

80  
26j



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESTABILIDAD DE TALUDES  
EN ROCA**

**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 :**  
**CESAR AUGUSTO DE ITA MONTAÑO**

MEXICO, D. F.

1987



## **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 está 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.

## C O N T E N I D O

CAPITULO I: INTRODUCCION	-----	1
CAPITULO II: PRINCIPIOS BASICOS DE LA MECANICA DE ROCAS	-----	5
II.1.- Definición de Mecánica de Rocas,		6
II.2.- Algunas notas históricas,		7
II.3.- Necesidad del estudio de la Mecánica de Rocas,		13
II.4.- Algunas características de la Mecánica de Rocas,		14
II.5.- Problemas y objetivos de la Mecánica de Rocas,		15
II.6.- Bases teóricas de la Mecánica de Rocas,		18
CAPITULO III: PROPIEDADES DE LAS MUESTRAS DE ROCA	-----	23
III.1.- Definición de roca,		24
III.2.- Clasificación de las rocas,		24
III.3.- Propiedades índice de las rocas,		28
III.3.1.- Porosidad,		28
III.3.2.- Relación de vacíos,		30
III.3.3.- Contenido de agua,		31
III.3.4.- Grado de saturación,		32
III.3.5.- Peso volumétrico,		32
III.3.6.- Alteración y alterabilidad,		33
III.3.7.- Sensitividad,		35
III.4.- Propiedades mecánicas,		37
III.4.1.- Dureza,		37
III.4.2.- Durabilidad,		38
III.4.3.- Elasticidad,		38
III.4.4.- Plasticidad,		39
III.4.5.- Deformabilidad y resistencia,		39
III.4.5.1.- Efecto de escala,		41
III.4.5.2.- Efecto de la forma,		43
III.4.5.3.- Anisotropía,		44
III.4.5.4.- Efecto de las presiones de poro,		45
III.4.5.5.- Diagramas esfuerzo-deformación para rocas,		46
III.4.5.6.- Creep,		50

III.4.5.7.-	Propiedades de resistencia de la roca,	51
III.4.5.7.1.-	Resistencia a la compresión,	53
III.4.5.7.2.-	Resistencia a la tensión,	60
III.4.5.7.3.-	Resistencia al cortante,	64
CAPITULO IV:	TIPOS DE FALLA DE UN TALUD EN ROCA	----- 88
IV.1.-	Deslizamiento debido a cargas gravitacionales,	69
IV.2.-	Influencia del agua sobre la resistencia al corte,	70
IV.3.-	La ley de esfuerzos efectivos,	72
IV.4.-	Factor de seguridad de un talud,	73
IV.5.-	Tipos de falla de un talud en roca,	74
IV.5.1.-	Falla plana,	74
IV.5.2.-	Falla de cuña,	78
CAPITULO V:	EL METODO ESTEREOGRAFICO Y EL METODO VECTORIAL	----- 86
V.1.-	El método vectorial,	87
V.1.1.-	Cálculo del factor de seguridad por deslizamiento de una cuña limitada por dos planos potenciales de falla,	90
V.2.-	El método estereográfico,	106
V.2.1.-	Representación de un plano por un arco de circunferencia,	107
V.2.2.-	Determinación de la fuerza resultante de tres vectores,	112
V.2.3.-	Utilización de la red estereográfica para el análisis de estabilidad a lo largo de un plano,	113
V.2.4.-	Determinación del factor de seguridad contra deslizamiento de una cuña formada por la intersección de dos planos de falla, el plano del talud y el plano de la corona del talud,	117
CAPITULO VI:	MEJORA DE LAS PROPIEDADES DE LOS MACIZOS ROCOSOS	----- 124
VI.1.-	Pernos de anclaje,	125
VI.2.-	Cables de anclaje,	133
VI.3.-	Inyecciones,	133
CAPITULO VII:	CONCLUSIONES	----- 137
BIBLIOGRAFIA	-----	140

**CAPITULO I**

**INTRODUCCION.**

Durante la evolución de la humanidad, el hombre siempre ha buscado el aprovechamiento de los recursos naturales en beneficio propio; sin embargo, en un principio el uso de tales recursos estuvo basado únicamente en el conocimiento empírico que de ellos había adquirido. Posteriormente, la necesidad de contar con recursos que le permitieran sobrevivir o hacer más fácil su vida, aunado a su inquietud intrínseca por alcanzar un conocimiento de las cosas cada vez mayor, ha originado que la experiencia sobre la naturaleza, complementada con la observación y la experimentación hayan dado lugar al establecimiento de normas o leyes que explican el comportamiento de los fenómenos naturales y que han servido de apoyo para el surgimiento de nuevas disciplinas, como es el caso de la Mecánica de Rocas, la cual ha pasado del conocimiento de la roca a base de la experiencia a la formulación de principios, teorías y técnicas de aprovechamiento de la misma, auxiliándose de teorías más desarrolladas, como la Teoría de la Elasticidad, y teniendo como objetivo un mejor aprovechamiento de las propiedades de la roca para ofrecer mayor seguridad y economía en las obras de ingeniería.

En este trabajo se pretende exponer someramente los principios básicos, objetivos y algunas técnicas utilizadas en la Mecánica de Rocas, así como el desarrollo histórico que siguió hasta adquirir la importancia actual. Por tal motivo, en el capítulo 2 se mencionan los detalles relevantes que permitieron el reconocimiento de la Mecánica de Rocas. Se presentan también sus objetivos y se indican algunas teorías auxiliares que utiliza, así como las bases en que se sustentan las mismas.

Cuando se llevan a cabo estudios de Mecánica de Suelos es indispensable conocer las propiedades de los suelos. De manera similar, en Mecánica de Rocas es necesario conocer ciertas propiedades del macizo rocoso que permitan determinar sus características principales utilizadas en las obras de ingeniería, de tal forma que se tenga una mejor idea del posible comportamiento de la roca en situaciones de trabajo. Por esto, el capítulo 3, se refiere a las propiedades más importantes que el ingeniero necesita conocer para definir la calidad de la roca y las características de esta.

Existen diferentes maneras de clasificación de rocas, sin embargo, aquí se presentan las más usuales para propósitos ingenieriles; además, se estudian las llamadas propiedades índice de las rocas, como la relación de vacíos, el contenido de humedad, etc.; se mencionan también varias propiedades mecánicas de las muestras de roca como la dureza, elasticidad, resistencia, etc., así como ciertos detalles que influyen en los valores de estas, por ejemplo la anisotropía, el efecto de escala, etc. Asimismo, se tratan de manera breve algunas pruebas de laboratorio usadas para evaluar la resistencia de la roca.

Los capítulos 4 a 6 constituyen el cuerpo principal de este trabajo, iniciando en el 4 con una explicación de los principios básicos que son causa de la inestabilidad de un talud, a través de un sencillo modelo, por medio del cual se estudia el papel que juega la presión del agua en la resistencia al deslizamiento de un macizo rocoso.

Como es usual en el análisis de los problemas de ingeniería de hacer ciertas suposiciones que faciliten el estudio de los mismos o que permitan reducir el grado de complejidad que implicaría el manejar demasiadas variables, en el estudio de los tipos de falla de un talud en roca se recurre al mismo principio, presentando en este capítulo las condiciones que deben satisfacerse para ser válido el análisis que se hace de la falla plana y la falla de cuña.

Existen, además de los tipos de falla plana y de cuña, otros tipos como la falla circular y por volteo, que por limitaciones en el alcance del trabajo no se han incluido.

Con el propósito de dar una idea de la aplicación de los conceptos presentados se incluye un ejemplo de análisis, el cual hace uso de algunos aspectos tratados en el método estereográfico; por tal motivo en el capítulo 5 se estudian con más detalle dos métodos de análisis para determinar la estabilidad de un talud en roca; ellos son el método vectorial y el método estereográfico. Se muestra también la geometría utilizada en el análisis de la falla de cuña al usar un método analítico

como el método vectorial, llamado así por hacer uso de los vectores para encontrar el factor de seguridad contra deslizamiento de un talud. Al igual que en el capítulo anterior, se incluye un ejemplo de aplicación de los conceptos estudiados.

El método estereográfico es un método gráfico de análisis cuyo principio básico es la representación de un plano que se encuentra en el espacio - que pudiera corresponder a una falla o junta por medio de un arco de circunferencia de la red estereográfica necesaria en este método. Se trata de mostrar los principios sobre los que se sustenta dicho método y el procedimiento seguido para encontrar el factor de seguridad contra deslizamiento.

Con objeto de hacer más explícito este método y de justificar su credibilidad se efectúa el mismo ejemplo usado en el método vectorial.

Cuando existen obras de ingeniería que inevitablemente deben efectuarse en sitios que no presentan totalmente las condiciones deseables, pero que mediante un tratamiento pueden garantizar un buen funcionamiento, existen, en el caso de un macizo rocoso, diversas técnicas que ayudan al mejoramiento de las propiedades del mismo. Se tienen, por ejemplo, las inyecciones y los pernos de anclaje. Es propósito del capítulo 6 mostrar de manera general un panorama de los métodos más comúnmente utilizados para este fin y de los principios teóricos que fundamentan a los mismos.

Al final del trabajo se presentan las conclusiones del mismo.



**CAPITULO II**

**PRINCIPIOS BASICOS DE  
LA MECANICA DE ROCAS**

## II.- DEFINICION DE MECANICA DE ROCAS

La mecánica de rocas se caracteriza principalmente por considerar a la roca como un medio discontinuo, debido a la cantidad de anomalías que por lo general ésta presenta. Aunque también es cierto que una masa sólida extensa de roca se puede examinar como un medio continuo, sin embargo, la mecánica de rocas es la mecánica de las discontinuidades.

De acuerdo a la definición propuesta por el Comité de Mecánica de Rocas de la Academia Nacional de Ciencias en 1966:

"La mecánica de rocas es la ciencia teórica y aplicada que trata del comportamiento mecánico de las rocas; es la rama de la Mecánica que estudia la reacción de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico".

A menudo, por el contenido lógico de la materia, el término mecánica de rocas parecería no pertenecer a la Mecánica sino a las materias de la Geología, debido a que el objeto de estudio existe en la naturaleza o ha sido obtenido de un medio ambiente geológico. No obstante que ambas disciplinas trabajan con el mismo material geológico, el enfoque de cada una de ellas es diferente pues la mecánica de rocas no tiene como tarea principal la búsqueda de explicación del origen de estructuras geológicas como lo hace la Geología.

La ingeniería de rocas es una ingeniería de campo distinta de la ingeniería geológica pues la primera considera a la roca como un material de ingeniería y se entiende con factores que influyen en el comportamiento mecánico de la roca tales como esfuerzos, deformaciones, deslizamientos, etc., pero provocados fundamentalmente por actividades ingenieriles.

La mecánica de rocas no es una disciplina abstracta con conocimientos de matemáticas y mecánica; es una ciencia ingenieril aplicada de alto nivel. Es muy importante cuando se relaciona con la Geología para estudiar la situación geológica real al diseñar y construir cimentaciones y estructuras en roca.

Para el ingeniero, los aspectos que le interesan primordialmente de la mecánica de rocas incluyen el análisis estático y/o dinámico de las cargas o fuerzas aplicadas a las rocas, el análisis de efectos internos en términos de esfuerzos, deformaciones o energía almacenada y el análisis de las consecuencias de estos efectos internos, por ejemplo, fracturas, juntas, o simplemente deformación de la roca.

Al igual que la mecánica de suelos y otras mecánicas, la mecánica de rocas hace un extenso uso de la teoría de la elasticidad y la teoría de la plasticidad, por lo que en ocasiones se dice que es la rama más joven de la resistencia de materiales.

Es conveniente hacer notar que una de las diferencias con la mecánica de suelos se manifiesta en el hecho que esta trabaja generalmente en el plano, mientras que la mecánica de rocas utiliza el plano y el espacio en sus estudios.

## II.2.- ALGUNAS NOTAS HISTORICAS.

Desde tiempos prehistóricos, varias propiedades de resistencia de la roca fueron reconocidas por el hombre primitivo. El hombre de las cavernas tenía conocimiento de la estabilidad de su techo cuando escogía su cueva. El hombre de la Edad de Piedra buscaba lugares apropiados donde encontrar roca de buena calidad para fabricar sus utensilios y armas. Es debido a la necesidad, que el hombre a través de la historia de la civilización, ha puesto interés en entender las características del comportamiento de la roca cuando es sometida a cargas.

Se piensa que el tuneo comenzó alrededor del año 3500 antes de Cristo, durante la Edad de Bronce, al construir socavones para la búsqueda de mineral de bronce en las laderas de la Península de Sinaf.

La piedra caliza se utilizaba ya en Egipto como material de construcción y en instrumentos cortadores de suelo aproximadamente en el año 2000 a. de C.

Los túneles, además de servir para propósitos mineros, se utilizaban también para abastecimiento de agua, pasajes subterráneos para la gente, entrada a templos y tumbas, para propósitos militares, etc. Se tiene conocimiento de un túnel ubicado cerca de la carretera a Nápoles, Italia realizado alrededor del año 36 a. de C. y tenía 1220 m. de longitud, 9.15 m de altura y 7.60 m de ancho.

El primer túnel moderno no minero, el túnel de Auburn, fué hecho durante los años 1818 a 1821, como parte de un sistema de canales en Pensilvania. El primer túnel americano de ferrocarril, el Allegheny Portage, en Pensilvania, data de los años de 1831 a 1833.

El túnel del monte Cenis con 11 Km. de longitud fué el primero en atravesar los Alpes (1857-1870).

El aspecto interesante de estos ejemplos radica en que fueron construidos intuitivamente en base al conocimiento empírico que acerca de las rocas se tenía para propósitos de ingeniería, antes de que la ciencia y la ingeniería proporcionaran los conocimientos técnicos.

Al final del siglo pasado, los geólogos estudiaron la formación de los Alpes tratando de determinar que fuerzas tan tremendas debieron de haber sido necesarias para levantar continentes y provocar el surgimiento de tales montañas. Ingenieros de minas y expertos en túneles, analizando rocas fisuradas y rocas comprimidas en túneles y galerías, sugirieron que algunas fuerzas residuales estuvieran todavía trabajando en la roca a grandes profundidades. El experto alemán en túneles Rziha (1874) fué probablemente el primero que tuvo que ver con los componentes horizontales de las fuerzas actuando en muchos túneles. Pocos años después Heim (profesor de la Universidad de Zurich) surigió que la componente horizontal de la fuerza pudiera ser de la misma magnitud que la componente vertical y escribió su

opinión en varios artículos (1878-1912). Sin embargo, tomó muchas décadas a los geólogos e ingenieros darse cuenta de la importancia de las ideas de Heim y Rziha.

En 1920, el túnel Ritom, que acababa de ser construido al sur de los Alpes por la Swiss Federal Railways, fue severamente dañado. La inspección mostró muchas fisuras longitudinales corriendo a lo largo del túnel; el estrato de roca tuvo una inclinación hacia abajo del valle y se tuvo temor que el agua se filtrara y pudiera causar un deslizamiento de roca. Afortunadamente, el túnel fué reparado.

En ese tiempo la Swiss Federal Railways estaba construyendo también el túnel Amsteg al norte de los Alpes y decidieron implementar métodos de prueba en este segundo túnel. La prueba consistió en sellar un extremo de la galería con una mezcla de concreto suministrada por tubería y una cubierta de acero y llenar la galería con agua a presión. Las variaciones de longitud de los diámetros del túnel se midieron con un aparato semejante a una araña de 6 brazos, registrando también la variación de la longitud con respecto al tiempo. Las variaciones de la presión del agua fueron registradas y los diagramas de presión-deformación trazados. El módulo de elasticidad fué estimado como una relación de esfuerzo contra deformación. Este fue probablemente el primer registro de la deformación elástica de masas de roca.

Pocos años después, en 1926, H. Schmidt publicó un informe en el cual combinaba las ideas de los esfuerzos residuales de Heim con las nuevas ideas de la elasticidad en rocas, para producir de esa manera el primer ensayo de una teoría de mecánica de rocas. Ingenieros que desconocían las enseñanzas de Heim, adoptaron de inmediato las teorías de Schmidt.

Fuó en esa misma época que los revestimientos de acero para túneles y columnas comenzaron a introducirse y muchos autores, en diferentes ciudades, produjeron informes estimando los esfuerzos en el revestimiento como función de la elasticidad relativa del revestimiento y la roca.

Pocos años después, el geólogo chileno Ferner (1938) publicó un trabajo en el cual en muchos aspectos es similar al de Schmidt. Estos dos trabajos pioneros fueron ignorados por muchos ingenieros hasta muchos años después. Algunas de sus teorías fueron confirmadas por Terzaghi y Richart (1952).

#### ESFUERZOS EUROPEOS Y AMERICANOS:

Investigaciones importantes se llevaron a cabo en ambos lados del Atlántico principalmente referentes a la industria minera. Tan pronto como Young y Stock presentaron en 1916, una serie de artículos refiriéndose principalmente a problemas de minas en yacimientos de carbón, las escuelas de minería de E. U. y el U. S. Bureau of Mines estuvieron muy activos junto con personas de Europa dedicadas al mismo trabajo. Tuvieron que tratar con problemas teóricos de esfuerzos alrededor de cavidades de forma rectangular pero a la vez estudiaron problemas prácticos. Fueron desarrolladas técnicas para la medición de esfuerzos y deformaciones en las cercanías de paredes de galerías y cavidades.

El reconocimiento de la mecánica de rocas como una disciplina ingenieril siguió dos caminos, por un lado muchos expertos americanos consideraron a 1950 como el año en el cual se inició prácticamente la investigación en mecánica de rocas en los Estados Unidos de América. Las escuelas de minería y las universidades incrementaron sus actividades, se organizaron simposios nacionales, el U. S. Bureau of Reclamation en Denver se convirtió en el centro coordinador de las investigaciones sobre las propiedades de la roca y de las masas rocosas a nivel mundial. Fue en esta época cuando se creó la Sociedad Americana de Ingenieros Geólogos. En muchas universidades americanas los métodos de enseñanza en ingeniería geológica fueron modernizados y adaptados a los requerimientos de la industria minera y petrolera. Fue así que la mecánica de rocas en Estados Unidos estuvo limitada principalmente a la ingeniería de minas hasta principios de los años 60's. En ese tiempo, los ingenieros geotécnicos encontraron utilidad de la mecánica de rocas en problemas de macizos rocosos. Esto es, en cierta forma, comparable con la aplicación de la mecánica de suelos a problemas de movimiento de tierras y cimentaciones.

En Europa, durante los años 1950 a 1960, el centro de investigación más activo fuera de las escuelas de minería fué probablemente la Universidad de Viena, donde Stini creó una Sociedad Austriaca para Geofísicos e Ingenieros Geólogos (Austrian Society for Geophysics and Engineering Geology). Ingenieros de muchas ciudades de Europa se reunían en un congreso anual que se celebraba en Salzburgo. Después decidieron incorporarse al Congreso Internacional de Mecánica de Suelos; siendo en el 5° Congreso de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones celebrado en París en 1961 en donde se planteó la necesidad de contar con la nueva disciplina mecánica de rocas; posteriormente, en el 6° Congreso celebrado en Montreal, Canadá en 1965 fué reiterada dicha posición. El grupo de Salzburgo creció y se independizó formando la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas. Esta institución organizó el Primer Congreso Internacional de Mecánica de Rocas en Lisboa, Portugal el año de 1966, obteniéndose como resultado una memoria de tres grandes volúmenes sobre la importancia de la mecánica de rocas, la exploración de los macizos rocosos, las propiedades de las rocas, esfuerzos residuales en macizos rocosos, estabilidad de taludes, excavaciones subterráneas, el comportamiento de la masa de roca al soportar cimentaciones de estructuras y cortinas de presas, etc. También se planteó la necesidad de uniformizar las pruebas de laboratorio y pruebas in situ, así como la correlación de ambas.

Más de 800 profesores, ingenieros e ingenieros geólogos mantuvieron su atención en este histórico congreso para revisar fallas de presas y rocas, sus causas y la necesidad de un conocimiento teórico y experimental en la ingeniería de rocas.

Fué así como el 1er. Congreso Internacional de Mecánica de Rocas significó por primera vez en la historia que los ingenieros y los ingenieros geólogos comprendieran que los complejos problemas geomecánicos podían responder a análisis cuantitativos y el beneficio logrado con ello sería un entendimiento mayor y por consiguiente un mayor control de los fenómenos naturales con que se encuentra en la ingeniería práctica.

En Europa, durante los años 1950 a 1960, el centro de investigación más activo fuera de las escuelas de minería fué probablemente la Universidad de Viena, donde Stini creó una Sociedad Austriaca para Geofísicos e Ingenieros Geólogos (Austrian Society for Geophysics and Engineering Geology). Ingenieros de muchas ciudades de Europa se reunían en un congreso anual que se celebraba en Salzburgo. Después decidieron incorporarse al Congreso Internacional de Mecánica de Suelos; siendo en el 5° Congreso de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones celebrado en París en 1961 en donde se planteó la necesidad de contar con la nueva disciplina mecánica de rocas; posteriormente, en el 6° Congreso celebrado en Montreal, Canadá en 1965 fué reiterada dicha posición. El grupo de Salzburgo creció y se independizó formando la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas. Esta institución organizó el Primer Congreso Internacional de Mecánica de Rocas en Lisboa, Portugal el año de 1966, obteniéndose como resultado una memoria de tres grandes volúmenes sobre la importancia de la mecánica de rocas, la exploración de los macizos rocosos, las propiedades de las rocas, esfuerzos residuales en macizos rocosos, estabilidad de taludes, excavaciones subterráneas, el comportamiento de la masa de roca al soportar cimentaciones de estructuras y cortinas de presas, etc. También se planteó la necesidad de uniformizar las pruebas de laboratorio y pruebas in situ, así como la correlación de ambas.

Más de 800 profesores, ingenieros e ingenieros geólogos mantuvieron su atención en este histórico congreso para revisar fallas de presas y rocas, sus causas y la necesidad de un conocimiento teórico y experimental en la ingeniería de rocas.

Fué así como el 1er. Congreso Internacional de Mecánica de Rocas significó por primera vez en la historia que los ingenieros y los ingenieros geólogos comprendieran que los complejos problemas geomecánicos podían responder a análisis cuantitativos y el beneficio logrado con ello sería un entendimiento mayor y por consiguiente un mayor control de los fenómenos naturales con que se encuentra en la ingeniería práctica.



