

5584

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“ESTABILIDAD DE TALUDES EN MEDIOS TERREOS”

DESCARTE

T E S I S
Que para obtener el título de:
I N G E N I E R O C I V I L
p r e s e n t a
SERGIO LANDIN MIRANDA

México, D. F.

1 9 7 5



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A MIS PADRES :

Con el reconocimiento, cariño,
respeto y admiración para quienes todo lo --
han ofrecido por la educación de sus hijos, --
y quienes han sabido ser dignos padres y me-
jores en su ejemplo.

A MIS HERMANOS :

Ismael, Dora, Chela, Armando,
Jaime, Jorge, Oscar, Cesar y Toño.

Con cariño y un exhorto para
ellos :

Los que han logrado una preparación profesional, que no despilfaren esa herencia preciosa que ha sido entregada por nuestros padres, y continúen cultivándose y sirviendo a los demás. A los que no, que estudien, que se preparen y que sepan que no existe como este, camino alguno, que proporcione dicha y tranquilidad.

ANTONIO Y CESAR :

Seguro estoy que ellos estarán
satisfechos y felices celebrando conmigo es-
te día.

Como homenaje y recuerdo impe-
recedero para el hermano y el amigo de siem-
pre.

A YOLANDA :

Con todo mi amor y cariño, con
la esperanza y anhelo de quiera y sea mi com
pañera para toda la vida.

A MI UNIVERSIDAD, ESCUELAS y MAESTROS DE
SIEMPRE :

Con ese agradecimiento que
no tiene patron para medirse.

Con particular y sincero -
agradecimiento al Ing. Francisco Zamora
Millán, por su atinada dirección y valios
sa ayuda.

PROFESOR ENRIQUE OLIVARES SANTANA :

Gran hombre, mejor maestro,
ejemplo y guía de los Aguascalentenses.

No con el halago adulatorio,
sino como un agradecimiento al que siempre
nos acercamos en los momentos difíciles y
apremiantes, encontrando apoyo y aliento,
olvidando después agradecerlo.

A MIS FAMILIARES Y AMIGOS :

Para todos aquellos que en un momento de mi vida me brindaron su cariño y amistad y permitieron el logro de una meta.

Llegue esto a mis : abuelitos, padrino, madrina, Cesar, Amabel, Ismaelito, Elsa, Paco, señora Eva, Pepe, y a todos los demás que me perdonen y que no por omisión dejo de recordarlos.

A TODOS LOS AMIGOS Y COMPAÑEROS DE C.A.P.F.C.E.

Con el reconocimiento a los amigos, de quienes sólo recibí amistad y colaboración para el término de mi vida escolar, primero, y en la formación de mi carácter como profesional después, para ellos con sincero agradecimiento.

En particular quiero hacerlo con el Arquitecto Juan Govea Orta, por su orientación y valiosa cooperación que me brindó para el término de este trabajo.



FACULTAD DE INGENIERIA
Exámenes Profesionales
Núm. 40-3
Exp. Núm. 40/214.2/

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO
Al Pasante señor SERGIO LANDIN MIRANDA,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Francisco Zamora Millán, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ESTABILIDAD DE TALUDES EN MEDIOS TERREOS"

- I. Introducción
- II. Bases teóricas para la solución del problema
- III. Tipos de fallas más comunes
- IV. Métodos de análisis
- V. Aplicación del método a la solución de un problema
- VI. Conclusiones

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá -- prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de -- seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la -- Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D. F., a 10 de enero de 1975
EL DIRECTOR

ING. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

EVC/GSA/glt.

I N D I C E

CAPITULO I

INTRODUCCION

ANTECEDENTES HISTORICOS

CAPITULO II

BASES TEORICAS PARA LA SOLUCION DEL PROBLEMA.

Falla o ruptura en la masa del suelo.

Resistencia al esfuerzo cortante en los suelos.

Cámara Triaxial.

Círculo de Mohr.

Esfuerzos efectivos y presión de poro.

CAPITULO III

TIPOS DE FALLAS MAS COMUNES

Fallas en laderas naturales.

Falla por flujo plástico .

Falla por licuación.

Falla por tubificación.

Fallas por erosión.

Derrumbes.

Formas de falla de los taludes artificiales.

Falla traslacional.

CAPITULO IV

METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Métodos basados en la suposición de una superficie potencial de falla plástica.

Teoría del método de la espiral logarítmica.

Método Sueco.

Aplicación del método para suelos puramente cohesivos.

Análisis en un suelo cohesivo/friccionante.

Método de las dovelas.

Fuerzas de filtración o de flujo.

Método del círculo de fricción.

CAPITULO V

SOLUCION A UN PROBLEMA PLANTEADO

Enunciado.

Solución.

Gráficas de la solución.

C O N C L U S I O N E S .

B I B L I O G R A F I A .

CAPITULO I

I N T R O D U C C I O N

La elaboración de una Tesis Profesional, tiene por objeto, la consolidación y aplicación de las enseñanzas adquiridas dentro de la vida escolar, en caminadas a la aportación técnica y/o científica del ponente, - en acrecentamiento del conocimiento logrado por la humanidad a través de los años.

Para lograr una verdadera aportación en una materia como lo es la Mecánica de Suelos, dado su marcado carácter empírico experimental, el problema se presenta particularmente espinoso, al futuro profesionista se le plantea la solución de una disyuntiva que no es estrictamente académica. Por una parte, la escuela espera la solución a un problema técnico nunca antes tratado, y si éste ya lo había sido, al menos nunca resuelto, esto implica por supuesto una profunda investigación, una gran cantidad, en las más de las veces, de experimentos y experiencias que un recién egresado de la escuela, se vería en serias dificultades de cumplir y no por que no lo quisiera hacer, sino que por otra parte, existe una comunidad social, un pueblo lleno de carencias y necesidades, un pueblo con hambre, viviendo en condiciones insalubres y primiti-

vas, con una industria incipiente, un campo cultivado con tecnología rudimentaria, desprovisto de vías de comunicación para lograr mercado a sus productos, un pueblo en fin, carente de la infraestructura necesaria para lograr su desarrollo equilibrado.

Lo anteriormente expuesto, no quiere decir, de ninguna manera, que esté en desacuerdo con la investigación, todo lo contrario, máxime que es un factor de dicha infraestructura que, desgraciadamente aún importamos de los países más desarrollados; sino que debe haber una definición estricta por parte del sustentante y autoridades escolares que lo examinan, si habrá de dedicarse al campo de la investigación y en ese caso, alentarle y orientarlo para lograr la pronta consecución de sus estudios.

Sin embargo, el desarrollo equilibrado del país, no se conseguirá únicamente con Universidades de Científicos, necesita de técnicos capacitados y adiestrados que tomen a la mayor brevedad posible, su lugar en la lucha cotidiana que libra el hombre, contra la naturaleza para el mejor aprovechamiento de sus recursos en beneficio de sí mismo; Ingenieros, que por su preparación técnica-humanística, estén en mejor oportunidad de transmitir sus conocimientos a quién más urgentemente los demanda.

En la actualidad, en un país en el que se ha perdido la estricta definición de lo que representa un profesionalista en nuestra sociedad, en donde ésta, lo ha empujado a convertir sus conocimientos en producto de mercadería, donde solo se entregan al mejor postor, donde además -- las corrientes colonialistas que sufre el país, le orientan a -- considerar el beneficio propio como último fin, es decir, el acumulamiento de la riqueza, sin tomar en cuenta de que medios se utilicen para ello, quisiera dejar asentado que al tratar el tema que se me ha encomendado, lo hago no con el sentido frío y rígido de la ciencia para la tecnología y la explotación, sino con el alto sentido social y humano a que predispone el haberse formado en escuelas y Universidades creadas por el pueblo y sostenidas por él, empeñado en lograr profesionalistas que no lucren explotándolo, sino que lo ayuden a salir del estado de atraso y -- subdesarrollo en el que ahora se debate.

Pudiera pensarse, que un tema tan técnico como lo es la "Estabilidad de Cortes y Taludes en medios Terreos", no se prestaría para relacionarlo con -- los conceptos humanistas que anteriormente se expresan, lo cual es un error, pues el solo pensar en conocimientos al servicio -- del pueblo, bastaría y sobraría para justificarlos; y se rela--

cionan aún más si se considera que en las estructuras de tierra donde se presentan éstos problemas, implica la necesaria existencia de una carretera, de un ferrocarril, de una presa, de un canal, y de tantas otras obras que no tienen otra función que el beneficio social.

Quiero exhortar a mis futuros compañeros, profesionistas y de profesión, para que abandonen la práctica, hoy tan de moda, de saturar las grandes ciudades en busca del espejismo de las grandes oportunidades y vayan a la provincia, al campo mexicano, a cumplir con una misión, posiblemente menos lucrativa, pero definitivamente más positiva y más satisfactoria.

Quise a manera introductoria, expresar en unos cuantos renglones, mi manera de pensar sobre algunos conceptos que vistos superficialmente parecerían intrascendentes, pero que profundizando un poco en sus consecuencias, invita a la reflexión y a su pronta solución. De la misma manera, quiero dejar constancia franca y honesta, de que éste no es, ni pretende ser, un complicado análisis teórico científico con fines de investigación pura, sino la aplicación de las técnicas y experiencias de científicos e investigadores de profesión, que han logrado un considerable acervo de

conocimientos en este campo, que por la corta vida debidamente -
sistemizada de esta disciplina se encuentran dispersos en publi-
caciones, revistas, memorias de congresos, libros extranjeros, --
etc., que en un momento dado dificultan el acceso a su consulta, -
de estudiantes é ingenieros que se encuentran en el ejercicio de-
la profesión.

ANTECEDENTES HISTORICOS

Uno de los problemas más importantes y sin duda más interesante de la Mecánica de Suelos, es la investigación y análisis de la estabilidad de cortes y taludes en general.

Un talud es el lindero de una formación de tierra plana o casi plana, que no es horizontal. Cuando el lindero es en terreno natural y casi vertical se le llama corte.

Se puede citar el comienzo del estudio de este apasionante tema, cuando las matemáticas y la física se encontraban al principio de su desarrollo. Mentas brillantes e inquietas como la del físico francés Coulomb, ya discurrían por el año de 1773, sobre el problema del equilibrio de las masas en los suelos, y puede decirse que las investigaciones presentadas en su "teoría clásica de la resistencia al esfuerzo cortante", marcan el punto de partida del estudio sistematizado del problema.

Culman, Resal y Kotter pueden referirse como los nombres de los primeros contribuyentes al esclarecimiento de ese problema, pero las teorías y ecuacio--

nes presentadas por estos investigadores, no pasaron de ser desarrollos matemáticos basados en suposiciones simplificadas, que muy poco ayudaron a la solución del problema, pues la enorme -- disparidad que existía entre las predicciones teóricas y los resultados prácticos deja mucho que desear.

De hecho, el estudio más completo del fenómeno, fué emprendido por la Comisión Sueca Geotécnica, que se estableció para investigar la falla de un -- muelle de las poblaciones costeras de Suecia, en el año de 1916 y las fallas de taludes de los ferrocarriles.

La falla de éste muelle de gran espectacularidad, es considerada como una de las más grandes del mundo y según posteriores estudios, fué causada por la -- sobrecarga de un manto de grava, en la cual estaba cimentado el -- muelle de concreto. La curva de deslizamiento abarcó una longitud superior a los cien metros, donde el muelle giró y se hundió notablemente. Aparte la Comisión Sueca realizó el estudio sobre los deslizamientos en los cortes de los ferrocarriles, y basada -- en ellos, encontró que la forma de la curva de deslizamientos, -- mostraba una decidida curvatura que podía aproximarse a un arco -- de círculo.

La exposición de los principios fundamentales del " Método Sueco " (nombre del procedimiento semi-empírico de análisis de taludes, al cual llegó la Comisión Geotécnica Sueca) es acreditada principalmente a los investigadores Petherson y Hulting. Posteriormente, en el año de 1927, W. Fellenius con su aportación de análisis por dove las, perfeccionó el método para su aplicación práctica.

Rendulic, en 1935 pro puso substituir la superficie real de deslizamiento, por una -- cuya directriz, fuese una espiral logarítmica. Estudios poste riores, demostraron que los resultados obtenidos en una superfi cie de falla cilíndrica circular, eran prácticamente los mismos que los obtenidos al analizar una superficie logarítmica, tenién dose la ventaja de que su aplicación, es más rápida y sin compli caciones matemáticas considerables.

Posteriormente, el -- ilustre maestro Karl Von Terzaghi, con agudo sentido de observa ción, y después, de un sinnúmero de experimentos, estableció la influencia definitiva que tiene el agua dentro de la masa del - suelo, al analizar su estabilidad.

También deben señalarse las investigaciones del maestro Therzaghi, en modelos fotoelásticos de gelatina, donde demostró que es posible que existan esfuerzos de tensión, en la parte más alta del talud, lo cual puede conducir a la formación de grietas en tensión, que afectarán grandemente la estabilidad del mismo.

Hans Krey, propuso un método gráfico que permite determinar la estabilidad de un corte de suelo, con relativa rapidez. Taylor, posteriormente lo estudió y lo simplificó, y en 1937, publicó un procedimiento gráfico simplificado con el nombre de " Método del Círculo de Fricción ". Con éste método se obtienen resultados semejantes a los obtenidos por Petterson y Hulting. El procedimiento no es una teoría nueva, es simplemente, un artificio para expeditar el cálculo de la estabilidad, cuando se trata de investigar taludes formados por suelos homogéneos.

CAPITULO II

EASES TEORICAS PARA LA SOLUCION DEL PROBLEMA

La solución a un problema de Ingeniería Civil, requiere dos puntos esenciales:

a) bases teóricas para comprender los fenómenos físicos que el problema origina,

b) el manejo de los diferentes elementos que proporciona la técnica, para de una manera lógica y razonada obtener la solución del problema y que corresponderá necesariamente a las necesidades teóricas y prácticas de información que se buscan.

Queda fuera de los propósitos de éste trabajo, el tratar o siquiera mencionar, el gran número de conocimientos teóricos necesarios para los propósitos arriba descritos. Se da por hecho la preparación a nivel técnico y profesional de las personas que requieran la solución de un problema como el que ahora nos ocupa.

Debo hacer notar también que no acudimos a las aulas con el estéril propósito de acumular conocimientos sin tener conciencia de para que nos sirve y como van a ser utilizados, la memoria humana dista mucho de tener la

capacidad casi ilimitada de un computador que en el momento necesario nos proporciona automáticamente el dato requerido. Asistimos a la escuela y ésta es mi particular y firme convicción, con la obligación de aprender y comprender las bases del conocimiento, como va a servir y como va a ser utilizado. Basados en este conocimiento trataremos de fundamentar un sólido criterio de aplicación, logrado lo anterior, tendremos el apoyo de saber que contamos con la memoria bibliográfica necesaria para consultar cuando llegue el momento y la necesidad de hacerlo.

Acorde con los puntos de vista anteriores y dado que la estabilidad de taludes es parte de la Mecánica de Suelos y ésta de la Ingeniería Civil, y con el único fin de facilitar la consulta de ciertos conceptos, que a mi particular opinión, son la piedra angular para resolver este problema, trato a continuación y sin profundizar demasiado en demostraciones analíticas complicadas un número limitado de éstos conceptos.

FALLA O RUPTURA EN LA MASA DEL SUELO

Existen diferentes opiniones acerca de cual es el estado físico real que se puede considerar como falla de un suelo, durante el proceso de integración de la ciencia de la Mecánica de Suelos, han existido diversos investigadores que han tratado de interpretar los fenómenos de falla y de resistencia, los que alcanzaron mayor notoriedad fueron:

1.- Saint Venant, que propuso la teoría de resistencia última, en función de las deformaciones unitarias máximas en tensión o compresión.

2.- Rankine, que fundamentó su teoría en el esfuerzo principal máximo.

Ambos fueron revatidos por su colega investigador Bridgman, quien demostró con sus experimentos que tanto una como la otra eran para casos particulares y apenas lograban representar con sus experimentos un muy limitado número de fenómenos de los que se presentan en la realidad.

3.- Las teorías que gozan de mayor aceptación son las que suponen que la falla o flujo plástico en el suelo se presenta al agotar su capacidad de resistencia al esfuerzo cortante, y han logrado una mayor aceptación porque representan si no la totalidad, sí un gran número de fenómenos que atañan directamente a la Mécanica de Suelos.

En el desarrollo de este trabajo que presento como tesis, tomaré como válida la teoría de -- Coulomb, en la que se establece que la falla se presenta cuando se alcanza el esfuerzo cortante límite, y que este es una función directa y lineal del esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

El investigador alemán Otto Mohr, hizo una ampliación a esta teoría, en virtud de no haber encontrado satisfactoria la teoría de Coulomb, para algunos casos particulares, tales como suelos plásticos con un alto grado de preconsolidación o compactación, estratos rocosos, etc., Mohr, abandonó la teoría de Coulomb de representar con una función lineal la relación entre el esfuerzo normal y el cortante en el plano crítico de falla, logrando con esto dar explicación a ciertos factores importantes en el comportamiento de materiales frágiles como el concreto y por supuesto los suelos.

En las teorías de Coulomb o de Mohr, determinar cual es el esfuerzo cortante límite en que se llega al estado de falla en el suelo, presenta dificultades que se han resuelto utilizando criterios tales como el que establece que el material ha fallado cuando:

a) El suelo comienza a llegar al rango inelástico de la curva esfuerzo cortante de formación; es decir, hasta condiciones tales que al hacer reversible el proceso no permanezcan en el suelo deformaciones excesivas y peligrosas. Puede afirmarse sin embargo, que se presentan grandes dificultades para localizar estas condiciones, pues en la curva esfuerzo cortante -deformación, la transición entre el rango elástico y el plástico no presentan un punto preciso de fluencia fá

cil de localizar.

b) Cuando el suelo llega a la ruptura en la gráfica esfuerzo cortante-deformación.

En mi particular punto de vista, ambas teorías son aceptables, en la medida que se utilicen adecuadamente; debiendo tenerse muy en cuenta el tipo de material que se esté analizando y los fines prácticos de su utilización.

Con el fin de presentar de una manera más objetiva estos conceptos y las dificultades con que se tropieza al tratar de hacer una definición de falla, a continuación se presentan en la figura (II.1) las gráficas esfuerzos cortantes-deformaciones angulares que obtenemos al ensayar una arena compacta (I) y una arena suelta (II).

