes, tanto para el caso de resistencias NC como para resistencias PC bajo la presión $\sigma_{pc} = 7 \text{ Kg/cm}^2$. El alivio de tensiones completo en el tramo de la fractura provoca incrementos de tensiones sobre el resto de la superficie de deslizamiento. Los resultados muestran, (Fig. 20) que la grieta vertical tendría -- que profundizarse a proporciones absurdas (70 hasta 80 m) para que los valores de F bajen a ruptura nominal $F < 1,0$.

2) De nuevo, para la misma superficie crítica, admitiendo que la tendencia al deslizamiento resulte agravada por cargas suaves en la cresta, la Fig. 21 muestra los valores calculados de F con un incremento de altura sobre la cresta del pedraplén hipotético de carga suave (esto es, peso que no desarrolla resistencias propias dentro de sí mismo). Estos análisis fueron realizados más convenientemente con base en el método de Sarma, suministrando simultáneamente aceleraciones críticas horizontales para la inestabilización; correspondientemente, se pudo obtener las aceleraciones nominales verticales, relacionadas con la fuerza "suave" vertical aplicada, obtenidas directamente a través de relaciones de las fuerzas aplicadas con respecto al peso total de la masa crítica en deslizamiento. La Tabla de la Fig. 21 combinó así las aceleraciones críticas horizontales (Sarma) con aceleraciones nominales verticales de una eventual ocurrencia sísmica para la inestabilización. Aunque en los análisis se haya empleado la condición NC, ^{realista} para la situación de incremento de esfuerzo vertical, pero pesimista para la condición de la hipótesis de alivio de esfuerzo horizontal (Sarma), los resultados comprueban elocuentemente que mismo un valor modesto de F (sea, alrededor de 1,3) requeriría una carga física demasiado elevada para la inestabilización. Por ejemplo, para la superficie crítica original, la altura de terraplén "suave" de densidad de $2,2 \text{ t/m}^3$ tendría que acumularse hasta alrededor de 100 m para lograr bajar el valor a $F = 1,1$.

Buscando otra forma de evaluar la influencia de un incremento de carga fueron empleados análisis comparativos empleando enrocados hipotéticos de densidades de $4,4$ y $6,6 \text{ t/m}^3$, simulando aceleraciones verticales constantes in

crementales (del doble y triple de la gravedad). También análisis aislados-- adicionales fueron realizados para fines comparativos: (a) aplicando carga-- "suave" solamente sobre el tope de la masa en deslizamiento; y (b) verifi-- cando la aceleración crítica horizontal (Sarma) para casos de enrocados com-- pactados con comportamiento reglado por las envolventes PC. Todos estos re-- sultados están resumidos en las Tablas de la Fig. 21, series b1, casos 5 -- hasta 8, y confirman la resistencia extremadamente favorable exhibida por -- pendientes de escollera frente a los factores inestabilizantes.

(3) Finalmente, utilizando otro método de estimar la capacidad física de i-- nestabilizar la superficie crítica de deslizamiento básico, se realizaron-- cálculos comparativos investigando el efecto de una eventual remoción de ma-- terial del pie de la masa en deslizamiento (admitida una resistencia NC). Tan-- to Janbu como Sarma fueron empleados, Fig. 22, y a fines de conveniencia las -- cuñas removidas fueron empleadas coincidentes con las pertinentes a cada a-- nálisis de estabilidad precedente (caso 2, Fig. 22). Sorprendentemente, las-- cuñas que tienen que ser removidas para reducir F de 1,5 a 1,3 son gran-- des.

Estos tres conjuntos de análisis seguramente confirman la dificultad inhe-- rente ^{de} inestabilizar un talud de escollera; lo mismo ocurre cuando se trata-- de una pendiente convencionalmente denominada "de reposo " y bajo condicio-- nes NC. Los casos de escolleras compactadas bajo condiciones PC serían evi-- dentemente mucho mejores.

8.- JUSTIFICACIONES CONCEPTUALES POR LA DIFERENCIA CONSPICUA DE PENDIENTES DE ARENAS COMPARADAS CON ESCOLLERAS.

La Mecánica de Suelos convencional profundizó a tal punto los conceptos re-- ferentes a taludes de arenas, ángulos de reposo, factores de seguridad de -- pendientes $F = \tan \phi / \tan i$, la influencia de la densidad, y el hecho de que -- la condición suelta junto al talud es la que generalmente controla, que com-- prensiblemente enfrenta dificultades serias y una responsabilidad muy gran-- de, en avanzar en tales teorías. Alguna luz y algunas insinuaciones de ra-- cionalización prometedora pueden ser extraídas de los datos de acopio de es-- collera (suelta, condiciones NC) publicados, por ejemplo por De Mello (10), -- quien señaló la diferencia entre pendientes meticulosamente levantadas por-- topografía, durante el acopio hasta espesores mayores, y, al revés, durante -- la excavación del pie: tales indicaciones exigen ayuda de análisis intuitivos -- (Fig. 23).

Los datos publicados (Fig. 24, cf. De Mello (10)), fueron transformados en histogramas (Fig. 25a) y curvas aproximadas de frecuencia de distribución. Los conceptos deberían ser extensivos a escolleras compactadas, condiciones PC, que garantizarían valores F mucho mayores, pues los datos de campo que están siendo analizados no incluyen los beneficios de histéresis de aplastamiento provocado por la compactación.

Tales conceptos, idealizadamente simplificados relativos a coeficientes de seguridad, son presentados solamente relacionados con valores medios de las curvas de distribución atribuidas, mientras no se deje de reconocer como innegable que estas formulaciones deberán evolucionar rápidamente hacia las formas probabilísticas. Una razón preliminar muy fuerte reside en la interpretación de que para proponer una concepción nueva, radical, y además aparentemente osada en dirección de gran ahorro acoplado a una eventual interpretación de reducción de factor de seguridad, es psicológicamente improductivo pasar por encima de la representación corriente hasta hoy, de coeficientes de seguridad promedio, a los cuales los lectores y los investigadores están acostumbrados: juzgamos que sería mucho menos digerible simultáneamente documentar las presentes comparaciones a través de conceptos probabilísticos hasta hoy muy poco usados en la práctica profesional. Otra razón obvia resulta del hecho de que por el momento no disponemos de datos estadísticos en número y calidad suficientes para permitir formulaciones probabilísticas convincentes.

En cualquier material que exhibe una dispersión de parámetros de resistencia alrededor del promedio, si temporariamente admitimos una constancia de esfuerzos solicitantes tendientes a provocar rupturas, la definición clásica del Factor de Seguridad debería ser diferenciada de los otros dos factores - FG, Factor de Garantía, y FI, Factor de Seguro. Las tres definiciones fueron simplificadaamente definidas a través de : (e = dispersión) $F = \frac{\text{resistencia} + e}{\text{tensión}}$;

$$FG = \frac{\text{resistencia} + e_1}{\text{tensión}} ; FI = \frac{\text{resistencia} - e_2}{\text{tensión}} , \text{ y , obviamente, una deter}$$

minada estructura es gradualmente más segura para un mismo valor numérico de FI, pasando a F, y pasando a FG. La condición típica de F ocurre cuando no existe posibilidad de anticipar para que lado de la resistencia promedio la incertidumbre "e" se desarrollaría: FG prevalece cuando ocurre una condición de pre-ensayo que garantiza que la resistencia solamente puede ser mayor que un determinado valor ya comprobado: finalmente, FI se aplicaría cuando la resistencia válida para el problema solamente podría ser peor que un determina

do valor. Las diferencias entre FG, F y FI en valores numéricos frente a un determinado problema dependen del rango de variación representado por la curva de distribución, y de la manera por la cual la condición de pre-ensayo -- truncaría tal curva de distribución, sea en el límite inferior para condiciones FG, ó en un límite superior para condiciones FI.

En la Fig. 25b se admitió una curva de distribución intermedia plausible General G, para la escollera mencionada. El ángulo de reposo de arenas, gravas y enrocados es determinado por la estabilidad de bloques individuales junto a la superficie, controlados por el imbricamiento en condiciones de presión cero: así, la pendiente más suave durante el acopio ^{es} controlada por el fragmento rocoso de menor imbricamiento, empujado sobre el borde de la pendiente y rodando, teniendo que detenerse, una situación que recuerda la diferencia entre las fricciones estática y dinámica, y así representaría las peores condiciones dentro de las dispersiones del enrocado: pequeños volúmenes de enrocado de estabilidad mayor, y condiciones localizadas de pendientes más fuertes podrán ocurrir, pero no pueden ocurrir proporcionalmente en volúmenes representativos que afecten la pendiente general. Si ellos fueren demasiado estables para la pendiente del talud, los fragmentos de piedra no pueden continuar rodando hacia abajo y quedarse a medio camino para formar parte del talud, pero serán, al revés cercados por fragmentos de estabilidad mediana, y por lo tanto enterrados por el material que los circunde.

En resumen, podemos considerar que la distribución G truncada, excluyendo valores mayores que el promedio, logra proveer la distribución F de pedraplén en construcción. Además, inferimos que en un acopio de escollera de punta, - que aumenta de altura, los taludes implican en condiciones FI/ las propiedades generales del enrocado. El talud es, todavía, bien estable en promedio: - un talud de enrocado de pedraplén de punta no está sujeto a rotación continua y a deformaciones inestabilizantes de la superficie. Las observaciones de campo en particular son innumerables en todas las obras, y se puede decir que son generalizadas, aunque las preconizaciones "teóricas" siguen cercadas de incredulidad. Los valores aproximadamente representativos de factores de seguridad se presentan en la Fig. 25 para el ejemplo empleado.

Recapitulando, por lo menos tres factores impusieron la pendiente más suave del material de escollera en pedraplén de punta: la fricción dinámica comparada con la estática, la condición menos densa no-imbricada, y la interferencia de que los bloques de ϕ alto bien imbricados, y de comportamiento bien imbricado, deberían inevitablemente ocupar una posición "enterrada" dentro de la superficie. Por lo tanto, la superficie interna crítica se confirma -

para un eventual deslizamiento en masa del pedraplén en su subida y, a posteriori, en consecuencia el concepto exige el análisis del cambio de F durante la subida del pedraplén, que demuestra ser de una graduable disminución con la subida de altura (Fig. 25c), demostrando, forzosamente, que sobre todo -- punto de vista, un enrocado empujado, de pedraplén de punta, que haya llegado hasta una cierta altura, ha sido inexorablemente pre-ensayado hasta aquella altura. Cualquier escollera insuficientemente estable y/o volúmenes de deslizamiento potencial, hubieran sido removidos por selección natural, y todo el material remanente fue mejor que el límite inferior de un valor -- promedio comprobado frente a la estabilidad general al deslizamiento alcanzada con la llegada del acopio a su cresta. Así, para condiciones post-construcción, la estabilidad del talud ha sido comprobada, debiendo merecer consideración de una condición FG con relación a los valores ϕ inicialmente de tipo FI. Además, para cualquier inestabilidad causada por excavación del acopio en su base, prevalecen condiciones FG bien favorables: los valores de ϕ tienen que ser iguales ó mejores que algún valor ya pre-ensayado. Durante la excavación del pie pequeños volúmenes representativos de fragmentos superficiales son mantenidos estables por los bloques más rígidos, más grandes, bien imbricados (fricción estática), garantizando así la estabilidad de la pendiente más fuerte.

Para las dos situaciones concebidas, de la escollera subiendo en condición FI, y del acopio de enrocado explotado por excavación en la base en condiciones FG, el criterio de rechazo de la distribución G se presume que puede ocurrir alrededor de la mediana de ϕ , suministrando las distribuciones F y E. Bajo tales hipótesis (ó cualquier hipótesis análoga) se deducen los valores de FI y FG que están relacionados en la Fig. 25 bajo la hipótesis sencilla de una envolvente lineal sin cohesión, y $F = \tan\phi_1/\tan\phi_2$.

Tres corolarios surgen de estas discusiones de un caso genérico representado por escollera sana, limpia y angular, y sus curvas de distribución de frecuencia. En primer lugar, para cualquier curva de distribución de frecuencia relativamente pendiente para valores de ϕ bajo presiones pequeñas, un determinado talud externo de ángulo de reposo tiene un coeficiente de seguridad indudable y plenamente estable. En segundo lugar, como en las arenas puede aceptarse un valor numérico de F mucho menor que en las arcillas (De Mello, 11) por causa de las dispersiones mucho menores de parámetros (ninguna dispersión de la presión de poros u), el mismo razonamiento refuerza la aceptación de valores F muy bajos como incuestionables satisfactorios en escolleras. En tercer lugar, el análisis de los dogmas aceptados con respecto a ta-

ludes de reposo en arenas uniformes, encaja fácilmente como asociada a un material altamente idealizado, de curva de distribución G absolutamente vertical, y sin ninguna histéresis debida al aplastamiento de granos (junto a la superficie). Las tres curvas de distribución F, G y E coincidirán, y $FI = F = FG = 1,00$. Inevitablemente cualquier grano sobre el talud está ipso-facto en condición potencial de deslizar y rodar. Estos hechos se encuadran perfectamente en la teoría general, pero de ninguna forma sugieren que una pendiente en reposo, de escollera, tenga un coeficiente $F = 1,00$, lo que era una creencia generalizada, extrapolada de una conclusión correcta para arenas pero incorrecta para materiales de amplio rango de ϕ de los fragmentos.

9.- IMPLICACIONES PRELIMINARES REFERENTES A PROBLEMAS SISMICOS

Muchos esfuerzos se han realizado en ensayos cíclicos de probetas de gran diámetro en laboratorio, y en análisis con elementos finitos de las deformaciones así como de las aceleraciones y las plastificaciones permanentes localizadas, de escolleras y de taludes de escolleras, bajo sismos críticos hipotéticos. No logramos confirmar hasta que punto los resultados de los ensayos y los análisis subsecuentes, según publicaciones, hayan incorporado algunos beneficios de las precompresiones debidas al aplastamiento. Sin embargo, según la filosofía de ingeniería planteada por De Mello (11), se enfatiza como más aplicable a los casos de situaciones poco previsibles, tales como el comportamiento bajo sismos, que debería preferirse que se anticipe y garantice lo que no debería ocurrir, mucho más que la tentativa de prever y garantizarlo que debería ocurrir (compresiones cíclicas e inestabilizaciones) en presas de enrocado compactado. En resumen, de alguna forma posible, el INGENIERO debería siempre buscar un tratamiento de compactación tal que la escollera resulte ser pre-tratada y pre-ensayada a fin de comportarse satisfactoriamente bajo el eventual sismo de proyecto. Como la compactación vibratoria de impacto es empleada, el primer paso comprende verificar a que punto las tensiones dinámicas aplicadas durante la compactación pueden constituir una envolvente de las tensiones sísmicas previsibles en las regiones significativas del macizo de enrocado, garantizando así un comportamiento precomprimido.