El desarrollo paralelo seguido para el reconocimiento de la mecánica de rocas comienza en el año de 1951, al presentar los diseñadores de presas una propuesta a la International Commission on Large Dams (ICOLD) para crear un subcomité de mecánica de rocas.

Hasta esta fecha los geólogos habían sido extremadamente cuidadosos al decidir donde construir presas. Las presas eran de tamaño relativamente moderado y tenían pocos problemas de estabilidad. Casos aislados de ruptura de cortinas se explicaban por fuerzas excesivamente grandes o por falla al esfuerzo cortante de la roca. Estos dos problemas obligaron a desarrollar las técnicas de cimentaciones en presas.

La demanda cada vez mayor de energía eléctrica hacía que la necesidad de presas se incrementara así como el tamaño de ellas. Esto ocasionaba que los problemas en la roca presentaran cada vez mayor dificultad. Era, entonces, imperativo incluir la elasticidad y plasticidad de la roca en el análisis matemático de las cortinas y considerar con gran cuidado la distribución de esfuerzos y deformaciones en la masa de roca, para lo cual se necesitaba que las técnicas de prueba in situ así como los resultados de la pruebas tuvieran un alto grado de precisión. Esto hizo que los diseñadores de presas, concientes de su responsabilidad en el diseño de las estructuras, no quisieran dejar a otros la tarea de desarrollar métodos de pruebas en roca, la construcción de túneles y el diseño de cimentaciones para presas.

En 1957 un pequeño comité de expertos animados por el material presentado por Talobre en su obra *La Mécanique des Roches* y encabezados por G. Westerberg (Estocolmo) presentó un análisis recomendando la formación dentro de la organización ICOLD, de un comité dedicado al estudio de trabajos subterráneos, el cual debería resolver los problemas más urgentes de cimentaciones en roca para cortinas. El primer conocimiento oficial del nuevo comité se tuvo en el Sexto Congreso de ICOLD en Nueva York en 1958.

En la actualidad, las organizaciones principales en E.U. que estudian mecánica de rocas son la U.S. Army Corps. of Engineers, el Departamento de Minas, U.S. Department of Transportation, Bureau of Reclamation, National Bureau of Standards y algunas firmas privadas.

En nuestro país se llevan a cabo estudios de mecánica de rocas en instituciones tales como el Instituto de Ingeniería y la Comisión Federal de Electricidad, existiendo también una Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas.

La mecánica de rocas, aceptada como una disciplina nueva desde 1950, ha tenido grandes progresos en cuanto a sus técnicas, precisión y métodos de estudio, teorías, experimentos y métodos de prueba. Especialmente el progreso se ha manifestado en la determinación de esfuerzos en roca, pruebas de resistencia al esfuerzo cortante y mejoramiento de las condiciones de la roca.

### II.3 NECESIDAD DEL ESTUDIO DE LA MECANICA DE ROCAS.

Para las ciudades actuales, el diseño y construcción en roca de perforaciones subterráneas para túneles vehiculares o de conducción de agua o drenaje, garages subterráneos, cimentaciones de estructuras apoyadas en un lecho rocoso, refugios, lugares de almacenamiento, plantas hidroeléctricas subterráneas, presas de tierra y enrocamiento y otras estructuras de ingeniería civil requieren el movimiento de una enorme cantidad de tierra y trabajos en roca, bajo variadas condiciones geológicas y topográficas.

Como consecuencia de la etapa que vivimos de industrialización, especialización, urbanización y conservación de los recursos del agua, las excavaciones en roca bajo la superficie son a menudo más grandes ahora que en el pasado y los taludes en roca asociados con carreteras, ferrocarriles son ahora de muchos metros de altura.

También, es bien sabido que algunos de los progresos en la ingeniería han sido el resultado de intensas investigaciones sobre fallas de algunas estructuras de ingeniería como es el caso de fallas en algunas presas cimentadas en roca. Por consiguiente, el conocimiento y experiencia de la mecánica de rocas es cada vez más importante.

Tomando en cuenta que existen muchos proyectos de ingeniería que se realizan en roca, es necesario, por lo tanto, conocer dicho material de acuerdo a bases teórico-científicas.

El ingeniero civil tiene la responsabilidad de diseñar y construir estructuras económicas y seguras, lo cual podrá lograrlo más acertadamente si tiene conocimiento del comportamiento de la roca o del material en el que trabajará y con el que trabajará. Debido a esto es que en la actualidad el estudio del ingeniero civil no debe restringirse solamente a la mecánica de suelos sino que debe considerar como una disciplina muy importante a la mecánica de rocas.

#### II.4 ALGUNAS CARACTERISTICAS DE LA MECANICA DE ROCAS.

- 1.- Tratándose de un macizo grande, sólido y sano, la roca puede ser considerada como un medio continuo.
- 2.- Sin embargo, en su ambiente geológico natural, la roca se caracteriza principalmente por no ser un medio continuo, debido a las juntas, fisuras, cavidades y otras posibles discontinuidades. En este sentido, es posible decir que bajo ciertas condiciones, la mecánica de rocas es la mecánica de las discontinuidades o, en otras palabras, la mecánica de la estructura de la roca.
- 3.- Mecánicamente, la roca se considera como un sistema múltiple de cuerpos.

4.- La mecánica de suelos trabaja principalmente en un plano, mientras que la mecánica de rocas trabaja en el plano y en el espacio.

5.- La mecánica de rocas se ha desarrollado independientemente de la mecánica de suelos. Desde luego, existe una estrecha relación entre estas dos disciplinas ingenieriles.

Un ingeniero civil en los campos de la geotecnia y la construcción principalmente, debe conocer el material con el cual, bajo el cual y en el cual trabajará.

## II.5 PROBLEMAS Y OBJETIVOS DE LA MECANICA DE ROCAS

### II.5.1 PROBLEMAS DE LA MECANICA DE ROCAS.

Algunos de los problemas de la mecánica de rocas asociadas con las actividades del hombre en la roca, y la relación que existe entre esta y una cimentación o una abertura subterránea, se pueden mencionar de la siguiente manera:

- Como reaccionará la roca cuando la use el hombre
- Cual es la capacidad de carga de una roca en la superficie y a varias profundidades al soportar ciertas cargas.
- Cual es la resistencia al cortante de las rocas
- Como se comportará la roca bajo cargas dinámicas
- Cual es el efecto de los temblores en un sistema de cimentación de roca
- Cual es el módulo de elasticidad de las rocas.
- Cual es la relación de Poisson de las rocas
- Como afectan los defectos de la roca (juntas, fisuras, cavidades, etc.) a sus propiedades de resistencia.
- Que pruebas de laboratorio proporcionan de forma más aproximada las propiedades in situ de un macizo rocoso.
- Como tomar en cuenta las juntas y fisuras para el diseño en roca.
- Cuales son las leyes de flujo plástico de la roca

- Cual es el efecto de la anisotropía de la roca en la distribución de esfuerzos de la misma.
- Como correlacionar los resultados de las pruebas de resistencia hechas in situ con las hechas en el laboratorio con especímenes preparados.
- Cual es el mecanismo de falla de las rocas.
- ¿Puede el estado de esfuerzos de la roca ser medido o unicamente estimado?
- Cuales son los factores de diseño de taludes en roca

El ingeniero se interesa también en los efectos del agua sobre la roca, en la interacción mutua entre roca y cimentación, en la conveniencia de usar la roca como material de construcción, etc.

Los problemas de mecánica de rocas se pueden resolver con seguridad:

- 1.- Si existiera la posibilidad de indicarse de una manera muy aproximada los esfuerzos en una roca cargada:
- 2.- Si para los esfuerzos inducidos y la distribución de esfuerzos en la roca analizada se tuviera la posibilidad de contar con un factor de seguridad exacto contra la ruptura o las deformaciones peligrosas.

Aunque la tecnología se ha esforzado por condensar el conocimiento de las propiedades de la roca y de la distribución de esfuerzos en ella en una expresión analítica, desafortunadamente todavía no se puede dar una solución definitiva a estos problemas, debido principalmente a la anisotropía y no homogeneidad del material rocoso y porque la naturaleza es diferente en todos lados y no se comporta de acuerdo a reglas de libros de texto. En este sentido, a la mecánica de rocas todavía le falta mucho camino por recorrer. Estos problemas, en la actualidad, es imposible resolverlos por fórmulas pues requieren una serie de factores de idealización de la roca y la consideración de los efectos de muchos agentes actuantes de su medio ambiente, dificultando la posibilidad de tener una prueba exacta de esfuerzos. Además, el problema de distribución de esfuerzos en la roca es un ejemplo de que los problemas difíciles de construcción en roca no incumbe solamente a un profesionista, al contrario,

el ingeniero de rocas debe contar con toda la información que el geólogo pueda proporcionarle acerca de la calidad de la roca para que el primero pueda evaluarlo numericamente y obtener sus conclusiones.

#### II.5.2.- OBJETIVOS DE LA MECANICA DE ROCAS.

Algunos de los objetivos de la mecánica de rocas aplicada a la ingeniería son:

- Realizar estudios de ingeniería de rocas
- Desarrollar métodos de identificación, muestreo y clasificación de rocas.
- Desarrollar métodos estándar de pruebas y métodos nuevos para la medición de esfuerzos de compresión y esfuerzos cortantes en la roca.
- Reunir y clasificar información sobre las rocas y sus propiedades físicas.
- En base a los resultados de las pruebas, estudiar las propiedades físicas, mecánicas (estáticas y dinámicas), elásticas, plásticas, etc. de las rocas, y su modo de falla bajo cargas estáticas y dinámicas.
- Estudiar el comportamiento de la roca bajo la acción del agua y condiciones térmicas.
- Desarrollar métodos de medición in situ de las propiedades de deformación estáticas y dinámicas de la roca y de esfuerzos residuales bajo condiciones ambientales diversas de desgaste, sísmicas y tectónicas.
- Realizar investigaciones sobre el mecanismo de falla de las rocas.
- Reemplazar por métodos científicos los conocimientos empíricos usados en el pasado, contribuyendo de esta manera al avance de la mecánica de rocas.

- Aplicar el conocimiento de la mecánica de rocas para la solución de problemas prácticos de ingeniería.

En resumen, el objetivo fundamental de la mecánica de rocas en ingeniería es su aplicación a la solución de problemas de geotecnia.

## II.6.- BASES TEORICAS DE LA MECANICA DE ROCAS.

Como cualquier otra disciplina de la ingeniería, la mecánica de rocas necesita fundamentarse en bases teóricas. Es común que al surgir una nueva disciplina esta adopte conocimientos y teorías de otras ciencias y las aplique a su campo particular para ir formando así las bases teóricas de la nueva disciplina. Las bases teóricas se necesitan para el entendimiento de las propiedades de resistencia de la roca y su comportamiento in situ. Muchas leyes físicas se han derivado de experimentos, por lo cual estos juegan un papel muy importante en la mecánica de rocas ya que sirven, antes que todo, para ratificar o abandonar principios adoptados de teorías de otras disciplinas.

La mecánica de rocas frecuentemente utiliza la teoría de la elasticidad y la plasticidad como parte de sus bases teóricas, lo cual es lógico si se considera que la elasticidad y la plasticidad son propiedades importantes de sólidos cristalinos y amorfos, incluyendo a las rocas.

Frecuentemente un problema de mecánica de rocas se resuelve primero dentro del rango elástico y posteriormente algunas hipótesis se hacen dentro del rango plástico.

Ambas teorías tratan con esfuerzos y deformaciones en materiales sólidos.

## TEORIA DE LA ELASTICIDAD

Los principios esenciales de todo conocimiento sobre teoría estructural, diseño y práctica de la construcción, tienen sus bases en la teoría matemática de la elasticidad.

Durante un período de más de 250 años, la teoría de la elasticidad se ha desarrollado hasta convertirse en una disciplina exacta de la mecánica. En la teoría matemática de la elasticidad, se supone por lo general un medio ideal, homogéneo, isótropo y elástico. Esta teoría se basa en la Ley de Hooke que establece una proporcionalidad lineal entre los esfuerzos y las deformaciones:

$$\sigma = \epsilon E.$$

donde  $\sigma$  es el esfuerzo

$E$  es el módulo de elasticidad del material

$\epsilon$  es la deformación.

En esta teoría se asume que las deformaciones experimentadas por el material cargado son pequeñas, instantáneas y recuperables totalmente al desaparecer la carga. Un material es perfectamente elástico si recupera completamente su estado original al dejar de actuar la carga que lo afectaba.

En mecánica de rocas un problema típico que se presenta relativo a la teoría de la elasticidad es la determinación de la distribución de esfuerzos en la roca. En otros casos deben determinarse las deformaciones en cualquier punto producidas por fuerzas de cuerpo estando este sujeto a ciertas condiciones de frontera. En ambos problemas se tienen implícitos desplazamientos y deformaciones infinitesimales. A este respecto, de acuerdo a mediciones actuales se ha podido observar que los metales, rocas y otros materiales presentan deformaciones tolerables en el rango elástico que permiten la aplicabilidad de la teoría elástica.



La deformación de materiales cristalinos bajo la acción de fuerzas externas es el resultado de la distorsión de la red de cristales en la cual los átomos, iones y/o moléculas son rearrregladas, incluyendo ajustes estructurales dentro de la roca. Posteriormente, al ser descargada la roca, las deformaciones no desaparecen totalmente, es por esto último que la roca no es exactamente un material elástico lineal.

Es importante mencionar que la isotropía se aplica en mecánica de rocas solo como una manera de facilitar el análisis de los problemas, pero realmente la gran mayoría de los cristales y las rocas no son isotrópicas.

Las principales objeciones al empleo de la teoría de la elasticidad son:

- 1.- La presencia de discontinuidades y varios defectos de la roca in situ, que afectan las propiedades mecánicas de la misma. (la roca tiene una estructura granular formada por minerales y cristales de muchas clases y con muchas orientaciones diferentes, así como muchas irregularidades entre los granos).
- 2.- El hecho de presentarse esfuerzos residuales en la masa de roca.
- 3.- Por el efecto del tiempo sobre las deformaciones (aspectos reológicos).

Desafortunadamente, para las rocas, frecuentemente las funciones matemáticas establecidas son complejas e incluyen, además, para encontrar una solución razonable y aceptable, muchas clases de idealizaciones y simplificaciones, ya sea en los métodos de ajuste, métodos gráficos, analíticos, pruebas de laboratorio, pruebas in situ, etc. A pesar de ello, la teoría elástica y la plástica se han utilizado para el diseño de estructuras en roca haciendo las debidas suposiciones para poder aplicar dichas teorías y establecer los criterios analíticos necesarios. Sin embargo, debe tenerse cuidado de definir bien los límites de aplicabilidad de dichas teorías. Observando, por ejemplo, los diagramas esfuerzo-deformación de la roca se puede notar que la relación lineal esfuerzo-deformación es buena en casi todos los casos.

Para propósitos de ingeniería de rocas, geología y mecánica de rocas, los resultados obtenidos de pruebas in situ y análisis de las propiedades de resistencia de la roca con el uso de modelos, complementados con la experiencia y el criterio del ingeniero constituyen una buena base para el diseño y la construcción en roca.

#### TEORIA DE LA PLASTICIDAD

El objetivo de la teoría de la plasticidad es estudiar, matemáticamente, esfuerzos y deformaciones en materiales, deformables plásticamente. Su diferencia básica con la teoría de la elasticidad es el establecimiento de una relación no lineal entre esfuerzos y deformaciones.

En contradicción con la teoría de la elasticidad, en la teoría de la plasticidad se consideran cuerpos sometidos a cargas duraderas en el tiempo y que no se recuperaran totalmente al dejar de actuar una carga sobre ellos. En realidad, todos los materiales poseen un cierto grado de plasticidad, es decir, conservan una cierta deformación aún después de que la carga ha sido eliminada.

La teoría de la plasticidad se aplica a una roca ideal que se asume tiene un cierto plano en el cual existe un estado de falla o ruptura en cualquier punto localizado sobre dicho plano.

La explicación que esta teoría hace del flujo plástico en materiales sólidos dice que se debe al desplazamiento permanente en las posiciones relativas de los elementos o átomos de la red cristalina de que están formados.

La deformación plástica es anisótropa. Cualquier isotropía inicial que se haya presentado es destruida por la deformación plástica.

Dentro del rango plástico las relaciones entre esfuerzos y deformaciones son más complejas que en el rango elástico.

Las deformaciones son función no solo de los correspondientes esfuerzos, sino también de la temperatura y de la historia de esfuerzos resultante, tal vez de los movimientos tectónicos de la corteza terrestre.

El estudio de las propiedades de resistencia de la roca se basa en las conclusiones de la teoría de la plasticidad porque una fractura, como regla, es precedida por una deformación plástica.

Ciertos materiales con estructura granular policristalina, tales como minerales y rocas frágiles, bajo ciertas condiciones pueden ser incluidas dentro del rango plástico en cuyo caso, las deformaciones permanentes pueden ocurrir sin fractura del material; cuando esto ocurre se tiene una deformación plástica.

**CAPITULO III**

**PROPIEDADES DE LAS  
MUESTRAS DE ROCA.**

### III.-1.- DEFINICION DE ROCA:

Existen varias definiciones de roca. Algunas son las siguientes:

Una roca es un compuesto de uno o más minerales diferentes. No tiene una composición química definida. También se dice que una roca es un agregado de partículas minerales comprimidas, o sea, varios minerales que al combinarse en diferentes proporciones forman la roca.

El geólogo define como roca a todos los componentes de la corteza terrestre, (incluso al hielo y al agua en estado líquido) sobre los cuales y con los cuales el hombre construye.

Terzaghi define al suelo como sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas producidas por la desintegración química o mecánica de las rocas. Por lo tanto, la distinción entre la roca y el suelo la hace en base al grado de consolidación y tamaño de las partículas.

Otra definición dice que la roca puede ser descrita como una sustancia granular heterogénea que se encuentra en la naturaleza y que se compone de granos de diversos materiales policristalinos enlazados por medio de aglutinantes o de enlaces mecánicos, o aún más, por medio de enlaces atómicos, iónicos o moleculares entre los granos y el aglutinante.

Para el ingeniero constructor, el término roca significa una sustancia consolidada firme y coherente que no puede, normalmente, ser excavada por métodos manuales solamente.

### III.2.- CLASIFICACION DE LAS ROCAS.

Las rocas se clasifican de acuerdo a diferentes criterios.

Por ejemplo:

a) Por origen:

Rocas ígneas: son las rocas producto del enfriamiento y solidificación del magma.

Rocas sedimentarias: incluyen rocas formadas en la superficie de la tierra por las acumulaciones de lodo, arena y grava derivados del intemperismo y transporte de rocas preexistentes (cementados por el depósito de materia mineral llevada en solución por las aguas). Otras rocas sedimentarias, como calizas y yeso, están compuestas casi totalmente de material depositado de soluciones.

Rocas metamórficas: formadas a gran profundidad, bajo presión y calor, por la alteración de rocas ígneas o sedimentarias.

b) Clasificación Geológica o Litológica:

Esta clasificación toma en cuenta la composición mineralógica de las rocas y considera cuatro categorías: rocas monomineralógicas, vidrios naturales, materia orgánica y un agregado de dos o más minerales.

c) Clasificación ingenieril de la roca intacta en base a su resistencia y módulo de elasticidad.

La clasificación de la roca intacta se basa en dos propiedades importantes de la roca: la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad. El módulo empleado es el módulo tangente correspondiente a un nivel tensional igual a la mitad de la resistencia de la roca.

Tabla 3.4 Clasificación de la roca intacta

I. Basada en la resistencia ( $\sigma_c$ )		
Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )
A	Resistencia muy alta	> 2,250
B	Resistencia alta	1,120-2,250
C	Resistencia medía	560-1,120
D	Resistencia baja	280-560
E	Resistencia muy baja	< 280

Tabla 3.5 Clasificación de la roca intacta

II. Basada en el módulo relativo ( $E_t/\sigma_c$ )		
Clase	Descripción	Módulo relativo
H	Elevado módulo relativo	> 500
M	Módulo relativo medio	200-500
L	Módulo relativo bajo	< 200

TABLA 3.1 : CLASIFICACION DE LAS ROCAS IGNEAS

Principales clases de roca de acuerdo con la textura	Subdivisiones de las principales clases de acuerdo con el contenido mineralógico						Predominan minerales oscuros	Solamente minerales oscuros
	Minerales de colores claros, principalmente feldespatos, predominan							
Granuda gruesa Fanerítica (granitoide, granítica) (puede ser porfídica)	Más feldespato de potasio que plagioclase		Feldespatos de potasio y plagioclase casi iguales		Más feldespato plagioclase que de potasio		Cabo Dolerita (Diabasa) (textura media)	Dunita (olivino) Peridotita (olivino, piroxena) Pyroxenita (pyroxena)
	Cuarzo	Cuarzo bajo 5%	Cuarzo	Cuarzo bajo 5%	Cuarzo	Cuarzo bajo 5%		
	Granito	Sienita (Nefelina sienita, con nefelina en adición al feldespato)	Cuarzo Monzonita Grandiorita	Monzonita	Diorita de cuarzo (Tonallita)	Diorita		
Granuda fina Afanítica (felsítica) (comúnmente porfídica)	Ahyolita	Traquita (Fonolita, con nefelina en adición al feldespato)		Cuarzo Latita	Latita	Dacita	Andesita	Basalto
		Obsidiana (lustre vítreo) Reñita (lustre de brea) Perlita (lustre perlino) Pumicita (estructura vesicular)				Basado en la composición química; minerales pequeños o ausentes		Vidrio basáltico (tequilita) Escoria (celular)
Vítrea (puede ser porfídica)	Toba (riza), brecha volcánica (gruesa)							
Fragmentaria (pirocástica)								

TABLA 3.2: CLASIFICACION DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS

Clasificadas por composición	Roca	Clasificadas por origen	Roca
I. Sedimentos clásticos			
A. Partículas gruesas o mezcladas			
1. Redondeadas	Conglomerado	Depósito glacial Intemperismo de ladra	Tilita Talud brecha
2. Angulosas	Brecha		
3. Conchas	Coquina		
B. Partículas medias a pequeñas			
1. Principalmente cuarzo	Arenisca	Depósito por el viento	Loesa
2. Mucho feldespato así como cuarzo	Arcoosa		
3. Conchas	Caliza		
C. Partículas indistinguibles			
1. Arena de cuarzo fino	Limolita		
2. Lodo (cuarzo muy fino y arcilla)	Lodo y lutita		
3. Arcilla	Lutita y margá		
II. Sedimentos no clásticos			
Carbonato de calcio	Caliza	Depósito de carbonato de manantial	Travertino Geyserrita
Carbonato de calcio y magnesio	Dolomita		
Silice	Federal y diatomita	Depósito de sílice de manantial caliente	
Carbón vegetal	Carbón		
Sal	Sal de roca		
Sulfato de calcio hidratado	Anhidrita		
Fosfato	Teso Roca fosfática		

TABLA 3.3: CLASIFICACION DE LAS ROCAS METAMORFICAS

Composición mineral y estructura	Nombre de la roca
<b>ESTRUCTURA PARALELA:</b>	
Textura gruesa—feldespato, cuarzo, otros minerales silicatados, principalmente mica y anfíbola.	Gneis
Textura gruesa—mica y otros feldespatos alargados o laminados con cantidades menores de cuarzo y feldespato.	Esquistos
Textura intermedia—rocas micáceas que representan una transición de esquistos a pizarra.	Filita
Textura muy fina—minerales micáceos con cuarzo, otras impurezas.	Pizarra
<b>ESTRUCTURA MASIVA:</b>	
Feldespato y otros silicatos	Granulita
Granos de cuarzo y cemento de cuarzo	Cuarzita
Calcita o dolomita	Mármol
Serpentina	Serpentina
Talco	Esteatita
Hornblenda	Anfibolita
Arcilla	Corneanas
Piroxena y granate	Eclogita



Únicamente unos pocos tipos de rocas entran en la categoría A, la cuarcita, la diabasa y los basaltos densos, entre ellas. La categoría B comprende la mayoría de las rocas ígneas, las rocas metamórficas más duras y las areniscas bien cementadas, las pizarras arcillosas duras y la mayoría de las calizas y dolomías. En la categoría C, rocas de resistencia media, se encuentran muchas pizarras arcillosas, areniscas y calizas porosas, las variedades más esquistosas de las rocas metamórficas (por ejemplo, la clorita, la mica y los talcoesquistos). Las categorías D y E de resistencia baja o muy baja, comprenden rocas porosas o de baja densidad como la arenisca friable, la toba porosa, las pizarras muy arcillosas, la sal gema y las rocas meteorizadas o alteradas químicamente de cualquier litología.