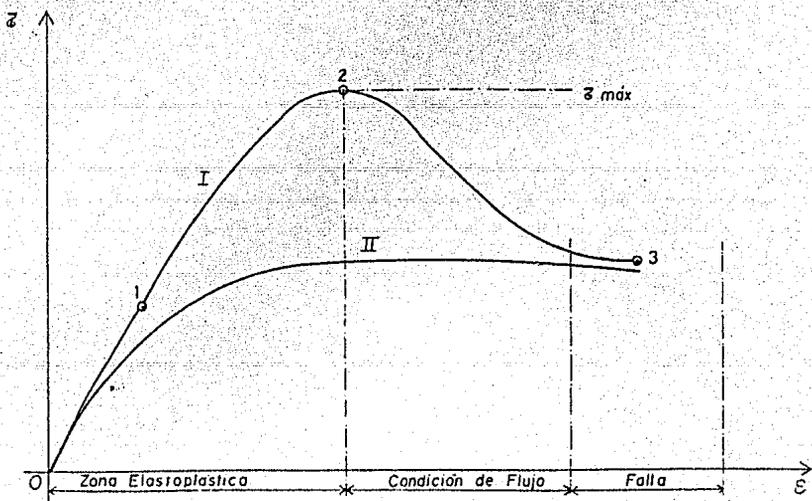


Figura (II.1)

Dentro de las tres fases que podemos considerar en el proceso de la prueba, podrían definirse diferentes puntos posibles de falla en el suelo.

En la curva I por ejemplo, - considerada como falla frágil, es muy común y lógico además, considerar el punto de máximo esfuerzo cortante (2), como punto crítico o de ruptura, aún cuando existe la posibilidad de encontrar criterios más conservadores o más audaces, que pudieran considerar los puntos 1 ó 3, como puntos de ruptura respectivamente.

En la curva II, el proceso - de localización resulta aún más confuso, pues su comportamiento es el de un material de falla plástica clásica donde el punto de ruptura deberá establecerse por procesos más convencionales y arbitrarios.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN LOS SUELOS

Definiré como resistencia al esfuerzo cortante en los suelos a la oposición que desarrolla el suelo a cambiar de forma, por desplazamiento de sus partículas - cuando se le somete a esfuerzos cortantes.

La oposición al cambio de -- forma se mide con el valor del esfuerzo cortante aplicado y se - deberá básicamente a :

a) La trabazón estructural interna de las partículas del suelo.

b) Las fuerzas friccionantes que se desarrollan en los puntos de contacto de una partícula con otra.

c) Cohesión o adhesión entre las superficies de partículas de suelo.

Como dije anteriormente, sólo trataré los fundamentos esenciales que determinan la solución -- del problema planteado. Puedo afirmar, sin lugar a dudas, que -- una adecuada evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos constituye la base principal para poder juzgar la estabilidad de un talud en un suelo.

El valor de la resistencia al esfuerzo cortante se determina en laboratorio siguiendo cualquiera de los siguientes métodos:

- 1.- Prueba directa de cortante,
- 2.- Pruebas de compresión simple no confinadas,
- 3.- Pruebas de compresión con confinamiento lateral llamadas pruebas triaxiales.

Todas estas pruebas proporcionan información conveniente, debiendo usarse la que represente más cercanamente las condiciones reales del problema existente en el -

campo, y pruebe el suelo con las características que tendrá en la obra.

Dentro de la teoría desarrollada por Coulomb, (ampliada con aportaciones de Mohr) que es la que se utilizará en el desarrollo de esta tesis ($\tau = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi + c$) se considera para efectos de presentación la existencia de tres tipos de suelos.

I.- Suelos puramente friccionantes.
($\phi \neq 0$), ($c = 0$)

Son aquellos en los cuales la resistencia al esfuerzo cortante, es función directa y lineal del esfuerzo normal efectivo en el plano de falla y del ángulo de fricción interna del material, su representación analítica queda dada por la ecuación:

$$\tau = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi$$

donde:

- τ = Resistencia al esfuerzo cortante,
- $\bar{\sigma}$ = Esfuerzo normal efectivo en el plano de falla.
- ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo .

Los factores que intervienen en la magnitud del ángulo de fricción interna son muy variados, destacando por su importancia: la compacidad del material, la --

forma de sus granos y su distribución granulométrica, ejemplo clásico de uno de estos suelos lo constituyen las arenas limpias.

2.- Suelos puramente cohesivos.
 ($\phi = 0$) ($C \neq 0$)

Son aquellos que sin aplicar presión exterior alguna presentan resistencia al esfuerzo cortante.

De acuerdo con esta definición, la representación analítica de estos suelos, estaría dada por la ecuación.

$$\tau = C$$

τ = Resistencia al esfuerzo cortante

C = Cohesión del material.

Como en los suelos friccionantes en que la magnitud de (ϕ) depende de diversos factores, en los suelos cohesivos, también existen factores que influyen determinadamente para la evaluación de (C).

En atención a su importancia los que más se consideran son: su relación de vacíos, la historia previa de consolidación del suelo, sus condiciones de drenaje, la velocidad con que se aplican las cargas a que se sujeta y la sensibilidad de las partículas de su estructura. El más re--

representativo de estos suelos lo constituyen las arcillas.

3.- Suelos cohesivos-friccionantes.
($\phi \neq 0$) ($C \neq 0$)

No es común encontrar en los problemas cotidianos, no académicos, suelos puramente cohesivos o puramente friccionantes, casi siempre se encuentran suelos que participan de ambas propiedades, es decir ángulo de fricción interna y cohesión. A los suelos con ambas características mecánicas se les ha denominado cohesivos-friccionantes, mixtos o suelos intermedios. La ecuación que determina su comportamiento es la más general de las antes vista o sea :

$$\tau = \bar{\sigma} \tan \phi + C$$

donde la simbología es analoga a los casos anteriores .

Como las condiciones del campo varían, las pruebas de laboratorio con que se obtienen los parámetros (ϕ) y (C), se modifican a fin de representar lo más fidedignamente posible las condiciones de trabajo del suelo.

A continuación y dando únicamente sus características más importantes, se describe someramente la Cámara Triaxial y se mencionan algunas de las pruebas que en ella se ejecutan.

CÁMARA TRIAXIAL

El aparato para efectuar - las pruebas de compresión Triaxial está compuesto primeramente, por una cámara formada por un cilindro de lucita de aproximadamente - 10 cms. de diámetro y 0.5 cms. de espesor en su pared. Las bases de ésta cámara están constituidas por dos placas de acero al cadmio, perfectamente selladas al cilindro mediante empaques de hule.

(Figura II. 2)

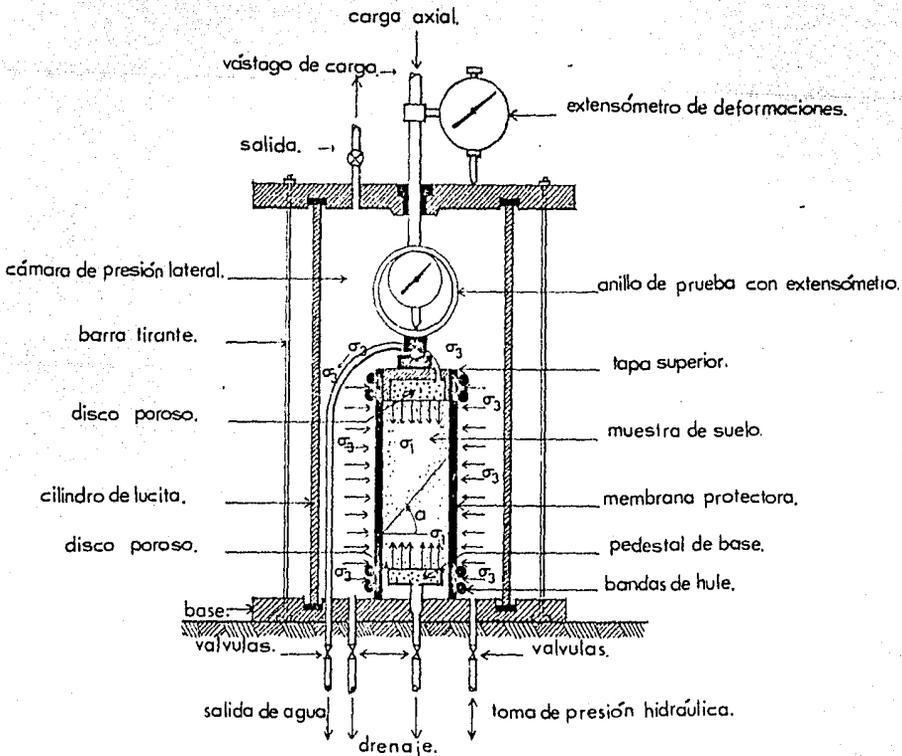


Figura (II. 2) Cámara Triaxial

En el interior de la cámara encontramos dos cilindros más de lucita formando la base inferior y la tapa del espécimen, en cuyo contacto encontramos piedras porosas comunicándose al exterior a una bureta, lo que permite tener un buen sistema de drenaje, cuando en la prueba se permite la consolidación de la muestra.

Este aparato consta además de un vastago que se encarga de transmitir la carga axial al espécimen a través del cabezal superior de lucita, cabezal y vastago, se encuentran unidos mediante un sistema tal que garantiza que la carga aplicada siempre será uniforme y axial al eje principal del cilindro de muestra.

El sistema de drenaje lo forman cuatro válvulas, un depósito de agua y una bureta calibrada.

La aplicación de las cargas puede hacerse con pesos muertos, mediante una ménsula o mecánicamente con la ayuda de un motor eléctrico.

Mediante el control del peso aplicado, o la velocidad de deformación, la prueba se denomina de "esfuerzo controlado" o "deformación controlada", ambas proporcionan resultados satisfactorios. Cuando se usa el método del esfuerzo controlado, la deformación se mide simplemente colocan-

do un extensometro sobre el marco de carga.

Los especímenes son usualmente de forma cilíndrica, y se sujetan a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen mediante membranas impermeables para evitar en lo posible la saturación tanto de agua como de aire. La presión que ejerce el líquido sobre la muestra se considera normal, al igual que la aplicada por el vástago, que por lo tanto ejercerán sobre el espécimen esfuerzos principales, que son los que utilizamos en las soluciones gráficas de Mohr.

Las pruebas de más amplio uso y que representan lo más cercanamente posible las condiciones de campo son:

A) Prueba rápida o sin drenaje

En este caso, las válvulas del aparato de pruebas permanecen siempre cerradas al drenaje -- del agua, se aplica un esfuerzo a la cámara que se transmite -- hidrostáticamente al espécimen (σ_3), y posteriormente se -- aplica la carga axial que se aumenta, hasta llegar a la falla.

B) Prueba rápida consolidada.

En esta prueba se aplica la presión al agua de la cámara, (σ_3), se abren las válvulas de --

drenaje del espécimen, hasta que las presiones de poro (producidas por el aumento de presión) se disipen completamente; es decir se permite la consolidación total de la probeta del suelo -- bajo la presión del agua (σ_3).

Una vez conseguida la consolidación, se cierran las válvulas y se incrementa el esfuerzo -- axial hasta conseguir la falla del espécimen.

C) Prueba lenta.

En este tipo de prueba se -- permite la consolidación del suelo en todo el proceso de ella; -- las válvulas de drenaje en ningún momento son cerradas, y los incrementos de carga axial se hacen permitiendo que la presión de poro generada por un incremento se disipe totalmente antes de -- aplicar el siguiente. En esta forma los esfuerzos aplicados -- exteriormente, produzcan esfuerzos efectivos en el suelo.

Más adelante, se tratará con mayor detalle el concepto de esfuerzos efectivos dada su impor-- tancia en este tema.

CIRCULO DE MOHR

La determinación de los para-- metros (ϕ) y (C) a partir de los resultados de la cámara triaxial

que proporciona los esfuerzos principales actuantes al producirse la falla del suelo, se puede lograr planteando el problema de encontrar el estado de esfuerzos en un punto de una masa de suelo, cuando se conocen dichos esfuerzos principales, esto lo podemos resolver mediante el método del círculo de Mohr.

En este método, los esfuerzos normales (σ_n) que actúan en una muestra de suelo, deberán ser dibujados como abscisas, y los esfuerzos cortantes (τ_n) como ordenadas.

En el plano coordenado cartesiano ortogonal (σ, τ), se puede dibujar un círculo cuyo diámetro será la diferencia entre los esfuerzos normales principales y cuyo radio, será la semisuma de ésta diferencia.

A continuación se presenta la demostración de que dicho círculo representa en el plano coordenado (σ, τ) el lugar geométrico de todos los puntos posibles de ejercer esfuerzos en el punto considerado.

Tomando el equilibrio de las fuerzas en un punto se requiere que:

$$\sum F_x = 0, \quad \sum F_y = 0 \quad \sum M = 0$$

tomando momentos respecto a (A) figura (II.3).

$$\frac{\sigma_n}{2} + \tau_x \cos \alpha \cdot \text{sen } \alpha - \sigma_y \frac{\cos^2 \alpha}{2} - \frac{\sigma_x \text{sen}^2 \alpha}{2} = 0$$

$$\tau_x = \frac{\sigma_y \cos^2 \alpha + \sigma_x \text{sen}^2 \alpha - \sigma_n}{2 \cos \alpha \text{sen } \alpha} \dots \dots \dots (2.I)$$

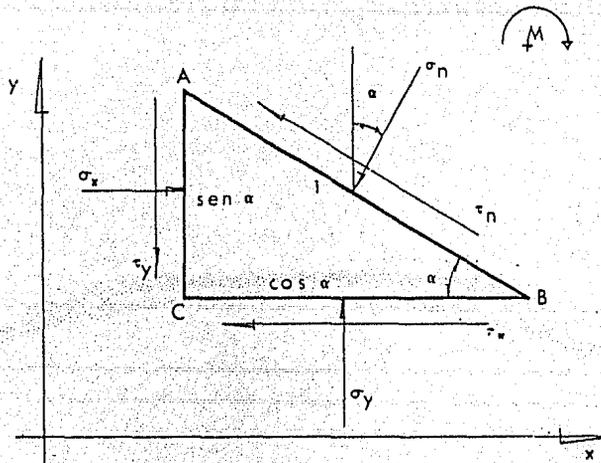


Figura (II. 3)

Tomando momentos con respecto a (B)

$$-\frac{\sigma_n}{2} + \sigma_y \frac{\cos^2 \alpha}{2} - \tau_y \sin \alpha \cos \alpha + \sigma_x \frac{\sin^2 \alpha}{2} = 0$$

donde :

$$\tau_y = \frac{\sigma_y \cos^2 \alpha + \sigma_x \sin^2 \alpha - \sigma_n}{2 \cos \alpha \sin \alpha} \quad \dots \quad (2.2)$$

De (2.1) y (2.2)

$$\tau_x = \tau_y \quad \dots \quad (2.3)$$

Tomando $\Sigma F_x = 0$ y $\Sigma F_y = 0$ se tiene:

$$\Sigma F_x = -\sigma_n \sin \alpha - \tau_n \cos \alpha + \sigma_x \sin \alpha - \tau_x \cos \alpha = 0 \quad \dots \quad (2.4)$$

$$\Sigma F_y = -\sigma_n \cos \alpha + \tau_n \sin \alpha - \tau_y \sin \alpha + \sigma_y \cos \alpha = 0 \quad \dots \quad (2.5)$$

Multiplicando (2.4) x $\sin \alpha$ y (2.5) x $\cos \alpha$ y sumando:

$$-\sigma_n \cos^2 \alpha - \tau_y \sin \alpha \cos \alpha + \sigma_y \cos^2 \alpha - \sigma_n \sin^2 \alpha + \sigma_x \sin^2 \alpha - \tau_x \sin \alpha \cos \alpha = 0$$

donde :

$$\sigma_n (\cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha) = -(\tau_x + \tau_y) \sin \alpha \cos \alpha + \sigma_x \sin^2 \alpha + \sigma_y \cos^2 \alpha$$

Pero teniendo en cuenta (2.3)

$$\sigma_n = \sigma_x \sin^2 \alpha + \sigma_y \cos^2 \alpha - 2\tau_x \sin \alpha \cos \alpha \quad \dots \quad (2.6)$$

De igual forma (2.4) $\times \operatorname{sen} a$ y (2.5) $\cos a$, restando y teniendo en cuenta (2.3) :

$$\tau_n = \tau_x(\operatorname{sen}^2 a - \cos^2 a) + (\sigma_x - \sigma_y) \operatorname{sen} a \cos a \quad \dots (2.7)$$

Pero como $\sigma_n = f(a)$, puede obtenerse su valor máximo derivando e igualando a cero, y obtendremos :

$$\begin{aligned} \frac{d\sigma_n}{da} &= \frac{d(\sigma_x \operatorname{sen}^2 a + \sigma_y \cos^2 a - 2\tau_x \operatorname{sen} a \cos a)}{da} = 0 \\ &= (\sigma_x - \sigma_y) \operatorname{sen} a \cos a + \tau_x(\operatorname{sen}^2 a - \cos^2 a) = 0. \quad (2.8) \end{aligned}$$

Que como se observa, toma el valor (τ_n) del esfuerzo cortante.

Esto quiere decir que cuando el esfuerzo normal (σ_n) toma su valor máximo, el esfuerzo cortante (τ_n) es nulo.

De la ec. (2.8) y utilizando las funciones equivalentes del ángulo doble:

$$-\tau_x \cos 2a + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \operatorname{sen} 2a = 0$$

donde :

$$\operatorname{tg} 2a = \frac{2\tau_x}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \dots (2.9)$$

De donde se sigue que existen 2 ángulos ($2a_1$) y ($2a_2$) tales que: $2a_1 + 180^\circ = 2a_2$, que resuelven la ecuación (2.9); -

y que por lo tanto existirán también 2 planos " α_1 " y " α_2 " - perpendiculares entre si, donde se tendrá un $\sigma_n = \text{máximo}$ y un $\tau_n = 0$ y otro $\sigma_n = \text{mínimo}$ y un $\tau_n = 0$, que representarán los llamados planos principales de esfuerzos. Esto se debe a que en el proceso de maximización la segunda derivada de la función podrá ser (+) ó (-).

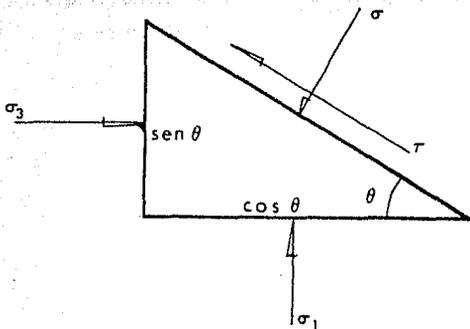
Conociendo que existen dos esfuerzos principales y la dirección de los planos donde actúan se puede obtener los esfuerzos cortante y normal en cualquier otro plano cuya inclinación con respecto a los planos principales se conozca. Figura (II.4).