Datos tales como los resumidos en la Fig. 26a sugieren la posibilidad de conseguir el propósito mencionado con relación a presiones de impacto. acen tuadas particularmente por las aceleraciones mucho más fuertes de los rodillos que de los sismos: el problema consiste en pre-compensar por la alta presión estática de peso de peúraplén suprayacente a la cual cada capa está sujeta cuando es sometida a esfuerzos sísmicos en superposición. Reconocien-

do que en muchos casos la finalidad puede no ser cumplida por los equipos - de uso corriente, procuraríamos ajustar el material, y las especificaciones constructivas, para alcanzar un nivel deseado de presiones aplicadas en el enrocado, a fin de dominar el comportamiento respectivo, contrario a aceptar pasivamente las rutinas actuales, que no tienen en cuenta los problemas sísmicos. Tal aceptación pasiva, conjugadamente con la inversión de esfuerzos - exclusivamente en búsqueda de tentativas de métodos de predicción del comportamiento del material (bajo hipótesis sujetas a debates) constituye la - antítesis del concepto de INGENIERIA actuante.

La presente discusión considera solamente las propuestas que se perfilan hacia una orientación que anticipa ser prometedora: el hecho es que muchos resultados de investigación y de desarrollos técnicos deberían ser detallados, pero requerirían un trabajo adicional amplio. Broms y Forssblad (2, 12) resumen los principales factores que afectan la eficiencia del equipo de compactación vibratoria, entre ellos:

- a) frecuencia de resonancia del sistema compactador-terraplén;
- b) el número de ciclos de cargas;
- c) la resistencia al corte durante la vibración;
- d) la magnitud de las tensiones dinámicas transmitidas a la capa.

Para el caso de enrocados, los factores (a) y (c), que controlan principalmente el arreglo de los fragmentos, pierden importancia comparado con factores directamente relacionados con tensiones de aplastamiento de puntos de - contacto; estas tensiones se aceptan como relacionadas con:

- e) presiones promedio mensurables (función del peso y del impacto del compactador);
- f) relación del peso del rodillo aplicando impacto, en comparación con los pesos de las piedras sujetas al impacto;
- g) y, especialmente, formas de los fragmentos y la distribución de sus tamaños.

La rigidez gradualmente incrementada de una capa en compactación, durante las pasadas del rodillo, ha sido finalmente establecida como la medida nominalmente más racional de una compactación comparativamente mejorada (cf. -- Schwab et al, 21): considerando que esta rigidez incrementada es debida a esfuerzos de contacto, ella inevitablemente se traduce en decrecimiento de deformabilidad (estática y dinámica), y así, en aumento de la resistencia - PC, y de la estabilidad de la pendiente.

Los datos que permitan las previsiones deseadas son muy escasos, pero suficientemente consistentes para ser prometedores. La Fig. 26b reproduce presiones verticales transmitidas a la capa en compactación por cargas aplicadas en la superficie, estáticamente σ_{vs} (empleando cálculos para un macizo tipo Boussinesq), y dinámicamente σ_{vd} , tal como fue medido para los compactadores de 1,4; 3,3 y 12,3 toneladas respectivamente. Curvas estimadas de σ_{vd} para un eventual rodillo compactador de 25 o 50 t fueron también representadas en la Fig. 26b, por extrapolación. Para los gráficos necesarios a la extrapolación, se adoptaron relaciones sencillas de esfuerzos estáticos para dinámicos, con base en las Fig. 26d a distintas profundidades, extrapolación ésta plausible aunque grosera. Una ventaja del empleo de capas más delgadas proviene de los esfuerzos más elevados transmitidos (Fig. 26b), pero se debe recordar que capas más delgadas configuran simultánea e inexorablemente la exclusión de piedras más grandes y la prevaencia de las menores, y aún más, los efectos diferirán considerablemente si fuera empleada piedra proveniente directamente de la cantera en comparación con fragmentos rocosos provistos por una planta trituradora, relativamente uniformes, más-resistentes y más redondeados.

La Fig. 27 reproduce, como ejemplo, los esfuerzos sísmicos máximos $\Delta\sigma_{vd}/\Delta\sigma_{vs}$ calculados por análisis de elementos finitos para la presa Las Piedras (Parras y Cervantes, 19) para un sismo de magnitud M=7: los incrementos de las tensiones verticales llegaron a 15% de la presión estática del peso de pedraplén. La Fig. 26a muestra que con respecto al número de ciclos de carga, los compactadores son extremadamente abundantes en comparación con cualquier sismo (ejemplo, el caso de Oroville). Empleando el incremento del 15% (Fig. 27a) y un rodillo vibratorio de frecuencia hasta 2 veces la del equipo de rutina actual, la Fig. 27a muestra aproximadamente el espesor máximo de capa que deberá usarse para que las tensiones dinámicas debidas al rodillo lleguen a precomprimir las capas por aplastamiento equivalente a $\sigma_{pc} = 115\% \sigma_{p \& z}$. Las indicaciones son obvias, pero debe enfatizarse el carácter aproximado de las cuantificaciones. Un compactador de 12,5 t podría atender aproximadamente a 50 m. de pedraplén suprayacente para efecto del sismo considerado, si los espesores de las capas fuesen mantenidos alrededor de 0,4 a 0,5 m. Debemos recordar, todavía, que para fines de inestabilización de las pendientes la altura de la sobrecarga de pedraplén que estará en juego es la altura máxima arriba de la superficie potencial de deslizamiento (Fig. 12).

Un último punto de importancia de optimización es respecto a los tamaños de

los fragmentos de escollera, su calidad y sus formas. Marsal sugiere una ex presión-índice (Fig. 27d) para la fuerza promedio de contacto, como función del tamaño de la partícula y de la presión promedio aplicada. Admitiendo que haya preocupación en no exceder una cierta fuerza de contacto (del orden de 100 Kg arbitrariamente tomada en este trabajo) bajo la cual el fragmento de enrocado sufriría quiebra, la Fig. 27d indica cuales serían las dimensiones máximas del fragmento ($1/ns$) para evitar dicho problema, imponiendo así los tamaños relativamente menores bajo rodillos más pesados. El concepto requiere revisión, reconociéndose que el material de una determinada cantera pasado por planta trituradora inexorablemente exhibe resistencias intrínsecas mayores, por selección natural, progresivamente y a medida que los tamaños mayores son machacados para proveer a los menores. Tamaños menores ipso facto no constituyen un modelo representativo, pero sí mejorado en resistencia, comparado con los tamaños grandes del prototipo.

El asunto tiene que ser abierto a la investigación y el desarrollo. Un material ideal, y una distribución granulométrica ideal, deberían ser de calidades tales que ocurriera un significativo aplastamiento de contactos angulosos infinitesimales, así llegando a altos valores σ_{pc} sobre áreas de contacto finitas, que, por otro lado resulten difícilmente incrementadas a continuación, garantizando así continuar exhibiendo una alta resistencia a cualquier aplastamiento adicional.

El hecho es que con escollera limpia y angular de calidades muy distintas de la ideal, la precompresión de aplastamiento mejora mucho tanto la estabilidad estática como la sísmica, conjuntamente con los comportamientos respectivos. Todo esfuerzo concentrado de investigación y de desarrollo según las sugerencias anteriormente presentadas debería ofrecer una alta relación beneficio/costo para mejora de los proyectos y de la construcción de escolleras compactadas.

10.- ADELANTOS CONCEPTUALES SUGERIDOS CON GRAN PERSPECTIVA DE RELACION BENEFICIO-COSTO.

Según se presentó muy preliminarmente en la Conferencia Rankine (De Mello, 1977 (11)) además del efecto de incremento de la envolvente de resistencia por precompresión, la compactación deberá producir un efecto beneficioso complementario correspondiente a las presiones residuales de la compactación. Es indiscutible que si el rodillo aplica a la capa presión vertical nominal e--

equivalente a aproximadamente 7 Kg/cm^2 , la presión lateral podrá ser alrededor de valores $K'_o \cdot \sigma_v$ dependiendo del confinamiento lateral, desde valores bajo tipo K'_a junto al borde, hasta valores de reposo-pasivo $K'_{op} > K'_o \text{ NC} = 1 - \text{sen}^2 \phi'$ donde el tractor y rodillo hubieran empujado la piedra horizontalmente en la compactación. Mientras después de las pasadas del rodillo la presión vertical σ_{vi} bajaría hacia cero (una pequeña presión queda en suelos arcillosos por la succión, y en los enrocados por el imbricamiento): así, los primeros incrementos δz de subida del pedraplén con su pendiente, no provocan, desde luego, la oblicuidad de tensiones inestabilizantes, pero empiezan por compensar la tensión desviante de $\sigma_{h \text{ ON}} > \sigma_{v \text{ IN}}$, hasta llegar a la condición isotrópica IT (cf. Fig. 28). Como en los alivios de presión en rocas compactadas el módulo es muy alto $E \rightarrow \infty$, tenemos que considerar la presión residual horizontal disminuida por algún coeficiente α : los valores de α serán lógicamente diferentes punto a punto dentro del macizo y a lo largo de la eventual superficie de ruptura, tanto para acomodar las diferencias del K'_o inicial como para incorporar la relajación más fácilmente junto al borde que en el centro. Observemos, inclusive, que en sentido transversal al valle, el σ'_2 deberá aumentar con la subida del pedraplén a causa de los asientos de la escollera dentro de la cuña más rígida de los apoyos rocosos. Para simplificar se adoptó $\sigma_{v \text{ IN}}$ igual a cero en cada capa en el momento que empieza la carga del macizo suprayacente de capa a capa.

No se conocen casos de ruptura de pendientes de escollera compactada: así, es muy amplio el rango de hipótesis con respecto al modelo físico-geomecánico que sería aplicable. Como primer paso, que más adelante se discute brevemente, proponemos aceptar, para fines comparativos, la hipótesis de ruptura por deslizamiento, y, por lo tanto, los métodos convencionales de análisis de equilibrio-límite de esfuerzos cortantes resistentes, comparados con los actuantes. Si la teoría, aunque nominal, fuera totalmente distinta en pasar de una escollera fina y sucia a una limpia angulosa, y en la limpia de una suelta hacia la compactada, los problemas teóricos, y prácticos de decisión con respecto a los límites de casos distintos serían intolerables. Es indiscutible que, con pendientes más fuertes hasta la vertical ϕ hasta alguna inclinación negativa, culmina llegando a un macizo que se desprenderá, y esto por deslizamiento aunque acompañado por fuerte dilatancia.

Como segundo paso es muy importante detenerse sobre los conceptos inherentes en los análisis convencionales de equilibrio-límite de pendientes. Si el esfuerzo provocador es del peso δz con oblicuidad de tensiones en la masa deslizante, mientras en el ensayo es la tensión desviante $(\sigma_1 - \sigma_3)$, -

implica que la experiencia del ciclo cerrado ensayo-cálculo-comportamiento - de obra, está casi generalmente asociada al concepto de que la altura z se aplique sobre el eje de tensiones isotrópicas en el gráfico de Mohr.

En la Fig. 28 señalamos en gráfico de Mohr algunos de estos conceptos, que - serán importantes si los confirmamos. Señalamos también una primera idea de- como tener en cuenta el incremento de resistencia correspondiente a la ten- sión desviante negativa (favorable a una estabilidad complementaria) de las- tensiones residuales de compactación: la idea sería la de emplear el artifi- cio de Caquot de traslación de eje (en análisis de capacidad de carga). Se - concluye completamente contrario a tal artificio por dos razones: una, la en- volvente curva, que lleva a condiciones fuertemente distintas de "cohesión"- (resistencia constante independiente de σ) y "fricción" ($ds/d\sigma$); otra, el gran cambio que ocurre en la posición de la superficie crítica cuando se cam- bia las proporciones de cohesión y de fricción.

Otro camino que se buscó para introducir el efecto beneficioso planteado, fue orientado para mantener la rutina de los cálculos de estabilidad de pendien- tes lo más inalterados posibles, pues aunque se reconozca su carácter e- minentemente nominal el hecho importante es poder aprovechar de todo el uni- verso de casos de la práctica profesional que emplearon tal proceso de análi- sis límite sin tomar conocimiento del estado inicial de presiones residuales del material componente. En tesis se somete el principio de razonamiento de- que la no inclusión de un dato corresponde a su consideración como "neutro", esto es, en el caso presente, la admisión implícita de un estado inicial iso- trópico de tensiones. Como la presión provocadora de la inestabilidad fue, y sigue siendo, tomada como el peso δz del terraplén y su esfuerzo cortante T sobre la superficie de deslizamiento, el artificio juzgado como apropiado consiste, en primer lugar, en añadir el incremento de ζ necesario para vol- ver hasta el eje horizontal de tensión desviante cero: la mejor forma prác- tica de incorporarlo, que, si la condición inicial ocurriera con proporciona- lidad fija (lineal) se resumiría en la rotación del eje de cortes iniciales- negativos, contra el reloj (Fig. 29) hasta el eje horizontal, en el caso pre- sente, de grandes variaciones, es considerarlo como un incremento de altura- de la envolvente de resistencia. El resultado está dibujado en la Fig. 29, - donde se muestran así los postulados en la curva de la envolvente, uno el de la precompresión hasta el valor de la σ_{pc} , y el otro, que varía de posi- ción a posición representativa A, B, etc. dentro del macizo, hasta el incre- mento vertical $\Delta\sigma_v$ y horizontal $\Delta\sigma_h$ acompañante, que lleven a la condición isotrópica.

Este punto, que llegaría a configurar una innovación herética, tendrá que ser explicado un poco más adelante; en este momento se propone como justificable principalmente en el caso de pendiente muy fuerte, y consecuente superficie de deslizamiento predominantemente subvertical.