### III.3 PROPIEDADES INDICE DE LAS ROCAS.

Las propiedades mecánicas de las rocas dependen de las características físicas de éstas, tales como su composición mineralógica, su textura, porosidad, relación de vacíos, etc. por lo que es conveniente mencionarlas brevemente.

#### III.3.1 POROSIDAD.

Los vacíos, como los poros y las fracturas, son consecuencia de la falta de uniformidad en la estructura y textura de la roca. El grado de porosidad depende del tipo y estructura de la misma.

La presencia de vacíos o poros en la roca afecta negativamente sus propiedades mecánicas. Una pequeña cantidad de grietas, por ejemplo, provoca una mayor deformación de la roca. Todos los materiales policristalinos, incluyendo a las rocas, son relativamente porosos dependiendo de su tipo, composición mineral y origen. La porosidad es el resultado de esfuerzos internos desarrollados por cambios en la temperatura o como resultado de incrustaciones imperfectas o expulsión de gases. En el caso de roca compacta, los esfuerzos internos provocan la apertura de pequeñas fisuras que contribuyen a la porosidad de la roca. Las rocas muy porosas tienen oquedades equidimensionales, aproximadamente esféricas, que provienen de desprendimientos de gases durante el enfriamiento de la roca

ígneas extrusivas o de disoluciones por agua meteórica. Opuestamente, las rocas de porosidad reducida están surcadas por discontinuidades alargadas, en forma de grietas, producto de los esfuerzos internos generados por efecto de la dilatación térmica diferencial de los minerales y, también, por efecto de los esfuerzos tectónicos. Ciertas rocas sedimentarias o ígneas extrusivas alcanzan valores de la porosidad del 20%, mientras que las rocas ígneas intrusivas resultan del orden del 0.1%. La porosidad de la mayoría de las rocas queda comprendida entre esos límites.

Con base en la distinción entre la porosidad ocasionada por las inclusiones y la debida a la presencia de grietas, se han definido la porosidad absoluta y la de fisuración. La primera se determina mediante la expresión:

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1 + e} = \frac{V - (W_s / G \gamma_w)}{V}$$

donde:  $V_v$  = volumen de vacíos

$$e = \frac{n}{1 - n}$$

$W_s$  = peso volumétrico seco de la muestra de roca

$G$  = gravedad específica de la roca

$\gamma_w$  = peso volumétrico del agua

$V$  =  $V_s + V_v$  = volumen total

Este procedimiento, cuya precisión es del orden del 10%, arroja resultados variables, de acuerdo con el grado de compacidad de la roca. Para medir la porosidad de fisuración se utiliza un porosímetro que permite medir el volumen de aire que llena las grietas matriciales interconectadas. En forma indirecta, Walsh (1965) ha evaluado la porosidad de fisuración  $n_0$  mediante la obtención del módulo de compresibilidad volumétrica de una muestra de roca sometida a presión hidrostática. En la figura 3.1 se presenta un diagrama de variación del volumen de la muestra en función de la presión aplicada  $\sigma$ . Para niveles reducidos de  $\sigma$ , las fisuras se cierran progresivamente hasta alcanzar el punto A. La recta AB representa el

comportamiento de la matriz no fisurada. En la misma gráfica se presenta la forma de evaluar  $\eta_0$ .

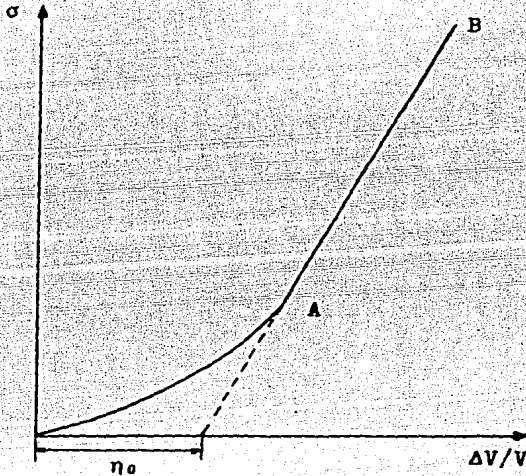


Fig. 3.1: Variación del volumen de la muestra en función de la presión hidrostática aplicada.

### III.3.2.- Relación de vacíos:

La relación de vacíos  $e$  es la relación entre el volumen de vacíos sobre el volumen de sólidos de la roca

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1 - n}$$

el volumen de sólidos  $V_s$  se puede calcular como :

$$V_s = \frac{W_s}{G \cdot \gamma_w}$$

$$G = \frac{W_s}{V_s \cdot \gamma_w} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \text{densidad de sólidos.}$$

### III.3.3.- Contenido de Agua:

El contenido de agua  $w$  de una roca es la relación, expresada en porcentaje, entre el peso del agua  $W_w$  presente en la roca sobre el peso de la roca secada en el horno.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 = \frac{W - W_s}{W_s} \cdot 100$$

el peso en seco de los sólidos se puede calcular como:

$$W_s = \frac{W}{1 + (w/100)}$$

donde  $W$  es el peso total de la muestra, incluyendo el agua.

La mayoría de las rocas tiene un contenido de humedad que varía de 1% hasta 35% en rocas porosas como las areniscas.

Al aumentar el contenido de agua de una muestra de roca, disminuye su resistencia a la compresión simple. Dicha reducción de resistencia puede ser notoria, ya sea por la disminución de esfuerzos efectivos o por efecto de cambios estructurales, particularmente en aquellos materiales ligeramente cementados y que no han estado sometidos previamente a saturación.

La presencia de agua en la roca provoca que disminuya su cohesión; en consecuencia, al saturarse la muestra, su deformabilidad aumenta y su resistencia a la compresión simple disminuye. Asimismo, las laderas del embalse de una presa, al saturarse, pueden sufrir una reducción drástica de su resistencia al esfuerzo cortante, por lo que pueden generarse movimientos notables de la masa rocosa y aún fallas de talud.

### III.3.4.- Grado de Saturación:

El grado de saturación  $G_w$  se determina como:

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} = \frac{w \cdot \gamma}{n \cdot (1+w) \cdot \gamma_w} = \frac{w G(1-n)}{n}$$

### III.3.5.- Peso Volumétrico

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Peso Volumétrico Seco :

$$\gamma_d = \frac{W_d}{V} = \frac{\gamma}{1 + w}$$

Peso Volumétrico Saturado

$$\gamma_{sat} = (1-n) G \gamma_w + n \gamma_w$$

Las rocas que contienen minerales más pesados tienen un peso volumétrico más grande que los que tienen minerales más ligeros. Por lo general, las rocas ígneas y metamórficas tienen pesos volumétricos más grandes que las rocas sedimentarias. Mientras más porosa sea la roca, menor será su peso volumétrico.

Gravedad Específica de Algunos Minerales

Mineral	Gravedad Específica G
Biotita	2.70 - 3.20
Calcita	2.71 - 3.72
Dolomita	2.80 - 3.00
Feldespatos	2.50 - 2.80
Yeso	2.20 - 2.40
Hornblenda	2.90 - 3.50
Kaolinita	2.50 - 2.65
Montmorilonita	2.00 - 2.40
Moscovita	2.76 - 3.00
Cuarzo	2.65
Talco	2.60 - 2.70

Peso Volumétrico Seco y Porosidad de Algunas Rocas

Tipo de Roca	Peso Volumétrico seco (t/m <sup>3</sup> )	Porosidad n (%)
<b>Ígneas:</b>		
Basalto	2.21 - 2.77	0.22 - 22.06
Diabasa	2.82 - 2.95	0.17 - 1.00
Gabro	2.72 - 3.00	0.00 - 3.57
Granito	2.53 - 2.62	1.02 - 2.87
<b>Sedimentarias:</b>		
Dolomita	2.67 - 2.72	0.27 - 4.10
Caliza	2.67 - 2.72	0.27 - 4.10
Arenisca	1.91 - 2.58	1.62 - 26.40
Lutita	2.00 - 2.40	20.00 - 50.00
<b>Metamórficas:</b>		
Gneiss	2.61 - 3.12	0.32 - 1.16
Mármol	2.51 - 2.86	0.65 - 0.81
Cuarcita	2.61 - 2.67	0.40 - 0.65
Esquisto	2.60 - 2.85	10.00 - 30.00
Pizarra	2.71 - 2.78	1.84 - 3.61

Tabla 3.6

III.3.6.- Alteración y Alterabilidad:

Las rocas, al ser sometidas a la acción agresiva del ambiente, sufren modificaciones en su estructura y composición mineralógica, es decir, se alteran. El grado de alteración de la roca es un parámetro con el que se trata de definir el estado presente de la roca; la alterabilidad es la capacidad de una roca para alterarse en el futuro, bajo las condiciones ambientales reinantes en el sitio.

Se ha optado por definir el grado de alteración como:

$$i(\%) = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100$$

donde: P2 es el peso de la muestra al finalizar una prueba de absorción consistente en sumergir dicha muestra en agua por hora y media.

P1 es el peso de la muestra secada al horno a 105° C

El grado de alteración se relaciona con la resistencia y deformabilidad de la roca; a mayor grado de alteración, menor resistencia y mayor deformabilidad del material. También el efecto de escala disminuye al crecer el grado de alteración. Esto implica, que la alteración al aumentar, opaca el carácter discontinuo de la matriz rocosa y que, para valores grandes del índice de alteración, el comportamiento de la roca tiende al de un suelo en que el efecto de escala es reducido.

Al estudiar la alterabilidad de una roca es necesario subrayar la importancia de su microfisuración. De hecho, las discontinuidades de la matriz rocosa juegan un papel fundamental en el proceso de alteración; las fisuras abiertas permiten el acceso del agua hacia la matriz rocosa, agua que actúa entonces sobre áreas importantes de los minerales. Sin fisuras la alteración de la masa sería prácticamente nula; sin embargo, resulta difícil valorar la influencia de la fisuración sobre la alterabilidad de una roca, pues su importancia está condicionada por otro factor: la alterabilidad específica de los minerales en las condiciones ambientales del sitio, o sea que la alterabilidad de una roca es consecuencia de la fisuración y alterabilidad específica de sus minerales.

Se ha comprobado experimentalmente que la circulación de agua en las rocas compactas es posible solo a partir de un valor de la permeabilidad al aire igual a  $10^{-7}$  cm/seg. aproximadamente (Farran y Thenoz, 1965). De acuerdo a este criterio, que refleja la influencia de la fisuración de la roca en su alterabilidad, se pueden distinguir dos grandes familias de rocas. La primera queda integrada por las muy compactas, en las que el agua no circula y, por lo tanto, son inalterables sea cual fuere la alterabilidad específica de sus minerales. Las rocas de la segunda familia son permeables al agua y por lo tanto, alterables, en caso de que sus minerales sean de elevada alterabilidad específica. Con el objeto de

valorar la alterabilidad específica de los minerales de una roca, se procede a una prueba de percolación con agua del sitio investigado, a través de una muestra de la roca. La disminución o aumento del coeficiente de permeabilidad de la roca en función del tiempo indica la existencia de una reacción química entre el agua y los minerales constitutivos, o sea una alterabilidad específica diferente de cero. También es significativa la comparación entre la composición química del agua inyectada y la filtrada.

Al tratar de aplicar en la obra los resultados obtenidos en el laboratorio, es necesario tener en cuenta los daños ocasionados a la roca por los métodos de ataque, principalmente los explosivos. Una roca que es inalterable in situ por ser su permeabilidad al aire inferior a  $10^{-7}$  cm/seg. puede tornarse alterable si los procedimientos de excavación utilizados aumentan en forma notable su fisuración.

En conclusión, la alterabilidad de una roca depende de su grado de fisuración, inherente o provocado y de la alterabilidad específica de sus minerales.

### III.3.7.- Sensitividad:

La sensitividad es un concepto que permite valorar la intensidad de la fisuración de una muestra de roca.

El concepto de sensitividad de una muestra de roca se establece analizando la variación de su permeabilidad al agua, en función del estado de esfuerzos aplicado.

La muestra probada (fig. 3.2) está formada por un corazón de 60 mm. de diámetro y 150 mm. de longitud, perforado en la parte central. En el extremo superior del conducto central, de 12 mm. de diámetro y 100 mm. de largo, se adapta un tubo metálico pegado a la roca con araldita. Las pruebas de permeabilidad se efectúan provocando un flujo radial de agua a través de la muestra, flujo que puede ser convergente o divergente. En el



primer caso (fig. 3.2) la muestra se introduce en un recipiente hermético alimentado con agua a presión, p. El conducto central, que comunica con el exterior del recipiente, colecta el agua de filtración. En el segundo caso el agua a presión se inyecta en el conducto central de la muestra y se mide el gasto de filtración que fluye a través de la superficie lateral de ella.

Las redes de flujo, en las muestras probadas con flujo convergente o divergente, son idénticas. En consecuencia, la magnitud de las fuerzas de volumen debidas al gradiente hidráulico son iguales en ambas pruebas, pero ocasionan esfuerzos efectivos de compresión en el caso de flujo convergente y de tensión en el de flujo divergente. Si las rocas son fisuradas, las permeabilidades medidas con flujo convergente o divergente resultan diferentes, debido a la apertura o cierre de las fisuras por efecto de los esfuerzos de tensión o de compresión inducidos en las respectivas pruebas. Se denomina sensibilidad S de la roca a la magnitud:

$$S = \frac{k_{-1}}{k_{50}}$$

cociente de las permeabilidades medidas en condiciones de flujo radial divergente a presión de  $1 \text{ Kg/cm}^2$  y flujo radial convergente a una presión de  $50 \text{ Kg/cm}^2$ .

En numerosos casos de roca de diversas características se ha podido establecer una correlación entre el valor de sensibilidad S y la intensidad de su fisuración. La sensibilidad de las rocas porosas no fisuradas es igual a 1 y alcanza valores de 10000 para las muy fisuradas, como por ejemplo el gneis de Malpasset en Francia.

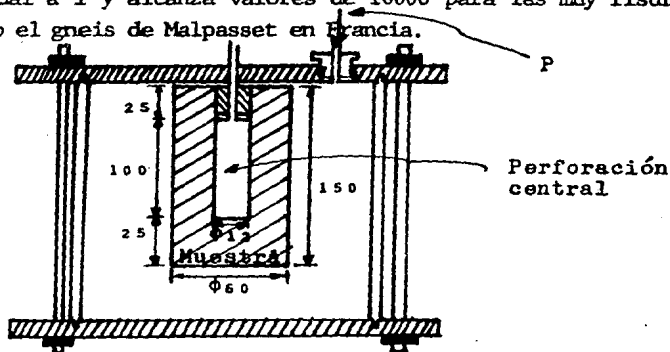


Fig. 3.2: Prueba de permeabilidad. Flujo radial convergente. (acotaciones en mm)

### III.4.- Propiedades Mecánicas:

Generalmente, las propiedades mecánicas de un material caracterizan su reacción al efecto de las fuerzas de campo de su medio ambiente. Particularmente, las propiedades mecánicas de las rocas dependen de:

- 1.- La naturaleza del material rocoso
- 2.- La estratigrafía de la roca in situ
- 3.- Los defectos de la roca
- 4.- La metodología de prueba.

Las propiedades mecánicas más importantes que deben ser investigadas cuando se diseñan cimentaciones, estructuras hidráulicas y túneles son:

- 1.- Dureza
- 2.- Durabilidad
- 3.- Permeabilidad al agua
- 4.- Elasticidad
- 5.- Plasticidad
- 6.- Deformabilidad
- 7.- Resistencia

#### III.4.1.- Dureza:

La dureza de un mineral o roca es la resistencia a la abrasión. Todo mineral y roca tienen una dureza o rango de dureza que depende de la fuerza de sus enlaces químicos.

Para determinar la dureza de un mineral o roca se utiliza la escala de dureza de Mohs. La dureza se puede determinar rayando un mineral con otro. Cada material en la escala "raya" al inmediato anterior.

Algunas veces la dureza se usa como criterio de resistencia de las rocas, pues se ha demostrado que está relacionada con la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad. La dureza de los minerales contenidos en la composición de una roca influyen de manera decisiva en las propiedades mecánicas de la roca.

#### III.4.2.- Durabilidad:

La durabilidad de la roca es un término relativo. Esta propiedad depende de la naturaleza del medio ambiente de la roca, ya sea el clima y los fenómenos atmosféricos y del tiempo de exposición de la roca a dichos factores. El National Bureau of Standards tiene una tabla de tiempos estimados de duración para diferentes tipos de rocas.

#### III.4.3.- Elasticidad:

Todos los materiales sólidos se deforman bajo la acción de cargas. A todo esfuerzo le corresponde una deformación. Si el esfuerzo no es demasiado grande, la deformación del material se puede recobrar y volver a su estado natural en forma y tamaño al ser eliminado dicho esfuerzo. Todos los esfuerzos, desplazamientos y deformaciones son medidos con respecto al estado natural del material, donde se asume que los valores de los anteriores son cero. La propiedad de recuperación que tiene un material se llama elasticidad. Si el material se recupera completamente, se llama perfectamente elástico. Si el material no se recupera totalmente, la deformación que no desaparece al eliminar el esfuerzo se llama deformación permanente.

En las rocas, la elasticidad depende de su continuidad, homogeneidad e isotropía. En la ingeniería práctica cuando se hacen diseños en roca y análisis de estabilidad de taludes se consideran ciertas idealizaciones, como las siguientes:

- 1.- Se asume que la roca es un medio continuo, homogéneo, elástico lineal e isotrópico. El grupo de materiales cuyas propiedades no dependen de la dirección se llaman isotrópicos.

- 2.- La roca obedece a la Ley de Hooke que establece una proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones; las deformaciones son función lineal de los esfuerzos.
- 3.- Las deformaciones de un material de roca cargado son tan pequeñas que pueden ser despreciadas al establecer condiciones de equilibrio.

#### III.4.4.- Plasticidad:

La plasticidad de un material sólido es su propiedad de ser continua y permanentemente deformado, esto es, es la propiedad que tienen de cambiar de forma en cualquier dirección y sin llegar a la ruptura al actuar un esfuerzo que exceda el límite elástico del material. Así pues, la plasticidad de un material se caracteriza por la existencia de un límite elástico aparente o esfuerzo mínimo de deformación permanente a partir del cual las deformaciones permanentes se manifiestan. En el estado plástico, una deformación permanente de un material puede ocurrir sin fractura. El término fractura implica la formación de grietas en el material.

El flujo plástico de un sólido es el fenómeno de incremento en las deformaciones bajo un esfuerzo constante.

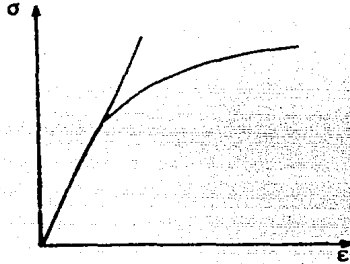
Fisicamente, la deformación plástica es anisotrópica. Toda isotropía inicial que se pudiera haber presentado es destruida por la deformación plástica.

Las condiciones prevalecientes en los estratos más profundos, tales como elevadas temperaturas y altas presiones contribuyen a la deformación plástica de la roca.

#### III.4.5.- Deformabilidad y Resistencia

El término deformación de la roca significa cualquier cambio en la forma original o en el volumen de un espécimen de roca, ya sea debido a cargas aplicadas en laboratorio o in situ, o debido a fuerzas de origen tectónico.

En las pruebas con especímenes cilíndricos sometidos a carga axial se acostumbra medir las deformaciones axial y lateral que sufre la probeta y se calculan posteriormente las deformaciones unitarias correspondientes. La representación gráfica de los esfuerzos y sus consecuentes deformaciones da lugar a un diagrama de esfuerzo-deformación.



La deformación y resistencia de la roca está afectada por ciertos factores geológicos de deformabilidad. Estos son:

- 1.- Defectos de la roca (fallas, juntas, etc.)
- 2.- Orientación geométrica y posición de la formación rocosa.
- 3.- Grado de humedad o alteración
- 4.- Estructura mineralógica de la roca
- 5.- Propiedades elásticas, plásticas y reológicas
- 6.- Anisotropía de la roca
- 7.- Dirección y magnitud de las cargas actuantes sobre la roca
- 8.- Factores sísmicos
- 9.- Estado de esfuerzos dentro de la masa rocosa.

Los diagramas esfuerzo-deformación resultantes de las pruebas de laboratorio también se ven afectados por otros factores que conciernen a los especímenes que se utilizan en dichas pruebas, tales como el efecto de escala, efecto de la forma y el efecto de las presiones de poro.