Tomando $\Sigma F = 0$ tendremos :

$$\Sigma F_y = -\sigma_n \cos \theta + \tau_n \operatorname{sen} \theta + \sigma_1 \cos \theta = 0$$

$$\Sigma F_x = -\sigma_n \operatorname{sen} \theta - \tau_n \cos \theta + \sigma_3 \operatorname{sen} \theta = 0$$

Figura (II.4)



Para conocer los esfuerzos en cualquier plano (n) y de inclinación (θ) procedemos en forma análoga al desarrollo anterior :

$$\sigma_n = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta \quad \dots (2.10)$$

$$\tau_n = \left(\sigma_1 - \sigma_3 \right) \sin \theta \cos \theta \quad \dots (2.11)$$

Sustituyendo igualmente las identidades del ángulo doble :

$$\cos^2 \theta = \frac{1 + \cos 2\theta}{2} ; \quad \sin^2 \theta = \frac{1 - \cos 2\theta}{2} \quad \text{y} \quad \sin \theta \cos \theta = \frac{\sin 2\theta}{2}$$

o b t e n d r e m o s :

$$2 \sigma_n = \sigma_1 + \sigma_1 \cos 2\theta + \sigma_3 - \sigma_3 \cos 2\theta \quad \dots (2.12)$$

$$\tau_n = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \quad \dots (2.13)$$

Operando con (2.12) y (2.13) y elevando al cuadrado :

$$\left[\sigma_n - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \right]^2 = \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right]^2 \cos^2 2\theta \quad \dots (2.14)$$

y

$$\tau_n^2 = \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right]^2 \sin^2 2\theta \quad \dots (2.15)$$

Sumando (2.14) y (2.15) :

$$\tau_n^2 + \left[\sigma_n - \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \right]^2 = \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right]^2 \quad \dots (2.16)$$

si hacemos :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = R \quad \text{y} \quad \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \sigma_0$$

tendremos :

$$\tau_n^2 + (\sigma_n - \sigma_0)^2 = R^2 \quad \dots (2.17)$$

Ecuación que nos representa un círculo en coordenadas ortogónales (σ, τ) , con radio " R ", y centro en el eje (σ) de coordenadas $(\sigma_0, 0)$ y que proporciona la solución gráfica de Mohr, al problema de esfuerzos. Figura (II.5).

De lo dicho anteriormente y con base en la figura (II.5) se sigue que cada punto -- dentro del círculo representa una pareja de esfuerzos (τ_n, σ_n) que se encuentran actuando en el plano de ruptura de inclinación (θ) con respecto al plano principal.

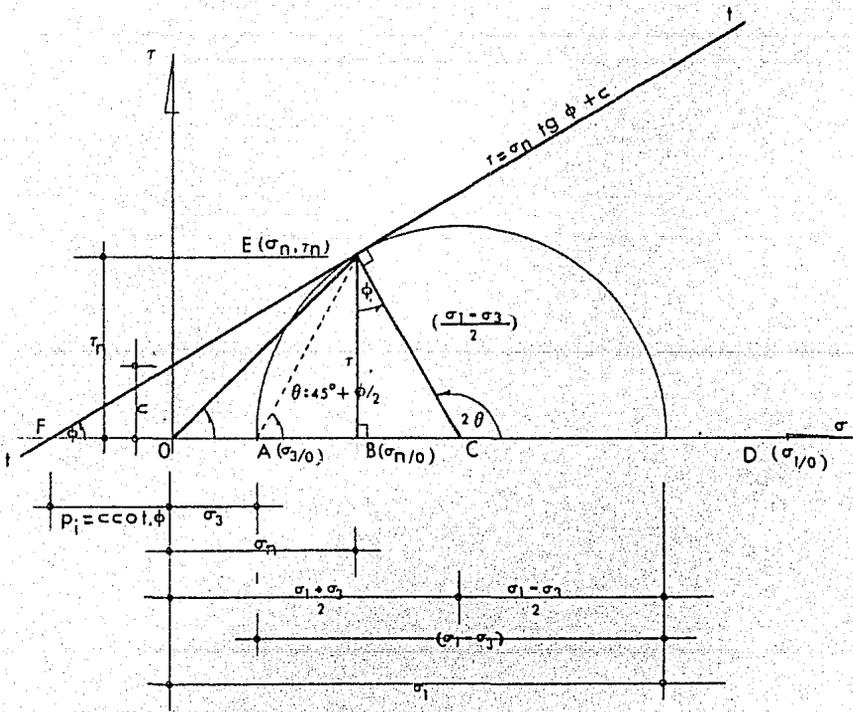


Figura (II.5) Círculo de Mohr

Si se varía en la cámara Triaxial los esfuerzos principales, se tiene una serie de círculos de ruptura, la envolvente de ellos representará la ley de resistencia del suelo. Si esta ley de resistencia la suponemos recta su ecuación será:

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \phi + c$$

Que es la ecuación de Coulomb que caracteriza la resistencia al esfuerzo cortante del suelo (llamado también línea de resistencia intrínseca del material), donde ($\operatorname{tg} \phi$) representa físicamente el coeficiente de fricción del suelo, (ϕ) se denomina ángulo de fricción interna y, (C) cohesión.

En un círculo de Mohr, se puede representar la Ley de Coulomb por la línea (1-1'), tangente al círculo en E, que representa los esfuerzos (σ_n, τ_n) que rompen el suelo.

La abscisa $p = c \operatorname{cot} \phi$, donde la tangente (1-1') corta al eje de esfuerzos normales, se interpreta físicamente como un esfuerzo normal inicial en el suelo cohesivo, debido muy probablemente a los esfuerzos producidos por capilaridad.

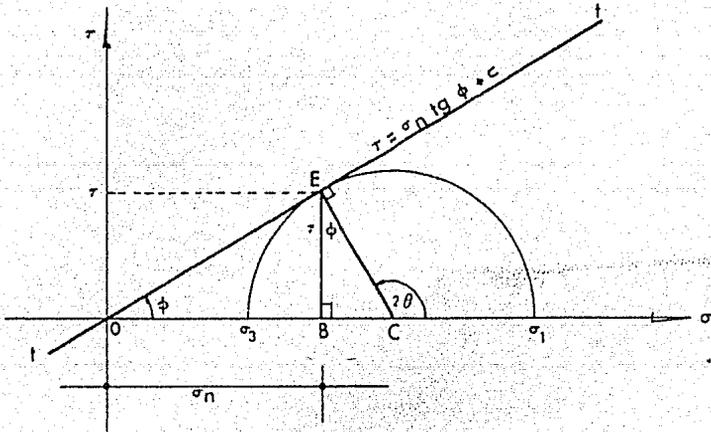
A continuación se presenta en las siguientes figuras (II.6), (a,b) círculos de Mohr, representativos de suelos puramente cohesivos y puramente friccionantes respectivamente.

De los conceptos tratados anteriormente, se comprueba la gran importancia que tienen en la Mecánica de Suelos las pruebas triaxiales: nos permiten obtener la envolvente de Mohr, el ángulo de fricción interna del suelo y su cohesión. En la prueba triaxial también se obtienen: la resistencia última al esfuerzo cortante, el módulo de elasticidad y - además se puede medir directamente la presión de poro del suelo. Esto no se detalla por quedar fuera de los límites de este trabajo. Como se observa, todos los datos anteriores son imprescindibles para la solución de un gran número de problemas en la Mecánica de Suelos y por supuesto el nuestro.

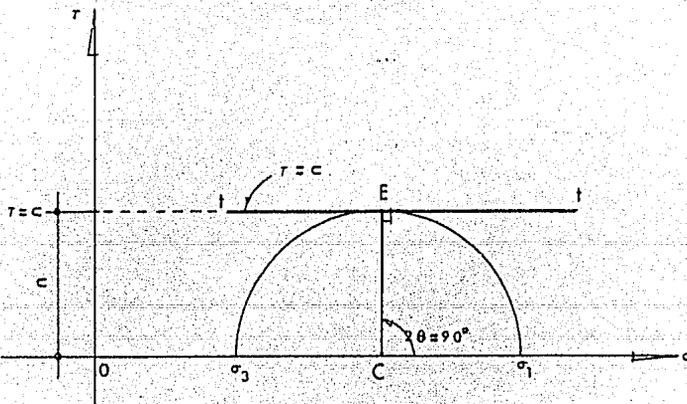
Con los datos obtenidos (ϕ) y (C), podemos resolver el problema planteado de analizar la estabilidad de los taludes.

ESFUERZOS EFECTIVOS Y PRESION DE PORO.

En la posibilidad de falla de un talud, interviene determinadamente la presencia del agua que



a) Suelo friccionante



b) Suelo cohesivo

Figura (II.6) Círculos de Mohr.

existe en el suelo, para analizar el efecto de ella, expondré algunos conceptos, que nos ayudarán a comprender mejor el problema.

El concepto de esfuerzos efectivos está íntimamente ligado al de presión neutra o de poro. Para visualizar lo que ésto significa, se usa el concepto de plano ondulado: En un suelo con nivel de aguas freáticas de cota cero consideramos una superficie de profundidad Z bajo el manto freático. figura (II.7). La superficie será ondulada, porque pasa por los vacíos y es tangente a los granos de suelo en los puntos de contacto. Tratemos de que la superficie sea lo más parecido posible a un plano, considerando en el plano ondulado una fracción de superficie sobre la cual actúan dos tipos de fuerzas:

- a) las que soporta el agua, (A)
- b) las que soporta la estructura del suelo. (B)

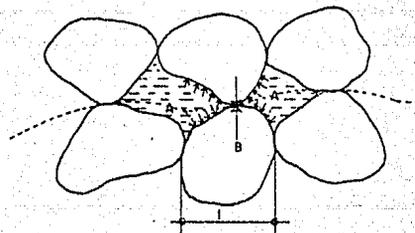


Figura (II. 7) Esfuerzos efectivos.

A las primeras (A) divididas entre la fracción de superficie considerada, se les denomina presión de poro o neutra. Las segundas (B) son fuerzas que actúan en los contactos de los granos y tienen una magnitud y dirección imposible de conocer directamente, pero sus componentes horizontales se compensan unas con otras, y sólo interesa valuar las componentes verticales; la suma de las fuerzas verticales dividida por la fracción de área considerada, se denomina esfuerzo efectivo.

La suma de los esfuerzos así definidos es conocida como esfuerzo normal total y esta dada por la expresión :

$$\sigma = \bar{\sigma} + \mu \quad \dots (2.18)$$

d o n d e :

σ = Esfuerzo normal total

$\bar{\sigma}$ = Esfuerzo normal efectivo

μ = Presión de Poro

La presión de poro se puede presentar en 2 condiciones diferentes: condición hidrostática y condición en exceso de la presión hidrostática.

La primera condición se presenta cuándo la presión de poro en un punto dado, es debida única-

mente al peso de la columna de agua que obra sobre el punto considerado y su valor es $(\gamma_w H)$ siendo H, la profundidad del punto, y (γ_w) el peso volumétrico del agua.

La condición de exceso de presión hidrostática se presenta cuando la presión de poro total es mayor o menor que la hidrostática; su valor es igual a la presión de poro menos la presión hidrostática.

Esta condición con exceso hidrostático se presenta en los fenómenos de consolidación, ya que se origina a partir de una sobrecarga impuesta al suelo, la cual tiende a reducir el volumen de este con la consiguiente creación de gradientes hidráulicos que dependen de la magnitud de la sobrecarga mencionada. Este hecho hace que el agua tome parte de la carga impuesta, la cuál incrementa la presión de poro por encima del valor hidrostático, por lo que se le denomina exceso de presión hidrostática, se puede medir en el campo por medio de piezómetros convenientemente colocados, y en el laboratorio con la utilización de piedras porosas colocadas en los extremos de los especímenes, y ligadas a aparatos de medición, o bien por la inserción de agujas especiales también introducidas en el espécimen de prueba y conectadas a aparatos semejantes a los anteriores. Este exceso de presión, al generar un gradiente hidráulico

puede producir un flujo de agua. Si no hay posibilidad de flujo, no se genera gradiente y sólo se tiene un exceso de presión hidrostática.

En el flujo de agua a través de un medio poroso, la presión que originalmente es de $(\gamma_w H)$ se disminuye a $(\gamma_w H_1)$, en el curso de un recorrido dL . La disminución $(H - H_1 = dH)$, genera un exceso de presión hidrostático-negativo, que se distribuye a lo largo del recorrido (dL) y -- por consiguiente crea un gradiente hidráulico que produce un flujo de agua, la pérdida de presión en el agua $(dH \gamma_w)$, se transforma en una tendencia a arrastrar las partículas del núcleo poroso, esta presión, multiplicada por la longitud en que se efectúa la variación de carga (dL) , se denomina Fuerza de flujo o de Filtración. La cuál actuará en la dirección y será tangente a la trayectoria del agua en el punto considerado. Su magnitud depende directamente del gradiente hidráulico existente en la zona de flujo considerada.

La obtención de la magnitud de esta fuerza se hace a partir de la expresión de la presión :

$$dp = \gamma_w dH dA$$

donde :

$$dp = \text{Presión hidrodinámica de flujo}$$

γ_w = Peso específico del agua.

dH = Variación de carga entre equipotenciales.

dA = Area de la sección transversal del canal de flujo.

La presión hidrodinámica por unidad de -
volúmen, será : $\frac{dp}{\text{volúmen}}$

$$\frac{dp}{dV} = \frac{dp}{dA} = \frac{\gamma_w dH dA}{dA dL}$$

en donde:

$$\frac{dP}{dV} = D = \gamma_w \frac{dH}{dL}$$

Pero $\frac{dH}{dL} = i$ = gradiente hidráulico

finalmente obtenemos :

$$D = \gamma_w \cdot i$$

$$D = \text{Fuerza de flujo.}$$

Naturalmente esta nueva fuerza altera la presión de poro, con la consiguiente modificación de los esfuerzos efectivos. Esta modificación en los esfuerzos -- efectivos actúa desfavorablemente en el valor de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Su efecto puede cuantificarse fácilmente si consideramos en la ecuación.

$$\tau = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi + C$$

donde: $\bar{\sigma}$ = esfuerzo efectivo.

que también podemos escribir como

$$\tau = (\sigma - \mu) \operatorname{tg} \phi + C$$

donde:

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = \text{Presión de poro}$$

donde también:

$$\mu_1 = \text{Presión hidrostática } \gamma_w H$$

y

$$\mu_2 = \text{Exceso de presión hidrostática}$$

por tanto :

$$\tau = (\sigma - \mu_1 - \mu_2) \operatorname{tg} \phi + C$$

Donde como habíamos apuntado el esfuerzo efectivo ($\bar{\sigma}$) se obtiene disminuyendo del total (σ) el valor ($\mu_1 + \mu_2$) por efecto de las presiones de poro.

La obtención de las variables anteriormente tratadas (μ_1, μ_2) puede lograrse relativamente fácil mediante una satisfactoria elaboración de la red -

de flujo correspondiente, grafica que nos representa la solución al problema de escurrimiento en medios porosos, presentada por Forcheimer y fundamentada para su aplicación en los suelos por el Dr. A Casagrande.

CAPITULO III

TIPOS DE FALLAS MAS COMUNES

La dificultad que se tiene para definir la falla de un material, no es tan grande - si la comparamos con aquella que se presenta al tratar de definir "la falla de un talud ". En la actualidad, no existe una definición universal que pueda considerarse como tal, y no la hay, no porque no se hayan logrado poner de acuerdo, sino por la variedad de factores, que en un momento dado, acompañan la aparición de este fenómeno.

Resultará indiscriminado seguramente el tratar de dar una definición, enmarcando de igual manera, y en el mismo concepto la falla, los movimientos diferenciales que se presentan en el talud de una lejana y deshabitada montaña, que las catastróficas consecuencias que tendría el movimiento rotacional del talud de un ferrocarril; - lo mismo ocurriría si comparásemos la falla del talud de un canal de distribución de riego, con la falla traslacional de una ladera natural. Algunos, involucrando consecuencias catastróficas, otros en menor medida, lo cierto es que todos acusan un desequilibrio en su función estructural, que como se ve, invo--

lucran una serie de factores subjetivos muy difíciles de conjugar, para una definición adecuada; abandonemos a planos secundarios su definición y consideremos simplemente que un talud, se encontrará en serios problemas de falla cuando su comportamiento estructural, sea incompatible con la concepción ingenieril, en la que se quiera utilizar si es natural, ó con la función para lo que fué proyectado si es artificial.

Puede afirmarse, que ningún talud o paramento de un corte, es permanentemente estable en su estado natural; existen factores y causas muy diversas que pueden provocar la pérdida de su estabilidad, entre los que podemos mencionar como determinantes:

- a) Geología y Topografía de los alrededores,
- b) Geometría de su sección transversal (altura pendiente, etc.),
- c) Propiedades mecánicas de los materiales constituyentes,
- d) Estado de esfuerzos actuantes (distribución de pesos y cargas en el cuerpo y corona del talud),
- e) Insidencia de factores erosivos, principalmente el agua, ya sea superficial o subterránea,
- f) Sismos y vibraciones externas.

Trataré de describir -
 a continuación, las fallas que más comunmente se han presentado, se hará considerando indistintamente fallas con respecto a su -
 forma, factores externos que las inducen y comportamiento mecá-
 nico interno de sus materiales.

FALLAS EN LADERAS NATURALES

Deslizamiento . - Son desplazamien-
 tos diferenciales que se presentan en las laderas naturales, en
 dirección de la pendiente y en las capas superficiales de las -
 mismas. Su proceso de aparición es generalmente lento, casi -
 imperceptible pero constante y continuo, se pueden tener velo-
 cidades de movimiento del orden de unos cuantos centímetros por
 año.

Las causas que procovan este movimiento se pue-
 den atribuir a muy diversos factores, algunos opinan que es de-
 bido a la falta de presión confinante que existe en las capas -
 superiores de la corteza terrestre, otros afirman que existe un
 proceso de meteorización, en el cual el suelo se debilita en sus
 nexos fisicoquímicos intermoleculares, liberando ciertas cantida-
 des de energía que crean esfuerzos laterales, estos actúan ladera

abajo sobre las capas más superficiales del suelo. Debe considerarse también la posibilidad de un debilitamiento de las ligas interparticulares debida a una supuesta " fatiga " del suelo, introduciendo el término " fatiga ", no de utilización común en la Mecánica de Suelos, sólo por hacer la analogía que se presenta cuando un elemento estructural se encuentra sometido a estados continuos de carga por largos periodos de tiempo, aún cuando ésta no sea de ruptura.

Los deslizamientos, -
constituyen un problema muy serio de la Ingeniería Civil, lo mismo perjudican vías de comunicación, presas, bordos de defensa, como excavaciones para cimentación; podremos comprender mejor su importancia si se considera, que una vez iniciado el fenómeno, no existe a la fecha un recurso que podamos confiar en su seguridad para detenerlo, de ahí la prioridad que debe dar el Ingeniero, a la localización prematura del fenómeno.

El arma más poderosa con que se cuenta en la actualidad para éste propósito, lo constituye la aereofotografía y la fotointerpretación. Un Ingeniero cuidadoso y observador, aún con poca experiencia, le será fácil descubrir la configuración que presenta el suelo cuando se ha iniciado el deslizamiento.