Una vez incorporado el estado de presiones residuales de compactación en la curva de la envolvente de resistencia, el análisis de estabilidad se mantendría con el procedimiento convencional, a excepción de un ajuste. El peso $V = \gamma z$ de cada columna produce un esfuerzo cortante T dependiente solamente de la inclinación del plano en el punto, lo que permanece igual. Pero la componente normal N tiene que producir una resistencia al corte basada en la fricción $N \tan \phi$: en el análisis rutinario la envolvente lineal Mohr-Coulomb provee el valor único de $\tan \phi$, pero en el presente caso es necesario cambiarlo de acuerdo con el nivel de tensiones, y, para esto, sería necesario tener en cuenta no solamente el $N = f(\gamma z)$, pero también la tensión $0,5 (\sigma_{V IN} + \sigma_{H IN})$ promedio del estado de tensiones iniciales a ser agregada (independiente de la dirección del corte).

Se presentan algunos resultados comparativos muy resumidos que demuestran (Fig. 30) como serían los beneficios de la compactación en sugerir la adopción de pendientes mucho más fuertes en las escolleras compactadas. Considerando los cientos de millones de metros cúbicos de escollera compactada a emplear en las presas a construirse en los próximos años, el ahorro económico realmente fantástico en disponibilidad planteada, y, en contrapartida, la pesada responsabilidad de tomar decisiones sin la comprobación de alguna obra de dimensiones adecuadas, en este momento se está proyectando un pedraplén de prueba, de espesor alrededor de 20 m., según esquema de la Fig 30. En concepto serán aplicados sucesivamente dos factores inestabilizantes, siempre acompañados de observaciones de deformaciones empleando perfilímetros: uno, excavar el paramento según pendientes más fuertes (45° hacia 70° por ejemplo); el otro, aplicar una presión triangular (simulando un incremento de terraplén blando, sin resistencia propia) sobre la cresta. En este segundo caso se estudia la aplicación de la presión de los anclajes, no solamente vertical, también inclinada, según resultaría de determinados efectos sísmicos con aceleración horizontal.

El concepto de la interferencia del "corte negativo", según las tensiones desviantes iniciales, en el análisis de estabilidad del equilibrio-límite, fue declarado como una ponencia herética, exigiendo una mejor aclaración. El concepto de la estática formal rechaza totalmente la consideración de como se llegó a la condición estática-límite. Pero nada en la geotecnia perm

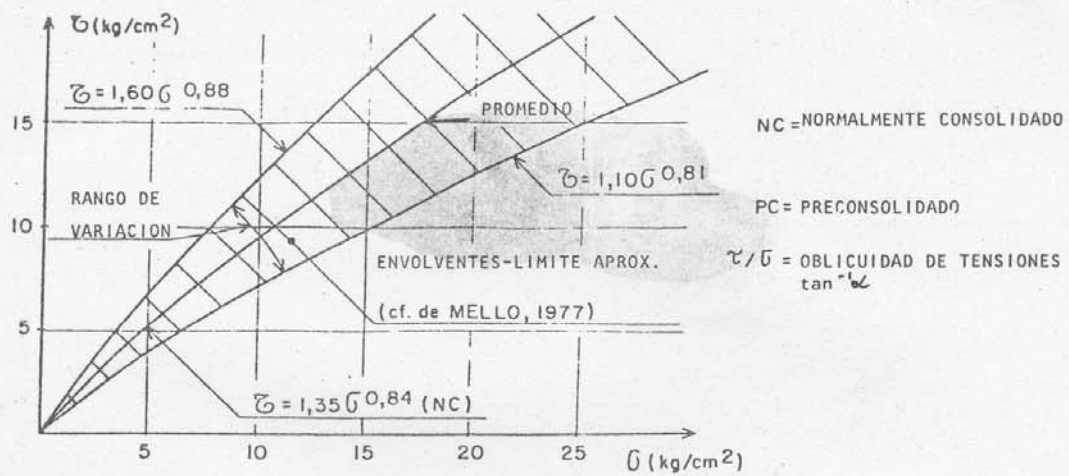
te despreciar la importancia de los antecedentes y de los estados de avance hasta el límite planteado: veamos como son distintos los esfuerzos de empujes (Fig. 31c) necesarios para alcanzar la ruptura dependiendo del punto de partida de la aplicación del esfuerzo provocador. Ya fueron frecuentes las referencias de autoridades (p.ej. Bjerrum en su Informe General, Moscú ICSM FE, 1973, Vol. 3, pp. 111-159, ex. p.127) de la necesidad de ajuste en análisis de estabilidad considerando distintos tipos de corte a lo largo de la superficie (Fig. 31a): estas se limitaron a incorporar los cambios previstos en la resistencia. Cómo y por qué en las comprobaciones de la práctica profesional la intervención no se ha alentado más, inclusive considerando el rango disponible de tensión provocadora?. Primeramente, es muy importante que en la mayoría de los casos analizados (pendientes naturales, ó terraplenes sobre arcillas blandas, etc.), las dos condiciones de tensión de corte, la inicial y la final, son generadas igualmente por el peso σ_z : así no se expone el efecto sobre el análisis de estabilidad, sino solamente sobre la deformación- (la incremental es la única percibida y registrada). En segundo lugar, tenemos que distinguir entre ambos casos, según resulten pequeñas ó muy grandes las diferencias (en plan bidimensional) de las orientaciones del ángulo crítico localmente (Fig. 31a, e). Con pequeñas diferencias, la inversión de tensiones de corte (negativo hacia positivo) no resulta tan fuerte (35° vs 55° -- con la vertical, admitida como dirección de σ_1) que obligue a un cambio significativo de la minimización de la masa en plastificación según el análisis equilibrio-límite. Ya en la escollera compactada con $\phi \gtrsim 60^\circ$ el cambio de direcciones entre 15° y 75° y la fuerte pendiente del talud y de la propia superficie de deslizamiento, obligan a la búsqueda de planos críticos alrededor de los 75° (Fig. 30 b), exigiendo un esfuerzo provocador incrementado para abandonar la tendencia inicial según el plan de aproximadamente 15° .

Creemos que están justificados los procesos nominales de análisis de deslizamiento que aprovechen los de la práctica profesional: y creemos poder justificar las pendientes seguras mucho más fuerte que los 45° (ya empleado) ó 60° (todavía esperando emplearse). Se exige la comprobación por medio de una escollera compactada de prueba sometida a ensayo provocador del deslizamiento-previsible.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- BARTON, N. and KJAERNSLI, B. (1981) - Shear strenght of rockfill, ASCE, Vol. 107, N°GT7, Proc. Papee 16374, July, pp.873- 891.
- 2.- BROMS, B and FORSSBLAD, L. (1969) - Vibratory compaction of cohesionless soils, Proceed. of Spec. Sess. 2, 7th ICSMFE, Mexico, pp. 101-118.
- 3.- CHARLES, J.A. and SOARES, M.M. (1984) - Stability of compacted rockfill slopes, Geotechnique 34, N°1, pp. 61-70.
- 4.- CHARLES, J.A. and WATTS, K.S. (1980) - The influence of confining pressu re on the sear strenght of compacted rockfill, Geotechnique, Vol. 30, N° 4, pp. 353-367.
- 5.- COSTA FILHO, L.M. and THOMAZ, J.E.S. (1984) - Stability analyses of slopes in soil with non-lineat strenght envelopes using non-circular slip surfa-- ces, IV Int. Landslide Symp, Toronto, Vol II, pp. 393-397.
- 6.- DE MELLO, V.F.B. (1984) - Behavior of two big rockfill dams, and design aims, Int. Conf. Case Histories in Geot. Eng., Rolla (Missouri), Vol. 2, pp. 923-942.
- 7.- DE MELLO, V.F.B. (1983) - Reflexões críticas sobre as análises convectivo-- nais de estabilidade de barragens-gravidade sobre rocha, Simp. Geol. -- Bacia do Alto Paraná, Vol. IA, pp. 17-48.
- 8.- DE MELLO, V.F.B. (1982) - Comportamento de materiais compactos ã luz de experiênciã em grandes barragens, Geotecnia, N°34, pp. 3-43.
- 9.- DE MELLO, V.F.B. (1980) - Comparative behaviors of similar compacted -- earthrock dams in basalt geology in Brazil, Symp. on Problems and Prac-- tice of Dam Eng., Bangkok, Vol. I, pp.61-79.
- 10.- DE MELLO, V.F.B. (1980) - Some problems and revisions regarding slope-- stability assessment in embankment dams, Symposium on Problems and Prac-- tice of Dam Engineering, Bangkok, Vol. I, pp. 91-98.
- 11.- DE MELLO, V.F.B. (1977) - 17th Rankine Lecture: Reflections on design - decisions of practical significance of embankment dams, Geotechnique 27, N°3, pp. 281-355.
- 12.- FORSSBLAD, L. (1965) - Investigations of Soil Compaction by Vibration, Acta Polytechnica, CE, N°34, Stockholm.

- 13.- FREDLUND, D.G. (1984) - Analytical methods for slope stability analysis IV International Symp. on Landslides, Vol. I, pp. 229-250
- 14.- GAZETAS, G. (1981) - Vertical oscillation of earth and rockfill dams , analysis and field observation, Soils and Found., Vol.21, N° 4, December.
- 15.- JANBU, N. (1977) - Slopes and Excavations, General Reporter by Morgen-tern-Blight-Janbu-Resendiz, IX ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, p.549.
- 16.- KJELMAN, W. and JAKOBSON, B. (1955) - Some relations between stress and strain in coarse-grained cohesionless materials, S.G.I., N°9.
- 17.- MARSAL, R. (1973) - Mechanical Properties of Rockfill, Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume, p. 109, Wiley.
- 18.- OROVILLE EARTHQUAKE INVESTIGATIONS (1979), State of California, Dept. of Water Resources, February.
- 19.- PARRAS, Y. and CERVANTES, R. (1973) - Analisis de presas de tierra y enrocamiento sometidas a temblores, UNAM 310, Enero.
- 20.- SARMA, S.K. (1973) - Stability analysis of embankments and slopes, Geo-technique 23, N°3, pp. 423-433.
- 21.- SCHWAB, PREGI and KIERES (1983) - Compaction control with the Compacto meter, VIII ECSMFE, Helsinki, Vol. I, p. 73.
- 22.- SULTAN, H.A. and SEED, H.B. (1967) - Stability of sloping core earth - dams, ASCE Proc. SM4, July, pp. 45-83.
- 23.- VEIGA PINTO, A.A. (1983) - Previsão do comportamento estrutural de ba-ragens de enrocamento, Tese, LNEC, Lisboa.
- 24.- WERSSBACH, G. and KUTTER, H. (1978) - The influence of stress and --- strain history on the shear strenght of rock joints, 3rd Congress of - the Int. Ass. of Engineering Geology, Madrid, N°8.



σ kg/cm ²	MATERIAL (※)								NC		PC ※※		PC ※※	
	A		B		C		D		1,35σ ^{0,84}		σ _p = 7 kg/cm ²		σ _p = 15 kg/cm ²	
	α	tan ⁻¹ α	α	tan ⁻¹ α	α	tan ⁻¹ α	α	tan ⁻¹ α	α	tan ⁻¹ α	α	tan ⁻¹ α	α	tan ⁻¹ α
1	1,05	46°	1,50	56°	1,65	59°	1,75	60°	1,35	53°	2,40	67°	2,75	70°
4	0,75	37°	0,93	43°	1,18	50°	1,40	54°	1,08	47°	1,29	52°	1,73	60°

※ cf. CHARLES E WATTS, 1980
 ※※ cf. FIG. 11

FIG. 1 - ECUACIONES BASICAS EMPLEADAS - NC.-

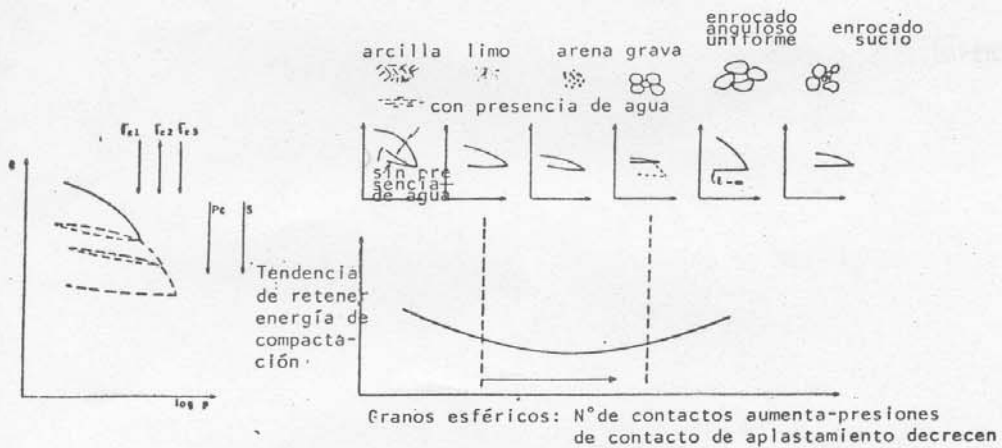
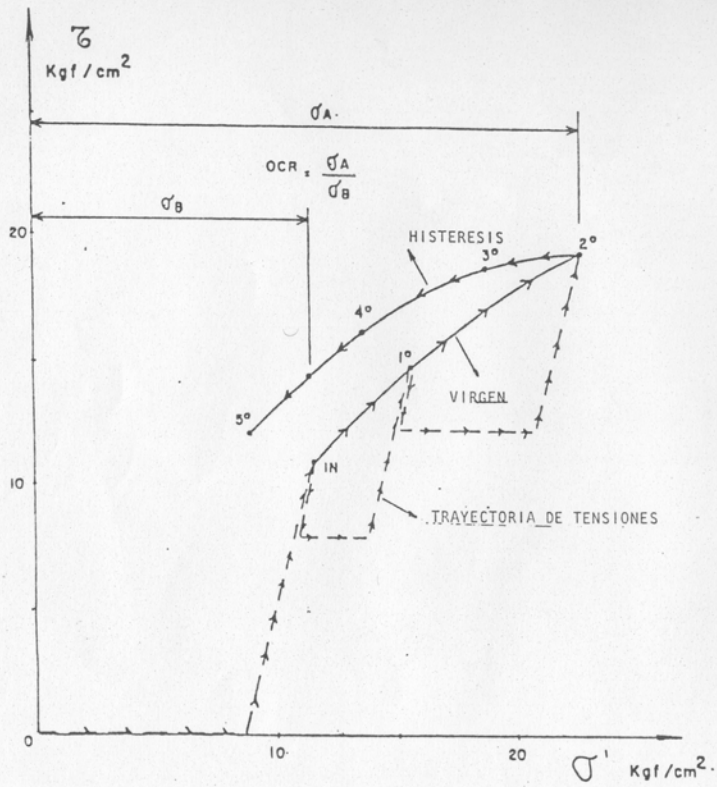