#### III.4.5.1.- Efecto de Escala:

Los resultados numéricos de las pruebas de resistencia realizadas con muestras cilíndricas de igual relación de esbeltéz, varían con el volumen de las probetas ensayadas. Esta propiedad es característica de los medios fracturados o discontinuos. La interpretación teórica de la disminución de resistencia en compresión simple al aumentar el volumen se basa en conceptos probabilísticos como el del "eslabón más débil de una cadena". Según este concepto, la resistencia de un material surcado por discontinuidades queda condicionada por la resistencia del elemento de volumen que contine la zona más débil, o sea, la más fisurada. Si para una densidad de fisuración dada el volumen de la probeta crece, el número total de discontinuidades aumenta, así como la probabilidad de incluir una fisura grande en la muestra. Es por eso que a mayor grado de fisuración de la roca, mayor efecto de escala.

El efecto de escala es un factor fundamental para el diseño de los pilares de excavaciones subterráneas. La resistencia a la compresión simple de un pilar de una mina puede ser notablemente inferior a la de corazones de tamaño reducido, si la roca se encuentra muy fisurada. El factor de escala disminuye al aumentar la presión confinante que actúa sobre la muestra, pues induce el cierre de las fisuras preexistentes y, por tanto, pierde importancia el carácter discontinuo de la roca. Correlativamente, cuando aumenta la presión de confinamiento disminuye el coeficiente de variación de la resistencia al corte.

La comparación de las resistencias al esfuerzo cortante determinada en el laboratorio con probetas de disminuciones reducidas, e in situ, en áreas grandes, muestra también que el efecto de escala es tanto más acentuado cuanto más acentuado es el carácter discontinuo de la roca.

Para evaluar cuantitativamente este efecto de escala, Weibull ha propuesto una relación entre la resistencia media en compresión simple ( $R_c$ ) de una probeta y su volumen  $V$ , así como también calcula un coeficiente de variación de la resistencia a la compresión simple de un lote de muestras ( $\sigma/R_c$ ) mediante una expresión que está en función de un parámetro  $m$

característico de cada tipo de roca. Weibull toma como valor índice del efecto de escala al cociente de las resistencias a la compresión simple de probetas de relación de esbeltez 2 y diámetros 1 cm y 6 cm, o sea :

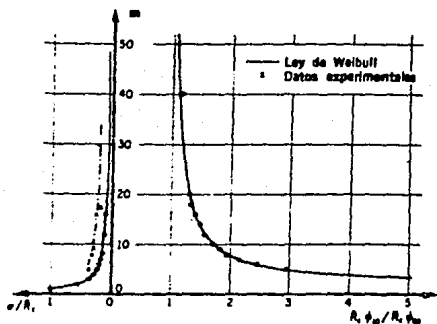
$$f_e = \frac{R_c \phi_{10}}{R_c \phi_{60}}$$

En base al ensayo de un número grande de probetas, Bernaix, Jaeger y Cook elaboraron la tabla 3.7 en la cual se muestra el valor del factor de escala para diferentes tipos de roca.

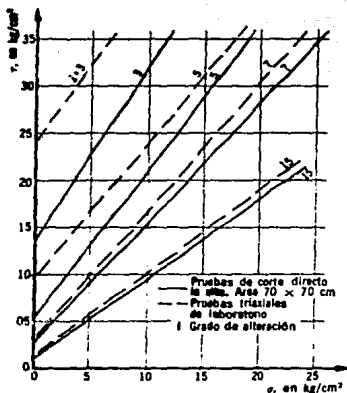
Existe también una relación entre el grado de alteración *i* y el efecto de escala, de tal manera que al aumentar el grado de alteración, disminuye el carácter de la roca de material fisurado y disminuye también el efecto de escala. Conclusiones referentes a esto se muestran en la figura 3.3.

Tabla 3.7 : Efecto de escala

Roca	Fisuración	m	$\frac{\sigma}{R_c}$	$\frac{R_c \phi_{10}}{R_c \phi_{60}}$
Gneis de Malpasset, margen derecha	Microfisuración y macrofisuración muy intensas	5	0.37	2.9
Gneis de Malpasset, margen izquierda	Microfisuración y macrofisuración intensas	8	0.30	1.9
Carbón de Duffryn	Surcado de fisuras y debilidades visibles	9.4	0.29	1.8
Caliza fisurada	Microfisuración débil. Macrofisuración intensa	16	0.25	1.4
Gneis con biotita y muscovita	Microfisuración media	30	0.22	1.2
Carbón de Barnsley Harls	Macrofisuración débil	17.5	0.19	1.35
Caliza de Saint Vaast	Fisuras inexistentes	$\infty$	0.05	1.00



Efecto de escala vs dispersión de los resultados de resistencia a la compresión simple



Disminución del efecto de escala con el aumento del grado de alteración, *i* (véase II.1.1)

Fig. 3.3

### III.4.5.2.- Efecto de la Forma

Los estudios efectuados por Berthier y Tourenq (1966) y Grosvenor (1963) han establecido que la resistencia disminuye apreciablemente al aumentar la relación de esbeltez hasta 2. Para valores superiores a 2, la variación de resistencia es reducida. En la figura 3.4 se presenta la variación de la resistencia a la compresión simple de muestras de andesita alterada en función de su relación de esbeltez.

Si se ensayan especímenes de roca con valores L/D pequeños, es probable que no se puedan formar los planos de corte en la muestra sin atravesar el plano formado por la base de la muestra y el plato de la prensa. Así pues, el rozamiento entre la muestra y la prensa produce un efecto de confinamiento o traxial que aumenta la resistencia obtenida. Se recomienda una relación L/D de 2.5 para asegurar una distribución de tensiones bastante uniforme en la muestra y aumentar la posibilidad de que el plano de rotura se pueda formar libremente sin interferir con el plato de la prensa. En la práctica es común que las pruebas de resistencia se efectúen con especímenes que tienen una relación de esbeltez igual a 2.

Variación de la resistencia a la compresión simple con la relación de esbeltez en la muestra de toba andesítica intemperizada

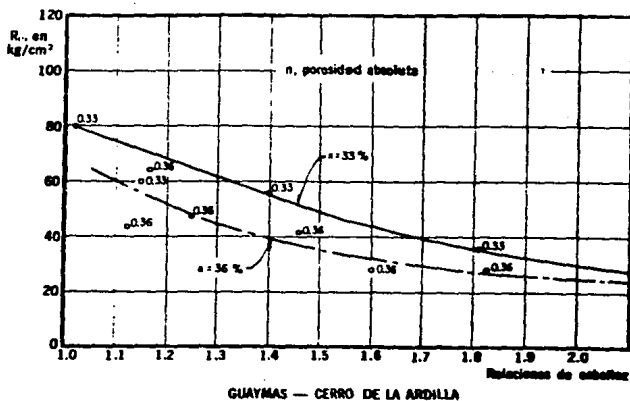


Fig. 3.4



### III.4.5.3.- Anisotropía:

Las rocas metamórficas presentan a menudo textura foliada en la cual los minerales laminares, como mica y clorita, están alineados paralelamente unos con otros (gneiss, pizarras, esquistos). Se supone que en estos casos el comportamiento de las rocas es anisotrópico. En efecto, el módulo de deformabilidad en sentido normal a la foliación es inferior al medido paralelamente a la foliación hasta en 40% para los esquistos, 25% para las pizarras y las filitas y 10% para las cuarcitas. Para estas últimas, en el plano de la foliación, en cualquier dirección los módulos son aproximadamente iguales, o sea, que se trata de materiales ortotrópicos. Su resistencia a la compresión simple varía con la magnitud del ángulo  $\alpha$ , formado por la normal al plano de esquistosidad y la dirección del esfuerzo aplicado, y su valor mínimo se alcanza para  $\alpha$  comprendido entre 50° y 80° (Fig. 3.5). A este tipo de anisotropía se denomina comúnmente anisotropía intrínseca.

La anisotropía en el comportamiento puede deberse a otra causa: una fisuración según direcciones privilegiadas, preexistente o inducida durante la prueba por los esfuerzos aplicados. Walsh (1965) mostró que el módulo de deformabilidad, en sentido normal a una fisura abierta, disminuye en función del cubo de la longitud de esta. En consecuencia, el estado de esfuerzos aplicado, sea por efecto del tectonismo, sea durante una prueba de laboratorio, y la consecuente fisuración inducida, ocasiona una anisotropía cuya magnitud depende de la longitud de las fisuras así creadas.

La utilización de estos datos en la práctica resulta delicada, pues son numerosos los casos de problemas estructurales en los cuales es desconocida la dirección de los esfuerzos principales actuantes en cada punto de la masa. En esas condiciones no queda otra solución que realizar el diseño utilizando los valores mínimos de los parámetros de resistencia de las rocas involucradas.

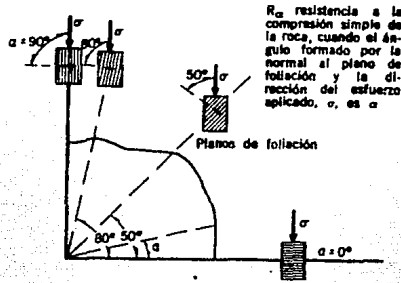


Diagrama polar de la resistencia a la compresión simple de una roca foliada

Fig. 3.5

#### III.4.5.4.- Efecto de las presiones de poro:

Las pruebas triaxiales efectuadas con muestras de roca indican sin lugar a dudas, que el principio de esfuerzos efectivos se aplica al comportamiento de las rocas. La resistencia a la falla de una muestra de roca sometida a una prueba triaxial es función del esfuerzo confinante efectivo, o sea del esfuerzo confinante total aplicado menos la presión de poro desarrollada.

Es importante señalar, que en los experimentos diseñados con el fin de determinar la resistencia de una roca en términos de esfuerzos efectivos, resulta fundamental la consideración de la velocidad de carga o de deformación aplicada. En efecto, la permeabilidad de las probetas de rocas compactas es muy pequeño (del orden de  $10^{-10}$  a  $10^{-11}$  cm/seg), y en consecuencia el lapso de la presión de poro de la muestra es grande. Si el intervalo de tiempo a la falla impuesto no es mayor que el lapso de uniformación de la presión de poro, la medición de ésta en la base de la probeta carece de sentido, pues no es representativa de la presión de poro media actuante en la muestra. Por tanto, la resistencia en términos de esfuerzos efectivos de un material dilatante y saturado, probado en forma rápida, resulta superior a la del mismo material en estado seco, porque las presiones de poro negativas que se desarrollan no son medidas correctamente en la base de la muestra.

La generación y disipación de estas presiones de poro negativas bajo el efecto de una carga rápida ocasiona, por tanto, un incremento transitorio de resistencia en la roca, en términos de esfuerzos totales. Este fenómeno puede explicar el retraso que se presenta en ciertas minas profundas entre la apertura del túnel y la falla violenta de las paredes. También en el caso de taludes se ha observado que el proceso de falla ocurre en forma discontinua, a saltos y una de las causas de este mecanismo podría ser la anterior.

#### III.4.5.5- Diagramas Esfuerzo-Deformación para Rocas.

En lo que toca a las deformaciones de la roca, se ha aprendido que usualmente los tipos de falla en ella ocurren ya sea al llegar al límite elástico o bien al acercarse al esfuerzo de fluencia. Tales materiales se consideran frágiles. Se considera que las rocas fallan con fractura frágil si antes de fallar no tuvieron una previa deformación plástica. Se dice que las rocas tienen comportamiento dúctil si se deforman apreciablemente (plasticamente) antes de fallar. Después de una previa deformación plástica, la roca falla por ruptura dúctil. Bajo temperaturas y presiones normales, la roca usualmente tiene un comportamiento frágil.

Debido a que la mayoría de los materiales rocosos son frágiles, el rango plástico de tales rocas, su deformación plástica y grado de plasticidad son relativamente muy pequeñas.

Para la mayoría de las rocas, los diagramas esfuerzo-deformación presentan una forma lineal, parecida a un sólido perfectamente elástico donde los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y donde no existe un esfuerzo definido de fluencia sino que la falla se presenta bruscamente (en el punto F del diagrama de la Fig. 3.6 a).

Si se obtiene una relación exacta  $\sigma = E \cdot \epsilon$  se dice que el material es elástico-lineal. Generalmente las rocas ígneas y sedimentarias bajo cargas ordinarias de compresión se deforman muy poco antes de que se rompan. A

menudo, a altas temperaturas y/o presiones, las rocas se deforman plásticamente.

En la figura 3.6 b se muestra un diagrama  $\sigma$ - $\epsilon$  al cual Farmer llama una roca quasi-elástica. Estas rocas tienen aproximadamente comportamiento de un material elástico frágil con una relación lineal que se mantiene casi hasta el punto de falla. Ejemplos de estas rocas son las que tienen una composición sana, densa y de granos finos, como las rocas ígneas extrusivas y las rocas metamórficas de granos finos.

La figura 3.6 c muestra un diagrama en el cual la pendiente decrece mientras el esfuerzo se incrementa. Es llamado por Farmer un comportamiento semi-elástico, estas rocas representan las menos elásticas, por ejemplo, rocas ígneas de granos gruesos.

En la fig. 3.6 d se tiene un diagrama esfuerzo-deformación -- general.

Debido a su forma, el diagrama muestra tres tipos de módulos de elasticidad:

Ei : Módulo tangente inicial

Et : Módulo tangente en un punto T definido

Es : Módulo secante para un punto particular T.

Para la roca, el módulo de elasticidad más usado es el Ei ya que es el más seguro de obtener mediante las pruebas.

En la figura 3.6 e se tiene un diagrama para un material elástico con un lazo de histéresis formado por un solo ciclo de carga-descarga.

En la figura 3.6 f se observa el diagrama de un material inelástico tal como una roca sedimentaria débil de baja cohesión y grandes espacios vacíos.

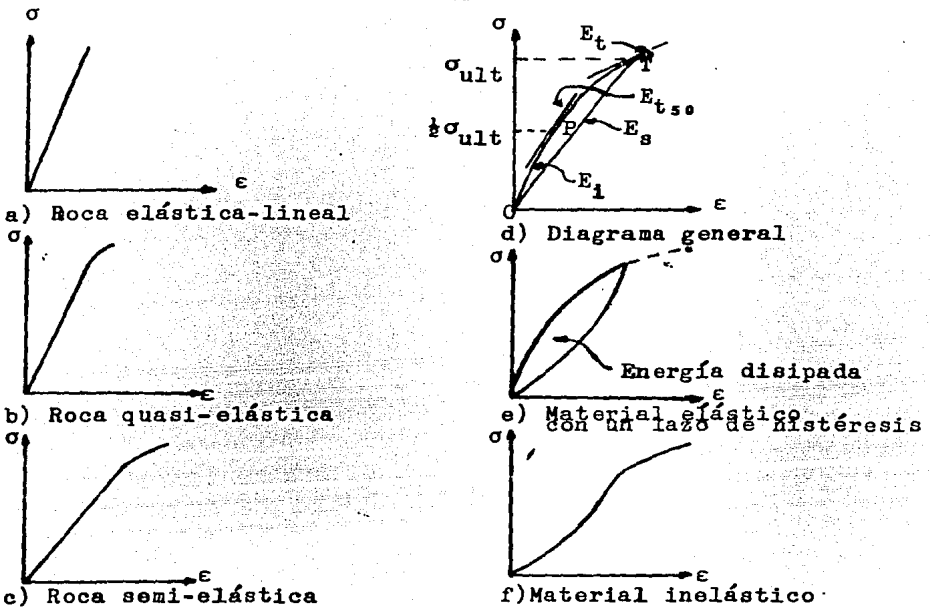


Fig. 3.6: Algunos tipos de diagramas  $\sigma$ - $\epsilon$  para rocas.

De las curvas que se observan en la figura 3.7 el tipo I presenta una forma prácticamente lineal hasta que se produce una rotura repentina. Este comportamiento es típico de los basaltos, cuarcita, diabasa, dolomía y calizas extraordinariamente duras. Las calizas más blandas, argilitas y tobas presentan una fluencia anelástica, continuamente creciente, al aproximarse a la carga de rotura, y pueden caracterizarse por la curva del tipo II.

La curva del tipo III es típica de la arenisca, granito, esquistos cortados paralelamente a la estratificación y algunas diabasas. Las rocas metamórficas, como los mármoles y gneiss, están representados por una curva en S con una parte central de gran pendiente, de acuerdo con el tipo IV. Únicamente las muestras de esquistos cortados perpendicularmente a la estratificación presentan la elevada compresibilidad que señala la curva en S del tipo V. Las curvas de los tipos III, IV y V se caracterizan por una parte inicial cóncava hacia arriba que se hace de mayor pendiente al cerrarse las superficies de las microfisuras o exfoliación. La parte inicial se continúa por otra claramente lineal que va mostrando

gradualmente diversos grados de fluencia anelástica al acercarse a la rotura. Las rocas del tipo III no presentan fluencia apreciable y se rompen de una forma frágil semejante a las del tipo I.

La curva tipo VI es característica de la sal gema y tiene una pequeña parte inicial seguida por una deformación inelástica creciente y una fluencia continua. Esta curva es también típica de la sal potásica y otras evaporitas.

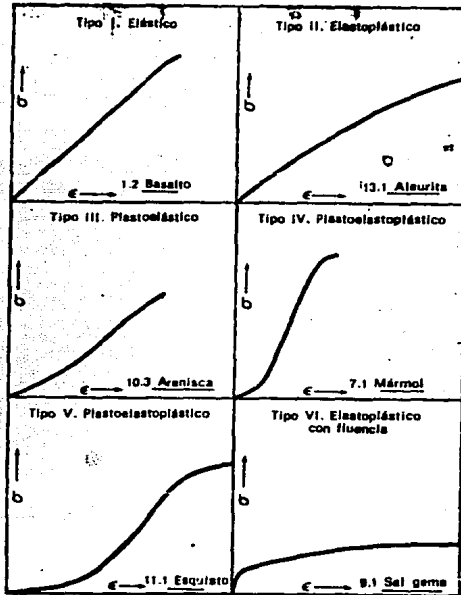


Fig. 3.7 : Curvas típicas esfuerzo-deformación para rocas a compresión simple cargadas hasta la ruptura.

Cabe aclarar que estos diagramas son a los que generalmente se apegan los resultados de las pruebas con muestras de roca, sin embargo, también es común que con metodologías diferentes de prueba aplicadas a un mismo tipo de roca se obtengan diagramas diferentes.

### III.4.5.6.- Creep.

Todos los materiales combinan en alguna proporción las características de elasticidad, plasticidad y flujo plástico. El flujo plástico de una roca es de particular interés en ingeniería de rocas al diseñar túneles a grandes profundidades. Cuando un material se deforma lentamente en forma continua, este tipo de deformación permanente se conoce como "creep", un fenómeno de deformación que se presenta cuando las deformaciones se incrementan con el tiempo, sin que los esfuerzos aumenten; es decir, existe un incremento continuo en la deformación a un esfuerzo constante. La magnitud de creep depende del nivel de esfuerzos: a esfuerzos altos, el creep se acelera y la falla es alcanzada rápidamente.

La figura 3.8 ilustra la deformación elástica y la deformación que se incrementa linealmente con el tiempo  $\epsilon = f(t)$  bajo un esfuerzo constante, es decir, el creep.

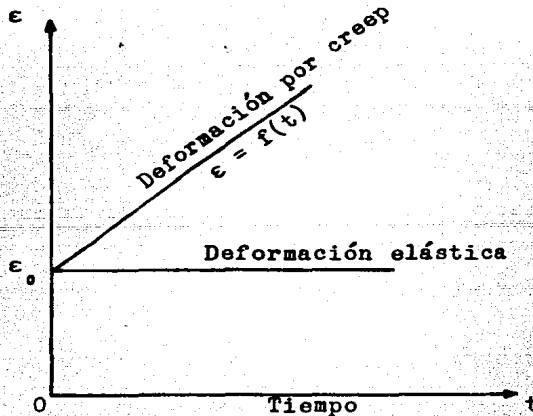


Fig. 3.8: Deformaciones elástica y creep bajo esfuerzo constante.

La prueba de creep, generalmente, es más cualitativa que cuantitativa, porque describe características del comportamiento de la roca antes que proporcionar valores numéricos.

La figura 3.9 ilustra las fases de una deformación que es función del tiempo. Pueden observarse tres fases principales llamadas :

- 1.- Fase transitoria o primaria
- 2.- Secundaria o estacionaria
- 3.- Terciaria o de falla.

La primera fase se caracteriza por una velocidad decreciente de deformación, la segunda por una velocidad constante de deformación y la tercera por aumentar la velocidad de deformación. A esto se le conoce también como el comportamiento viscoso de la roca.

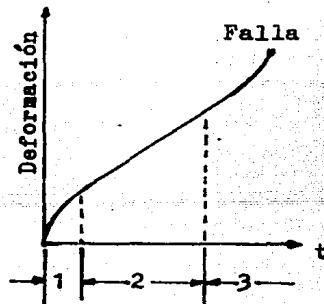


Fig. 3.9: Deformación bajo esfuerzo constante, como función del tiempo.

#### III.4.5.7.- Propiedades de Resistencia de la Roca.

Para el diseño de ingeniería en roca, el conocimiento del comportamiento de la misma implica la determinación de las constantes elásticas apropiadas y



las propiedades de resistencia de la roca.

La capacidad de un material de resistir cargas externas aplicadas es su resistencia. En la ingeniería práctica ordinaria, la resistencia puede ser vista como la fuerza por unidad de área necesaria para llevar el material a la ruptura bajo condiciones ambientales dadas.

Las propiedades de resistencia de una roca son gobernadas por la composición mineral cualitativa y cuantitativa de la roca. Aparte de la dureza de los minerales y la durabilidad de la roca, hay también otros factores que afectan las propiedades mecánicas de ella. Estos son:

- 1.- El tipo de roca
- 2.- La localización y el medio ambiente de la roca
- 3.- Resistencia interna de las partículas de los minerales
- 4.- Orientación de los cristales y granos de los minerales con respecto a la carga y la consecuente deformación lateral y/o el deslizamiento.
- 5.- Los defectos de la roca tales como juntas, grietas, fisuras, vacíos, etc.
- 6.- Grado de saturación
- 7.- Elasticidad y plasticidad de la roca
- 8.- Métodos de prueba

En la roca pueden distinguirse dos tipos de resistencia: la estática y la dinámica. En este trabajo únicamente se tratará con la resistencia estática y las pruebas que para determinarla se utilizan.

La resistencia de una roca se determina de varias maneras. Para los materiales elásticos, la resistencia se describe por medio de las constantes elásticas  $E$  y  $\mu$  que son características de cada material.