Existen otros indicadores que pueden ser tomados en cuenta en la localización de un deslizamiento, la distribución de velocidades de éste será máxima en la superficie e irá decreciendo hacia el interior, al encontrar mayor restricción al movimiento, lo que causará que árboles y postes, pierdan su verticalidad natural y adopten una posición perpendicular con respecto a la ladera, además el terreno acusará escalonamientos y agrietamientos, debido seguramente a heterogeneidades y restricciones dentro del terreno. --

Figura (III.1)

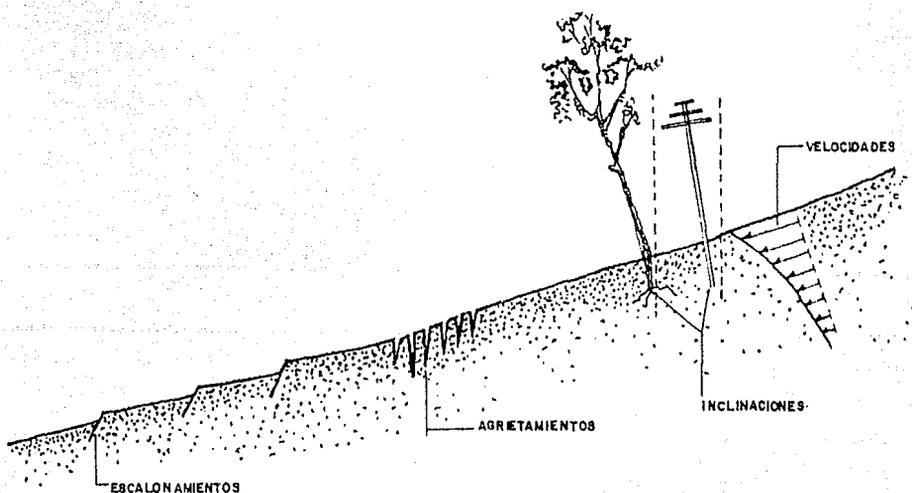


Figura (III. 1) Evidencias de deslizamiento

FALLA POR FLUJO PLASTICO

Son movimientos rápidos en las laderas naturales que presentan al desplazarse la característica de un escurrimiento lodoso, no es fácil distinguir una superficie de deslizamiento y suele presentarse, tanto en materiales saturados como en secos, los materiales más susceptibles al flujo lo constituyen los lodos, arcillas y suelos granulares finos, depósitos de talud y en algunas ocasiones suelos compuestos por roca fragmentada, todos ellos tomando parte de formaciones geológicas no consolidadas.

Parece ser, que la génesis de éstos movimientos, debemos buscarla en fenómenos locales de licuación y en la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante del suelo, por degradación de su estructura a causa de las deformaciones tangenciales.

Los flujos de lodo muy rápidos, suelen presentarse en laderas en las que por alguna razón ha tenido que ser removida la capa vegetal, su inicio es de modestas proporciones, pero tiene una capacidad de transporte en el suelo por donde pasa, creando verdaderos ríos de lodo, que -- sus consecuencias finales suelen ser catastróficas.

FALLA POR LICUACION

El fenómeno de licuación consiste en la pérdida repentina de la resistencia, al esfuerzo cortante del suelo, la causa de esta pérdida repentina - ocurre por lo general en materiales arenosos sueltos, en estado saturado y que son sometidos a un efecto dinámico rápido aún sin modificar el sistema exterior de cargas.

Puede presentarse también este fenómeno, bajo el efecto cíclico de una tensión en el suelo, ésto es, la aplicación, reducción y reaplicación de dicha tensión que irá acompañada de un efecto de deformación, si el -- suelo está saturado y su drenaje virtualmente impedido, la defor-- mación del suelo trae como consecuencia un incremento considera-- ble en la presión de poro en cada ciclo. El fenómeno de licua-- ción se presenta, cuando la presión de poro supera en magnitud a la presión efectiva, y lo podemos observar en la ecuación - -
 $(\bar{\sigma} = \sigma - \mu)$ si (μ) se hace igual ó mayor que (σ) la presión total se hace nula ó negativa, lo que corresponde física-- mente a la licuación, o sea la pérdida de resistencia y rigidez del suelo.

Se dice que cualquier talud arenoso, independientemente de su inclinación, representa

una fuente potencial de peligro cuando su relación de vacíos sea mayor que la crítica, ésta condición se evita en terraplenes artificiales con sólo llevar a cabo un adecuado proceso de compactación.

Se tiene conocimiento de un fenómeno similar de licuación al de las arenas sueltas en formaciones arcillosas, cuyas causas se atribuyen principalmente a la pérdida de la cohesión aparente por efecto de la saturación y a la pérdida de resistencia que tiene lugar en arcillas - muy sensibles a causa de la deformación bajo esfuerzo cortante.

En todos los casos, - el análisis teórico del problema, es hoy en día, difícil de tratar, por lo que se adopta generalmente la opción de recurrir a conclusiones generadas por experiencia en casos similares.

Un reconocimiento geológico de la región, en donde se ubicarán los taludes, es fundamental para predecir con antelación una falla por licuación, si en la región se presentan deslizamientos de laderas naturales - de diferente inclinación, podrá pensarse que el problema es muy probable.

FALLAS POR TUBIFICACION

Se conoce con este -- nombre a las fallas en estructuras de tierra causadas por el -- arrastre de las partículas del suelo en el interior de la masa por efecto de las fuerzas erosivas generadas por el flujo de -- agua. Comenzada la remoción de las partículas, van quedando -- en el suelo pequeños canales por los que el agua fluye a mayor velocidad (con un mayor poder de arrastre); a medida de que se prolonga el fenómeno, los canales crecen de diámetro aumentando -- la erosión. El fenómeno termina con el colapso de la estructura al quedar surcada por huecos de diámetro lo suficientemente gran -- des para afectar la estabilidad, por disminución de la sección -- resistente o por cambio de condiciones de apoyo estructural.

Este fenómeno se evita con un análisis detallado de la red de flujo que pueda estable-- cerse, modificando la sección del talud si es necesario, ya que -- la compactación del suelo no modifica la posibilidad de arrastre, que dependerá del valor de la fuerza de flujo, que no se afecta -- por la compactación.

FALLAS POR EROSION

Son el resultado del -- ataque superficial de los agentes erosivos en las masas de suelo

que componen los taludes. El viento y el agua en cualquiera de sus presentaciones (lluvia o escurrimiento superficial), constituyen el mayor enemigo para estas estructuras de tierra, y el Ingeniero para contrarrestar sus efectos nocivos no debe escatimar esfuerzos.

La falla se manifiesta en el talud en forma de irregularidades, socavones y canalizaciones. El material de la zona de cambio de pendiente entre la ladera y el corte es arrastrado por el agua, depositándolo en el pie del talud, y por efecto del material que sigue erosionándose en forma de fallas aisladas pueden combinarse inclusive -- con otras fallas produciendo movimientos de suelo de enorme importancia y con las consiguientes indeseables consecuencias:

Puede atacarse eficientemente éste tipo de fallas, cuando la economía lo permite, por medio de pasto ó vegetación adecuada, recubrimientos pobres de suelo-cemento ó mampostería, ó también mediante una buena localización de las obras de captación de agua por encima del talud y drenaje.

DERRUMBES

Cuando el material que forma los paramentos del corte está constituido por toda -

clase de roca agrietada o bien consiste en bloques mal cementados, se producen desprendimientos procedentes de los estratos superficiales y la acumulación de los fragmentos grandes y chicos acarreados, bien por la gravedad, bien por los escurrimientos superficiales de agua durante las lluvias o bien por la descomposición química cuyo ataque empieza en las grietas, constituyen las fallas que conocemos con el nombre de "DERRUMBES".

En suelos con estratificación muy definida y echados pronunciados se observan deslizamientos a lo largo de los planos de estratificación, planos de juntas, planos de falla geológica o planos de esquistocidad. Estas fallas dependen fundamentalmente de la estructura geológica del terreno.

FORMAS DE FALLA DE LOS TALUDES ARTIFICIALES

Falla Rotacional. Son movimientos que se presentan en los cortes y taludes artificiales, con deslizamiento a lo largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior de la masa del suelo, e interesando en ocasiones el terreno de cimentación.

La superficie de falla curva se presenta cuando en la vecindad de su futuro desarrollo se generan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material, merced a la cuál sobreviene la ruptura. Es común encontrar señales de que la resistencia esfuerzo-deformación está evolucionando desfavorablemente, por la aparición de grietas en la corona del talud.

Se puede identificar o asimilar las fallas de tipo rotacional a superficies cilíndricas circulares o concoidales, que para efecto de facilidad de cálculo en su estudio podremos considerar su traza con el plano transversal como un arco de círculo.

Existen fallas rotacionales especiales, que no son estrictamente circulares, donde la forma de la directriz del deslizamiento adopta formas compuestas debido a las condiciones geológicas y mecánicas del suelo, esto es arcillas fuertemente consolidadas que se presentan en taludes no homogéneos, por diferencias en la meteorización, por influencia de la estratificación, o por algunas otras causas que se reflejan por discontinuidades o desordenes estructurales en el talud.

Las formas típicas de falla rotacional en deslizamientos circulares pueden ser de tres formas diferentes: falla por el cuerpo del talud, falla por el pie del talud, y falla de base. Las características geométricas de cada una de ellas se muestran en la siguiente figura (III.2.)

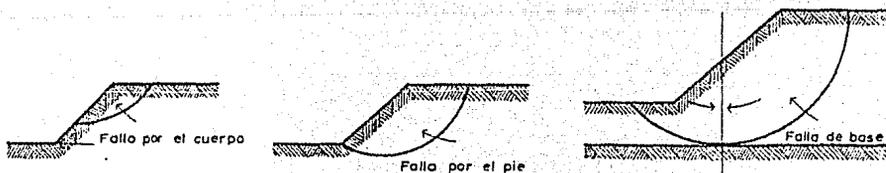


Figura (III.2) Falla Rotacional

Dada la importancia que tiene este tipo de fallas en los proyectos de ingeniería, y principalmente en taludes y cortes artificiales serán los que se estudien en mayor detalle en los métodos de análisis de estabilidad que en el siguiente capítulo se tratan.

FALLA TRASLACIONAL

Consiste de movimientos del cuerpo del talud, en sentido lateral o siguiendo la estratigrafía geológica en superficies practicamente planas, éstos desprendimientos están asociados a la presencia de estratos de baja resistencia, localizados a poca profundidad del talud.

Es común encontrar en laderas compuestas generalmente por arcillas blandas, arenas finas o limos plásticos sueltos, evidencia de este tipo de fallas, las superficies de deslizamiento se generan en la mayor de las veces en planos paralelos al estrato débil, y es fácil observar en los remates de este tipo de fallas cantiles formados por agrietamiento al desplazarse el suelo. Figura (III, 3).

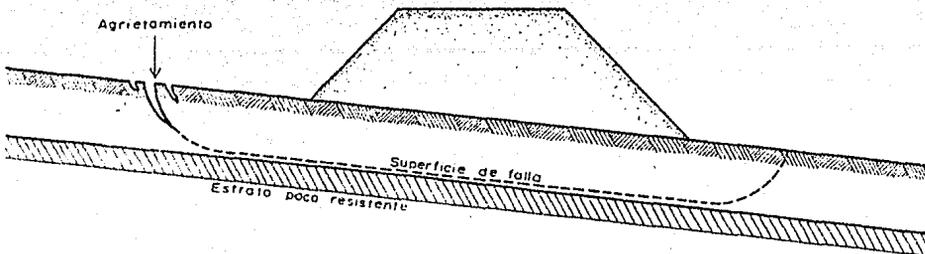


Figura (III.3.) Falla Traslacional.

El agua desempeña un papel preponderante en la promoción de este tipo de fallas, -- puede presentarse desempeñando funciones lubricantes entre un estrato y otro provocando la perturbación estructural, o también asociada a altas presiones de poro en el interior de suelos arcillosos o a formación de acuíferos en suelos arenosos. En estos casos, como en la mayoría donde aparece el agua en la promoción de fallas, deberemos asociar la temporada de lluvias de la región al período crítico de los deslizamientos.

Podría seguir proponiendo un sin número de formas de clasificación de fallas, atendiendo tanto a la gran cantidad de factores que involucran su aparición, como al gran número de maneras que tienen estas de presentarse (fallas múltiples, compuestas, regresivas, sucesivas, etc.), pero creo que se desviaría la atención del problema fundamental que nos ocupa, que es el análisis de la estabilidad de cortes y taludes, precisamente para evitar la aparición de las mismas.

CAPITULO IV

METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Trataré en este capítulo algunos métodos de cálculo de que se dispone, para juzgar la estabilidad de un talud en proyecto, o para revisar ésta cuando los taludes son naturales o ya han sido construídos.

Debe enfatizarse en que todos los modelos matemáticos que en la actualidad sirven de base a métodos de cálculo, presuponen homogeneidad en materiales, estratificación, propiedades, circunstancias y modo de actuar de los agentes naturales, que muy pocas veces se encuentran en las condiciones reales de campo.

Deberá tomarse en cuenta la gran diferencia que existe entre cortes y terraplenes en estructuras artificiales, en los primeros, será mucho más difícil que se presenten las condiciones que proporcionen una base lógica, para enmarcarlos dentro de un modelo matemático de cálculo; en terraplenes tendremos una mayor oportunidad de contar con esta base, toda vez que se construyan siguiendo un procedimiento adecuado y de cierta uniformidad en el uso y tratamiento de los suelos, no olvidando llevar a cabo lo mejor posible los -

correspondientes estudios de campo y de laboratorio.

En el capítulo anterior se describieron las características de algunas de las fallas más comunes dentro de la Mecánica de Suelos, no todas ellas son susceptibles de representarse en un modelo matemático, que pueda servir de base a un método de análisis, algunas de las más comunes y trascendentes (flujos, erosión, derrumbres, etc.) no son sujetas a un cálculo numérico, ni siquiera aproximado, ya sea por la deficiencia en el conocimiento de sus mecanismos, o simplemente por que se presentan con tal variedad y complejidad que siguen siendo un reto constante al intento de clasificación y estudio.

Todas las aportaciones en la discusión del campo de la Estabilidad de Taludes, pueden ser enmarcadas dentro de las dos siguientes corrientes de estudio.

- 1.- Métodos basados en la determinación del estado de esfuerzos en la masa del suelo.
- 2.- Métodos basados en la consideración de una superficie potencial de falla plástica.

Puede decirse, que el sólo mencionar, el título del primer grupo de métodos, suena --

bastante ambicioso, ésto se debe a la escasa información y armas necesarias para lograr la determinación de dicho estado de esfuerzos en la masa de suelo; aún considerando que se tratara de lograr en un talud de material perfectamente elástico, isotropo y homogéneo, estado como ya apuntamos muy difícil de lograr en la práctica, y que aún así, los investigadores de esta disciplina no han sido capaces de dar argumentos debidamente respaldados para dar solución a éste problema.

Dentro de estos investigadores, pueden citarse los trabajos de Resal, Frontard y Caquot, científicos franceses, y Brahts y Glover de Norteamérica; pero como dije anteriormente, en sus desarrollos presentaban tesis tan insostenibles e hipótesis tan arbitrarias, que sus conclusiones no tardaron en ser severamente criticadas. Esto nos lleva a la conclusión de que el problema tratado desde ese punto de vista es sumamente complejo, no sólo en su concepción sino también en su aplicación, pues según opinión del mismo Brahts, un Ingeniero familiarizado en el análisis matemático podría llevarse hasta dos semanas en completar dicho desarrollo.

Lo expuesto anteriormente, al mismo tiempo que deja las puertas abiertas a futuros-

investigadores que seguramente con el advenimiento de la Cibernética, contarán con mejor suerte, nos inclina a tomar causa definitiva por el segundo grupo de métodos, que si es verdad, que teórica y analíticamente, en términos de esfuerzos no han resuelto el problema, experimental y prácticamente han conseguido resultados que para efecto de lo requerido en problemas de Mecánica del Suelo, son satisfactorios.

METODOS BASADOS EN LA SUPOSICION DE UNA SUPERFICIE POTENCIAL DE FALLA PLASTICA.

Dentro del grupo de investigadores que trataron el problema de Estabilidad de Taludes, con la suposición de que la fractura sobrevendría en una superficie potencial de falla plástica, podemos mencionar a Culman, que en 1886, presentó estudios completos de estabilidad de taludes en suelos cohesivos.

Culman, consideraba que la superficie de la falla se producía, desde el pie del talud y hacía la corona en línea recta, donde como lo muestra la figura (IV 1), es fácilmente demostrable con el auxilio de la geometría y matemáticas, que la línea crítica de falla AC biseca al ángulo formado entre la pendiente del talud y la dirección del ángulo de fricción interna del material (ϕ), o sea : - -

$$\alpha = \frac{\theta + \phi}{2}$$

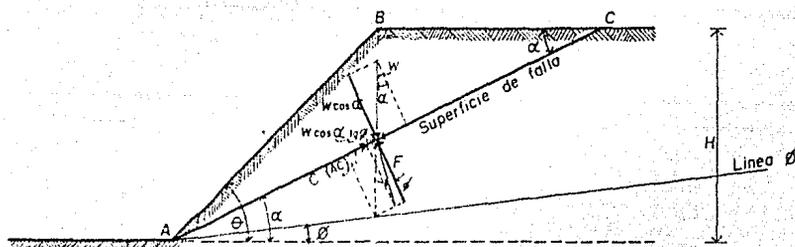


Figura (IV.I) Plano de falla de Culman

Con esta consideración por estática elemental, podemos calcular la altura crítica H , que sería igual a :

$$H = \frac{4 \cdot C}{\gamma} \frac{\text{sen } \theta \cdot \cos \phi}{1 - \cos^2 (\theta - \phi)}$$

Las conclusiones obtenidas por Culman, no guardan más interés en la actualidad, que el -- histórico. Primeramente, por la hipótesis tan rígida que hace al considerar la traza de la superficie de falla como una línea recta, que teórica y experimentalmente no puede justificar y más que nada, porque experimentos posteriores nos han demostrado, que el-

considerar los resultados de Culman, nos dejan estabilísticamente del lado de la inseguridad.

TEORIA DEL METODO DE LA ESPIRAL LOGARITMICA

Esta teoría fué presentada por Rendulic, en ella propone una Espiral Logarítmica - como superficie potencial de falla.

En esta curva, propuesta por Rendulic, figura (IV. 2), la línea de acción o radio vector de cualquier esfuerzo " f " deberá pasar necesariamente (debido a la forma de la curva) por el punto " O " origen de la espiral y con un ángulo (θ) de inclinación, con respecto a lo normal a la superficie de falla en el punto considerado.