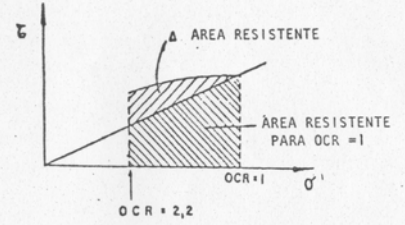
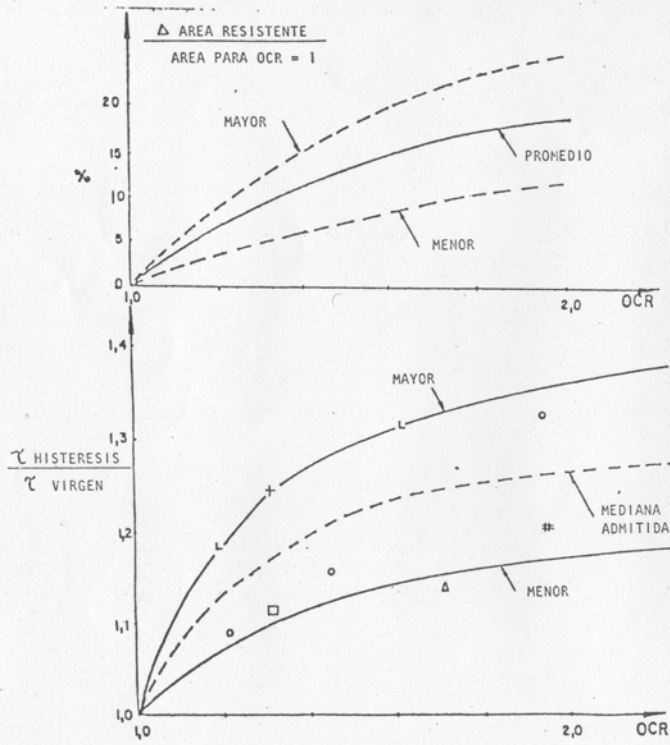
Fig. 2 - COMPARACION ESQUEMATICA DE LA ESTRUCTURA DE COMPACTACION DE LOS GRANOS Y DE LA HISTERESIS COMPRESION-EXPANSION (cf De Mello, 1982, (8)).-



DATOS DE ISLA SOLTEIRA-POZO 2-BLOQUE C11-2
FUENTE: INFORME IPT N°6700.

- IN = IN NATURA
- 1° = 1ª ETAPA DE PRESION DE ENSAYO
- 2° = 2ª ETAPA DE PRESION DE ENSAYO
- 3° = 3ª ETAPA DE PRESION DE ENSAYO
- 4° = 4ª ETAPA DE PRESION DE ENSAYO
- 5° = 5ª ETAPA DE PRESION DE ENSAYO

FIG.3 ENVOLVENTE TIPICA DE τ RUPTURA EN CARGA VIRGEN, Y EN HISTERESIS INDICANDO "PRECOMPRESION.-

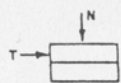


LEYENDA

- o I. SOLTEIRA, POZO 2, BLOQUE C II - 2
 - + I. SOLTEIRA, POZO 3, BLOQUE C II - 4
 - Δ I. SOLTEIRA, POZO 1, BLOQUE C II - 3
 - I. SOLTEIRA, POZO 2, BLOQUE C II - 2
 - PROMISSÃO P3 C5
 - L CALCAREO - REF N° 3
- I. SOLTEIRA Y PROMISSÃO, DATOS DEL INFORME IPT N°6700 del 9/11/72

FIG. 4 DATOS DE HISTERESIS/ VIRGEN EN FUNCION DE OCR.

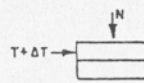
SECUENCIA DEL ENSAYO



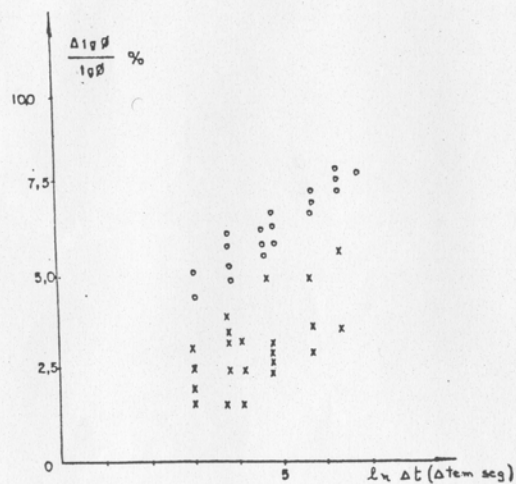
1) Ensayo comun
 $\tan \phi = T/N$



2) Reposo bajo N
Tiempo de reposo = Δt



3) Corte
 $\Delta \tan \phi = \Delta t/N$



LEYENDA

- x Tensión normal
Durante el corte 40 kg/cm²
Durante reposo 40 Kg/cm²
- o Tensión normal
Durante el corte 40 kg/cm²
Durante reposo 60 kg/cm²

ROCA = ARENISCA

FIG. 5 INFLUENCIA DEL TIEMPO DE REPOSO BAJO TENSION NORMAL, EN EL AUMENTO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN ($\tan \phi$) (cf. WERSSBACH + KUTTER, 1978)

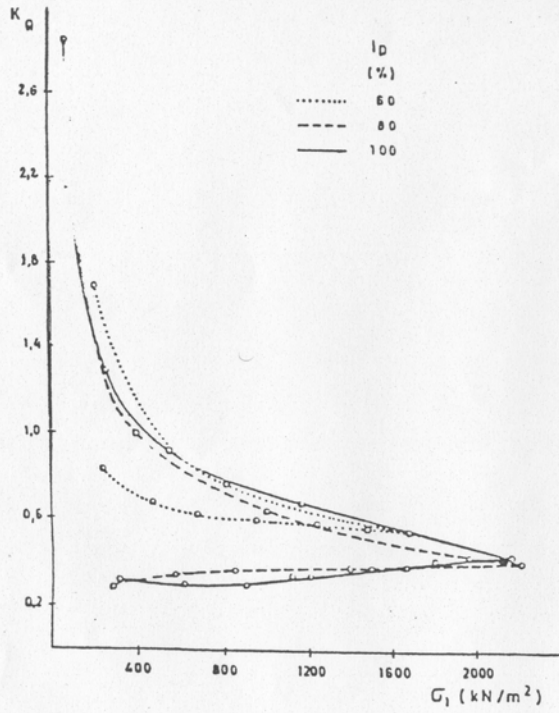


Fig 7 ENSAYOS DE COMPRESION UNIDIMENSIONAL DU 50. RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE EMPUJE EN REPOSOS Y LA TENSION PRINCIPAL MAXIMA . ESCOLLERA SANA SUMERGIDA EN DISTINTOS ESTADOS DE COMPACTACION (cfVEIGA PINTO , 1983)

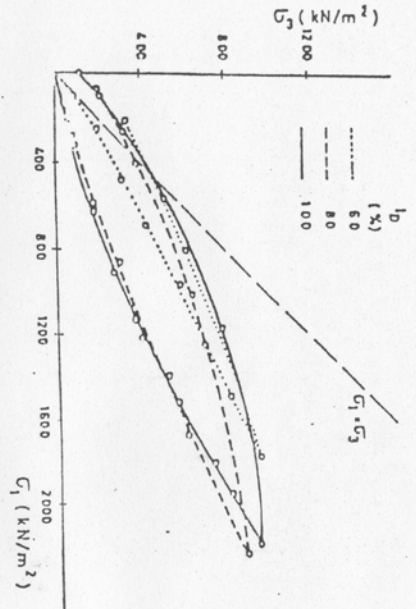


Fig. 6 ENSAYOS DE COMPRESION UNIDIMENSIONAL DU 50. RELACION ENTRE EL INDICE DE VACIOS Y LA TENSION PRINCIPAL MAXIMA. ESCOLLERA SANA SUMERGIDA EN DISTINTOS ESTADOS DE COMPACTACION. (cf VEIGA PINTO, 1983)

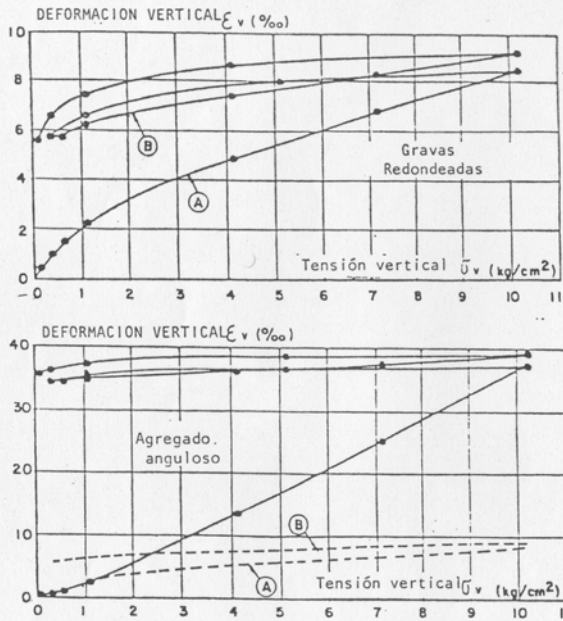


FIG. 9 - COMPORTAMIENTOS TENSION-DEFORMACION COMPARATIVOS DE GRAVAS vs. AGREGADOS TRITURADOS (cf KJELLMAN y JAKOBSON, 1955)

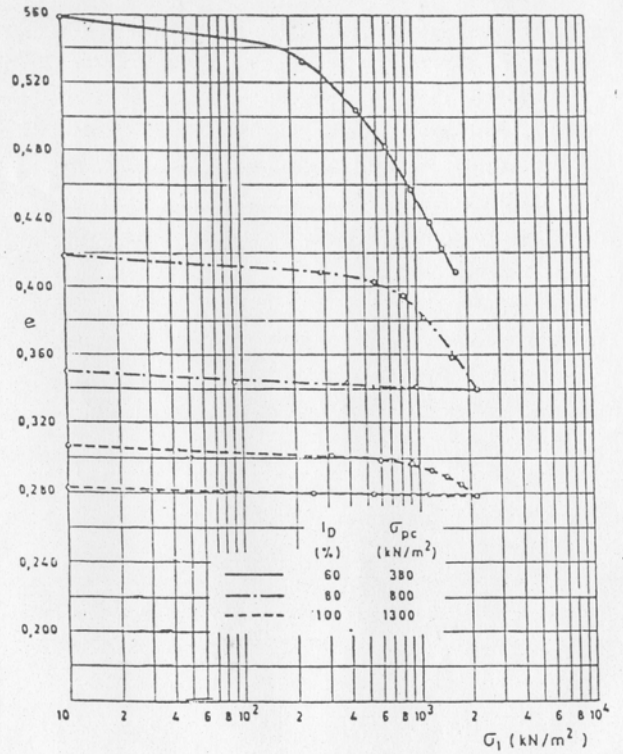


Fig. 8 ENSAYOS DE COMPRESION UNIDIMENSIONAL DU 50. RELACION ENTRE EL INDICE DE VACIOS Y LA TENSION PRINCIPAL MAXIMA. ESCOLLERA SANA SUMERGIDA EN DISTINTOS ESTADOS DE COMPACTACION. (cf VEIGÁ PINTO, 1983)

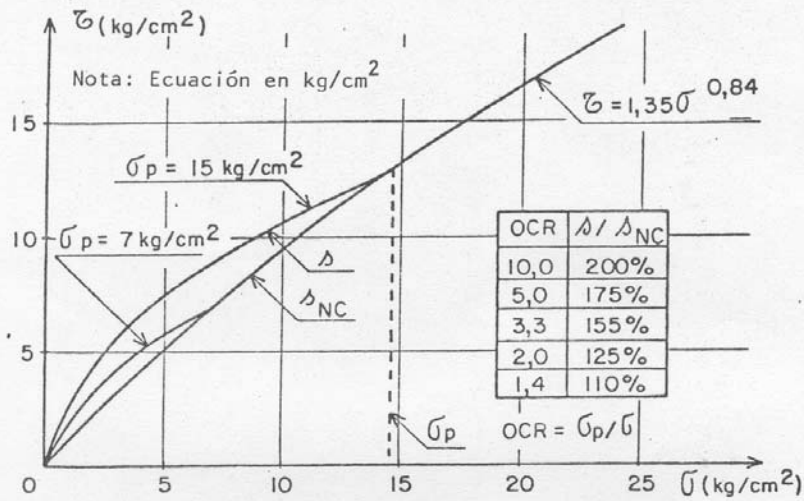


FIG.11 - ENVOLVENTES ADOPTADAS PARA CONDICIONES PC DE PRECOMPRESION, $OCR > 1$. BASADAS EN LA FIG. 1, NC.-

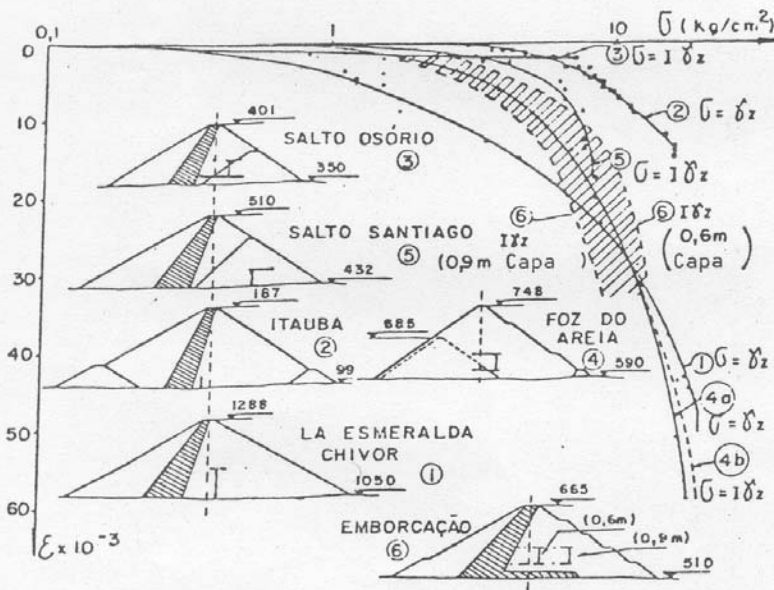


FIG.10 - COMPRESIONES Y PRESIONES DE PRECOMPRESION OBSERVADAS EN ENROCADOS COMPACTADOS. NECESIDAD DE INCLUIR EL COEFICIENTE DE INFLUENCIA I para $\Delta \sigma_v = I \delta z$ (cf De Mello, 1984)