Las pruebas más comunes que se realizan en laboratorio son:

- 1.- Resistencia a compresión
  - a) Resistencia a compresión axial
  - b) Resistencia a compresión triaxial
- 2.- Resistencia al esfuerzo cortante
- 3.- Resistencia a la tensión
- 4.- Resistencia a la flexión

#### III.4.5.7.1.- Resistencia a la Compresión.

La resistencia a la compresión se determina mediante pruebas de compresión confinadas y no confinadas.

La prueba de compresión simple es hecha con especímenes de roca cúbicos, cilíndricos o prismáticos (Fig. 3.10). La relación de esbeltez más usada está entre 2 y 3, es decir,  $2 \leq h/d \leq 3$ . Usualmente el espécimen de roca se fractura longitudinalmente o con falla por cortante dependiendo de la manera de cargar a la muestra en la máquina de prueba y del grado de rugosidad que tengan sus superficies de contacto con la probeta de roca.

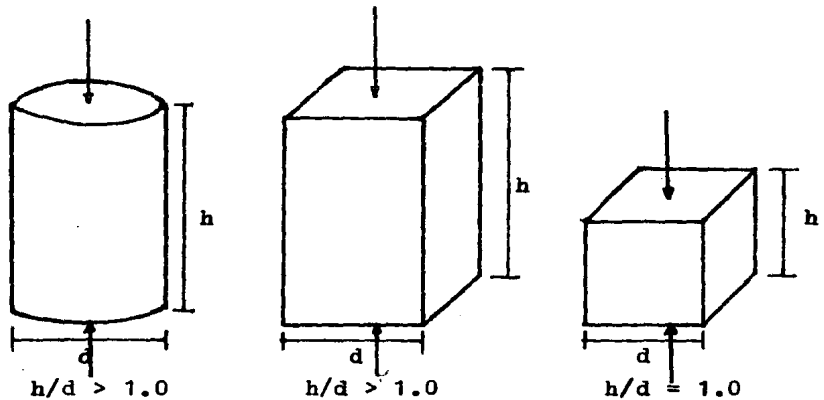


Fig. 3.10 : Especímenes de roca para pruebas de compresión simple.

La falla de la roca ocurre a un esfuerzo último  $\sigma_1$  cuando la resistencia al corte en su plano potencial de falla s-s es agotada. Para todo esfuerzo axial aplicado al espécimen de roca, se acostumbra medir las deformaciones axiales y laterales que sufre. Estos datos son usados para determinar la relación de Poisson del espécimen de roca. También se utilizan esas mediciones para elaborar los diagramas esfuerzo-deformación y determinar el módulo de elasticidad E de la probeta.

La prueba de compresión simple proporciona también, de manera indirecta, la resistencia al esfuerzo cortante  $s = \tau$  y los parámetros  $\phi$  y  $c$  conocidos comúnmente como ángulo de fricción interna y cohesión respectivamente, como función del ángulo de ruptura  $\alpha$  (fig. 3.11).

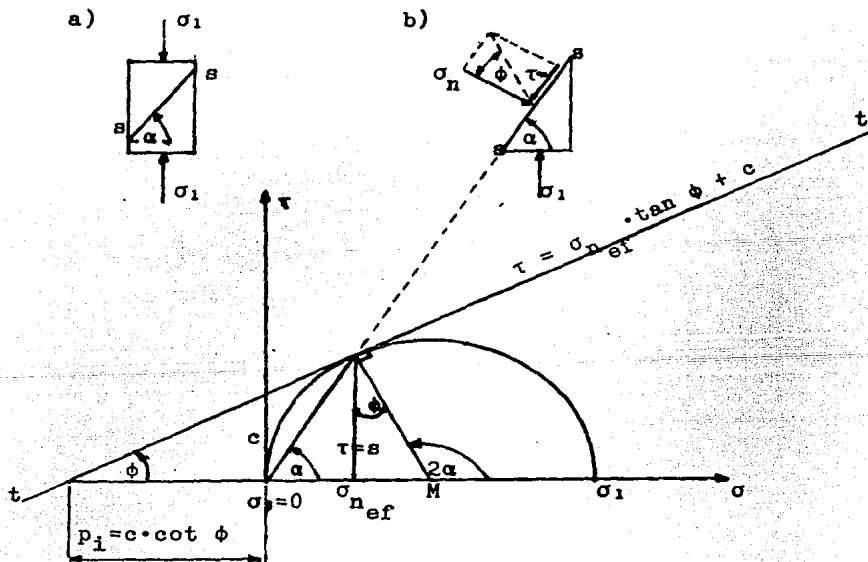


Fig. 3.11: Gráfica de prueba de compresión simple  
( Dibujo esquemático de un círculo de Mohr)

La resistencia al esfuerzo cortante  $s$  de la roca se expresa por la Ley de Coulomb como ( Fig. 3.11):

$$s = \tau = \sigma_n \tan \phi + c$$

$$\text{cuando } c = 0 \quad s = \tau = \sigma_n \cdot \tan \phi$$

$$\text{donde } \sigma_n = \frac{\sigma_1}{2} (1 + \cos 2\alpha)$$

siendo  $\sigma_n$  el esfuerzo normal al plano de corte. Del círculo de Mohr se tiene que :

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

y, por lo tanto,

$$\phi = 2\alpha - \frac{\pi}{2}$$

El ángulo de fricción  $\phi$  , así como el coeficiente de fricción se calculan del círculo de Mohr, obteniéndose:

$$\tan \phi = \frac{\tau}{\sigma_n + p_i} = \frac{\sigma_1/2 - \sigma_n}{\tau} = f$$

donde  $p_i = c \cot \phi$  es el esfuerzo inicial en la roca, o sea que,  $\phi = \arctan f$

La cohesión  $c$  se calcula como :

$$c = \tau - \sigma_n \tan \phi \quad \text{ó} \quad c = \tau \cdot \frac{p_i}{p_i + \sigma_n}$$

La resistencia a compresión triaxial se obtiene probando un espécimen de roca sometido a un esfuerzo de confinamiento  $\sigma_3$  y cargándolo axialmente con un esfuerzo  $\sigma_1$  hasta llevarlo a la falla. Este esfuerzo de falla  $\sigma_1$  se conoce como la resistencia a compresión triaxial del espécimen de roca.

Con los datos de la prueba de compresión triaxial es posible evaluar el esfuerzo normal efectivo  $\sigma_n$  y el esfuerzo cortante  $\tau$  en el plano de falla, así como los parámetros  $\sigma_n^{\text{ef}}$   $\phi$  y  $c$  como función del ángulo de ruptura del espécimen de roca. También se puede obtener indirectamente la resistencia

al esfuerzo cortante de la roca.

La resistencia al esfuerzo cortante en esta prueba es:

$$s = \tau = \sigma_{n\text{ef}} \cdot \tan \phi + c$$

Los valores  $\phi$  y  $c$  se pueden obtener al graficar el círculo de Mohr y la línea de resistencia ( Fig. 3.12 )

Este es el método mayormente usado para la determinación de los parámetros  $\phi$  y  $c$ .

De la misma manera es posible encontrar los esfuerzos normal y cortante que actúan en el plano de falla como función de los esfuerzos principales menor ( $\sigma_3$ ) y mayor ( $\sigma_1$ ) y del ángulo  $\alpha$ , obteniéndose:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

Cuando  $\sigma_3 = 0$  ( como en las pruebas de compresión simple ) se tiene:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1}{2} + \frac{\sigma_1}{2} \cos 2\alpha = \frac{\sigma_1}{2} (1 + \cos 2\alpha)$$

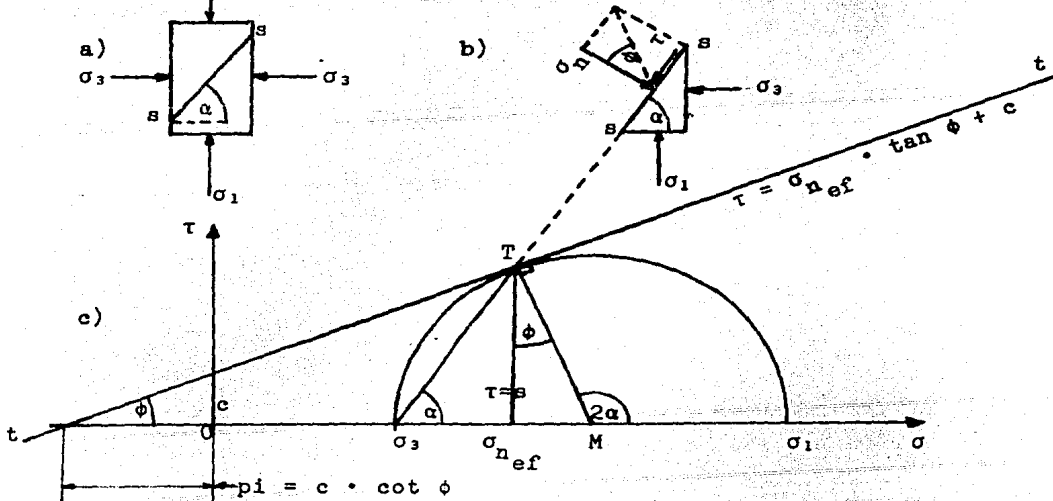


Fig. 3.12: Gráfica de la prueba de compresión triaxial.

Usualmente, los resultados de las pruebas de resistencia en roca caen dentro de un amplio rango, por lo que para definir la resistencia de la roca se utiliza la expresión:

$$\sigma = \sigma_{\text{prom}} \pm \Delta\sigma$$

donde:  $\sigma_{\text{prom}} = \frac{\sum \sigma_i}{n}$   
obtenidas y :

es el promedio de las resistencias

$$\Delta\sigma = \sqrt{\frac{(\sigma_i - \sigma_{\text{prom}})^2}{n - 1}}$$

es la desviación estandar.

Generalmente, la resistencia a la compresión de la roca es función de :

- 1.- Tamaño del espécimen
- 2.- Forma
- 3.- Presión de confinamiento
- 4.- Relación de esbeltez
- 6.- Porosidad
- 7.- Contenido de humedad

Al igual que en los suelos, la presión de confinamiento provoca una resistencia mayor de la roca.

De acuerdo a Jaegger, este comportamiento es característico de muchas rocas cuyas presiones de confinamiento son del orden de 50 kpsi = 344.75 MN/m<sup>2</sup>; este el rango de importancia práctica en la mecánica de rocas.

Si los especímenes de roca, teniendo el mismo diámetro son de diferente longitud, los datos obtenidos de pruebas de resistencia, para propósitos de uniformidad o comparación, pueden ser ajustados a la resistencia de un espécimen equivalente de roca con una relación de esbeltez igual a 1; para esto la ASTM propone la expresión :

$$\sigma_{\text{cu}} = \frac{\sigma_{\text{ult}}}{\{0.778 + 0.222(b/h)\}}$$

donde:  $\sigma_{cu}$  es la resistencia última a compresión calculada para un espécimen equivalente (cúbico o cilíndrico) con una relación  $h/b = 1$  y se llama la resistencia a compresión ajustada.

$\sigma_{ult}$  es la resistencia última a compresión de un espécimen cuya altura  $h$  es mayor que su diámetro  $d = b$ , o sea, cuya relación de esbeltez es mayor que 1; todo en unidades de medida consistentes.

Aquí  $b$  es el ancho del cubo o prisma. En el caso de un espécimen cilíndrico  $b = d$ , donde  $d$  es el diámetro del espécimen.

En la ecuación anterior puede observarse que si  $b/h = 1$ , entonces  $\sigma_{cu} = \sigma_{ult}$  y si  $h$  se incrementa, la resistencia disminuye.

De acuerdo a Moos y Quervain, el agua en los poros de la roca reduce la magnitud de la fricción interna de sus granos; la resistencia a la compresión también disminuye al incrementarse la porosidad. Esto es debido a que la presencia de vacíos ocasiona la falta de ligazón entre las partículas de la roca. La forma de los vacíos, el tamaño de ellos y el arreglo que tengan (interconectados o desconectados) son factores propios de la porosidad y que afectan a la resistencia de la roca.

Frecuentemente se encuentra que granitos de textura gruesa, los cuales son muy porosos, tienen una resistencia considerablemente menor que algunas rocas ígneas de textura fina. Por consiguiente, la resistencia de una roca de granos finos es mayor que una roca de granos grandes.

El basalto es una de las rocas comunes más resistentes. Tiene una textura microscópica que consiste de microcristales unidos por enlaces fuertes.

En las rocas, generalmente la resistencia disminuye cuando la humedad se incrementa. Las rocas saturadas tienen menos resistencia que las secas. Obert y Duvall son de la opinión que una parte de esta disminución de la resistencia al aumentar el contenido de humedad puede deberse a la incapacidad del agua de los poros de fluir libremente (dentro del intervalo

de tiempo que dura una prueba) y causar, por lo tanto, que la presión de poro contribuya como un incremento en la carga que soporta el espécimen.

La relación de resistencias de muestras secas y húmedas se llama factor de suavidad o ablandamiento.

Pruebas de laboratorio realizadas con lutitas de New Jersey mostraron que su consistencia disminuye al hacer pruebas en compresión simple con especímenes saturados que se dejaron 2 semanas en el agua. Los valores promedio de resistencia a compresión simple de especímenes saturados fueron aproximadamente de una tercera parte de los valores obtenidos con probetas secadas al horno. El factor de ablandamiento de la roca en esta prueba fué:

$$sf = \frac{\sigma_{\text{ult prom}} \text{ en estado seco}}{\sigma_{\text{ult prom}} \text{ en estado saturado}} \approx 3.36$$

La presión de poro en la roca es un factor que afecta su resistencia. Dicha presión reduce los esfuerzos principales. En tales casos, los esfuerzos efectivos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son expresados como :

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_1 &= \sigma_1 - u \\ \bar{\sigma}_3 &= \sigma_3 - u\end{aligned}$$

y el esfuerzo normal efectivo :  $\bar{\sigma}_n = \sigma_n - u$

donde  $u$  = esfuerzo neutro o presión de poro

En términos de esfuerzos efectivos, la ecuación de resistencia al cortante de Coulomb se escribe como:

$$s = (\sigma_n - u) \tan \phi + c$$

El efecto de la presión de poro en la falla se muestra en la figura 3.13.



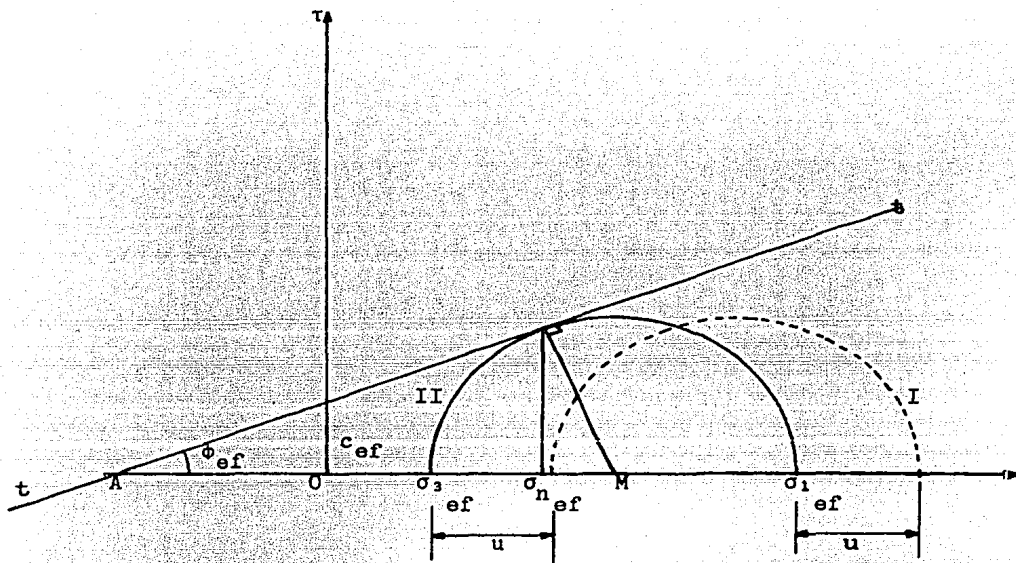


Fig. 3.13: Efecto de la presión de poro  $u$  en los esfuerzos principales y normal.

El círculo de Mohr I es el representante de los esfuerzos totales. El círculo II es el de los esfuerzos efectivos.

La tangente  $t - t$  al círculo de esfuerzos efectivos es la envolvente de los círculos de esfuerzos efectivos. Como la presión de poro es incrementada, el círculo I se desplaza hacia la izquierda en una cantidad  $u$  hasta hacerse tangente a la línea de resistencia.

### III.4.5.7.2.- Resistencia a Tensión de la Roca:

Se define como resistencia a la tensión al máximo esfuerzo a tensión que un material es capaz de soportar.

Practicamente, la resistencia a la tensión se considera como el máximo esfuerzo soportado por un espécimen en una prueba de tensión, hasta llevarlo a la ruptura.

En mecánica de rocas, el conocimiento acerca de la resistencia a la tensión de la roca es importante al analizar la resistencia de la roca y estabilidad de bóvedas y techos de túneles en la zona de tensión, también es importante en minas de materiales, en la perforación en roca y en programas de voladuras.

Los esfuerzos de tensión pueden ser inducidos en la parte de abajo de un estrato de roca, a semejanza de una viga sujeta a flexión, o en una columna de roca con pandeo.

Una pieza de roca también puede fallar en tensión como se muestra en la figura 3.14 c.

Debido a las discontinuidades de la roca, en su estado natural es relativamente débil en tensión. Su resistencia a la tensión  $\sigma_t$  es mucho menor que su resistencia a la compresión  $\sigma_c$ . La resistencia a tensión de la roca es aproximadamente de un 10% de su resistencia a la compresión.

$$\sigma_t \approx (0.10) \sigma_c$$

Para determinar la resistencia a la tensión  $\sigma_t$ , el espécimen de roca se sujeta a una carga axial P que se va incrementando hasta llegar a la ruptura. La resistencia promedio a la tensión  $\sigma_t$  se calcula como:

$$\sigma_t = \frac{P}{A}$$

donde A es el área transversal del espécimen de roca.

En esta prueba la falla ocurre en el plano débil de la sección (tal como un plano de estratificación) o en una grieta o junta del espécimen de roca pegada débilmente.

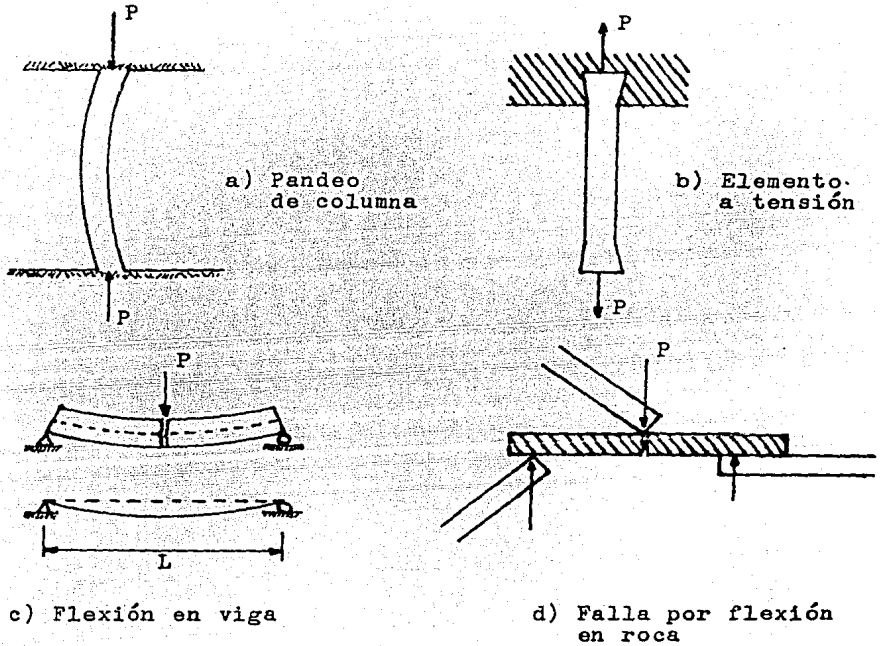


Fig. 3.14: Algunos modos de deformación del material bajo tensión.

Las pruebas de resistencia a la flexión se realizan en una viga de prueba hecha de roca. Esta viga apoyada en sus extremos y con una carga concentrada  $P$  aplicada en el centro del claro obliga a que las fibras de la parte de abajo de la viga trabajen a tensión.

De la resistencia de materiales, se considera que el esfuerzo a tensión soportado por la viga y provocado por la flexión en la parte inferior de la viga es la resistencia a tensión  $\sigma_t$  de la roca:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{M}{I/c} = -\frac{M}{Z} \\ &= -\frac{P/2 (L/2)}{I/c} = -\frac{PcL}{4I}\end{aligned}$$

donde:  $M$  = Momento Flexionante  
 $I$  = Momento de inercia de la sección transversal de la viga  
 $c$  = Distancia del eje central a la fibra extrema.  
 $Z = I/c$  = módulo de sección y  
 $L/2$  = Mitad del claro de la viga.

La cantidad  $\sigma_t$  se conoce también como el módulo de ruptura.

Se ha observado que la resistencia a la tensión obtenida mediante una prueba de flexión es considerablemente menor que la obtenida por una prueba uniaxial.

El método brasileño es un método de prueba indirecto para determinar la resistencia a la tensión. En esta prueba un espécimen cilíndrico de roca, acostado sobre su lado es cargado diametralmente con una carga de compresión  $P$ , como se muestra en la figura 3.15.

La resistencia a tensión  $\sigma_t$  de la roca en esta prueba es:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi dh}$$

donde :  $d$  = diámetro del espécimen  
 $h$  = altura o longitud del espécimen.

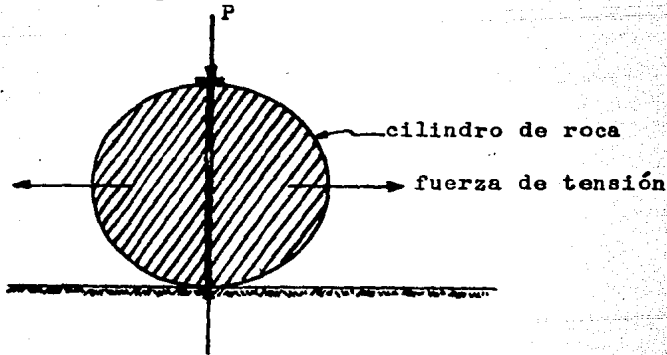


Fig. 3.15: Prueba Brasileña.