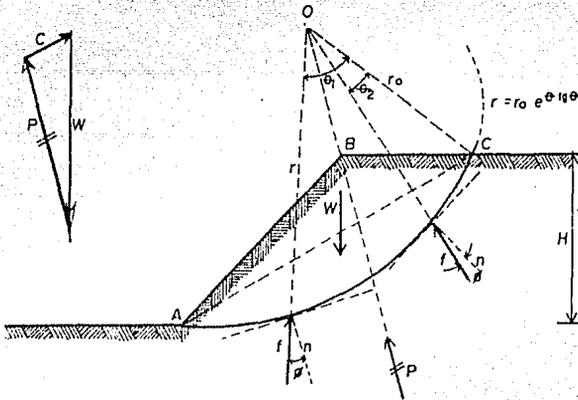


Figura (IV.2.) Espiral de Rendulic

De esta forma la fuerza resultante P deberá pasar también por dicho origen. Con las fuerzas W , P y C puede hacerse un análisis estático para determinar un factor de seguridad con respecto a la cohesión total desarrollada.

La dificultad matemática para realizar este proceso, además de que la información que proporciona es sensiblemente similar a otros métodos de fácil aplicación, invalida la utilización práctica del método.

METODO SUECO

Dentro de los métodos que resuelven el problema mediante la consideración de una superficie potencial de falla plástica, destacan tanto por la facilidad de su aplicación, como por los resultados que proporciona el Método Sueco, que como ya se mencionó anteriormente, fue iniciado por la Comisión Geotécnica de aquel País, y posteriormente desarrollado por muchos otros investigadores, que con sus diversas aportaciones han logrado la fundamentación de un análisis expedito que permite resolver el problema con bastantes buenos resultados prácticos.

Con el nombre genérico de Método Sueco, se agrupan todos los estudios que adoptan como superficie potencial de falla, una cilíndrica, cuya directriz en el plano transversal al talud, se considera un arco de círculo.

Son varios los procedimientos que permiten aplicar éste método a los cortes y taludes para revisar su estabilidad. Expondré, de una manera simplificada, los más utilizados para los diferentes tipos de suelos, ya sean estos puramente cohesivos, friccionantes o cohesivo-friccionantes, así como las hipótesis simplificadoras que se consideran para su aplicación.

APLICACION DEL METODO PARA SUELOS PURAMENTE COHESIVOS.

El análisis de estabilidad de una masa de suelo puramente cohesivo, tiene por objeto determinar las propiedades mecánicas del material con que se lograría el equilibrio en una superficie circular de deslizamiento previamente supuesta para su estudio.

Este método de análisis está basado en la hipótesis de que aquella superficie hipotética de deslizamiento, a la cuál le sea necesaria la mayor cantidad de fuerza cohesiva para lograr su equilibrio, será la

superficie crítica de falla, de esta manera nuestro problema se reduce a encontrar dicha superficie más peligrosa, y como se verá en suelos donde ($\phi = 0$), y ($c \neq 0$) el análisis de estabilidad resulta relativamente simple.

Considerando un arco de circunferencia con centro en "O" y de radio "R", como la traza de una posible superficie de ruptura en el plano de nuestro papel. Figura (IV.3). En esas condiciones las fuerzas que tenderían a provocar el deslizamiento de la masa de tierra serían el peso del área A B C A y la acción de algunas posibles sobrecargas que actuaran en la corona o en el cuerpo del talud.

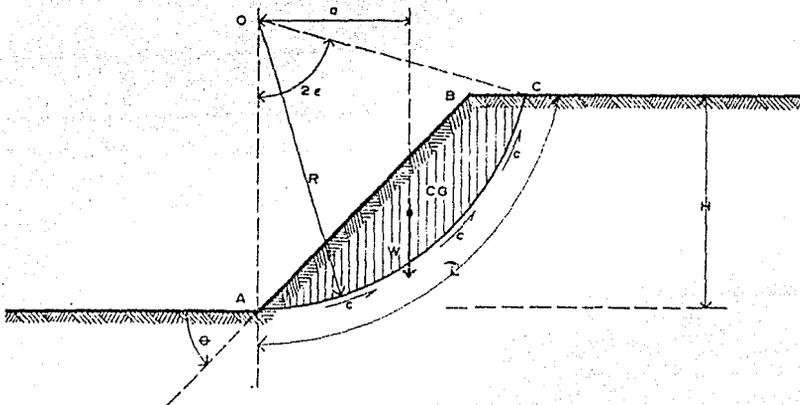


Figura (IV.3)

De la misma manera las fuerzas resistentes que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra serían la totalidad de las fuerzas cohesivas desarrolladas a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesto.

Si ahora definimos a (M_m) como el momento de las fuerzas motoras, y a (M_r) como el momento de las resistentes, éstos con respecto a un eje de rotación normal al plano del papel (traza en O), en el momento incipiente de presentarse la falla, podremos conocer la cantidad de cohesión necesaria con sólo establecer la condición de equilibrio de momentos, donde como se observa tendremos:

$$M_m = M_r \dots\dots\dots (4.3)$$

donde:

$$M_m = W a \dots\dots\dots (4.4)$$

y

$$M_r = c \widehat{LR} \dots\dots\dots (4.5)$$

El significado físico de las literales que toman parte en estas ecuaciones se observa también en la figura (IV. 3) donde:

W = Peso de la masa deslizante de suelo A B C A

a = Brazo del momento de "W" con respecto a "O"

c = Cantidad necesaria de fuerza cohesiva

$\widehat{L} = R (2\epsilon)$ = Longitud del arco AC de la superficie circular de falla.

La posición del punto de aplicación del peso "W", centro de gravedad de la superficie de deslizamiento, será determinado por los métodos que proporciona la estática para encontrar el centroide en figuras geométricas irregulares, ya sea analítica, gráfica o experimentalmente.

La cantidad de fuerza cohesiva necesaria para el equilibrio será según las ecs. (4.4) y (4.5)

$$c = \frac{W_a}{\widehat{LR}} \dots (4.6)$$

Si definimos el factor de seguridad (F_s), que nos exprese el grado de estabilidad de la estructura (siendo éste la relación existente entre la fuerza cohesiva disponible y la fuerza cohesiva necesaria para el equilibrio) tendremos:

$$F_s = \frac{Z}{c} \dots (4.7)$$

donde

Z = Fuerza resistente al corte del suelo, disponible.

c = Fuerza que trata de cortar el suelo.

En la aplicación del método en suelos cohesivos al igual que en todos los que se trataran, se considera que la deformación angular es uniforme y que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se produce simultáneamente a lo largo de toda la superficie circular de falla.

Considerando AC como el círculo más desfavorable y "O" como centro de rotación, podremos escribir:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{cLR}{W_a} = \frac{c(2E) R^2}{W_a} \dots (4.8)$$

cuando:

$F_s = 1$	Se considera un estado incipiente de falla.
$1 \leq F_s \leq 1.5$	Se hace necesario una revisión más detallada de los factores que intervienen en el análisis para considerarlo como estable.
$F_s \geq 1.5$	Usualmente el corte se considera estable.
$F_s < 1$	Definitivamente se considera inestable y se procederá a re proyectar el talud o a estabilizar el corte según sea el caso.

La posición de la superficie de falla más peligrosa se obtiene por el método de tanteos, que consiste en dibujar varios arcos de circunferencia considerand

do tanto la falla por el pie del talud, como la falla de base, - variando la posición del centro de la circunferencia y analizán- do para cada uno de ellos, el correspondiente factor de seguri- dad.

Aquel círculo que dé - el más bajo factor de seguridad, será nuestro " círculo crítico- de ruptura " y de acuerdo con lo dicho anteriormente, el talud - será estable si dicho $F_s \geq 1.5$. Debe hacerse notar que el - factor de seguridad es una cantidad laboriosa de obtener, debido a que el centro de rotación " O ", y por lo tanto la superficie- de deslizamiento más probable que forma el arco AC deben ser de- terminados por el método de tanteos.

Este procedimiento - - iterativo es la justificación por lo cual al aplicar éste método deberá hacerse el mayor número de tentativas con círculos proba- bles para la determinación del más desfavorable, ésto obviamente requiere una considerable cantidad de tiempo, que gracias a las- gráficas de los trabajos de Fellenius, se ha disminuido conside- rablemente.

Fellenius demostró, que en los suelos que cuentan con un ángulo de fricción interna apre- ciable, la curva de deslizamiento más peligrosa pasa siempre por el pie del talud, y solamente en taludes de suelos que cuenten -

con un ángulo de fricción interna, menor de 6 ó 7 grados es preciso tener en cuenta la posibilidad de una falla de base.

Por otra parte, si el talud es suficientemente escarpado, es decir, que su pendiente tiende a la vertical, la curva más desfavorable de deslizamiento seguirá pasando por el pie del talud, aún cuando el ángulo de fricción interna sea insignificante o nulo.

Según Fellenius, la inclinación crítica de un talud constituido por un terreno en el cual ($\phi = 0$), es igual a 53° . Es decir, que para valores de (θ) mayores de 53° , la curva de deslizamiento pasará por el pie del talud, mientras que para valores de (θ) menores de 53° , la curva de deslizamiento corresponderá más probablemente a una falla de base.

Esta inclinación crítica disminuye rápidamente para terrenos que tengan algún valor de (ϕ) esta disminución se expresa en términos de la siguiente tabla:

(ϕ)	(Θ) crítico en falla de base
0°	53°
3°	44°
5°	33°
7°	24°

Tabla No. 1

Si la inclinación del talud es menor de la crítica, deberá suponerse que el deslizamiento que se presentará será una falla de base.

La fig. (IV.4) muestra el significado físico de las variables utilizadas por Fellenius al calcular la cohesión necesaria para el equilibrio, como una función del ángulo del talud (θ) el ángulo central (ϵ) y el ángulo (ω) de la cuerda que subtiende la superficie más peligrosa de falla AC.

d o n d e :

$$c = \frac{1}{4} \gamma H f(\theta, \epsilon, \omega) \dots (4.9)$$

y

$$f(\epsilon, \omega) = \left[\frac{2 \operatorname{sen}^2 \epsilon \operatorname{sen}^2 \omega}{\epsilon} \right] \left[\cot \epsilon \cot \omega - \cot \epsilon \cot \theta + \cot \theta \cot \omega - \frac{2}{3} \cot^2 \theta + \frac{1}{3} \right] \dots (4.10)$$

De la misma manera si consideramos el caso inverso, o sea cuando C es conocida y se desea conocer la altura H con la cual se logrará el equilibrio para un talud de pendiente (θ) será :

$$H = \frac{4c}{\gamma} \frac{1}{f(\theta, \varepsilon, \omega)} \dots (4.11)$$

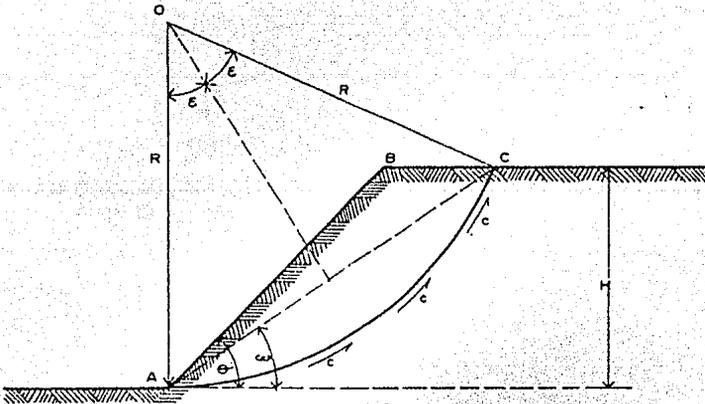


Figura (IV.4.) Variables de Fellenius

Otra de las simplificaciones obtenidas de los trabajos de Fellenius, lo constituye la tabla (2) que contiene las direcciones de los ángulos auxiliares (β_A) y (β_B) que según este investigador, nos darán la posición del centro de rotación de la superficie más peligrosa de falla para diferentes inclinaciones de talud en suelos homo-

géneos, puramente cohesivos y para fallas por el pie del talud.

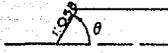
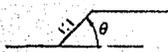
PENDIENTE 	ANGULO DEL TALUD θ°	β_A	β_B	FORMA DE LA PENDIENTE
1	2	3	4	5
$\sqrt{3} : 1$	60°	29°	40°	
$1 : 1$	45°	28°	38°	
$1 : 1.5$	$33^\circ 41'$	26°	35°	
$1 : 2$	$26^\circ 34'$	25°	35°	
$1 : 3$	$18^\circ 26'$	25°	35°	
$1 : 5$	$11^\circ 19'$	25°	37°	

TABLA 2

En la figura (IV. 5) se representa gráficamente este procedimiento. Bastará con dibujar - las direcciones de los ángulos (β_A) y (β_B) y en la intersección de ambos tendremos el centro de rotación.

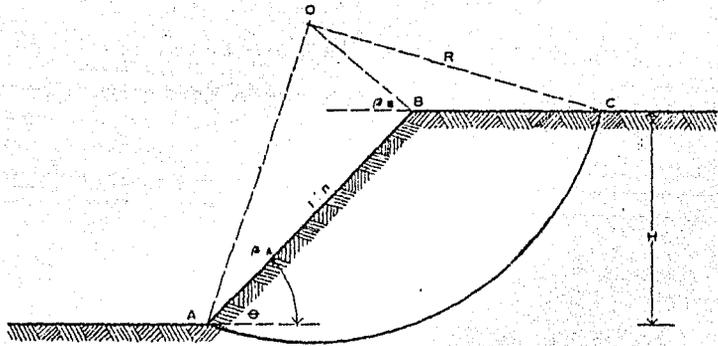


Figura (IV.5)

Si en la aplicación de éstas simplificaciones, encontráramos algún ángulo (θ) diferente de los aquí considerados, bastará con interpolar los ángulos (β_A) y (β_B) requeridos, de los valores con que se cuenta en la Tabla 2.

En el análisis hecho para suelos puramente cohesivos hasta ahora realizado, se ha considerado únicamente el caso en que se presenta la falla por el pie del talud, ésta aunque es la más frecuente, no establece una limitación en cuanto al método, para ser aplicado en una falla -

de base, y las mismas hipótesis y los mismos conceptos podrán ser utilizados para analizar éste otro tipo de falla.

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UN TALUD PARA UN SUELO
COHESIVO / FRICCIONANTE.

Un análisis análogo -

al establecido para suelos puramente cohesivos podrá hacerse para un suelo cohesivo-friccionante con la salvedad de la introducción del término que determina la fuerza friccionante en contribución al momento resistente. Figura (IV. 6). Así en el momento incipiente de presentarse la falla, tendremos actuando en la superficie circular de deslizamiento una fuerza friccionante ($p = N \tan \phi$) y una fuerza cohesiva ($c \cdot l$), que compondrán la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, estas -- multiplicadas por el radio de giro, nos darán el valor del momento resistente, de la misma manera la fuerza ($T = W \sin \phi$) actuará tratando de deslizar la cuña de tierra. Los valores de los parámetros ϕ y c serán los obtenidos en pruebas de Laboratorio -- convenientes y el significado físico de las variables que intervienen se muestra en la figura (IV.6).

luego:

$$\frac{\sum R}{TR} = \frac{(N \operatorname{tg} \phi + cL) R}{TR} \dots (4.12.a)$$

$$= \frac{N \operatorname{tg} \phi + cL}{T} \dots (4.12.b)$$

$$= \frac{W \cos \Theta \operatorname{tg} \phi + cL}{W \operatorname{sen} \Theta} \dots (4.12.c)$$

$$= \operatorname{cot} \Theta \operatorname{tg} \phi + \frac{cL}{W \operatorname{sen} \Theta} \dots (4.12.d)$$

$$= \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \Theta} + \frac{cL}{W \operatorname{sen} \Theta} \dots (4.12.e)$$

Que se puede expresar también como :

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum LR}{W a} \dots (4.13)$$

donde;

$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi + c$ = Ecuación general de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

σ = Esfuerzo normal efectivo en la superficie de falla.

Hay que hacer notar - que el cálculo analítico para el análisis de la estabilidad de un talud, con superficie circular de falla, aplicando la ecs. - (4.13) antes encontrada resulta más complicado de lo que parece, por lo que deberá optarse por resolverlo por un método gráfico, - lo que permite además, obtener un concepto más claro de las fuerzas que toman parte para el equilibrio del sistema en el análisis. La ecuación de momentos $W_0 \approx \left[\left(t_g \phi \right) N + c \hat{l} \right] R$ cuando se -- presenta un estado incipiente de falla, es decir que $F_s = 1$ y - las fuerzas cohesivas y de fricción, se presentan simultáneamente proporciona un resultado solo aproximado con respecto a la realidad, particularmente para ángulos pequeños de inclinación de - talud, este nos obliga a buscar un método más refinado que inclu ya el comportamiento mecánico de los materiales de una manera me nos burda, y a utilizar éste solo para estudios preliminares.

METODO DE LAS DOVELAS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Este método es el más utilizado de todos, debido a que su planteamiento permite tomar en cuenta y manejar de una manera más racional, las condiciones reales que presentan las estructuras de tierra en la práctica.

Como ejemplo de la bon dad de la aplicación del método podemos citar: taludes formados-

por suelos estratificados, taludes parcialmente sumergidos ó con flujo de agua, terraplenes formados por taludes escalonados o re-
forzados con bermas, etc., como se ve, se podría elaborar una lista considerable de casos donde como más adelante se podrá comprobar, el atacar el problema de revisar la estabilidad de superficies de deslizamiento circulares por el procedimiento de las dovelas resulta muy ventajoso.

De una manera muy simplificada podemos plantear la solución al problema en los siguientes pasos:

- 1) Se propone una superficie circular de falla, -
(AC) la que suponemos se presentará mas probablemente. Figura (IV./6').

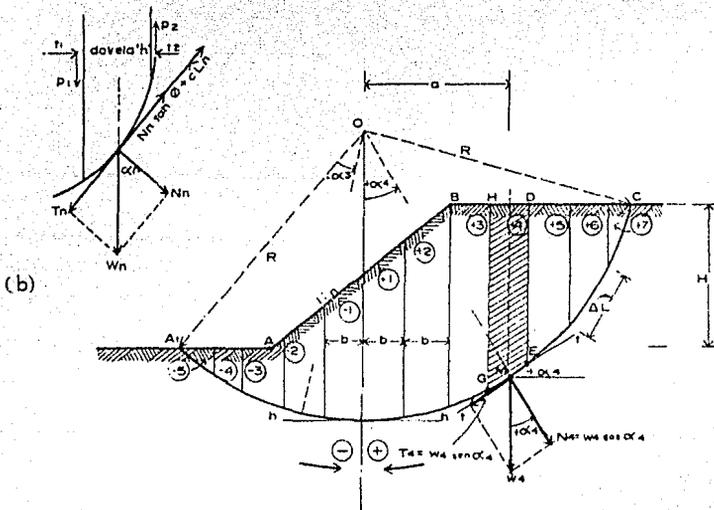


Figura (IV.6') Método de dovelas.