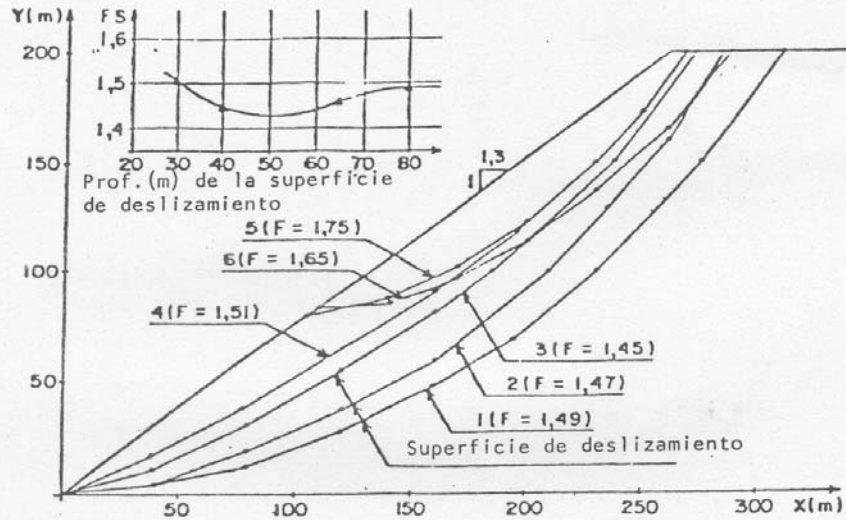


FIG. 12 - ANALISIS S/JANBU. ECUACION CURVA NC. CASO BASICO.-

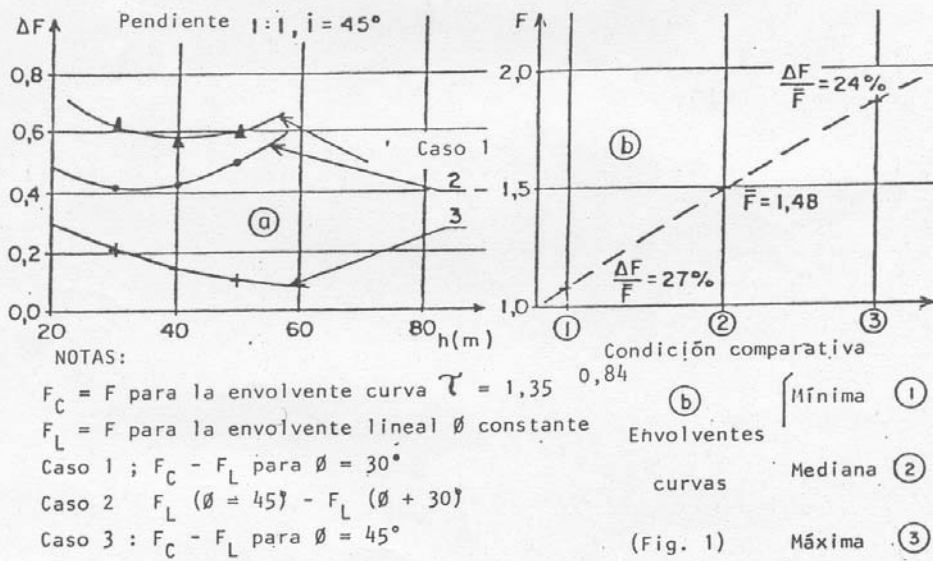


FIG. 14 - RANGO DE VARIACION DE F CONVENCIONAL COMPARANDO CON HIPOTESIS CLASICAS.-

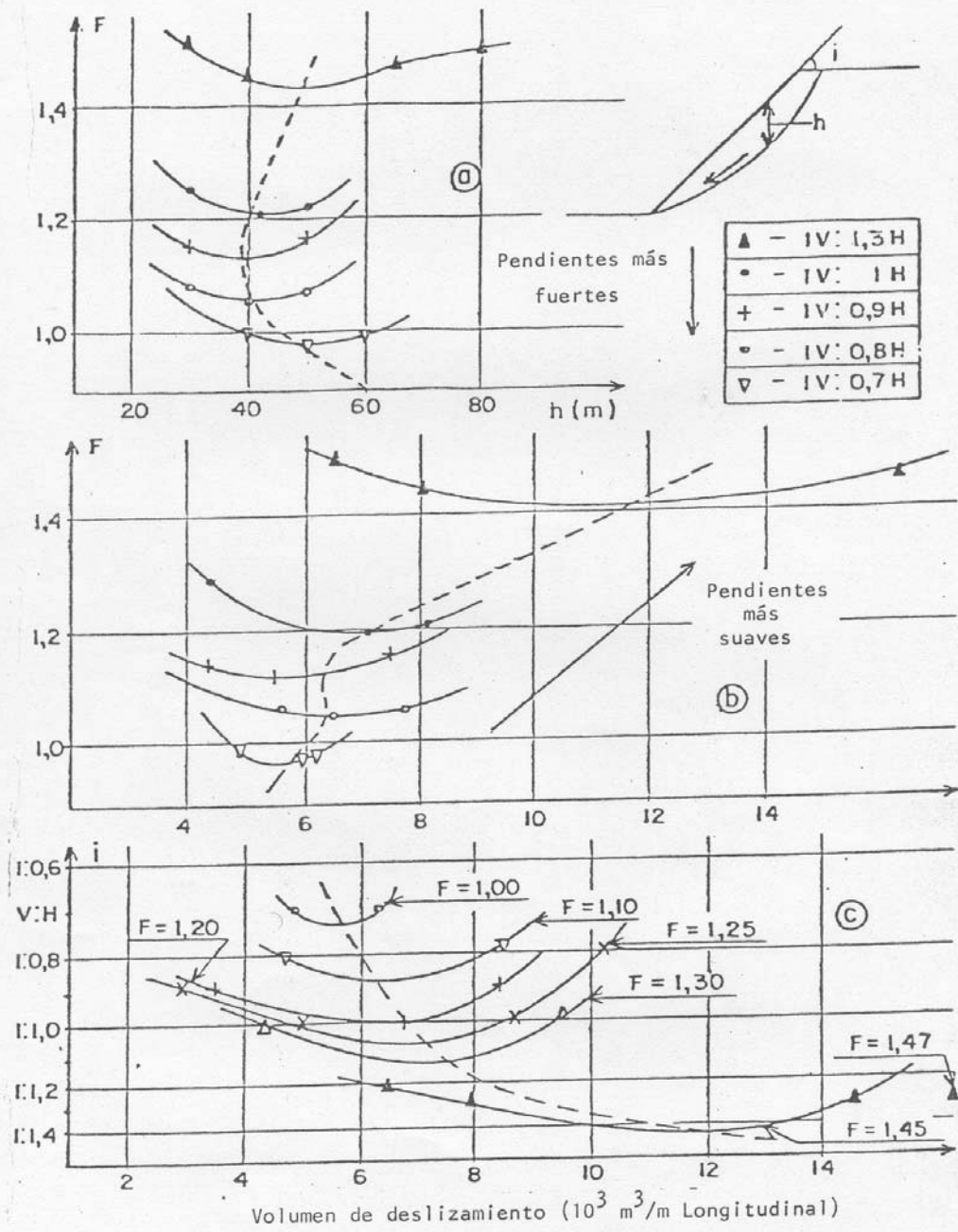
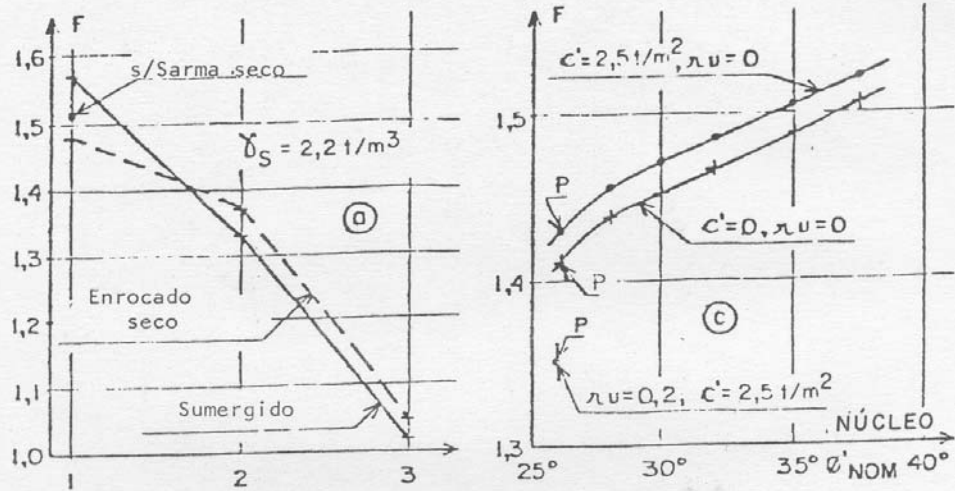


FIG. 13 - EVALUACION DE LA SIGNIFICACION DE LOS VALORES F PARA TALUDES DE PENDIENTES DIVERSAS.-



NOTA:

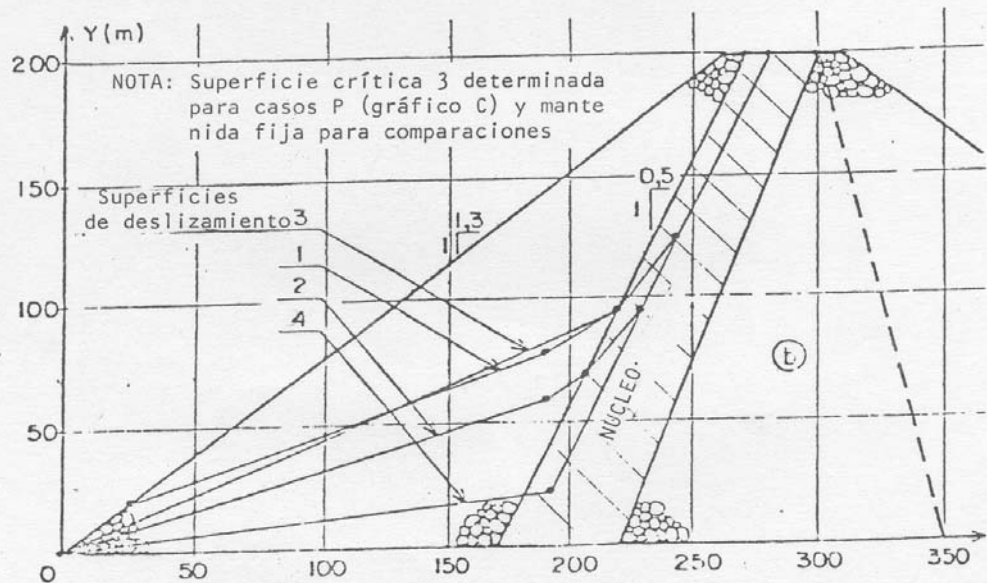
Caso 1: Envolvente NC $\gamma = 1,35$ $\sigma = 0,84$
 Caso 2: Lineal $\theta = 45^\circ$ Para el caso superior
 Caso 3: Lineal $\theta = 37,5^\circ$ Para el caso inferior

NOTA:

ESCOLLERA CON RESISTENCIA DEL CASO 1

(a) ΔF debido a la sumergencia de la escollera

(c) F de período constructivo del enrocado, afectado por resistencias del núcleo, expresadas en $\theta' \text{ NOM}$



(b) SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO Y VALORES F PARA OBLICUIDADES DE RESISTENCIA REDUCIDA DEL NÚCLEO.

FIG. 15 ALGUNOS CASOS DE LA ESCOLLERA DE AGUAS-ARRIBA, PRESAS DE TIERRA ESCOLLERA, CONDICION NC.-

ESPALDON DE AGUAS ARRIBA 1,0 V: 1,3 H; ANALISIS S/JANBU PARA COMPARACIONES BASADAS EN LA SUPERFICIE CRITICA DEL CASO NC

Escollera seca	NC	$\bar{G}_{pc} = 7 \text{ kg/cm}^2$	$F = 1,65$	$\Delta F/F_0 = 11,5\%$	
	$F_0 = 1,48$	$\bar{G}_{pc} = 15$	$F = 2,30$	$= 55\%$	
Sumergida por el embalse en los 180m inferiores	NC $F_1 = 1,57$	$\bar{G}_{pc} = 7$	$F = 2,27$	$= 53\%$	$\Delta F/F_1 = 45\%$
	$\Delta F/F_0 = 83\%$	$\bar{G}_{pc} = 15$	$F = 2,97$	$= 101\%$	$= 89\%$

Conferido por Sarma $F_0' = 1,51$ (2% Mayor)