### III.4.5.7.3.- Resistencia al Cortante de la Roca:

Existen muchos problemas en mecánica de rocas que requieren conocer la resistencia al cortante de la roca. Entre ellos están:

- 1.- Problemas de estabilidad en túneles
- 2.- Evaluación del grado de estabilidad de los taludes de roca.
- 3.- Evaluación de la estabilidad contra deslizamiento de una estructura cuya base está en roca.

Algunos tipos de falla por cortante en roca se muestran en la figura 3.16.

La resistencia al corte de una roca es su resistencia máxima  $s$  a la deformación por deslizamiento debido a un esfuerzo tangencial  $\tau$ .

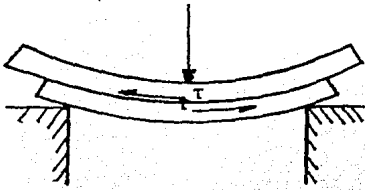
Cuando se excede la resistencia  $s$ , se presenta la falla por cortante.

La resistencia al cortante  $s$  de una roca es la suma de :

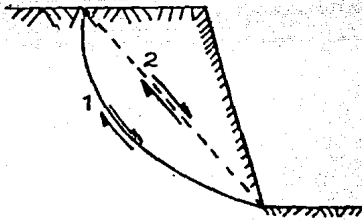
- 1.- La resistencia por fricción en la superficie de deslizamiento.
- 2.- El efecto de trabazón entre los granos de la roca.

Cuando la resistencia  $s$  es igual en magnitud y opuesta en sentido al esfuerzo cortante  $\tau$  se tiene un estado de equilibrio estático, tal que:

$$\tau = s$$

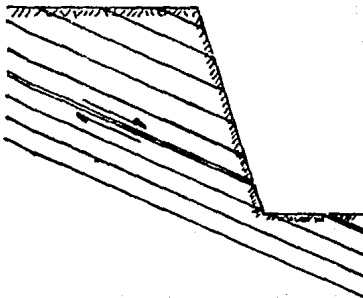


a) Cortante entre dos placas de roca sujetas a flexión.



b) Cortante en un suelo homogéneo o en un talud de roca:

1. Superficie de falla curvilínea.
2. Superficie de falla plana.



c) Cortante en un plano de debilidad pre-existente en la roca.

Fig. 3.16: Algunos tipos de falla por cortante.

Todas las pruebas de resistencia al corte en rocas se pueden colocar en los siguientes grupos:

- a) Prueba de corte directo sin esfuerzo normal actuando en el plano de corte.
- b) Prueba de corte directo con esfuerzo normal actuando en el plano de corte.
- c) Pruebas de torsión.

En este trabajo únicamente se estudiarán las del inciso (b).

Una de las pruebas de corte directo con esfuerzo normal aplicado en el plano de corte es la prueba de resistencia al corte hecha en caja. La deformación por cortante en estas pruebas tiene lugar en un predeterminado plano de corte.

La llamada prueba de resistencia al corte hecha en caja consiste en colocar una pieza ajustada de un espécimen de roca en una caja de prueba. Esta caja consiste de dos marcos, uno superior y uno inferior ( fig. 3.17 ). El espécimen de roca es sujeto a una carga vertical  $N$ , normal al plano de corte de tal manera que:  $\sigma_n = N/A$  donde.

$A$  = area del plano de corte. Durante esta prueba, la carga normal permanece constante; una fuerza longitudinal horizontal  $T$  es aplicada al marco superior de la caja, obteniéndose  $\tau = T/A$ ; los incrementos de la fuerza  $T$  así como los correspondientes desplazamientos son registrados. Se considera que en la falla, el esfuerzo cortante  $\tau$  es igual a la resistencia al corte  $s$  de la roca.

La representación gráfica de  $T=f(N)$  o  $\tau=f(\sigma_n)$  da como resultado la línea de resistencia de Coulomb.

La relación entre la fuerza horizontal de corte  $T$  y la carga vertical normal  $N$  esta dada por:

$$T = N \tan \phi + c.A. \quad \delta \tau = s = \sigma_n \tan \phi + c$$

donde los parámetros de la prueba son:

$\tan \phi$  = coeficiente de fricción de la superficie de corte

$\phi$  = ángulo de fricción

$c$  = cohesión

$A$  = Area de corte

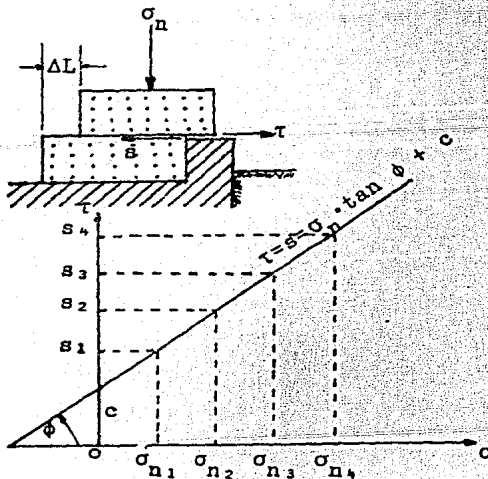
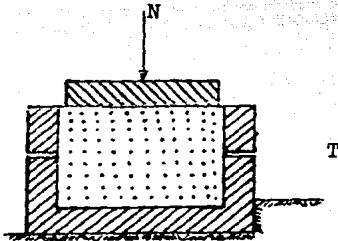


Fig. 3.17: Prueba de resistencia al corte "de caja".



**CAPITULO IV**

**TIPOS DE FALLA DE UN  
TALUD EN ROCA.**

•

Las propiedades de la roca más importantes en el análisis de los taludes son el ángulo de fricción, la cohesión y el peso volumétrico. En el cuadro siguiente se presentan algunos ejemplos:

Tipos de Roca	$\gamma$ saturado (ton/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ seco (ton/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (ton/m <sup>2</sup> )
Rocas ígneas: granito, basalto	2.6 a 3.1	0.4 a 0.5	35-45	3500 a 5600
Rocas metamórficas: cuarcita, gneiss	2.6 a 2.9	0.4 a 0.45	30-40	1900 a 3900
Rocas sedimentarias duras caliza, arenisca	2.4 a 2.9	0.37 a 0.45	35-45	950 a 3000
Rocas sedimentarias blandas: yeso, lutitas	1.8 a 2.4	0.27 a 0.37	25-35	90 a 1900

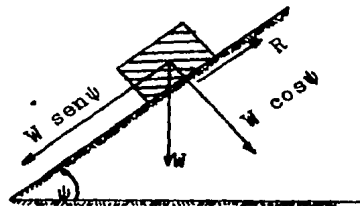
#### IV.1.- Deslizamiento debido a cargas gravitacionales.

Este problema puede analizarse mediante el siguiente modelo:

Considérese un bloque de peso  $W$  colocado en una superficie plana inclinada un ángulo  $\psi$  con respecto a la horizontal. El bloque está sometido únicamente a la acción de su propio peso, que actúa verticalmente. Su peso se puede descomponer en una fuerza tangencial sobre el plano de deslizamiento y una fuerza normal al mismo. La componente del peso que tiende a hacer que el bloque deslice es  $W \sin \psi$ , mientras que la componente que tiende a estabilizarlo es  $W \cos \psi$ .

El esfuerzo normal al plano de deslizamiento es, por lo tanto:

$$\sigma = \frac{W \cos \psi}{A}$$



donde A es el área de la base del bloque.

Asumiendo que la resistencia al corte del plano de deslizamiento está dada por:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

entonces:  $\tau = c + \frac{W \cos \psi}{A} \tan \phi$

ó  $R = cA + W \cos \psi \tan \phi$

donde  $R = \tau A$  es la fuerza resistente al deslizamiento.

El bloque estará en condiciones de equilibrio límite cuando la fuerza actuante sea igual a la resistencia.

Esto es:

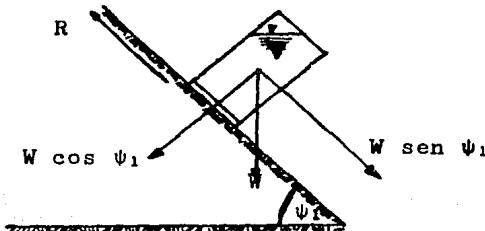
$$W \sin \psi = cA + W \cos \psi \tan \phi$$

si la cohesión es igual a cero, la condición de equilibrio límite se simplifica a:

$$\psi = \phi$$

#### IV.2.- Influencia del agua sobre la resistencia al corte.

La influencia de la presión del agua en la resistencia al corte de dos superficies en contacto puede analizarse mediante un experimento con un recipiente de agua, como se muestra en la figura:



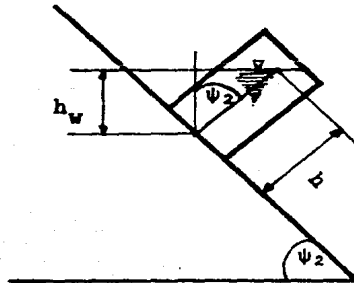
Las fuerzas que actúan en este caso son las mismas que en IV.1. Por simplicidad se supondrá que la cohesión entre la base del recipiente y la superficie de deslizamiento es cero, o sea, el equilibrio límite se tiene cuando  $\psi_1 = \phi$ .

Si se perfora la base del recipiente de tal manera que se permita que el agua pueda ocupar la abertura entre la base y el plano de deslizamiento, se tendrá una presión de agua  $u$  o bien una fuerza  $U = uA$ , donde  $A$  es el área de la base del recipiente.

La fuerza normal es ahora reducida por el efecto de la fuerza  $U$  que actúa como una fuerza de levantamiento, de tal manera que la resistencia al deslizamiento resulta:

$$R = (W \cos \psi_1 - U) \tan \phi$$

Si el peso volumétrico del recipiente más el agua se define como  $\gamma_t$  y el peso volumétrico del agua únicamente es  $\gamma_w$ , entonces  $W = \gamma_t \cdot h \cdot A$  y  $U = \gamma_w \cdot h_w \cdot A$  donde  $h$  y  $h_w$  son las alturas que se muestran en la figura:

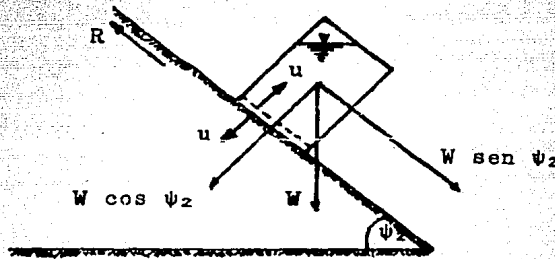


De tal manera que  $h_w = h \cos \psi_2$ . Por lo tanto:

$$U = \frac{\gamma_w}{\gamma_t} \cdot W \cos \psi_2$$

y sustituyendo en la expresión de la resistencia:

$$R = W \cos \psi_2 \left( 1 - \frac{Y_w}{Y_t} \right) \tan \phi$$



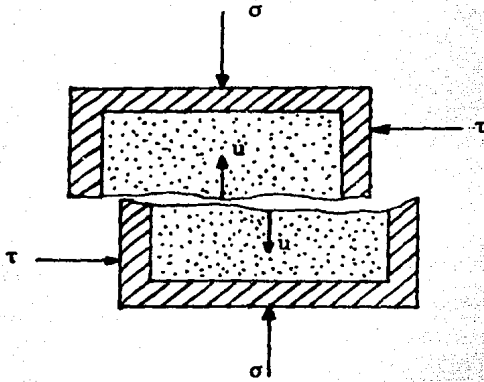
de donde la condición de equilibrio límite se tiene cuando:

$$\tan \psi_2 = \left( 1 - \frac{Y_w}{Y_t} \right) \tan \phi$$

Suponiendo que el ángulo de fricción interna del plano de deslizamiento es de  $30^\circ$ ; entonces el recipiente deslizará cuando la pendiente de dicho plano alcance ese mismo ángulo. Sin embargo, cuando se considera el efecto del agua, suponiendo que la relación  $\frac{Y_w}{Y_t} = 0.9$  puesto que el peso del recipiente más el agua es ligeramente mayor que el peso del agua, entonces se tiene que el deslizamiento ocurrirá con una pendiente del plano de  $3^\circ 18'$ .

#### IV.3.- La Ley de Esfuerzos Efectivos:

El efecto de la presión del agua en la base del recipiente es el mismo que el efecto de la presión de poro actuando sobre las superficies de un espécimen de prueba de resistencia al corte.



El esfuerzo normal ahora se reduce a  $(\sigma - u)$  y la resistencia al corte es:

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi$$

En la mayoría de las rocas, las propiedades  $c$  y  $\phi$  no se alteran significativamente con la presencia de agua, por lo que la reducción de su resistencia al esfuerzo cortante se debe principalmente a la disminución que sufre el esfuerzo normal.

#### IV.4.- Factor de Seguridad de un Talud.

El factor de seguridad se define como la relación entre las fuerzas que resisten el deslizamiento y las fuerzas que lo provocan. Esto es:

$$F . S = \frac{\text{fuerzas resistentes}}{\text{fuerzas actuantes}}$$

Cuando el talud está en condiciones de equilibrio límite, el factor de seguridad es igual a 1. Cuando el talud es estable, las fuerzas resistentes son mayores que las fuerzas actuantes y el valor del factor de seguridad es mayor que 1.

#### IV.5.- Tipos de falla de un talud en roca.

Existen diferentes modos de fallar de un talud en roca; entre ellos están la falla sobre un plano, la falla de cuña y la falla circular, la cual se presenta en taludes de roca demasiado fisurada y en suelos.

Por condiciones de alcance de este trabajo, únicamente se estudian la falla plana y la falla de cuña.

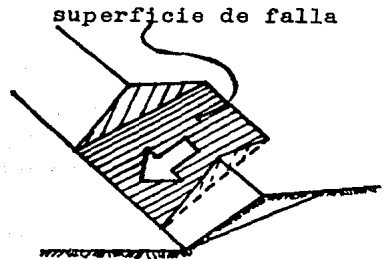
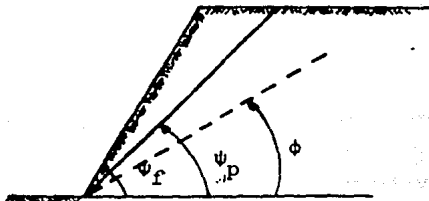
##### IV.5.1.- Falla Plana:

Este tipo de falla es poco frecuente que se presente debido a que raramente se dan las condiciones geométricas requeridas para que suceda. El tipo de falla de cuña es mucho más general y es común que los ingenieros traten a la falla plana como un caso particular de la falla de cuña.

Condiciones generales para la falla plana:

Las condiciones que deben de satisfacerse para que una falla de este tipo ocurra son las siguientes:

- El plano sobre el cual ocurre el deslizamiento debe ser aproximadamente paralelo (dentro de una aproximación de  $\pm 20^\circ$ ) a la cara del talud.
- La inclinación del plano de falla debe ser menor que la inclinación de la cara del talud, es decir  $\psi_f > \psi_p$



- c) La inclinación del plano de falla debe ser mayor que el ángulo de fricción del mismo. Esto es:  $\gamma_p > \phi$ .
- d) Deben presentarse superficies que definan las fronteras del plano de deslizamiento y cuya resistencia a este sea despreciable.

#### Análisis de la falla plana.

La geometría del talud considerada en este análisis se define en la figura 4.1 en donde se observa que pueden presentarse dos casos:

- a) Cuando el talud contiene una grieta en su superficie.
- b) Cuando el talud contiene una grieta en su cara.

La transición entre uno y otro caso ocurre cuando la grieta coincide con la cresta del talud, esto es, cuando:

$$z/H = ( 1 - \cot \psi_f \cdot \tan \psi_p )$$

En este análisis se hacen las siguientes suposiciones:

- a) La grieta es vertical y contiene agua hasta una altura  $z_w$ .
- b) El agua que entra por la grieta se filtra a lo largo de la superficie de deslizamiento y provoca una distribución de presiones triangular como se muestra en la figura 4.1.
- c) Las fuerzas que intervienen son:

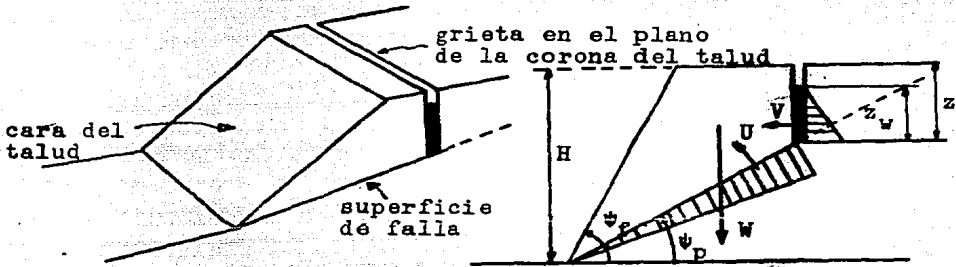
W: debido al peso del bloque que desliza

U: debido a la presión del agua sobre la superficie de deslizamiento y

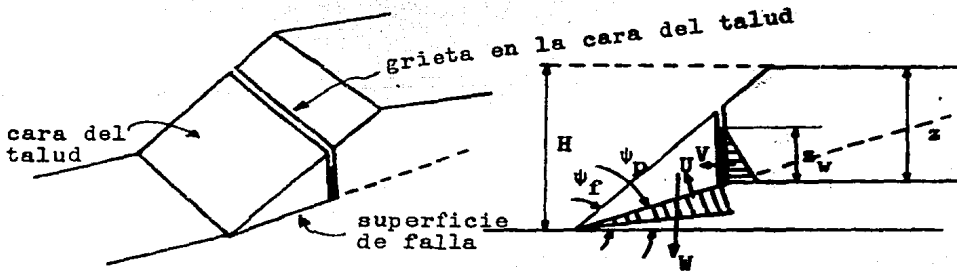
V: Fuerza debida a la presión de agua en la grieta.

- d) La resistencia al esfuerzo cortante se define mediante la ecuación  $\tau = c + \sigma \tan \phi$ .





a) Geometría de la cuña con una grieta en el plano de su corona.



b) Geometría del talud con una grieta en su cara.

Fig. 4.1

- e) Se considera una franja de espesor unitario y se asume que las fronteras laterales a la superficie de deslizamiento no presentan resistencia a dicho desplazamiento.

El factor de seguridad de este talud se calcula de la misma manera que para el bloque visto anteriormente. En este caso el factor de seguridad dado por la fuerza total resistente al deslizamiento sobre la fuerza que tiende a provocar el mismo, es:

$$F = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \operatorname{sen} \psi_p) \tan \phi}{W \operatorname{sen} \psi_p + V \cos \psi_p}$$

obteniéndose, de la figura 4.1:

$$A = (H - z) \operatorname{cosec} \psi_p$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w (H - z) \operatorname{cosec} \psi_p$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w^2$$

Cuando la grieta se encuentra en la superficie del talud:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \{ (1 - (z/H)^2) \cot \psi_p - \cot \psi_f \}$$

y cuando la grieta se encuentra en la cara del talud:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \{ (1 - z/H)^2 \cot \psi_p (\cot \psi_p \cdot \tan \psi_f - 1) \}$$

En taludes secos, Hoek y Bray proponen las siguientes expresiones para calcular la profundidad crítica  $Z_c$  de la grieta con la cual el factor de seguridad es el mínimo .

$$z_c = H \left( 1 - \sqrt{\cot \psi_f \cdot \tan \psi_p} \right)$$

localizándose esta grieta a una distancia  $bc$  medida a partir del hombro del talud.

$$bc = H ( \sqrt{\cot \psi_f \cdot \cot \psi_p} - \cot \psi_f )$$

#### IV.5.2.- Falla de Cuña:

Este tipo de falla toma en cuenta una cuña que desliza a lo largo de la línea de intersección de dos planos.

La geometría de la cuña utilizada para el análisis de los aspectos básicos del deslizamiento se define en la Figura 4.2. El plano A es el plano con una inclinación menor con respecto a la horizontal, mientras que el plano B es el plano más inclinado.

Como en el caso de la falla plana, una condición para que exista el deslizamiento está determinada por:  $\psi_{fi} > \psi_i > \phi$ ; donde  $\psi_{fi}$  es la inclinación de la cara del talud medido en un plano vertical que pase por la línea de intersección, y  $\psi_i$  es la inclinación de la línea de intersección.

#### Análisis de la Falla de Cuña:

El factor de seguridad de la cuña definida en la figura 4.2, suponiendo que el deslizamiento únicamente es resistido por fricción y que el ángulo de fricción  $\phi$  es el mismo para ambos planos, está dado por:

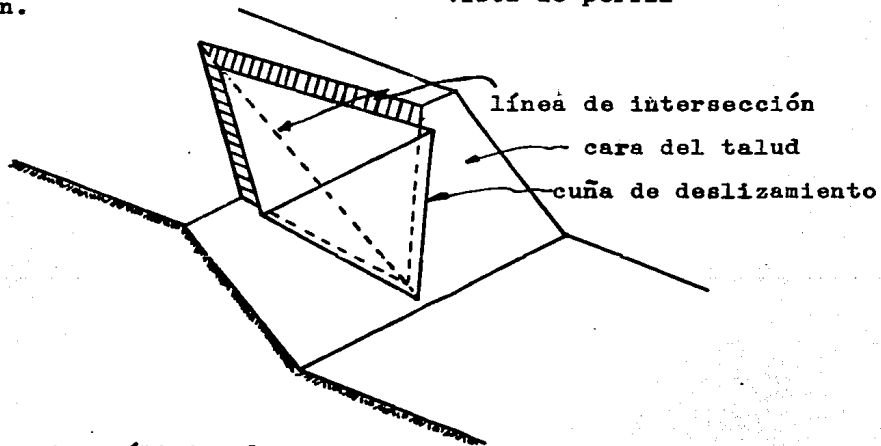
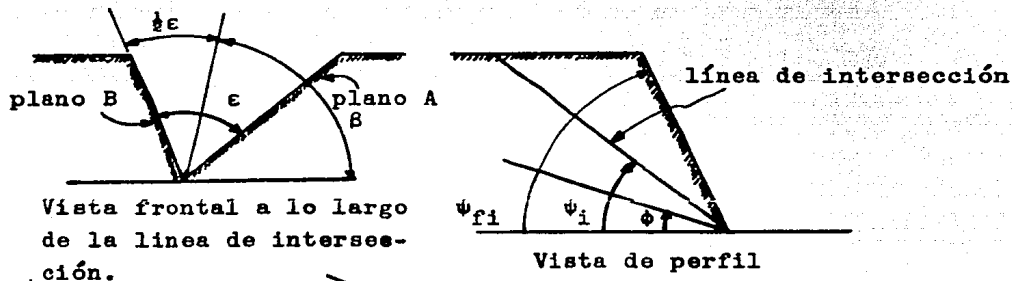
$$F \cdot S = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{W \operatorname{sen} \psi_i}$$

donde  $R_A$  y  $R_B$  son las reacciones normales de los planos A y B respectivamente.