- 2) Se divide dicha superficie, en un número determinado de elementos verticales o dovelas de -- igual espesor, que se recomienda sea $b = 0.10 R$ pudiendo reducirse si se quiere obtener una mayor precisión.
- 3) Se obtiene el centro de gravedad de cada dovela donde deberá aplicarse el peso o carga de la -- misma.
- 4) Se hace, para cada elemento un análisis estático de las fuerzas que toman parte en el equilibrio del mismo. Figura (IV. 6.b).

Como se ve en dicho análisis, se considera el peso W resuelto en sus dos componentes -- $N_n = W \cos \alpha_n$, Y $T_n = W \sin \alpha_n$ para facilitar los cálculos, en la inteligencia que se comete un error, se hace la hipótesis de -- que cada dovela trabaja independientemente de las demás, es decir, no se toman en cuenta los efectos de las fuerzas (P_1, P_2 Y t_1, t_2) por considerarse que sus efectos se contrarrestan y son despreciables.

- 5) Se toman momentos con respecto al centro de rotación " O " de las fuerzas motoras y resistentes, donde como se ve el momento motor M_m será igual

a:

$$M_m = R \sum T_i$$

Nótese que en el momento motor no actúa la componente normal de peso (N_n) debido a que su línea de acción pasa por el centro de momentos.

De la misma manera el momento resistente o sea el momento de las fuerzas que se oponen al deslizamiento estará dada por:

$$M_r = (1g \phi \sum N_n + \sum c \cdot \widehat{l} \cdot) R$$

Nótese además, que en el particular círculo de falla de nuestro ejemplo, el peso de las dovelas a la izquierda de la vertical pasada por el centro de rotación, contribuye al momento resistente mientras que los pesos de la derecha contribuyen al momento motor.

- 6) Con estos elementos podremos valuar un factor de seguridad que nos permitirá conocer el grado de estabilidad de la estructura; comparando el momento resistente con respecto al motor tendremos:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{(1g \phi \sum N_n + \sum c \cdot \widehat{l} \cdot) R}{R \sum T_n}$$

Como en casos analizados anteriormente para garantizar la estabilidad del talud, deberá comprobarse que:

$$F_s \geq 1.5$$

Igualmente los parámetros ϕ y C serán los determinados en laboratorio. Puede considerarse el cociente de $\frac{N_n}{\Delta t}$ como una buena aproximación del esfuerzo normal ($\bar{\sigma}$) para entrar a la gráfica que representa la ley del esfuerzo cortante del suelo, cuando ésta se ha construido con los esfuerzos efectivos como se muestra en la figura (IV.7)

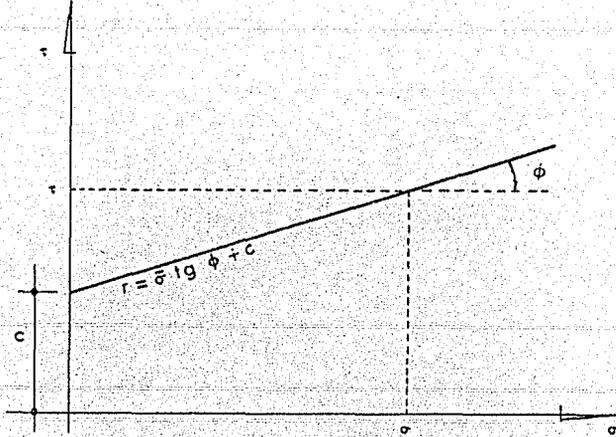


Figura (IV. 7.) Obtención de r_n

Deberá analizarse un número de círculos tal, que nos dé la seguridad de que el factor de seguridad, será el menor posible, y que por lo tanto este nos proporcionará, el círculo más peligroso de falla.

A continuación se presenta un procedimiento que permite abreviar considerablemente el número de tanteos al localizar el centro de rotación del círculo de falla crítico, cuándo este se presenta por el pie de talud en un material cohesivo friccionante.

- 1) Primeramente utilizando las direcciones encontradas por Fellenius (β_A) y (β_B), encontramos un centro de rotación " O_0 ", como si se tratara de un material puramente cohesivo, como lo muestra la fig. (IV. 8.) donde se tendrá un arco de círculo de ruptura AC, en el cual erróneamente, para iniciar el proceso se considera $\phi = 0$.
- 2) Se determina la posición de la línea de los centros ($\overline{O_0 - K}$) de los posibles círculos de falla. El punto (K) deberá encontrarse estableciendo un punto de coordenadas (x,y) cuyos valores serán ($x=4.5H$) y ($y=H$) como puede observarse en la figura (IV.8).

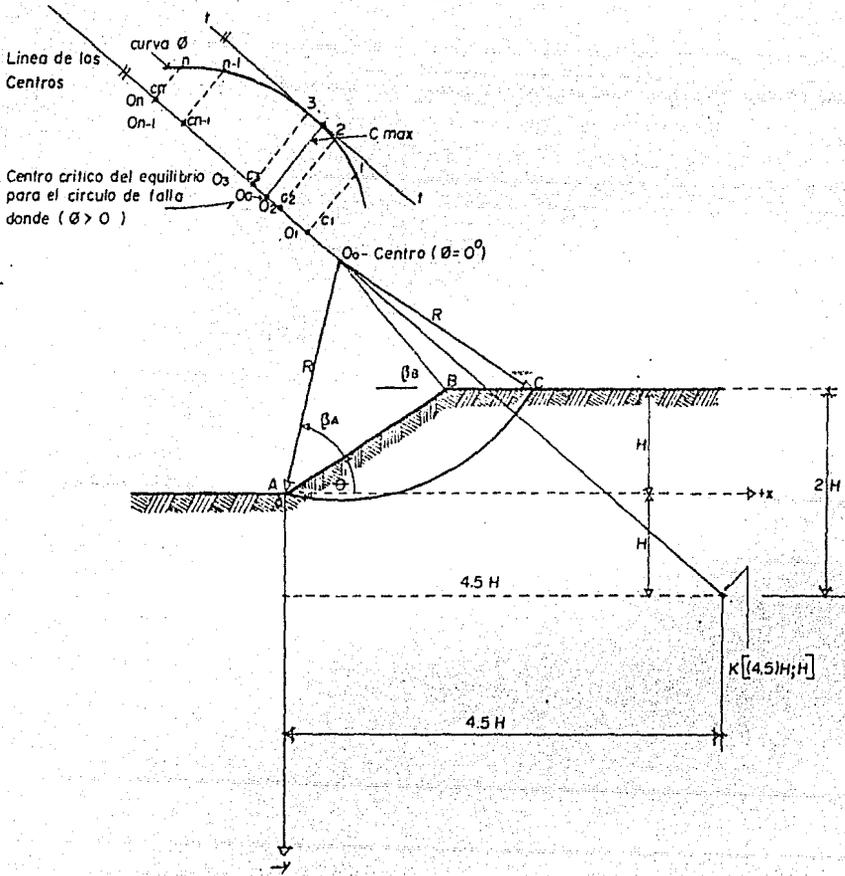


Figura (IV.8). Simplificaciones de Fellenius en el Método de Dovelas

Se ha demostrado que, ha medida que el valor del ángulo de fricción ϕ se incrementa, el centro O_n de la superficie de falla se mueve a partir de O_0 ($\phi = 0$), y a lo largo de la línea (O_0-K).

3) Dada la afirmación anterior, se eligen sobre la línea de posición como también se le denomina a (O_0-K) varios centros de posibles círculos de falla, que estarán igualmente espaciados y que tendrán la posición: $O_1, O_2, O_3, \dots, O_{n-1}, O_n$ respectivamente.

4) A continuación se dibujan los correspondientes círculos de falla y para cada uno se calcula la cantidad de fuerza cohesiva necesaria para mantener el equilibrio, con el valor de (ϕ) dado para el suelo:

De la Ecuación: (4.14)

$$\Sigma T = 19 \phi \Sigma N + c \hat{L} \quad \text{--- (4.14)}$$

o b t e n e m o s :

$$c = \frac{\Sigma T - 19 \phi \Sigma N}{\hat{L}}$$

5) Los valores de (c) encontrados en el inciso anterior se grafican a una escala conveniente --

como ordenados de los puntos (O_n) para cuyos círculos fueron evaluados. Por ejemplo, (C_1) en el punto (O_1) , (C_2) en el punto (O_2) y así respectivamente.

- 6) Se unen las ordenadas de los puntos obtenidos $(1, 2, 3, \dots, (n-1), n)$ mediante una curva que se denominará Curva de Fricción.

En seguida, se trazará una tangente $(t-t')$ que deberá ser paralela a la línea de posición (O_0-K) . El punto de tangencia de esta -- recta nos definirá un valor máximo de ordenada que representa a su vez, el valor máximo de -- cohesión requerido para mantener en equilibrio la masa de suelo para un valor determinado del ángulo de fricción.

Con éste valor de C max. obtenido estaremos -- en posibilidad de encontrar un punto en la lí nea de posición (O_c) que será el centro de la circunferencia crítica de falla. Y que -- por lo tanto, nos dará el valor mínimo del -- factor de seguridad para un ángulo de fricción dado.

7) Con un radio $R = OCA$ se dibuja la superficie -- crítica de ruptura (\widehat{AC}), se divide la cuña - de suelo, así obtenida en dovelas y se prosigue con el método de análisis anteriormente descri- to.

Para una mejor organización en la aplicación -- del método, los datos y variables que toman par - te en el análisis pueden tabularse de una mane- ra conveniente como se podrá observar en el - - ejemplo del siguiente capítulo.

FUERZAS DE FILTRACION O DE FLUJO

En el análisis de es - tabilidad de taludes que están sujetos a flujo de agua, es co - mo ya se apuntó de primordial importancia, la evaluación de - la fuerza de flujo " D " la cual será igual a :

$$D = \gamma_w i \cdot A \cdot l$$

γ_w = peso volumétrico del agua

i = gradiente hidráulico

A = sección transversal del área del ta- lud que se encuentra bajo la línea - de flujo AME .

La fuerza hidrodinámica - "D" se aplica en el centroide de la masa de suelo que se encuentra bajo la línea de flujo y sobre la supuesta superficie de falla, y su dirección se considera paralela a la tangente de la línea superior de flujo en un punto situado en la vertical subida del centro de gravedad, tal como lo muestra la figura (IV.8').

De esta manera el factor de seguridad asociado a esta nueva condición de equilibrio - estará dado por :

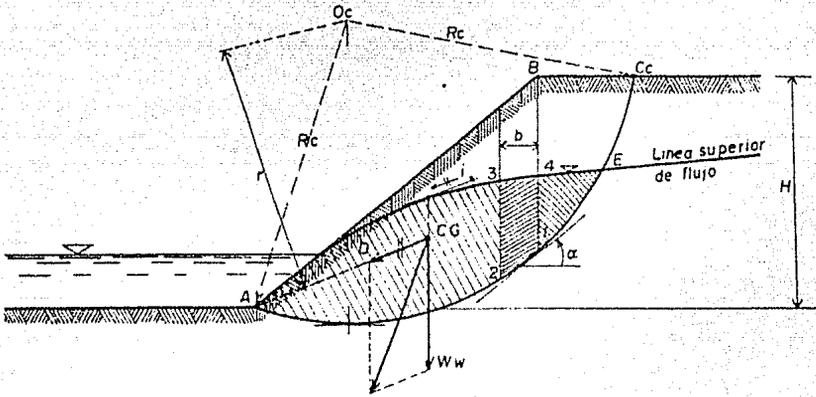
$$F_s = \frac{tg \phi \Sigma N + cL}{\Sigma T + D \left(\frac{r}{R} \right)}$$

d o n d e :

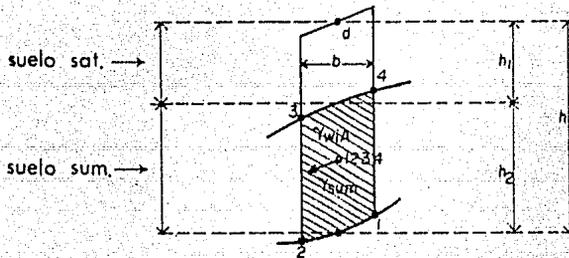
r = brazo del momento de la fuerza de flujo " D " con respecto al centro de rotación.

Debido a que parte de -- las dovelas están bajo el agua y parte por encima de éste el peso " W " de las dovelas deberá ser calculado de la siguiente manera:

$$W = \sum_1^5 W = b \sum_1^5 (\gamma_d h_1 + \gamma_{sum} h_2)$$



(a)



(b)

Figura (IV.8') Fuerza de flujo

γ_d = peso volumétrico del suelo por encima de la línea superior de flujo.

γ_{sum} = peso volumétrico del suelo sumergido -
 $= (1-n) (G-1) \gamma_w$

γ_w = peso volumétrico del agua

G = peso específico de las partículas de -
 suelo.

Al establecer la nueva ecuación para el factor de seguridad los términos N y T deberán ser obtenidos tomando en cuenta los efectos que produce el suelo en su estado parcialmente sumergido.

Así podremos establecer que el momento resistente será igual a :

$$M_r = \left[\sum_1^s (c_1 L_1) + \sum_1^d (c_2 L_2) + \tan \phi_1 \sum_1^s (w_1 + w_2)_s \cos \alpha_s + \tan \phi_2 \sum_1^d (w_2)_d \cos \alpha_d \right] R.$$

y el momento motor

$$M_m = \left[\sum_1^s (w_1 + w_2) \sin \alpha + \sum_1^d w_2 \sin \alpha \right] R + \left(\sum_1^s D \right) r$$

donde :

s = número de dovelas sumergidas o bajo la línea de flujo.

d = número de dovelas no sumergidas.

$w_1 + w_2 =$ peso sumergido más peso seco de una dovela respectivamente.

y nuevamente

$$F_s = \frac{M_r}{M_m}$$

En los conceptos anteriormente expuestos para la evaluación del gradiente hidráulico o en general para valuar la fuerza de flujo " D ", se recomienda utilizar la teoría de las redes de flujo propuesta por el Doctor A. Casagrande, o sea la solución de la ecuación Laplaciana que gobierna el escurrimiento dentro de las masas de suelo por el método gráfico.

METODO DEL CIRCULO DE FRICCION

Los principios fundamentales en que este Método está basado, descansan en las mismas hipótesis, que se hicieron para el desarrollo del Método de Dovelas.

La figura (IV.9) muestra una superficie circular de deslizamiento cuyo radio es " r ". El punto "O" es el centro de rotación de dicha superficie, que se puede determinar con los datos gráficos de la fig. (IV.10), - que son los resultados de las investigaciones de D.W. Taylor. - Tomando como centro el punto "O", se ha trazado otro círculo - más pequeño, cuyo radio es $(r \text{ sen } \phi)$. Este círculo se llama - - "Círculo de Fricción".

Las fuerzas que actúan sobre la cuña son:

- a) El peso propio de la cuña, " W ", que actúa a lo largo de una línea vertical -- por el centro de gravedad " G ".
- b) La resultante de las fuerzas de cohesión " C_G ", que actúa a lo largo del arco \widehat{AC} y,
- c) La resultante, " F " de todas las presiones normales " (F_n) " y todas las tangencias " (F_t) ", debidas a la fricción sobre la superficie de deslizamiento.

Como se verá más adelante, Taylor, en este Método, introdujo el concepto de que la fricción se moviliza totalmente a lo largo del arco \widehat{AC} y que de " C_o " solamente se moviliza la cantidad necesaria para equilibrar la diferencia entre el esfuerzo cortante que actúa en el arco y aquella parte que resiste la fricción. Por lo tanto, " C_o ", es la cohesión disponible.

En el caso de que la cohesión sea constante a lo largo de toda la superficie de deslizamiento, se puede calcular con suma facilidad el valor de " C_o ", fuerza de cohesión disponible y obtenerla como sigue:

$$C_a = c \cdot \widehat{AC}$$

en donde

c = Cohesión máxima unitaria de que dispone el suelo.

El momento que debe producir esta resultante alrededor del centro de rotación debe ser igual al que produce la cohesión a lo largo del arco \widehat{AC} , - por lo tanto,

$$r.c. \widehat{AC} = d.c. \overline{AC}$$

despejando "d" se obtiene:

$$d = r \frac{\widehat{AC}}{AC}$$

A esta distancia "d" del centro de rotación debe pasar la resultante de las fuerzas de cohesión.

Se sabe que $F_t = F_n \tan \phi$. Taylor supone que la resultante, "F", de la suma de las fuerzas normales (F_n) y la suma de las fuerzas tangenciales (F_t) actúan a una inclinación igual al ángulo " ϕ " con la normal al punto de aplicación "F" sobre la superficie de deslizamiento.

Esto no es correcto por lo siguiente:

La resultante " F_n ", si es radial. La resultante " $F_n \tan \phi$ ", es normal a " F_n " - pero se aplica a una distancia " r_1 " mayor que " r ", por razón de que el valor de dicha resultante es menor que la suma algebraica de las " $F_n \tan \phi$ ", y por lo tanto, para que se produzca el mismo momento con respecto al centro "O", es necesario que se encuentre a mayor distancia de éste. fig. (IV.II)

En el cruce de estas dos resultantes, la resultante total de las fuerzas de fricción

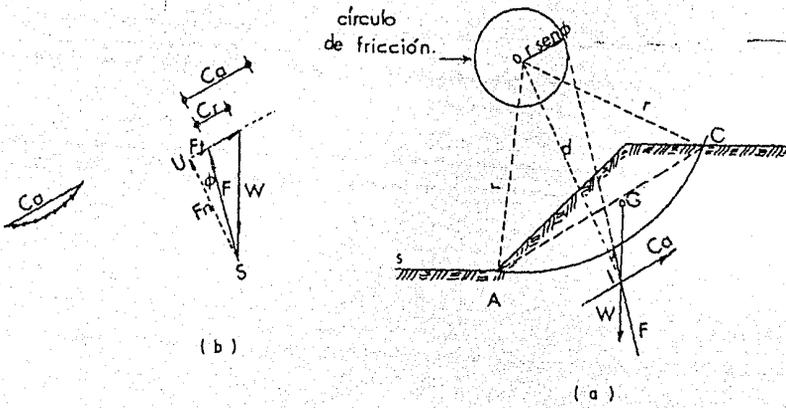


Fig. IV-9

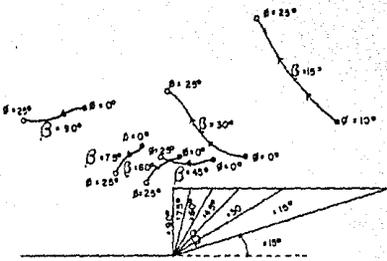


Fig. IV-10

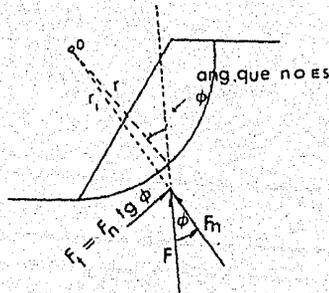


Fig. IV-11

Círculo de Fricción

"F", si forma un ángulo " ϕ " con "Fn"; pero cuando "E" cruza el círculo de deslizamiento, el ángulo que forma con la radial a dicho cruce ya no es " ϕ " como puede verse en la ya mencionada figura.