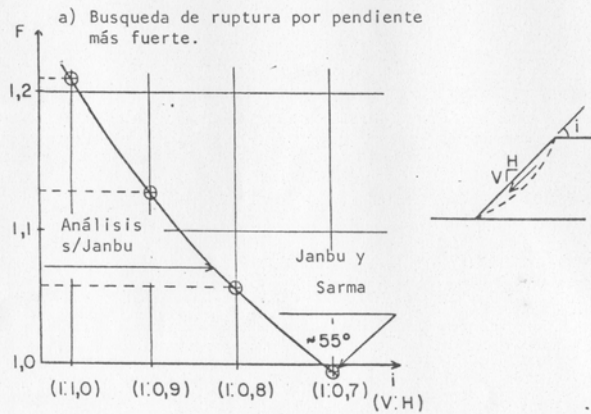
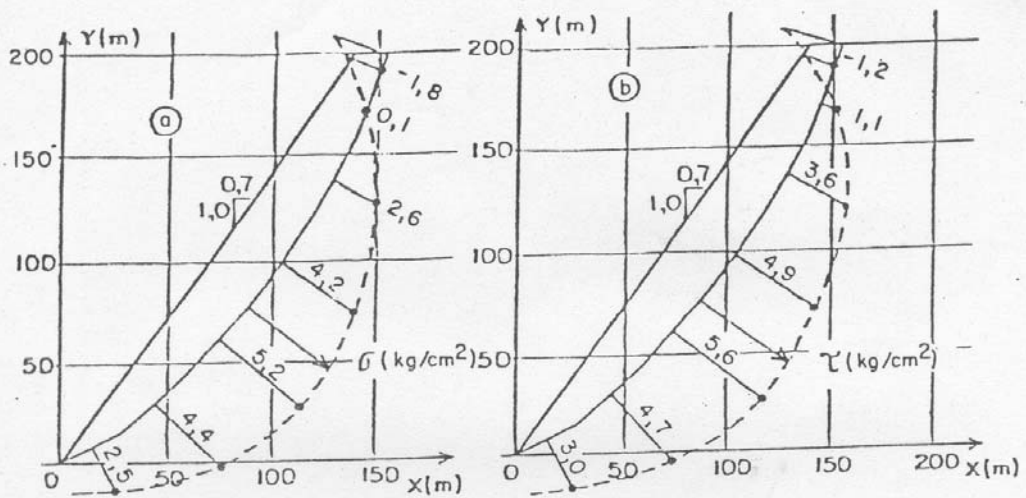
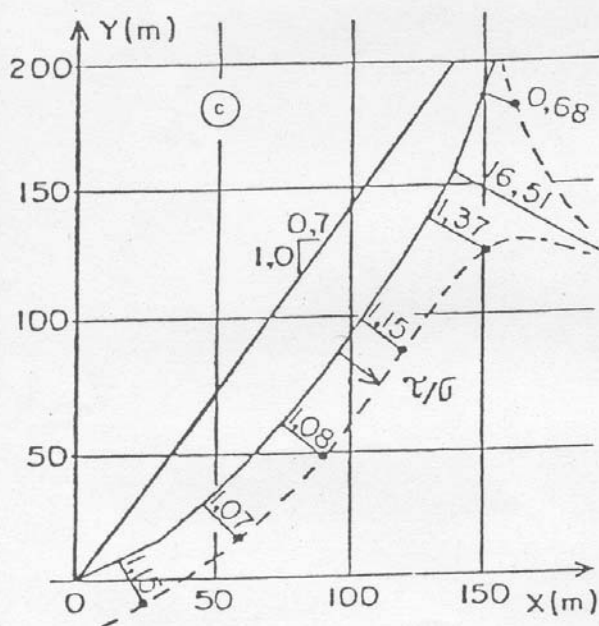


FIG. 16 - AVERIGUACION DEL SIGNIFICADO DE F DEL TALUD BASICO, SECO NC, POR UNA VIA, por ej. VARIACION DE LA PENDIENTE.-

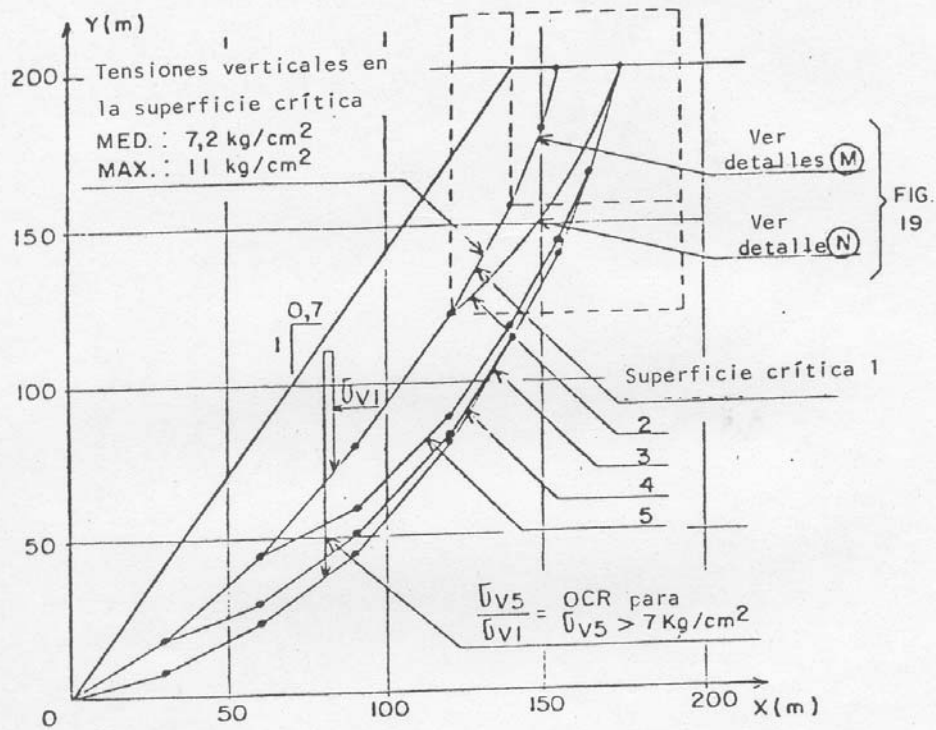


(a), (b) - ESCOLLERA SECA, NC, ENVOLVENTE CURVA, JANBU.
DISTRIBUCIONES NOMINALES DE TENSIONES EN LA SUPERFICIE DE RUPTURA.



(c)
DISTRIBUCION DE LA
OBLICUIDAD DE TENSIONES
 τ/σ EN LA SUPERFICIE
DE RUPTURA.

FIG. 17 - INVESTIGACION MAS PORMENORIZADA DE LAS CONDICIONES QUE PREVALECIERAN AL LARGO DE LA SUPERFICIE DE RUPTURA.



SUP.	FNC	FNC→PC	COMPACTADO			
			Fpc 1	Fpc 2	Fpc 3	Fpc 4
1	0,98		1,05	1,47	1,68	1,68
3	1,03	1,84	1,19	1,93	1,41	1,99
4	1,07	1,67	1,15	1,80	1,45	1,92
5	1,10	1,81	1,14	1,90	1,52	2,17

- FNC ≡ Ruptura en la subida del acopio, incremento de σ
- FNC→PC ≡ Acopio concluído $\sigma_{pc} = \sigma$ admitido, ruptura por alivio
- FPC 1 ≡ Compactado, $\sigma_{pc} = 7 \text{ Kg/cm}^2$, ruptura en la subida: $\sigma_v = \sigma_{pc}$
- FPC 2 ≡ Compactado $\sigma_{pc} = 7 \text{ Kg/cm}^2$, ruptura después de concluído.
- FPC 3 ≡ Compactado, $\sigma_{pc} = 15 \text{ Kg/cm}^2$, comparado con Fpc 1. Admitido descida de 10 m. cuña NC creada al pie.
- FPC 4 ≡ Compactado, $\sigma_{pc} = 15 \text{ Kg/cm}^2$, comparado con Fpc 2

* Para superficies 3,4,5 hipótesis extrema de precompresión removiendo toda la masa sobre la superf. 1.

FIG. 18 - BENEFICIOS DE PRECOMPRESION PC BAJO EL TALUD FALLADO.-

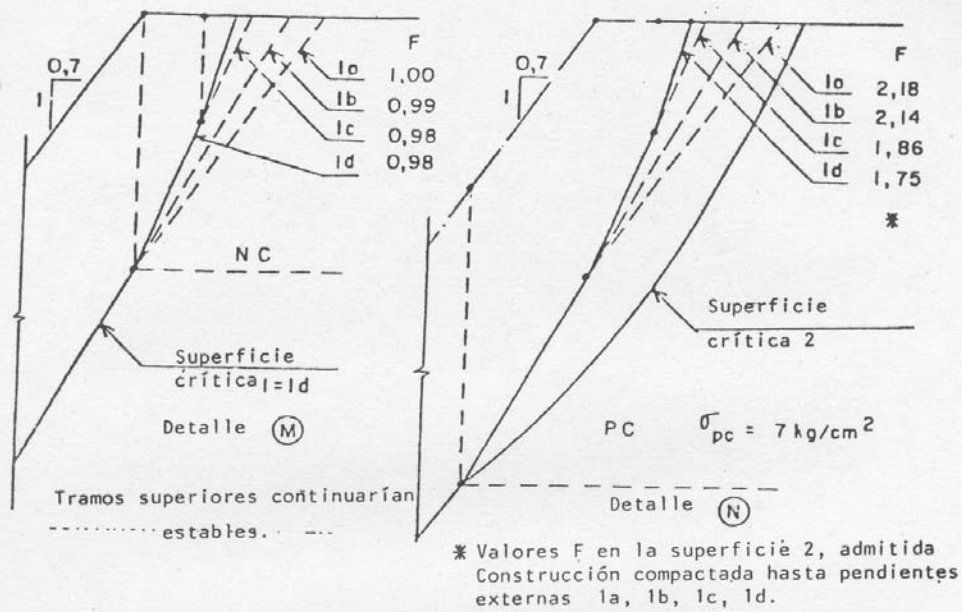


FIG. 19 - ANÁLISIS MÁS DETALLADO DEL TRAMO DE PENDIENTE FUERTE, SUPERIOR DE LA SUPERFICIE FALLADA.-

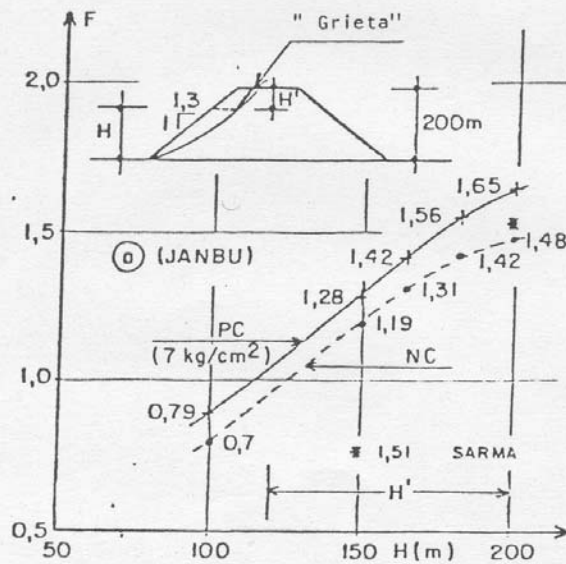
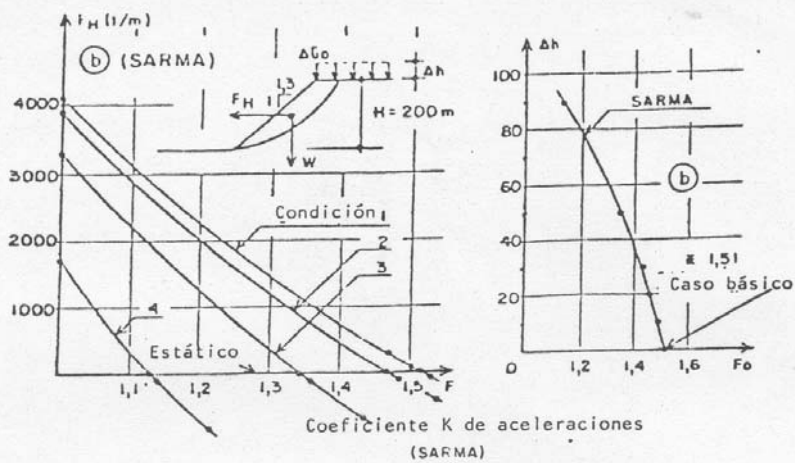


FIG. 20 - AVERIGUACION DEL SIGNIFICADO CAUSA-EFECTO DE FACTORES INESTABILIZANTES "GRIETA SUPERIOR.-



COND.	Δh_m	W (t/m)	K_H	K_V	F	δ (t/m ³)
1 } 2 } 3 } 4 }	0	17.528	0,235	0	1,0	2,2
			0	0	1,52	2,2
			0,216	0,029	1,0	2,2
			0	0,029	1,47	2,2
5 } 6 }	20	18.077	0,174	0,070	1,0	2,2
			0	0,070	1,34	2,2
7 } 8 }	50	18.885	0,085	0,119	1,0	2,2
			0	0,119	1,14	2,2
9 } 10 } 11 } 12 }	90	19.963	0,223	0	1,0	4,4
			0	0	1,43	4,4
			0,133	0	1,0	6,6
			0	0	1,30	6,6
13 } 14 } 15 } 16 }	0	17.528	0,367	0	1,0	2,2
			0	0	1,72	2,2
			0,748	0	1,0	2,2
			0	0	2,36	2,2

*(5,6) incremento de densidad simulando aceleración sísmica vertical
 (7,8) Envolvente precomprimida $\sigma_{pc} = 7 \text{ Kg/cm}^2$ y 15 Kg/cm^2 , respectivamente.

FIG. 21 - EVENTUAL CARGA SUAVE EN LA CRESTA, O DENSIDADES AUMENTADAS, COMO FACTORES INESTABILIZANTES.