Para encontrar  $R_A$  y  $R_B$  se considera el plano frontal perpendicular a la línea de intersección, de donde, al hacer las proyecciones horizontales y verticales se obtiene:

$$R_A \operatorname{sen} (\beta - \frac{1}{2}\epsilon) = R_B \operatorname{sen} (\beta + \frac{1}{2}\epsilon)$$

$$R_A \cos (\beta - \frac{1}{2}\epsilon) - R_B \cos (\beta + \frac{1}{2}\epsilon) = W \cos \psi_i$$



Nota: En este análisis el plano A es el de menor ángulo con respecto a la horizontal.

Fig. 4.2: Geometría de la cuña.

resolviendo este sistema se encuentra  $R_A$  y  $R_B$ , y sumando se tiene:

$$R_A + R_B = \frac{W \cos \psi_i - \text{sen } \beta}{\text{sen } \frac{1}{2}\epsilon}$$

por lo tanto, el factor de seguridad resulta:

$$F \cdot S = \frac{\text{sen } \beta}{\text{sen } \frac{1}{2}\epsilon} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \psi_i}$$

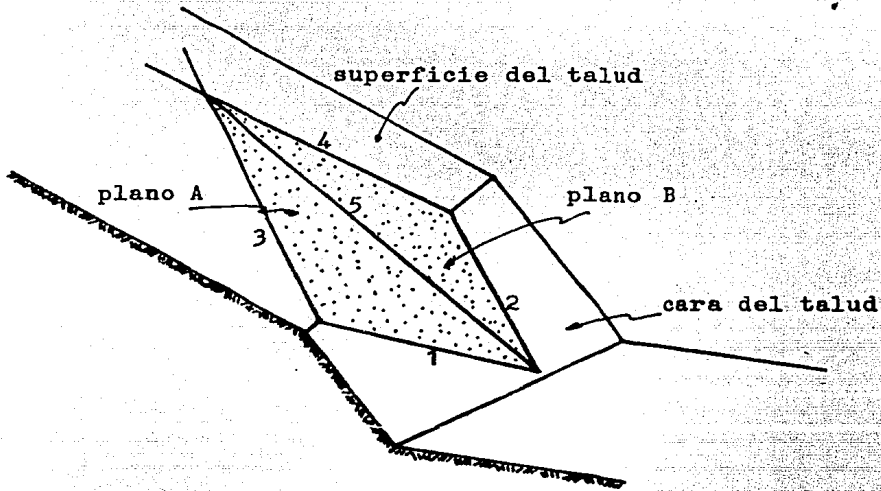
Análisis de la cuña incluyendo cohesión y presión de agua:

La figura 4.3 muestra la geometría de la cuña utilizada en este análisis. Obsérvese que la superficie del talud puede tener una cierta inclinación con respecto a la cara del talud. La altura total del talud, definida en la figura 4.3 es la diferencia de elevaciones entre el extremo superior e inferior de la línea de intersección a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento.

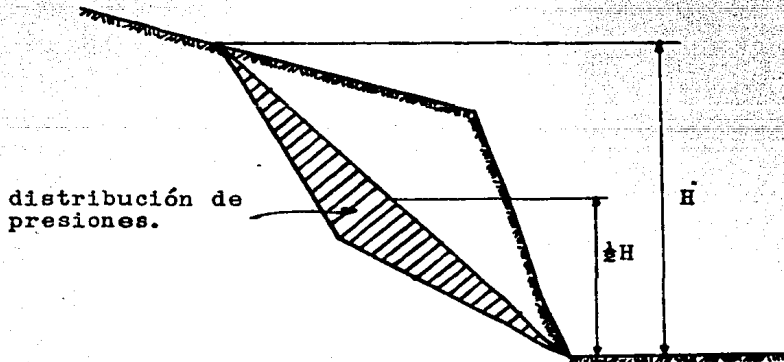
La distribución de presiones supuesta, debida al agua, se basa en la hipótesis que la cuña es impermeable y que el agua penetra por la parte superior de la cuña, a lo largo de las líneas de intersección 3 y 4 y se filtra a la cara del talud a través de las líneas de intersección 1 y 2. La distribución de presiones resultante se muestra en la figura 4.3b. La máxima presión ocurre a lo largo de la línea de intersección 5 y la presión es cero en las líneas 1, 2 3 y 4. Se supone que esta distribución es representativa de las condiciones extremas desfavorables que pueden presentarse, por ejemplo, durante una lluvia fuerte.

La numeración de las líneas de intersección de los diferentes planos es:

1.- Intersección del plano A con la cara del talud.



a) Intersecciones entre planos.



b) Corte sobre la línea de intersección 5, mostrando la altura total de la cuña y la distribución de presiones.

Fig. 4.3: Geometría de la cuña utilizada para el análisis de estabilidad incluyendo la influencia de la cohesión y la presión de agua sobre las superficies de falla.

- 2.- Intersección del plano B con la cara del talud.
- 3.- Intersección del plano A con la superficie del talud.
- 4.- Intersección del plano B con la superficie del talud.
- 5.- Intersección de los planos A y B.

Se asume que el deslizamiento de la cuña ocurre a lo largo de la línea de intersección número 5.

El factor de seguridad de un talud con estas características, obtenido por Hoek, Bray y Boyd es:

$$F.S = \frac{3}{\gamma H} (c_A \cdot X + c_B \cdot Y) + (A - \frac{\gamma_w}{2\gamma} \cdot X) \tan \phi_A + (B - \frac{\gamma_w}{2\gamma} \cdot Y) \tan \phi_B$$

donde:  $c_A$  y  $c_B$  son las cohesiones de los planos A y B

$\phi_A$  y  $\phi_B$  son los ángulos de fricción de los planos A y B.

$\gamma$  es el peso volumétrico de la roca

$\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua

H es la altura total de la cuña.

X, Y, A y B son factores adimensionales que dependen de la geometría de la cuña.

$$X = \frac{\text{sen } \theta_{2a}}{\text{sen } \theta_{3s} \cos \theta_{2na}}$$

$$Y = \frac{\text{sen } \theta_{1s}}{\text{sen } \theta_{3s} \cos \theta_{1nb}}$$

$$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cdot \cos \theta_{na \cdot nb}}{\text{sen } \psi_s \text{sen}^2 \theta_{na \cdot nb}}$$

$$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cdot \cos \theta_{na \cdot nb}}{\text{sen } \psi_s \text{sen}^2 \theta_{na \cdot nb}}$$

donde  $\psi_a$  y  $\psi_b$  son las inclinaciones de los planos A y B respectivamente, y  $\psi_s$  es la inclinación de la línea de intersección 5.

Los ángulos que intervienen en los factores adimensionales se pueden obtener mediante el método estereográfico (para detalles de este método, ver el capítulo V) como se muestra en el ejemplo siguiente:

Se tiene un talud con una altura  $H = 40$  m, limitado por:

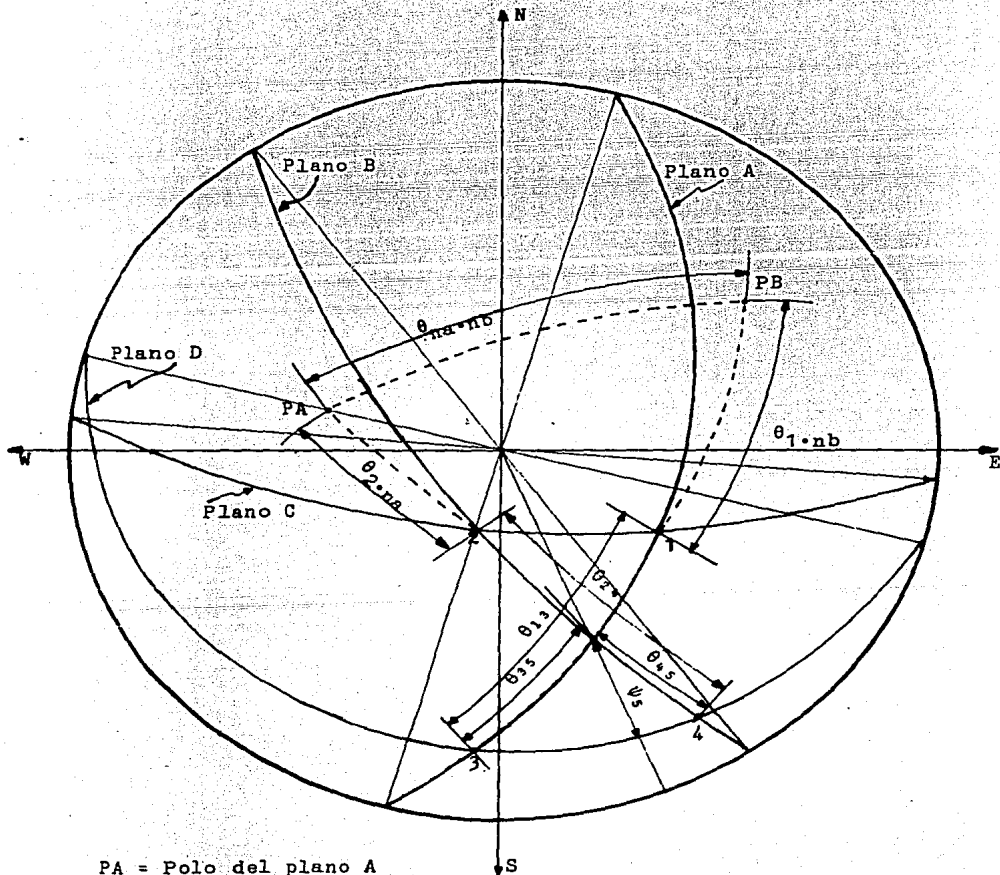
Plano	Rumbo	Echado
A	NE 15°	SE 45°
B	SE 35°	SW 70°
C = Cara del talud	SE 85°	SW 65°
D = Superficie del talud	SE 75°	SW 12°

y con las siguientes propiedades:

$$\begin{array}{llll} \phi_A = 20^\circ & c_A = 2.4 \text{ ton/m}^2 & \gamma = 2.6 \text{ ton/m}^3 \\ \phi_B = 30^\circ & c_B = 4.9 \text{ ton/m}^2 & \gamma_w = 1 \text{ ton/m}^3 \end{array}$$

La representación gráfica se muestra en la figura 4.4.





PA = Polo del plano A  
PB = Polo del plano B

Fig. 4.4

DATOS	VALOR DE LA FUNCION	
$\psi_a = 45^\circ$ $\psi_b = 70^\circ$ $\psi_5 = 31.2^\circ$ $\theta_{na \cdot nb} = 101^\circ$	$\cos \psi_a = 0.7071$ $\cos \psi_b = 0.342$ $\sin \psi_5 = 0.518$ $\cos \theta_{na \cdot nb} = -0.191$ $\sin \theta_{na \cdot nb} = 0.982$	$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cdot \cos \theta_{na \cdot nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na \cdot nb}} = \frac{0.7071 + 0.342 \times 0.191}{0.5180 \times 0.9636} = 1.5475$ $B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cdot \cos \theta_{na \cdot nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na \cdot nb}} = \frac{0.3420 + 0.7071 \times 0.191}{0.518 \times 0.9636} = 0.9557$
$\theta_{24} = 65^\circ$ $\theta_{45} = 25^\circ$ $\theta_{2na} = 50^\circ$	$\sin \theta_{24} = 0.9063$ $\sin \theta_{45} = 0.4226$ $\cos \theta_{2na} = 0.6428$	$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cdot \cos \theta_{2na}} = \frac{0.9063}{0.4226 \times 0.6428} = 3.3363$
$\theta_{13} = 62^\circ$ $\theta_{35} = 31^\circ$ $\theta_{1nb} = 60^\circ$	$\sin \theta_{13} = 0.8829$ $\sin \theta_{35} = 0.515$ $\cos \theta_{1nb} = 0.5$	$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cdot \cos \theta_{1nb}} = \frac{0.8829}{0.5150 \times 0.5} = 3.4287$
$\phi_A = 30^\circ$ $\phi_B = 20^\circ$ $\gamma = 2.6 \text{ ton/m}^3$ $\gamma_w = 1 \text{ ton/m}^3$ $c_A = 2.4 \text{ ton/m}^2$ $c_B = 4.9 \text{ ton/m}^2$ $H = 40 \text{ m}$	$\tan \phi_A = 0.5773$ $\tan \phi_B = 0.3640$ $\gamma_w / 2\gamma = 0.1923$ $3c_A / \gamma H = 0.0692$ $3c_B / \gamma H = 0.1413$	$F = \frac{3c_A}{\gamma H} \cdot X + \frac{3c_B}{\gamma H} \cdot Y + \left( A - \frac{\gamma_w}{2\gamma} \cdot X \right) \tan \phi_A + \left( B - \frac{\gamma_w}{2\gamma} \cdot Y \right) \tan \phi_B$ $F = (0.0692)(3.3363) + (0.1413)(3.4287) + (1.5475 - (0.1923)(3.3363))(0.5773) + (0.9557 - (0.1923)(3.4287))(0.3640) = 1.3462$ $F = 1.3462$

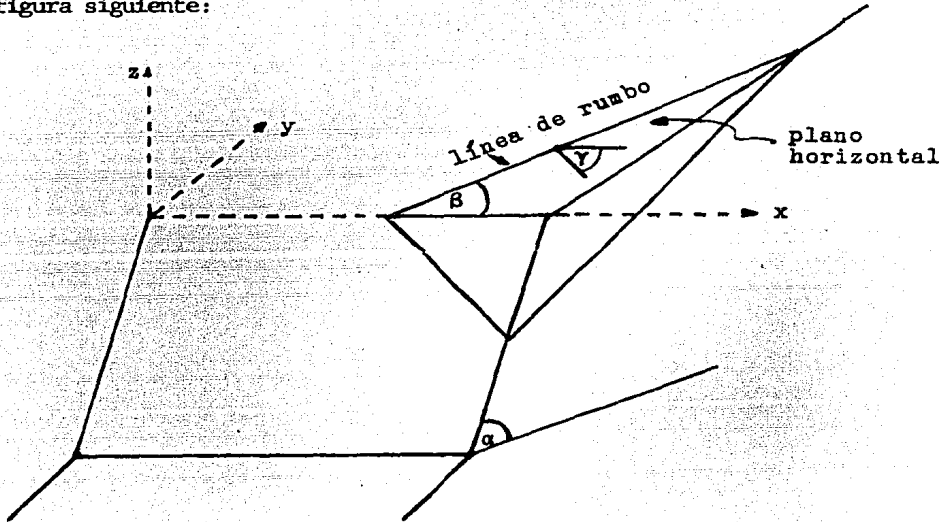
**CAPITULO V :**

**EL METODO ESTEREOGRAFICO  
Y EL METODO VECTORIAL.**

V.1.- El Método Vectorial:

Análisis Tridimensional de Estabilidad de Taludes:

El sistema coordenado y los ángulos necesarios en este análisis se muestran en la figura siguiente:

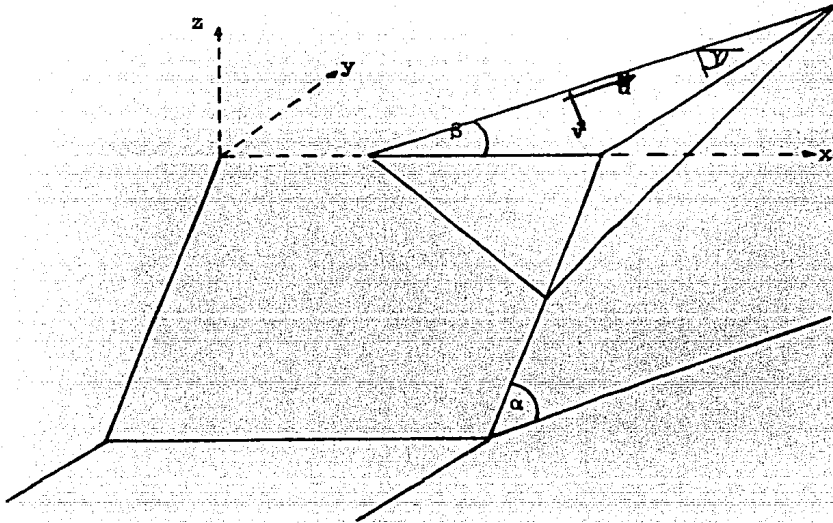


El sistema coordenado se forma de la siguiente manera: El eje x se hace coincidir con la línea de hombro de talud. El eje y se sitúa en un plano horizontal con sentido positivo hacia adentro del cuerpo del talud y el eje z tiene su sentido positivo hacia arriba. El ángulo  $\beta$  es el ángulo formado por la línea de rumbo de la fisura con la dirección positiva del eje X, midiéndolo siempre en sentido antihorario.

El ángulo  $\gamma$ , formado por un plano horizontal con el plano de la fisura, se mide colocándose el observador sobre la dirección positiva del eje X y avanzando hacia la línea de rumbo de la fisura, siguiendo una trayectoria circular con sentido antihorario, hasta llegar a dicha línea, sin cruzarla;

ahora gira  $180^\circ$  y se apoya sobre un plano horizontal, luego gira alrededor de la línea de rumbo de la fisura hacia abajo hasta intersectar o encontrarse con el plano de la fisura. El ángulo  $\gamma$ , por consiguiente, variará entre  $0$  y  $180^\circ$ .

Conocidos los ángulos  $\beta$  y  $\gamma$  se pueden determinar los vectores rumbo  $\bar{u}$  y echado  $\bar{v}$ , los cuales deberán tener un módulo unitario.



El vector rumbo  $\bar{u}$  se encuentra alojado en el plano de la fisura y es paralelo a la línea de rumbo. El vector echado  $\bar{v}$  también se encuentra en el mismo plano de la fisura y es perpendicular a la línea de rumbo; su sentido es hacia abajo.

En función de los ángulos  $\beta$  y  $\gamma$ , estos vectores resultan:

$$\bar{u} = (\cos \beta)\bar{i} + (\sen \beta)\bar{j}$$

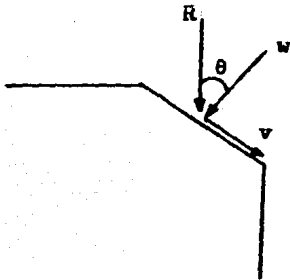
$$\bar{v} = (\cos \gamma \sen \beta)\bar{i} - (\cos \gamma \cos \beta)\bar{j} - (\sen \gamma)\bar{k}$$

El vector  $\bar{w}$  es un vector perpendicular al plano de la fisura y cuyo sentido es hacia adentro. Este vector se determina mediante:

$$\bar{w} = \bar{u} \times \bar{v}$$

y  $|\bar{w}| = |\bar{u}| |\bar{v}| \text{ sen } a$ . Esto es, el vector  $\bar{w}$  es unitario también, pues  $|\bar{u}| = |\bar{v}| = 1$  y  $a = 90^\circ$  (ángulo formado por los vectores  $\bar{u}$  y  $\bar{v}$ ), por lo tanto  $\text{sen } a = 1$ .

Si se hace pasar un plano vertical a lo largo del vector  $\bar{v}$  y se designa con la letra R a la fuerza resultante de las acciones que tienden a hacer deslizar la cuña, tales como el peso propio, la subpresión del agua, sismo, fuerzas de anclaje (estas últimas se consideran como fuerzas actuantes con signo negativo, ya que en realidad son acciones que deben ayudar a la estabilidad de la cuña) etc, se tiene lo siguiente:



$$F.S = \frac{F_R}{F_A}$$

$$F_A = |\bar{R}| \text{ sen } \theta$$

$$F_R = |\bar{R}| \text{ cos } \theta \tan \phi$$

$$\therefore F.S = \frac{\tan \phi}{\tan \theta}$$

Este razonamiento es válido también para el caso en que  $\bar{R}$  no esté contenido en un plano vertical que pase por el vector  $\bar{v}$ . Cuando esto sucede, el ángulo  $\theta$  debe ser medido en el espacio.

Para obtener el ángulo  $\theta$  en función de los vectores  $\bar{R}$  y  $\bar{w}$ , se tiene:

$$\begin{aligned} \bar{R} \cdot \bar{w} &= |\bar{R}| |\bar{w}| \text{ cos } \theta && \text{----- (1)} \\ &= |\bar{R}| \text{ cos } \theta && \text{porque } |\bar{w}| = 1 \\ |\bar{R} \times \bar{w}| &= |\bar{R}| |\bar{w}| \text{ sen } \theta && \text{----- (2)} \\ &= |\bar{R}| \text{ sen } \theta \end{aligned}$$

dividiendo (2) entre (1) :

$$\frac{|\bar{R}| \text{ sen } \theta}{|\bar{R}| \text{ cos } \theta} = \frac{|\bar{R} \times \bar{w}|}{\bar{R} \cdot \bar{w}}$$

entonces:

$$\tan \theta = \frac{|\bar{R} \times \bar{w}|}{\bar{R} \cdot \bar{w}}$$

o sea :

$$\theta = \text{ang tan } \frac{|\bar{R} \times \bar{w}|}{\bar{R} \cdot \bar{w}}$$

V.1.1.- Cálculo del Factor de Seguridad por deslizamiento de una cuña limitada por dos planos potenciales de falla.

De manera semejante a la cuña tratada en el capítulo anterior, para propósitos de este análisis se considera como plano 1 a aquel plano de falla que tiene un ángulo  $\beta$  menor; por consiguiente, el plano 2 es el que presenta un ángulo  $\beta$  mayor.

El vector  $\bar{X}_{12}$  es un vector paralelo a la línea de intersección de los planos 1 y 2 y su sentido es hacia abajo:

$$\bar{X}_{12} = \bar{w}_2 \times \bar{w}_1$$

Para que el deslizamiento sea cinemáticamente admisible se debe satisfacer que  $\epsilon_x < \alpha$ , siendo  $\epsilon_x = \text{ang tan } \frac{x_{12z}}{x_{12y}}$

donde  $x_{12y}$  y  $x_{12z}$  son los componentes del vector  $\bar{X}_{12}$ . Además, para que sea válido el siguiente análisis debe cumplirse que  $\alpha < 90^\circ$  y  $\delta < \alpha$ , siendo  $\delta$  el ángulo formado por el plano de la superficie superior del talud con un plano horizontal.