Por lo que se acaba de ver, si "F" (la resultante de F_n y $F_n \tan \phi$, se dibuja - tangente al círculo de fricción, entonces formará un ángulo - " ϕ " con el radio al cruce con el círculo lo cual como demos^{tramos} arriba no es cierto, pero aproximadamente, se puede suponer que esa es su dirección.

El equilibrio requiere que ésta fuerza "F" pase por el punto de intersección " I " de " W " y de " Ca ", figura (IV.9). En consecuencia, obtenemos la dirección de "F" (para el estado de ruptura posible), - trazando por "I" una tangente al círculo de fricción la cual - se desvía del vector " OI", en sentido opuesto a la dirección - del movimiento potencial de deslizamiento. Trazando el polígono de fuerzas, fig. (IV.9.b), se obtiene el valor "Cr" para la cohesión. Valor que en general es diferente al de la fuerza de cohesión disponible " Ca". El valor "Cr" representa la fuerza de cohesión movilizada o requerida para mantener en equilibrio la cuña. Del mismo polígono se obtiene la dirección en que actúa dicha resultante.

Trazando "SU" paralela al vector "OI" se obtiene la componente "Fn tan ϕ " de la resistencia a la fricción en dirección de la fuerza de cohesión "Ca", el factor de seguridad, con respecto al deslizamiento a lo largo de la superficie de falla \widehat{AC} , es :

$$\text{Factor de Seguridad } F_s = \frac{F_t + C_a}{F_t + C_r}$$

Puesto que el deslizamiento lo resisten las fuerzas "F" y "C", y el suelo es capaz, sin embargo, de desarrollar una resistencia total igual a la suma de "Ft" y "Ca".

Esta investigación debe ser repetida para diferentes círculos hasta encontrar el círculo probable de falla.

CAPITULO V

Se tratará en este capítulo la solución a un problema ilustrativo sobre estabilidad de taludes con el fin de comprender el significado y mecánica de utilización de las diferentes variables que intervienen en el problema.

Se desea revisar la estabilidad de los taludes de un camino, que se pretende construir en un suelo cohesivo-friccionante con una pendiente de (1:2) y una altura $H = 12$ mts. Su peso volumétrico es de 1.8 ton/M3. y sus índices -- mecánicos (ϕ) y (c) obtenidos de una prueba de compresión triaxial, resultaron ser: $\phi = 7^\circ$ y $c = 6$ ton/M2. Figura (V.O.)

Se resolverán mediante el Método Sueco, utilizando las simplificaciones del método de dovelas y las aportaciones de Fellenius.

1.- Para la obtención de la línea de posición ($O_0 - K$) se utilizan primeramente las direcciones -- (β_A) y (β_B) de la tabla 2, para la localización del punto (O_0).

En este caso para una pendiente de (1:2) cuyo ángulo θ es $26^\circ 34'$ tendremos:

$$\beta_A = 25^\circ$$

$$\beta_B = 35^\circ$$

2.- Para la obtención de K.

(x , - y)

$$x = 4.5 H$$

$$x = 4.5 (12)$$

$$x = 54 \text{ mts.}$$

$$-y = H$$

$$y = -12 \text{ mts.}$$

por tanto :

$$K (54 , -12)$$

3.- Encontrada la línea de posición ($O_0 - K$) se eligen convenientemente sobre ella, diferentes centros de posibles círculos de falla guardando siempre una equidistancia entre cada uno de ellos, en este caso la tomamos igual a 5 mts. obteniendo los puntos O_0, O_1, O_2, O_3 .

4.- Para cada centro de rotación se dibuja su arco de posibles deslizamientos; se procede con el método de dovelas, y utilizando la ecuación :

$$c = \frac{\Sigma T - \text{tg } \phi \Sigma N}{l}$$

se obtiene el valor de la cohesión necesaria para mantener el equilibrio con el valor de $\phi = 7^\circ$ que es el valor de ϕ dado para nuestro suelo.

La obtención de las variables de la ecuación anterior lo podemos lograr relativamente fácil - procediendo como sigue:

Para cada círculo de posible falla se divide la cuña de deslizamiento en elementos verticales o dovelas de igual espesor que en este caso tomamos $b = 5$ mts., para cada una de ellas se calcula su peso W y se resuelve en sus dos componentes normal (n), y tangencial (t). - Dado que el peso de cada dovela debe ser proporcional a su área, es de cir $W = a \gamma$ donde (W) peso de la dovela y (a) su área, calculando el área de cada una podremos obtener:

$$n = a \cos \alpha$$

$$t = a \sin \alpha$$

que serían las componentes normal (n) y tangencial (t) del vector de áreas.

Esto para la simplificación -- del proceso, en nuestro caso lo hemos hecho gráficamente como lo muestra las figuras (de la V.1. a la V.5.).

La suma de las componentes -- normales (n) y tangenciales (t) de las áreas de todas las dovelas para un círculo será entonces $\sum n$ y $\sum t$ (tabla 3) -- respectivamente. Las fuerzas normal y tangencial que resultan del peso de la cuña de suelo de la superficie de deslizamiento ABCA serán :

$$N = \gamma \sum n$$

$$T = \gamma \sum t$$

La obtención de la longitud -
de arco para cada círculo se hará teniendo en cuenta que:

$$\text{Arco} = (\text{Radio}) (\text{Angulo})$$

Donde el ángulo estará dado -
en unidades radiales.

En nuestro ejemplo para la --
obtención del valor de la cohesión (C_0), para el círculo O_0 -
tendremos:

$$C_0 = \frac{\sum T - \uparrow \lg \phi \sum N}{}$$

$\sum T$ y $\sum N$ serán los contenidos en la tabla 3.

$$\lg \phi = \lg 7^\circ = 0.1228$$

$$\widehat{L} = R (2 \epsilon)$$

$$\widehat{L} = R (2 \epsilon)' \cdot 29.09 \times 10^{-5}$$

donde :

29.09×10^{-5} = factor de conversión de unidades -
sexagesimales (minutos) a radianes.

$$\widehat{L} = 23.50 (112^\circ 30')$$

$$\widehat{L} = 23.50 (6750) (29.09) 10^{-5}$$

$$\widehat{L} = 46.14 \text{ mts.}$$

Por lo tanto :

$$c_0 = \frac{81.50 (1.8) - 0.1228 (323.40) (1.8)}{46.14}$$

$$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3 ; C = 6 \text{ ton/m}^2 ; \phi = 7^\circ$$

	O ₀		O ₁		O ₂		O ₃		O ₆	
Long. Arco(mts)	46.14		39.37		33.28		29.80		37.00	
FUERZAS	n	t	n	t	n	t	n	t	n	t
No. de Dovelos										
1	2		3		4		5		6	
1	12.9	-6.9	10.9	-3.5	8.8	-1.1	6.6	0.2	9.87	-2.39
2	37.9	-7.1	29.8	-3.9	23.2	1.1	17.2	2.6	27.20	-1.8
3	55.5	-5.4	42.6	3.4	31.3	7.8	21.6	12.2	38.37	5.3
4	67.7	8.5	48.4	14.2	32.3	15.2	19.5	9.4	42.38	15.4
5	69.2	25.5	44.5	25.1	23.4	18.0	9.6		37.42	24.37
6	53.0	34.0	26.5	24.5	5.1	6.3			17.93	18.70
7	24.9	28.1	3.4	5.2					0.86	1.37
8	2.3	4.8								
$\sum n$ y $\sum t$	323.4	81.5	206.1	65.0	124.1	47.30	74.5	24.4	174.03	60.95
F ₀	—		2.41		2.68		4.45		2.37	
2θ	112° 30'		92° 50'		74° 55'		61° 12'		85° 15'	
C _{rec.}	1.63		1.82		1.73		0.92		1.92	

TABLA 3 SOLUCION AL PROBLEMA

$$c_0 = 1.63 \text{ ton/M2.}$$

Operando en forma análoga para los demás círculos tendremos :

$$c_0 = 1.53 \text{ ton/M2.}$$

$$c_1 = 1.82 \text{ ton/M2.}$$

$$c_2 = 1.73 \text{ ton/M2.}$$

$$c_3 = 0.92 \text{ ton/M2.}$$

5.- Graficando estos valores a una escala conveniente en la línea ($O_0 - K$) y uniendo los puntos así obtenidos mediante una curva obtendremos, en el valor máximo de dicha curva la cohesión necesaria para un suelo de ángulo de fricción $\phi = 7^\circ$ dado. Referenciando este punto a la línea de posición, obtendremos el punto O_c . que será el centro de rotación del arco de la superficie crítica de deslizamiento.

6.- Para la obtención del valor máximo de la cohesión bastará con trazar una línea paralela a la línea de posición ($O_0 - K$) y en el punto de tangencia encontraremos el valor de la cohesión buscado.

7.- El círculo así obtenido se analiza de igual forma que los anteriores y se calcula su factor de seguridad pero ya con el valor de $c = 6 \text{ Ton/M2.}$ dado para este suelo.

Debido a que la solución se ha hecho gráficamente los diferentes ángulos y radios para cada

círculo se tomarán directamente del dibujo, aún cuando en este trabajo no fué posible por limitaciones de espacio, estos deberán hacerse a una escala suficientemente grande que garantice obtener una aproximación satisfactoria.

A continuación se presentan los cálculos de las cohesiones y factores de seguridad para los diferentes círculos de falla analizados.

Teniendo en cuenta la ecuación :

$$c = \frac{\Sigma T - \operatorname{tg} \phi \Sigma N}{\tau}$$

tendremos :

$$c_1 = \frac{65 (1.8) - 0.1228 (206.10) 1.8}{39.37} = \frac{71.45}{39.37} = 1.82 \text{ Ton/m}^2.$$

$$c_2 = \frac{47.30 (1.8) - 0.1228 (124.10) 1.8}{33.28} = \frac{57.71}{33.28} = 1.73 \text{ Ton/m}^2.$$

$$c_3 = \frac{24.40 (1.8) - 0.1228 (74.50) 1.8}{29.80} = \frac{27.45}{29.80} = 0.92 \text{ Ton/m}^2.$$

$$c_4 = \frac{60.95 (1.8) - 0.1228 (174.03) 1.8}{37.00} = \frac{71.24}{37.00} = 1.92 \text{ Ton/m}^2.$$

Para cada círculo analizado teniendo en cuenta la ecuación:

$$F_s = \frac{\operatorname{tg} \phi \Sigma N + c l}{\Sigma T}$$

los factores de seguridad serán :

$$F_{s_1} = \frac{0.1228 (206.10) (1.8) + 6 (39.37)}{65 (1.8)} = \frac{281.78}{117} = 2.41$$

$$F_{s_2} = \frac{0.1228 (124.10) (1.8) + 6 (33.28)}{47.30 (1.8)} = \frac{228.27}{85.14} = 2.68$$

$$F_{s_3} = \frac{0.1228 (74.50) (1.8) + 6 (29.8)}{24.40 (1.8)} = \frac{195.26}{43.92} = 4.45$$

$$F_{s_c} = \frac{0.1228 (174.03) (1.8) + 6 (37.00)}{60.95 (1.8)} = \frac{260.46}{109.71} = 2.37$$

Donde de la misma forma :

\widehat{L} , ΣN y ΣT serán los obtenidos de la tabla 3.

c , ϕ , γ , Datos proporcionados para la solución del problema donde:

$$c = 6 \text{ ton/m}^2.$$

$$\phi = 7^\circ$$

$$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^2.$$

A continuación en las siguientes páginas se presentan las figuras (de la V.1. a la V.5.) - la solución gráfica de donde fueron obtenidos los datos para completar la tabla 3.