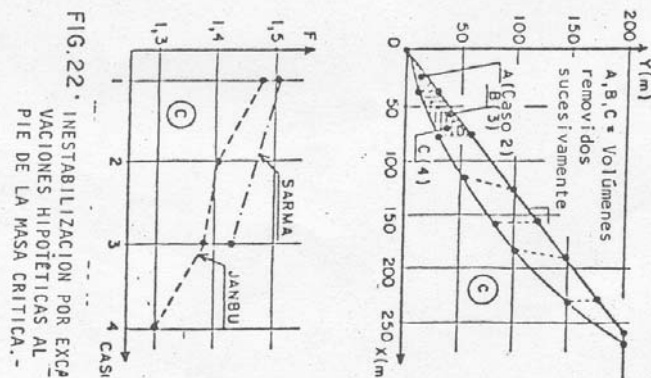
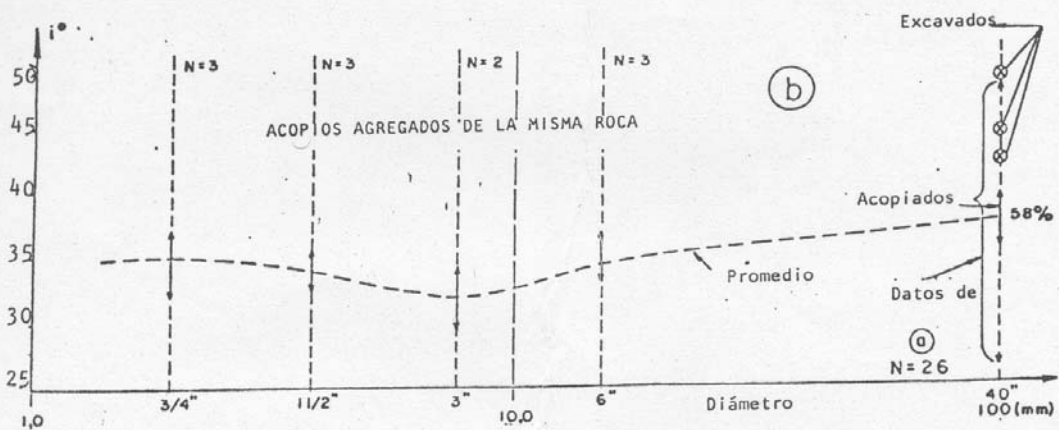
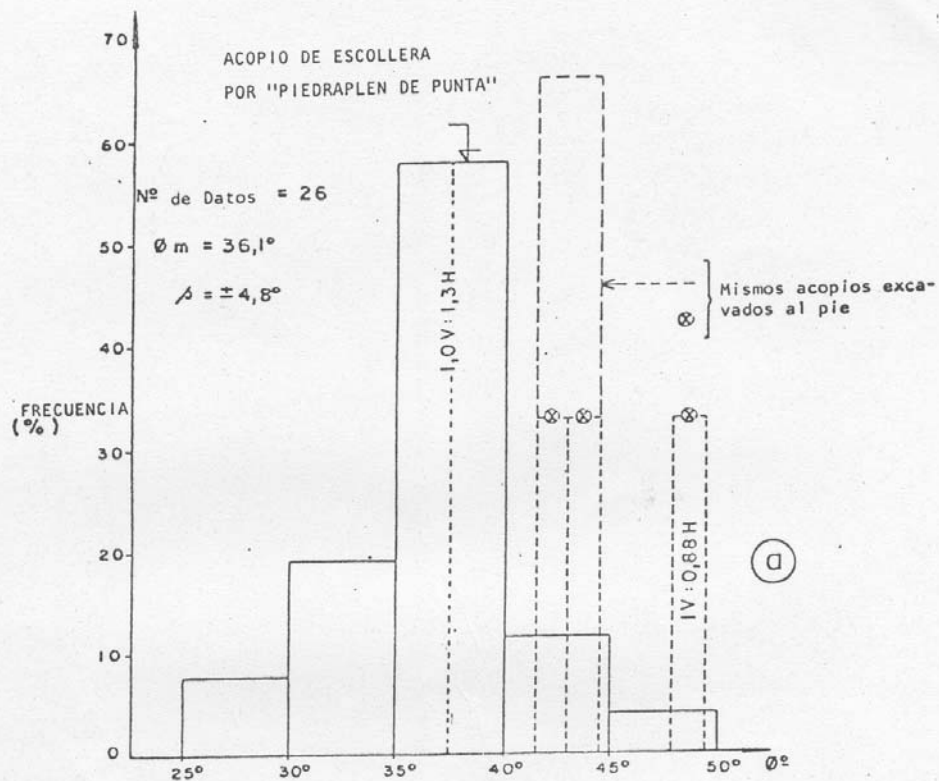




FIG. 23 ACOPIO DE ESCOLLERA SUELTA.-



"PENDIENTES DE REPOSO", OBSERVADAS TOPOGRÁFICAMENTE PARA TRAMOS DE DECENAS DE METROS, DE ACOPIOS DE PIEDRA SANA ANGULOSA EXTRAIDA DE CANTERAS.

FIG. 24 - PENDIENTES NATURALES DE MATERIALES ROCOSOS. $F = 1,00$ ADMITIDO CONVENCIONALMENTE (S/de MELLO, 1980).-

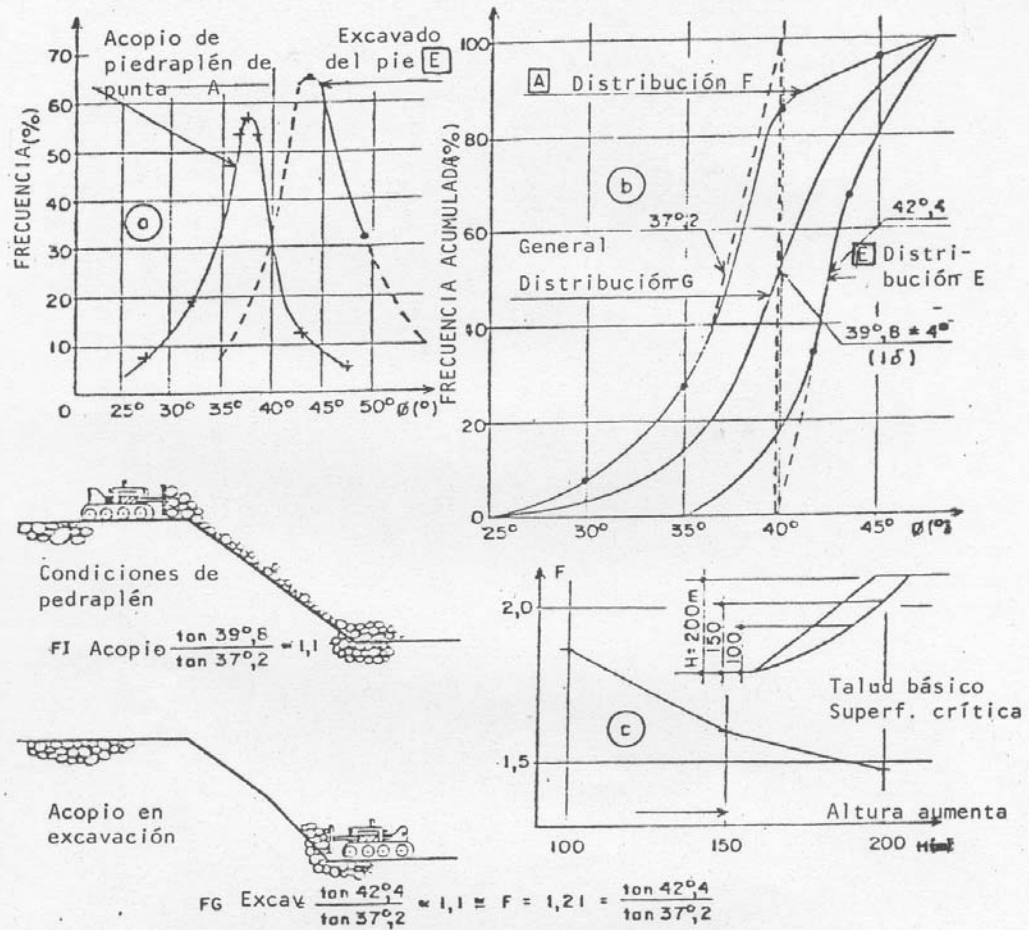


FIG.25- PENDIENTES ESTABLES DE ACOPIOS DE ESCOLLERA, Y ANALISIS CONCEPTUAL DE COEFICIENTES DE SEGURIDAD.-

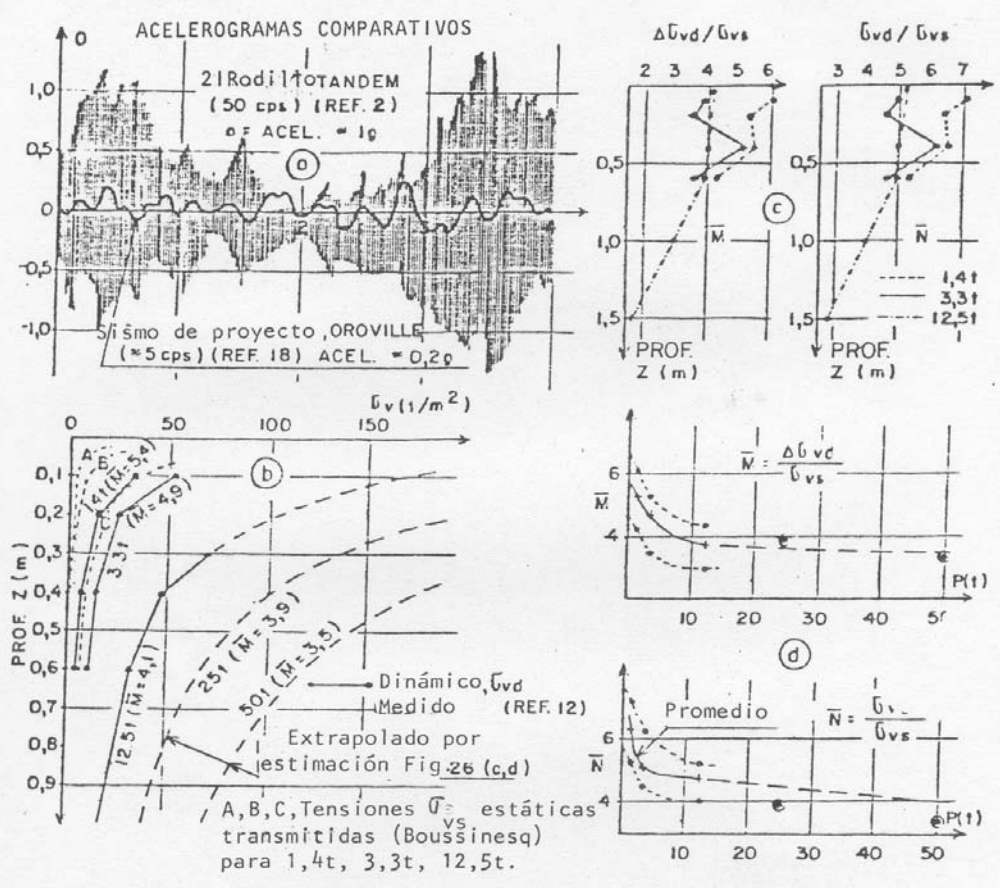


FIG. 26- TENSIONES VERTICALES DINAMICAS, COMPARADAS ENTRE SISMO Y RODILLOS.

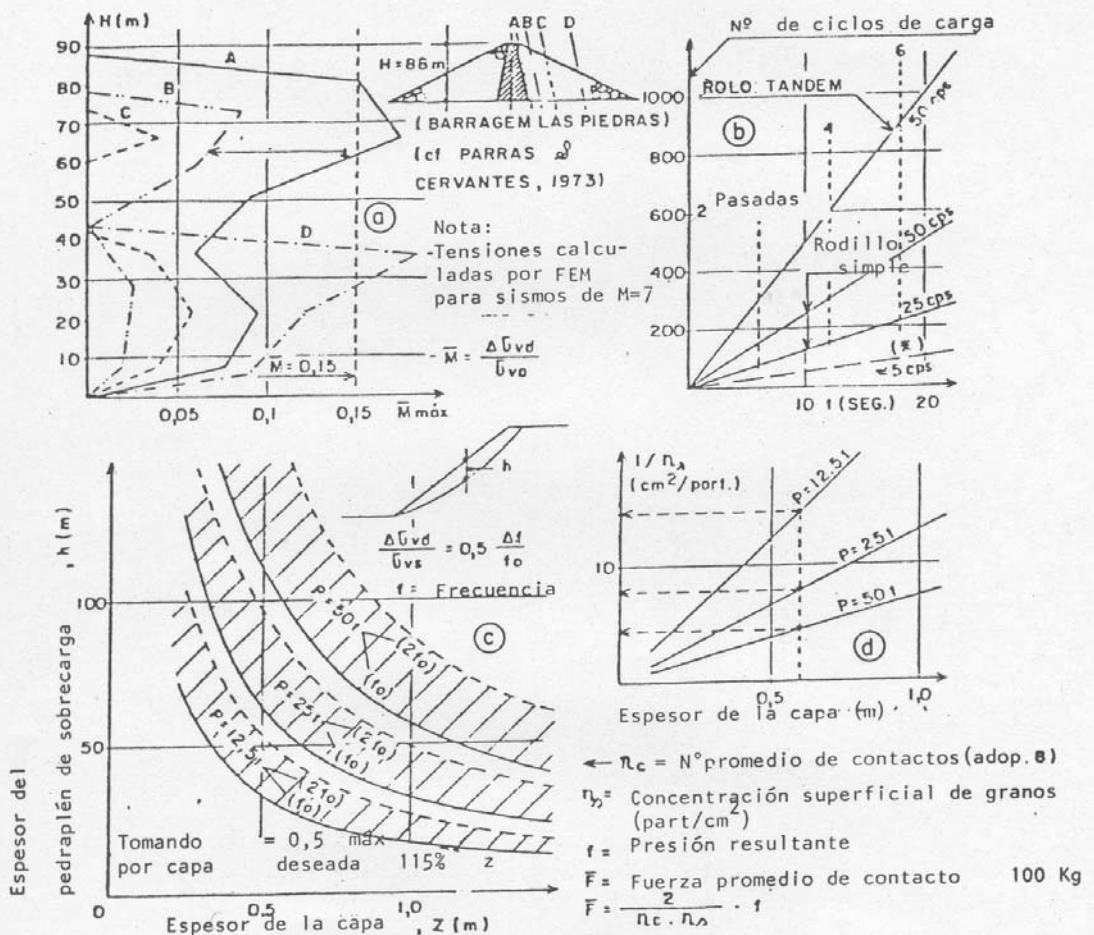
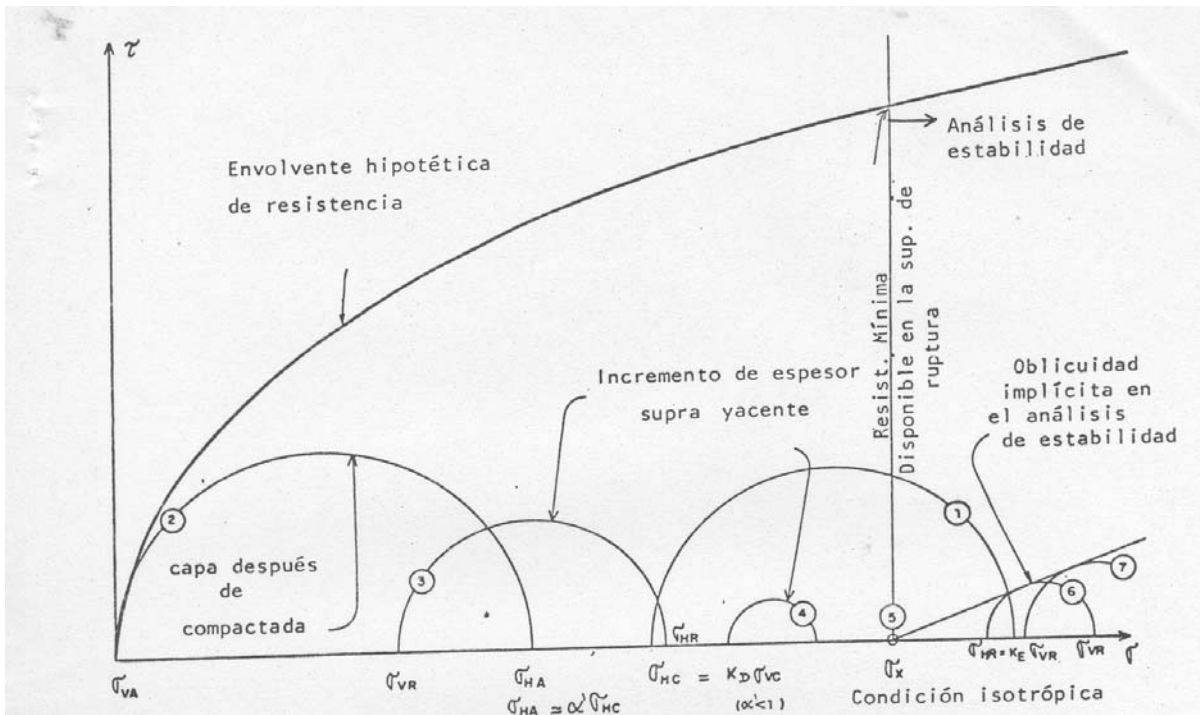


FIG. 27 - POSIBLE PRETRATAMIENTO POR COMPACTACION PARA TOMAR SISMOS.-



- σ_{HC} e τ_{VC} = Tensiones máximas de compactación ① -
- σ_{HA} e τ_{VA} = Tensiones ② después de compactado y aliviado.
- α' = Coeficiente de alivio lateral ($\alpha' = 0$ junto al borde)
- σ_{VR} e τ_{HR} = Tensiones debida a la subida del pedraplén

$$\sigma_x = \frac{\alpha' K_D \tau_{VC}}{1 - K_E}$$

DONDE:

- σ_x = Tensión inicial para el análisis de estabilidad
- τ_{VC} = Tensión vertical del rodillo compactador
- K_D = Relación σ_H / σ_V durante compactación (dinámica)
- K_E = σ_H / σ_V debido al pedraplén sobreyacente (estático)

FIG.28- AUMENTO DE RESISTENCIA DISPONIBLE POR MOTIVO DE TENSIONES RESIDUALES DE COMPACTACION. PROCESO DE CAQUOT DE TRASLACION DE EJE.-

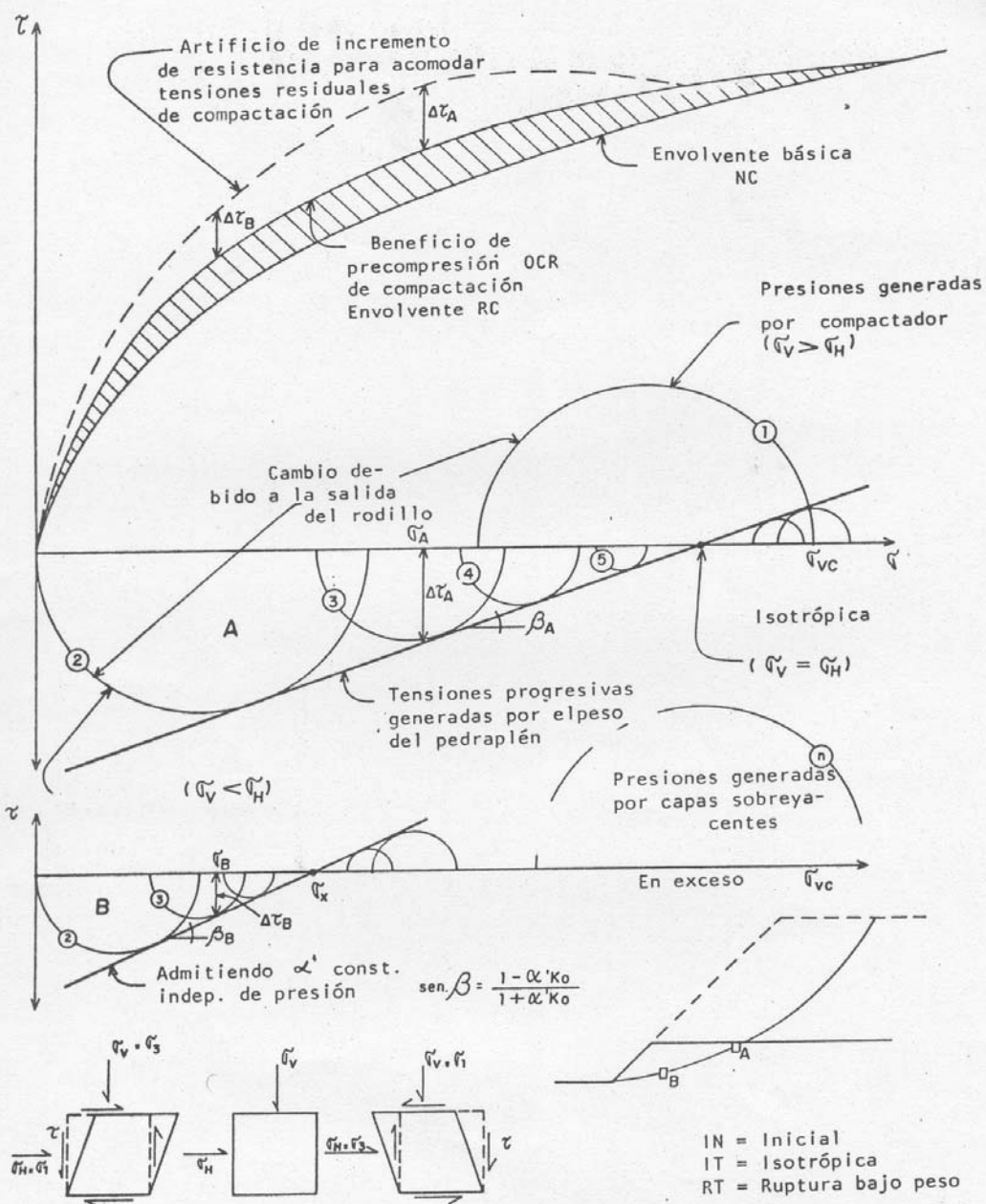
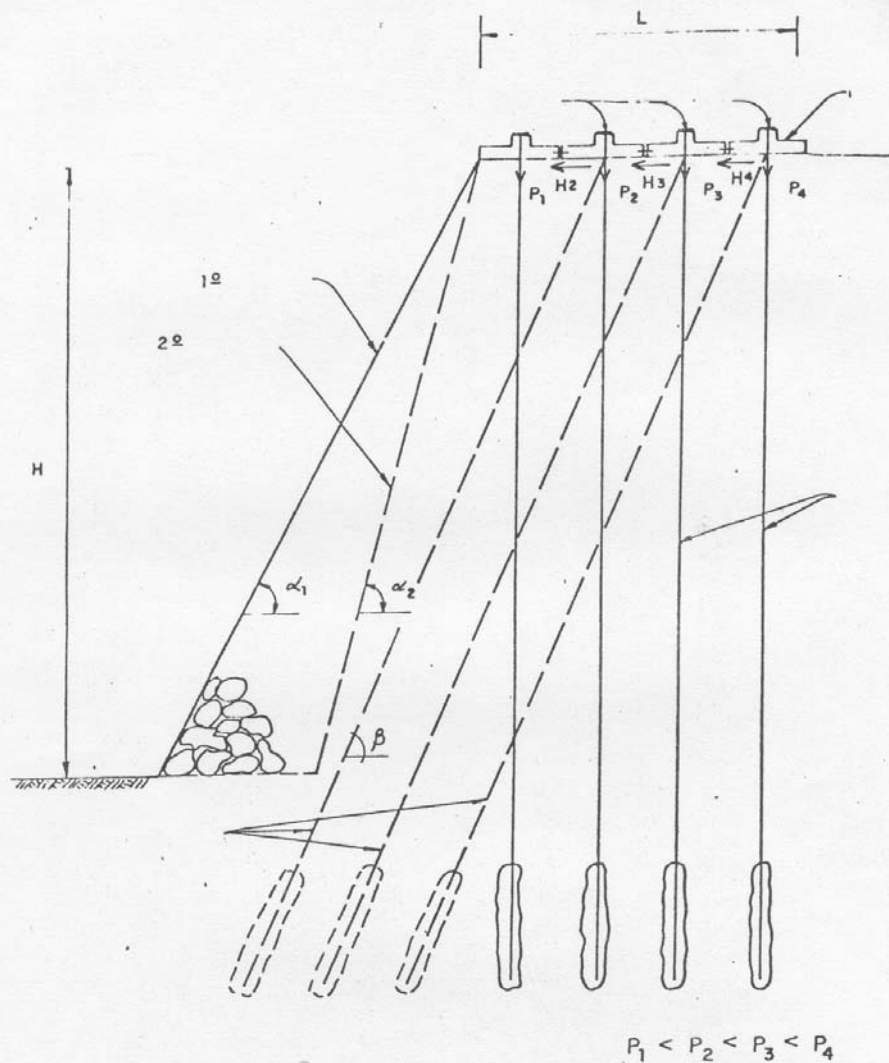


FIG. 29 - CADA PUNTO A, B, etc, TENDRA UNA ENVOLVENTE RESISTENTE DISTINTA POR EL ARTIFICIO DE CONSIDERAR PRESIONES INICIALES DE "CORTE NEGATIVO". LA ENVOLVENTE GENERAL PARA LA SUPERFICIE ES UNICA, COMPUESTA DE TRAMOS DE LAS ENVOLVENTES DE LOS PUNTOS COMPONENTES.-



$$P_1 < P_2 < P_3 < P_4$$

Envolvente NC	
α (°)	P (t/m)
60°	50
50°	130
45°	220

Envolvente PC	
α (°)	P (t/m)
60°	320
50°	450
45°	550

Más realista

FIG. 30- ESTIMACION DE LOS BENEFICIOS PREVISIBLES EMPLEANDO CALCULOS DE LA CARGA DE LA CRESTA POR ANCLAJE, NECESARIO PARA LLEVAR A LA RUPTURA DE LA PENDIENTE.-

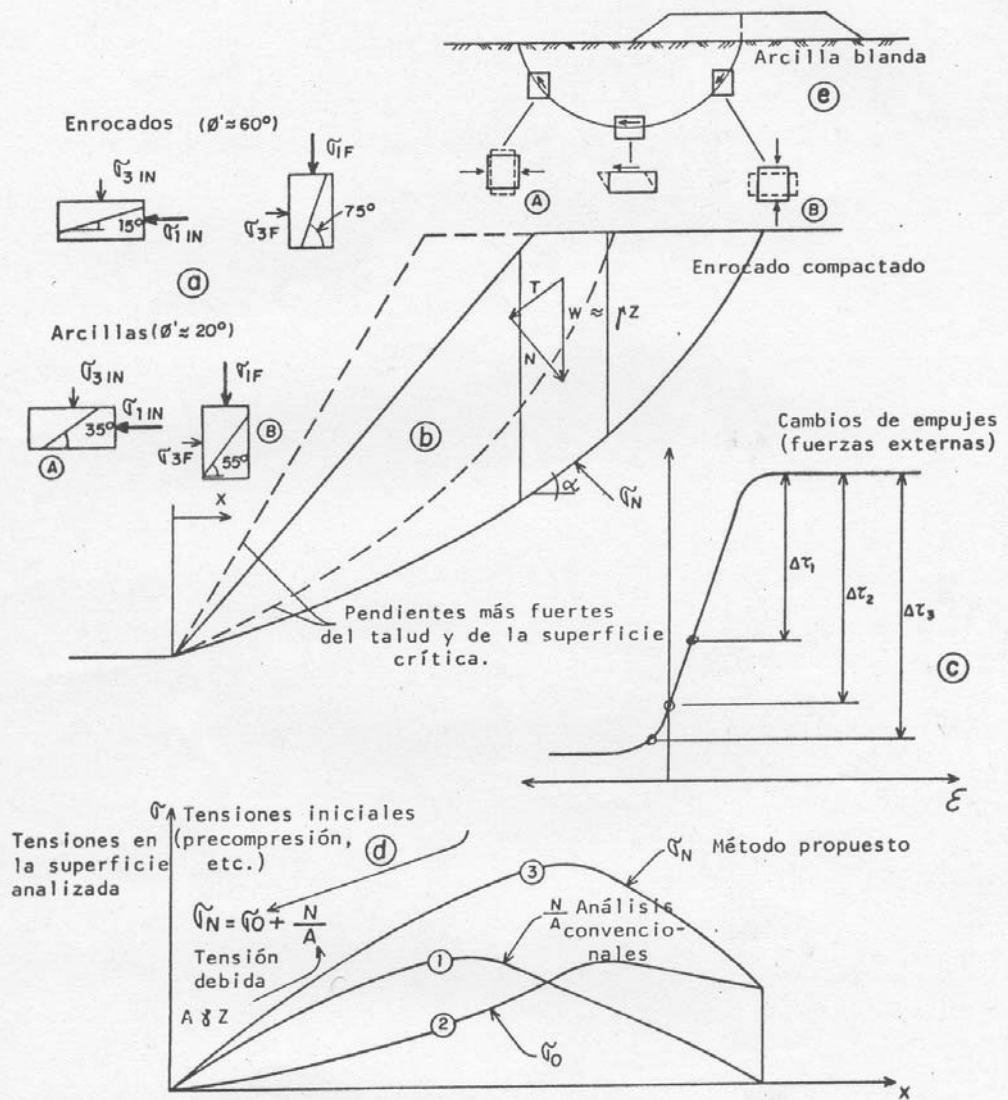


FIG. 31- DISCUSION JUSTIFICATIVA DE LA INTERVENCIÓN MUY AUMENTADA DE CAMBIO DE CORTE NEGATIVO HACIA POSITIVO. COMPARANDO ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN ARCILLA BLANDA Y ENROCADO COMPACTADO.-