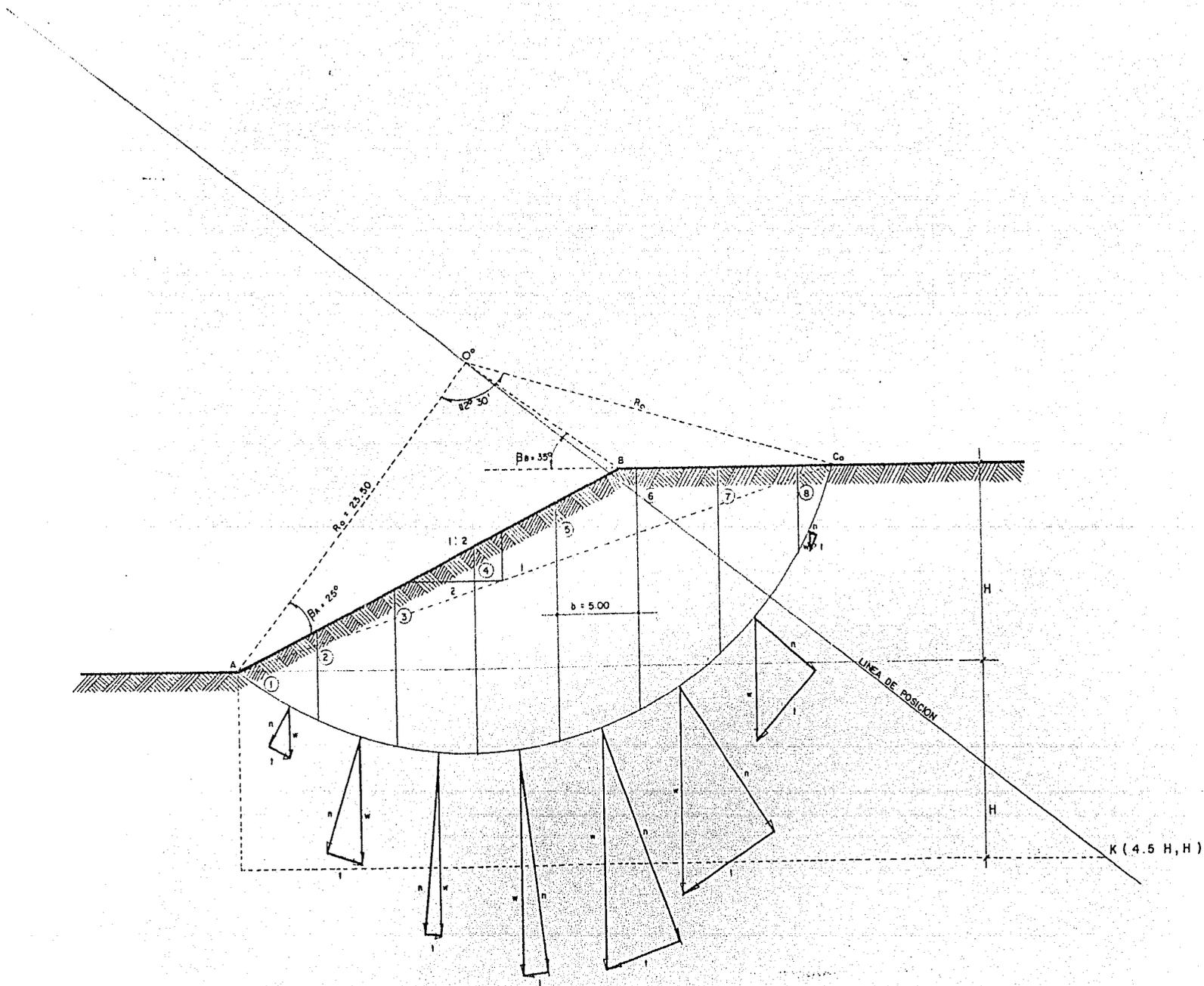


Fig. (Y-1) METODO DE FELLENIUS

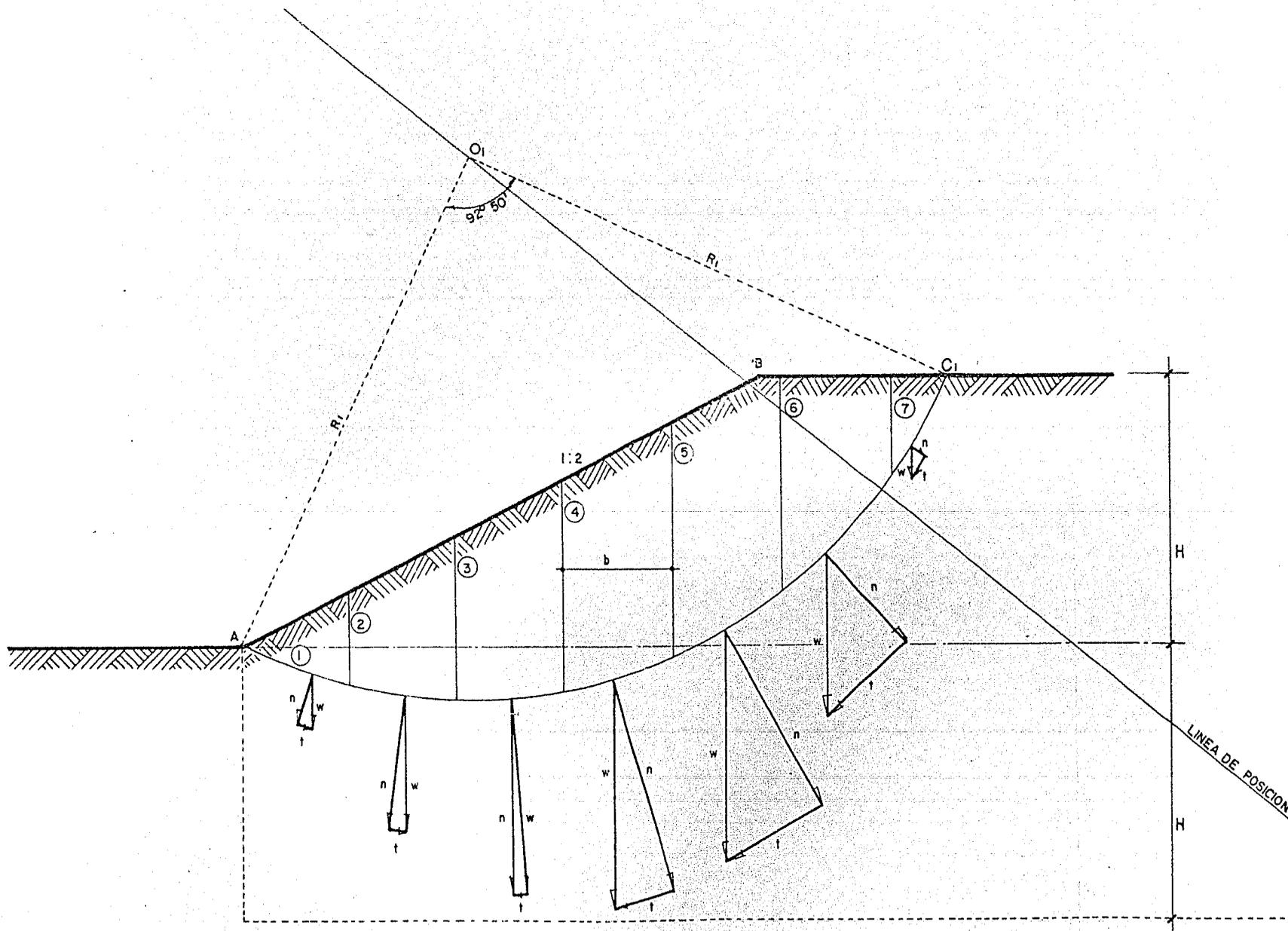
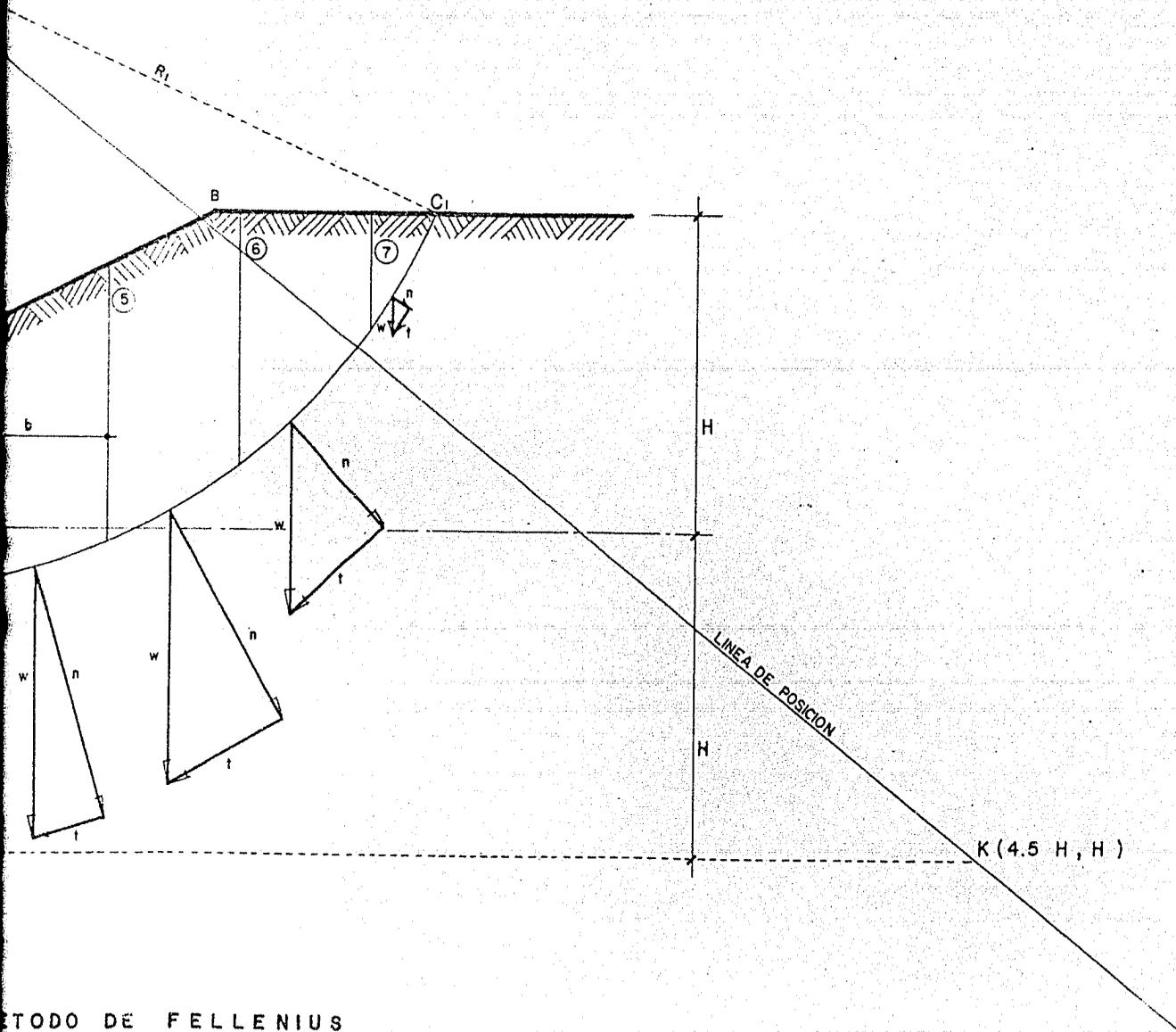
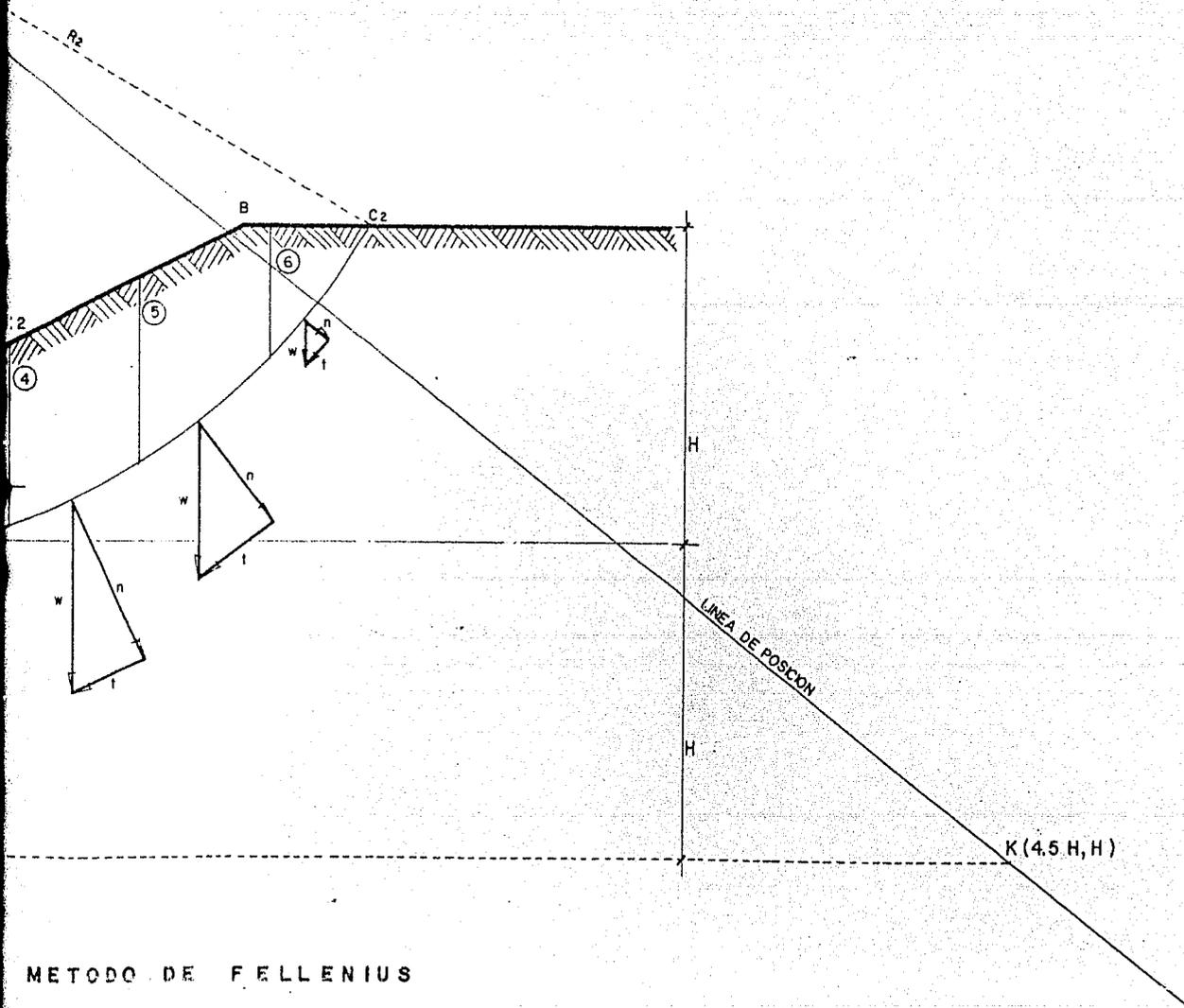


Fig. (V-2)

METODO DE FELLENIUS



METODO DE FELLENIUS



METODO DE FELLENIUS

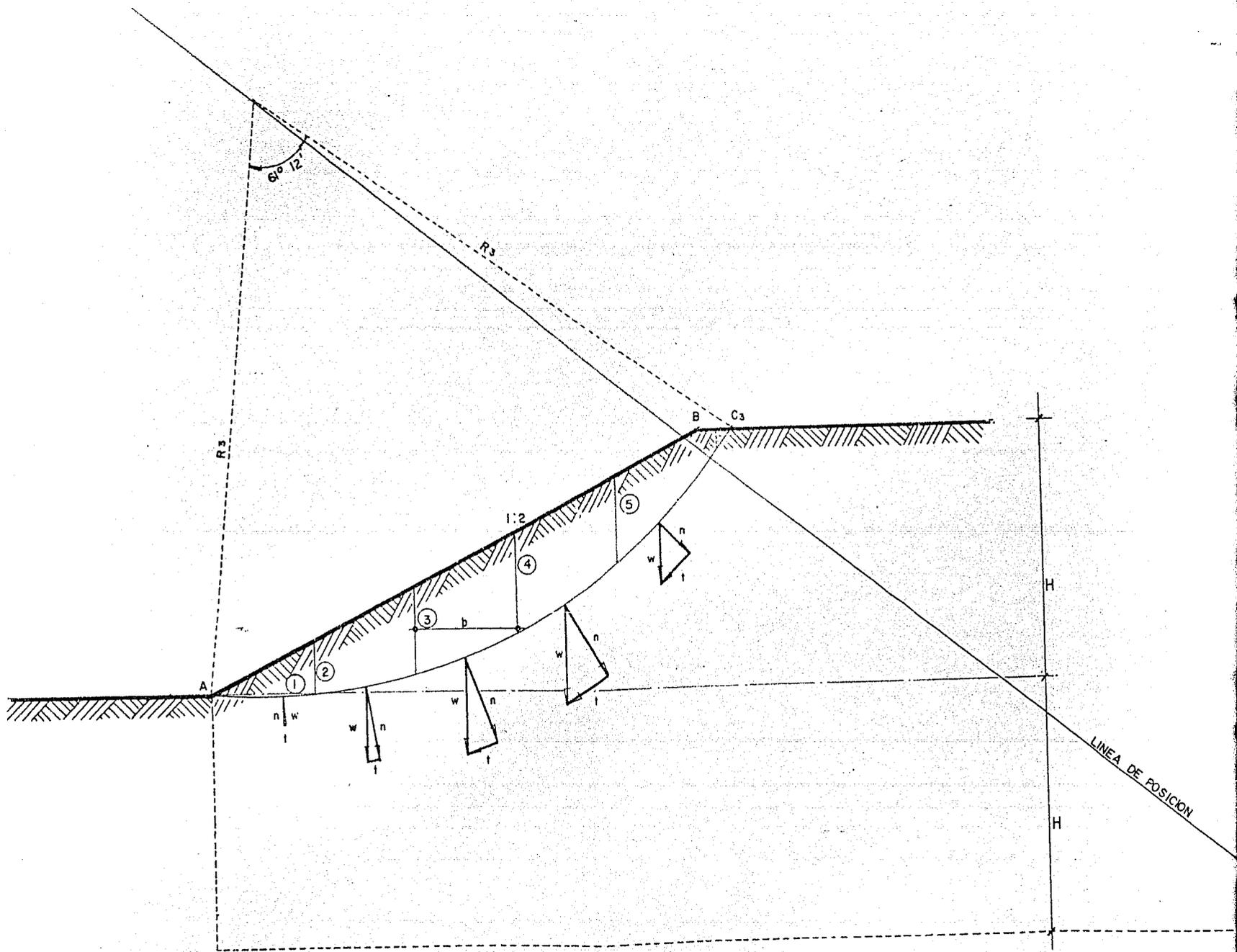
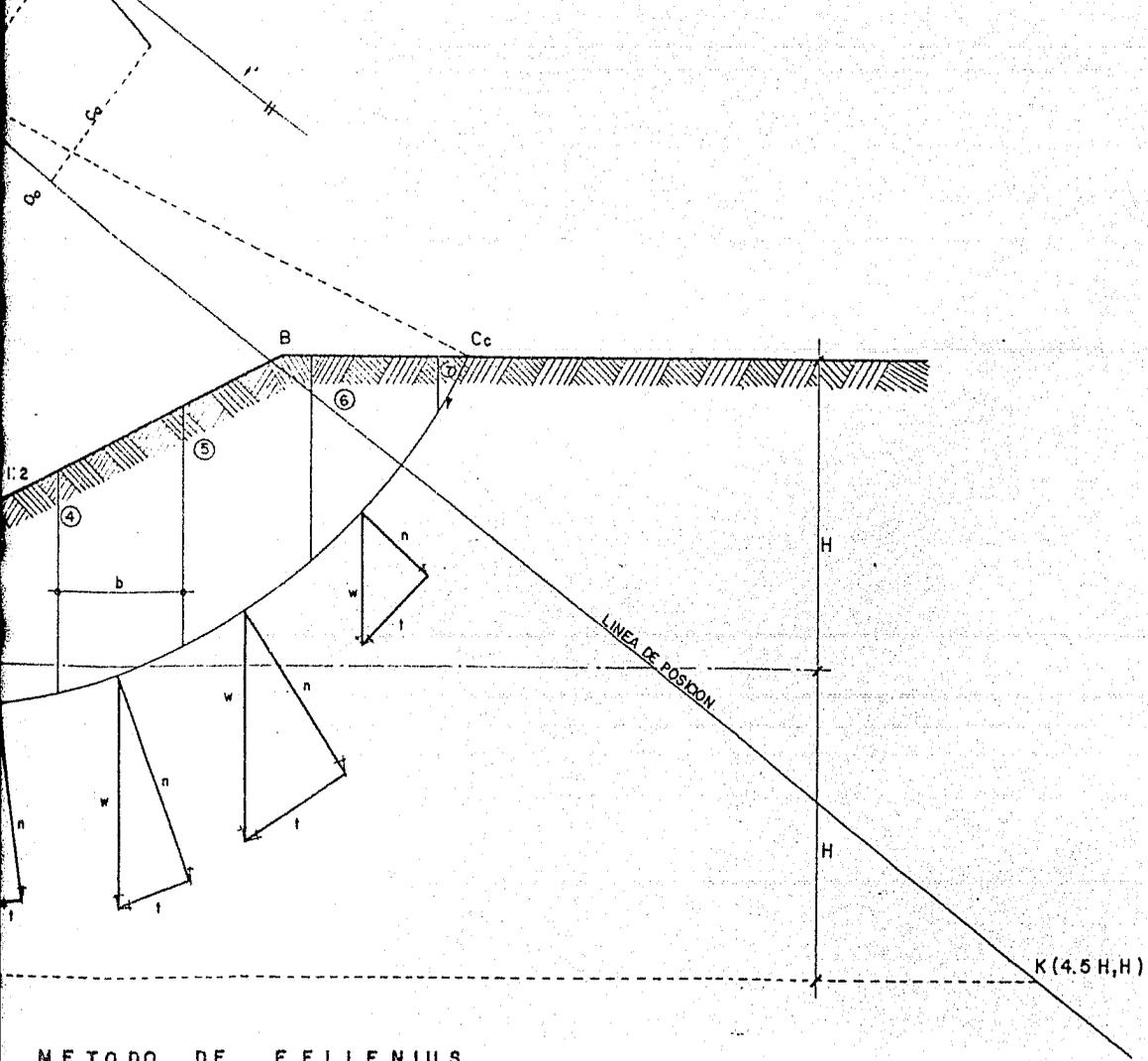


Fig. (V-4) METODO DE FELLENIUS



METODO DE FELLENIUS

CONCLUSIONES :

- 1) La capacitación del personal que se encargue de un problema de estabilidad de taludes, o cualquier otro tipo de problema deberá ser altamente calificado técnica y profesionalmente; las necesidades tecnológicas de nuestro País, se encuentran en un punto tal en el que es imposible la aceptación de improvisaciones.
- 2) De la concienzuda elaboración de los estudios (topográficos, geológicos, hidrológicos, etc.) y la debida instrumentación e interpretación de las pruebas de laboratorio, depende el resultado exitoso de cualquier análisis de Estabilidad de Taludes que se quiera llevar a cabo.
- 3) Los métodos empíricos de análisis con que se cuenta en la actualidad, corresponden directamente con las bases teóricas que consideran para su estudio; es decir, que todo refinamiento y complicación que quiera hacerse en aras de un resultado más preciso, será inútil si no se comienza desde las bases mismas de la teoría de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

B I B L I O G R A F I A

- AREA - (1955) "Soil engineering in railroad construction", --
Proceedings of the American Roadway Engineering
Association.
- BJERRUM, L. (1965) "Stability of natural slopes in quick clay",
Geotechnique, 5, No. 1.
- CARRILLO, N. (1943) Perfil de un talud plástico de resistencia -
uniforme Anuario de la Comisión Impulsora y Coor-
dinadora de la Investigación Científica. México.
- CRESPO, V. CARLOS (1971) Mécanica de Suelos y Cimentación. Im-
presos y Tesis. Monterrey, N.L.
- D.P. KRYNINE y W.R. JUDD (1957) Principles of Engineering Geo-
logy and Geotechnics.- (McGraw Hill Book Co.)
- D.W. TAYLOR - JOHN WILEY AND SONS (1956) Fundamentals of Soil -
Mechanics.
- D.W. TAYLOR, (1937) " Stability of Earth Slopes", Journal of the
Boston Society of Civil Engineers, Boston, Mass. -
July 7.
- JUAREZ, B. EULALIO - RICO R. ALFONSO (1967) Mecánica de Suelos I
Imprenta Nuevo Mundo. México.
- JUAREZ, B. EULALIO - RICO, R. ALFONSO (1968) Mecánica de Suelos II
Imprenta Nuevo Mundo. México.
- JUAREZ, B. EULALIO - RICO, R. ALFONSO (1974) Mecánica de Suelos III
Imprenta Nuevo Mundo. México.
- K. TERZAGHI - JOHN WILEY AND SONS (1956) Theoretical Soil Mechanics.
- K. TERZAGHI - R.B. PECK - (Trad. O. Moretto) 1955. La Mecánica de
Suelos en la Ingeniería Práctica.- Ateneo Ed.
- K. TERZAGHI - (1950) " Mechanism of landslides", Geological Socie-
ty of America, Engineering Geology. Berkeley Volume.
- S. TIMOSHENKO , (1953) History of Strength of Materials, MacGraw-
Hill Book Co. Inc. New York.

W. FELLENIUS (1947) "Calculation of Stability of Earth Dams",
Transactions, 2d. Congress on Large Dams, held
in Washington, D.C. U. S. Government Printing
Office, Washington, D. C.

T E S I S
EDITORIAL "JUAREZ"
Ciprés 134-1
Tel. 547-70-21