$\bar{S}_1$  es un vector contenido en el plano 1 y perpendicular al vector  $\bar{X}_{12}$ . Se determina mediante:

$$\bar{S}_1 = \bar{X}_{12} \times \bar{w}_1$$

De manera análoga,  $\bar{S}_2$  es un vector contenido en el plano 2, perpendicular al vector  $\bar{X}_{12}$  y con sentido hacia abajo.

$$\bar{S}_2 = \bar{X}_{12} \times \bar{W}_2$$

$\bar{R}$  es la suma vectorial de las fuerzas actuantes sobre la cuña tales como el peso, subpresiones, sismo, etc.

Conociendo estos vectores se puede ubicar la forma de falla de la cuña dentro de alguno de los siguientes casos:

a) La cuña pierde contacto con los planos 1 y 2, es decir, "se bota" si:

$$\bar{R} \cdot \bar{W}_1 < 0 \quad (\text{la cuña se despega del plano 1})$$

$$\bar{R} \cdot \bar{W}_2 > 0 \quad (\text{la cuña se despega del plano 2})$$

b) La cuña desliza a lo largo del plano 1 únicamente, si:

$$\bar{R} \cdot \bar{W}_1 > 0 \quad (\text{se apoya en el plano 1})$$

$$\bar{R} \cdot \bar{S}_1 < 0 \quad (\text{no tiende hacia la línea de intersección})$$

c) La cuña desliza a lo largo del plano 2 únicamente, si:

$$\bar{R} \cdot \bar{W}_2 < 0 \quad (\text{se apoya en el plano 2})$$

$$\bar{R} \cdot \bar{S}_2 < 0 \quad (\text{no tiende hacia la línea de intersección})$$

d) La cuña desliza a lo largo de la línea de intersección de los planos 1 y 2, si:

$$\bar{R} \cdot \bar{S}_1 > 0 \quad \bar{R} \cdot \bar{W}_1 > 0$$

$$\bar{R} \cdot \bar{S}_2 > 0 \quad \bar{R} \cdot \bar{W}_2 < 0$$



En el caso a, el factor de seguridad contra deslizamiento es cero.

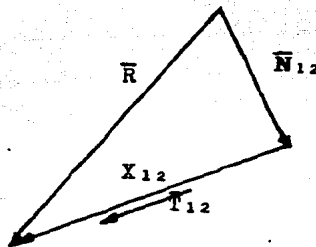
En los casos b y c, el factor de seguridad debe obtenerse con el procedimiento estudiado para cuando el deslizamiento ocurre sobre un solo plano, es decir :

$$F . S = \frac{\tan \phi}{\tan \theta}$$

Para el caso d, el análisis del deslizamiento de la cuña a lo largo de la línea de intersección de los planos 1 y 2, se necesita determinar un vector  $\bar{T}_{12}$ , el cual es la proyección del vector  $\bar{R}$  sobre la línea  $X_{12}$  esto es:

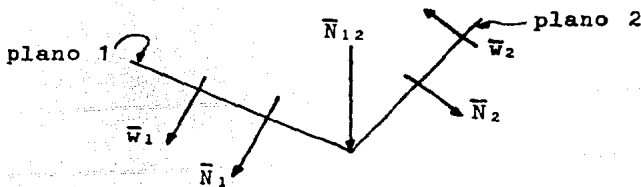
$$\bar{T}_{12} = \left( \frac{\bar{R} \cdot \bar{X}_{12}}{|\bar{X}_{12}|^2} \right) \bar{X}_{12}$$

Haciendo:  $\bar{R} = \bar{N}_{12} + \bar{T}_{12}$



siendo  $\bar{N}_{12}$  un vector perpendicular a la línea de intersección de los planos 1 y 2, el cual se obtiene mediante:

$$\bar{N}_{12} = |\bar{N}_1| \bar{w}_1 + |\bar{N}_2| (-\bar{w}_2) \quad \text{----- (1)}$$



o, también :  $\bar{N}_{12} = \bar{N}_1 + \bar{N}_2$

donde  $\bar{N}_1$  es un vector paralelo a  $\bar{w}_1$ , por lo tanto:  $\bar{N}_1 = |\bar{N}_1| \bar{w}_1$ . De la misma manera :  $\bar{N}_2 = |\bar{N}_2| (-\bar{w}_2)$

Desarrollando la ecuación vectorial (1) se tiene:

$$N_{12x} = N_1 w_{1x} - N_2 w_{2x}$$

$$N_{12y} = N_1 w_{1y} - N_2 w_{2y}$$

$$N_{12z} = N_1 w_{1z} - N_2 w_{2z}$$

Para encontrar  $N_1$  y  $N_2$ , se despejan estas de dos de las tres ecuaciones anteriores, utilizando la restante para revisar si la solución del sistema de ecuaciones es adecuada. Conocidos  $N_1$  y  $N_2$  y sabiendo que el factor de seguridad se define como la relación entre las fuerzas resistentes sobre las actuantes, se tiene :

$$F . S = \frac{N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2}{|T_{12}|}$$

En resumen, el procedimiento para el análisis de estabilidad de una cuña a lo largo de la línea de intersección de dos planos, es el siguiente:

- 1) Se obtiene la resultante R de todas las fuerzas actuantes, que por lo general, lo más común es tener:  $R = W + U + S + A$  (peso, subpresión, sismo y anclaje, respectivamente).
- 2) Se obtiene la magnitud de la fuerza actuante a lo largo de la línea  $X_{12}$ .

$$|T_{12}| = \frac{\bar{R} \cdot \bar{X}_{12}}{|\bar{X}_{12}|}$$

3) Se obtiene la fuerza actuante  $\bar{T}_{12}$ .

$$\bar{T}_{12} = \frac{\bar{R} \cdot \bar{X}_{12}}{|\bar{X}_{12}|} \frac{\bar{X}_{12}}{|\bar{X}_{12}|}$$

4) Se calcula la fuerza normal  $\bar{N}_{12}$ , la cual es normal al vector  $\bar{X}_{12}$ .

$$\bar{N}_{12} = \bar{R} - \bar{T}_{12}$$

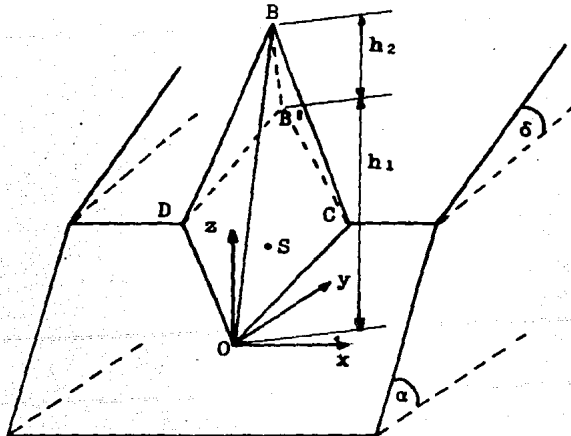
5) Se calculan las magnitudes  $N_1$  y  $N_2$  utilizando la ecuación vectorial:

$$\bar{N}_{12} = |\bar{N}_1| \bar{w}_1 + |\bar{N}_2| (-\bar{w}_2)$$

6) Finalmente, el factor de seguridad valdrá:

$$F . S = \frac{N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2}{|\bar{T}_{12}|}$$

Es obvio decir que la fuerza que siempre estará actuando en una cuña es la debida a su propio peso, por lo cual, para encontrar este, se tiene lo siguiente:



El volumen de la cufia se obtiene mediante:

$$\text{Vol} = 1/6 |\overline{DB'} \times \overline{DC}| (h_1 + h_2)$$

siendo:  $\overline{DC} = \overline{OC} - \overline{OD}$   
 $\overline{DB'} = \overline{OB'} - \overline{OD}$   
 $\overline{OB'} = \frac{X_{12}}{X_{12z}} h_1$

$$\overline{OC} = \left( \frac{h_1}{\tan \alpha \tan \beta_2} - \frac{h_1}{\tan \gamma_2 \text{ sen } \beta_2}, \frac{h_1}{\tan \alpha}, h_1 \right)$$

$$\overline{OD} = \left( \frac{h_1}{\tan \alpha \tan \beta_1} - \frac{h_1}{\tan \gamma_1 \text{ sen } \beta_1}, \frac{h_1}{\tan \alpha}, h_1 \right)$$

$$\overline{OB} = \frac{X_{12}}{X_{12z}} (h_1 + h_2)$$

$$h_2 = \frac{\tan \alpha - \tan \epsilon_x}{\tan \epsilon_x - \tan \delta} \cdot \frac{\tan \delta}{\tan \alpha} h_1$$

$$\tan \epsilon_x = \frac{X_{12z}}{X_{12y}}$$

$$\overline{OS} = \frac{1}{2} (\overline{OD} + \overline{OC} + \overline{OB})$$

Con los anteriores datos y el peso volumétrico de la roca obtenido mediante pruebas de laboratorio, se encuentra:

$$W = \gamma_v \cdot Vol$$

donde:  $\gamma_v$  es el peso volumétrico de la roca

La aplicación de los conceptos anteriores se presenta en el ejemplo siguiente.

EJEMPLO:

Determinar el factor de seguridad por deslizamiento de un talud en roca con las siguientes características:

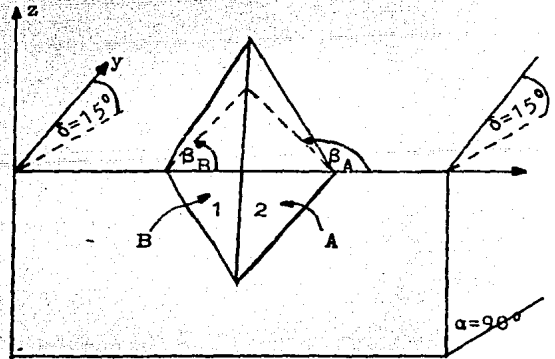
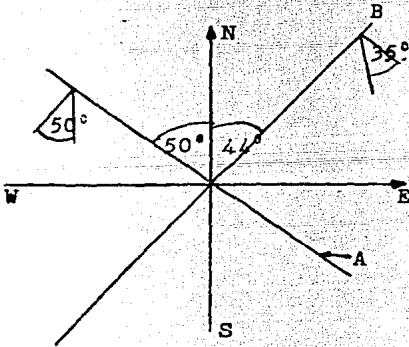
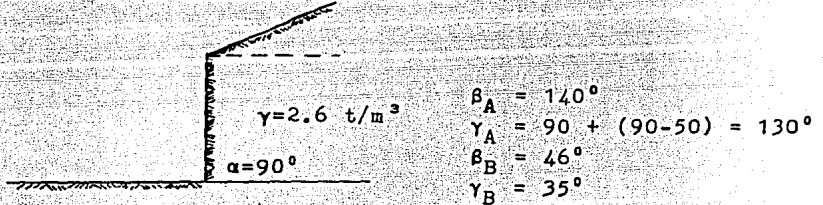
Falla A:

Rumbo: NW 50  
 Echado: SW 50  
 $\phi_A : 45^\circ$   
 $U_A : 400 \text{ ton}$

Falla B:

Rumbo: NE 44  
 Echado: SE 35  
 $\phi_B : 35^\circ$   
 $U_B : 0 \text{ ton}$

El talud tiene un rumbo EW con buzamiento hacia el Sur.



El plano 1 es el que corresponde a la falla B, por ser el plano con el ángulo  $\beta$  menor.

$$\beta_1 = 46^\circ$$

$$\beta_2 = 140^\circ$$

$$\gamma_1 = 35^\circ$$

$$\gamma_2 = 130^\circ$$

Para encontrar los vectores  $\bar{w}_1$  y  $\bar{w}_2$  :

$$\bar{w}_1 = \bar{u}_1 \times \bar{v}_1$$

$$\bar{u} = \cos \beta_1 + \text{sen } \beta_1 \mathbf{j}$$

$$\bar{v} = (\cos \gamma \text{ sen } \beta) \mathbf{i} - (\cos \gamma \cos \beta) \mathbf{j} - (\text{sen } \gamma) \mathbf{k}$$

$$\bar{u}_1 = \cos 46^\circ \mathbf{i} + \text{sen } 46^\circ \mathbf{j} = 0.6951 + 0.719 \mathbf{j}$$

$$\bar{v}_1 = \cos 35^\circ \text{ sen } 46^\circ \mathbf{i} - \cos 35^\circ \cos 46^\circ \mathbf{j} - \text{sen } 35^\circ \mathbf{k}$$

$$\bar{v}_1 = 0.5891 \mathbf{i} - 0.569 \mathbf{j} - 0.574 \mathbf{k}$$

$$\bar{u}_2 = \cos 140^\circ \mathbf{i} + \text{sen } 140^\circ \mathbf{j} = -0.766 \mathbf{i} + 0.643 \mathbf{j}$$

$$\bar{v}_2 = \cos 130^\circ \text{ sen } 140^\circ \mathbf{i} - \cos 130^\circ \cos 140^\circ \mathbf{j} - \text{sen } 130^\circ \mathbf{k} =$$

$$\bar{v}_2 = -0.413 \mathbf{i} - 0.492 \mathbf{j} - 0.766 \mathbf{k}$$

$$\bar{w}_1 = \bar{u}_1 \times \bar{v}_1 = \begin{vmatrix} \mathbf{i} & \mathbf{j} & \mathbf{k} \\ 0.695 & 0.719 & 0 \\ 0.589 & -0.569 & -0.574 \end{vmatrix}$$

$$\bar{w}_1 = -0.413 \mathbf{i} + 0.399 \mathbf{j} - 0.819 \mathbf{k}$$

$$\bar{w}_2 = \bar{u}_2 \times \bar{v}_2 = \begin{vmatrix} \mathbf{i} & \mathbf{j} & \mathbf{k} \\ -0.766 & 0.643 & 0 \\ -0.413 & -0.492 & -0.766 \end{vmatrix}$$

$$\bar{w}_2 = -0.493 \mathbf{i} - 0.587 \mathbf{j} + 0.642 \mathbf{k}$$

$$\bar{x}_{12} = \bar{w}_2 \times \bar{w}_1$$

$$\bar{x}_{12} = \begin{vmatrix} \mathbf{i} & \mathbf{j} & \mathbf{k} \\ -0.493 & -0.587 & 0.642 \\ -0.413 & 0.399 & -0.819 \end{vmatrix}$$

$$\bar{x}_{12} = 0.225 \mathbf{i} - 0.669 \mathbf{j} - 0.439 \mathbf{k}$$

Para que sea válido el procedimiento tratado en este capítulo y para determinar el tipo de falla que se presenta, deben revisarse los siguientes puntos:

a) Para que el deslizamiento sea cinemáticamente admisible se debe satisfacer que:

$$\text{dónde } \tan \varepsilon_x = \frac{X_{12z}}{X_{12y}} = \frac{-0.439}{-0.669} = 0.656$$

$$\varepsilon_x = 33.273^\circ$$

$$\text{entonces: } \varepsilon_x = 33.273^\circ \quad \text{y} \quad \alpha = 90^\circ$$

por lo tanto:  $\varepsilon_x < \alpha$  se cumple

b) Para que sea válido el análisis se debe cumplir que:

$$\alpha \leq 90^\circ \quad \delta < \alpha$$

en el caso que se analiza  $\alpha = 90^\circ$  se cumple

$$\delta = 15^\circ < \alpha \quad \text{se cumple}$$

Para determinar el tipo de falla de la cuña de deslizamiento:

$$\bar{S}_1 = \bar{X}_{12} \times \bar{w}_1 = \begin{array}{ccc|ccc} & & & 1 & J & k \\ \hline & & & 0.225 & -0.669 & -0.439 \\ & & & -0.413 & 0.399 & -0.819 \end{array}$$

$$\bar{S}_2 = \bar{X}_{12} \times \bar{w}_2 = \begin{array}{ccc|ccc} & & & 1 & J & k \\ \hline & & & 0.225 & -0.699 & -0.439 \\ & & & -0.493 & -0.587 & 0.642 \end{array}$$

$$\bar{S}_1 = (0.723, 0.366, -0.187)$$

$$\bar{S}_2 = (-0.687, 0.072, -0.462)$$



Analizando los siguientes casos:

a) La cuña pierde el contacto con los planos 1 y 2, es decir "se bota".

a<sub>1</sub>)  $R \cdot w_1 < 0$  la cuña se despega del plano 1

$$[-197.2, -234.8, -1624.316] \cdot [-0.413, 0.399, -0.819] = 1318.673$$

$R \cdot w_1 > 0$  ; entonces, no se cumple la condición a<sub>1</sub>

a<sub>2</sub>)  $R \cdot w_2 > 0$  la cuña se despega del plano 2

$$[-197.2, -234.8, -1624.316] \cdot [-0.493, -0.587, 0.642] = -807.764$$

$R \cdot w_2 < 0$  ; por lo tanto, no se cumple a<sub>2</sub>

b) Desliza a lo largo del plano 1.

$R \cdot w_1 > 0$  se cumple

$$R \cdot S_1 = [-197.2, -234.8, -1624.316] \cdot [0.723, 0.366, -0.187] = 75.235$$

$R \cdot S_1 > 0$  no se cumple

c) Desliza a lo largo del plano 2:

c<sub>1</sub>)  $R \cdot w_2 < 0$  (se apoya en el plano 2)

se cumple

c<sub>2</sub>)  $R \cdot S_2 < 0$  no tiende hacia la línea de intersección

$$R \cdot S_2 = [-197.2, -234.8, -1624.316] \cdot [-0.687, 0.072, -0.462] = 869.005$$

$R \cdot S_2 > 0$  por lo tanto, no se cumple c<sub>2</sub>

d) Desliza a lo largo de la línea de intersección:

d<sub>1</sub>)  $R \cdot S_1 > 0$  se cumple

d<sub>2</sub>)  $R \cdot S_2 > 0$  se cumple

d<sub>3</sub>)  $R \cdot w_1 > 0$  se cumple

d<sub>4</sub>)  $R \cdot w_2 < 0$  se cumple

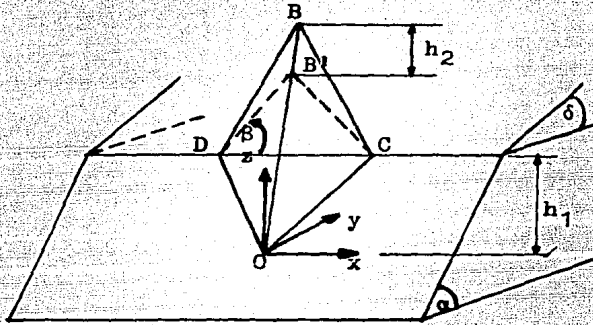
Del análisis anterior se observa que las condiciones que se satisfacen completamente son las correspondientes al inciso d; por consiguiente la cuña deslizará a lo largo de la línea de intersección de los dos planos.

Para encontrar la resultante de las fuerzas actuantes R:

En este caso :  $R = W + U_A$

dónde :  $W = -Pk$

entonces, para encontrar P:



De las expresiones vistas anteriormente se sabe que :  
el volumen de la cuña de deslizamiento es:

$$Vol = 1/6 |DB' \times DC| (h_1 + h_2)$$

$$\overline{DB'} = \overline{OB'} - \overline{OD}$$

$$\overline{OB'} = \frac{\overline{x}_{12}}{\overline{x}_{12z}} h_1 = \frac{h_1}{\overline{x}_{12z}} \overline{x}_{12}$$

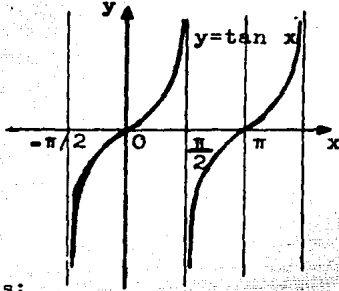
$$\overline{OB'} = \frac{8}{-0.439} [0.225, -0.669, -0.439]$$

$$\overline{OB'} = [-4.1, 12.191, 8]$$

$$\overline{OD} = \left( \frac{h_1}{\tan \alpha \tan \beta_1} - \frac{h_1}{\tan \gamma_1 \sin \beta_1}, \frac{h_1}{\tan \alpha}, h_1 \right)$$

$$\overline{OD} = \left( \frac{8}{\tan 90^\circ \tan 46^\circ} - \frac{8}{\tan 35^\circ \text{sen } 46^\circ}, \frac{8}{\tan 90^\circ}, 8 \right)$$

pero como la función tangente se define de la siguiente manera:



es decir, para  $\alpha = 90^\circ$ ,  $\tan \alpha = \infty$  por consiguiente, el primer término de la componente en X del vector  $\overline{OD}$  se hace igual a cero, así como también la componente en y.

Entonces:

$$\overline{OD} = (0 - 15.883, 0, 8) = (-15.883, 0, 8)$$

$$\overline{DB'} = [-4.1, 12.191, 8] - [-15.883, 0, 8]$$

$$DB' = [11.783, 12.191, 0]$$

$$\overline{DC} = \overline{OC} - \overline{OD}$$

$$\overline{OC} = \left( \frac{h_1}{\tan \alpha \tan \beta_2} - \frac{h_1}{\tan \gamma_2 \text{sen } \beta_2}, \frac{h_1}{\tan \alpha}, h_1 \right)$$

$$\overline{OC} = \left( \frac{8}{\tan 90^\circ \tan 140^\circ} - \frac{8}{\tan 130^\circ \text{sen } 140^\circ}, \frac{8}{\tan 90^\circ}, 8 \right)$$

$$\overline{OC} = [-(10.443), 0, 8]$$

$$\overline{DC} = [10.443, 0, 8]$$

Por lo tanto:  $\overline{DC} = [10.443, 0, 8] - [-15.883, 0, 8]$

$$\overline{DC} = [26.326, 0, 0]$$

$$h_2 = \frac{\tan \alpha - \tan \epsilon_x}{\tan \epsilon_x - \tan \delta} \cdot \frac{\tan \delta}{\tan \alpha} h_1$$

$$\tan \epsilon_x = \frac{X_{12z}}{X_{12y}} = \frac{-0.439}{-0.669} = 0.656$$

$$h_2 = \frac{1 - \frac{\tan \epsilon_x}{\tan \alpha}}{\tan \epsilon_x - \tan \delta} (\tan \delta) (h_1) = \frac{1 - 0}{0.656 - 0.268} (0.268) (8) = 5.526 \text{ m}$$

Entonces:

$$\overline{DB'} \times \overline{DC} = \begin{vmatrix} i & j & k \\ 11.783 & 12.191 & 0 \\ 26.326 & 0 & 0 \end{vmatrix} = -320.94 \text{ k}$$

$$\overline{DB'} \times \overline{DC} = [0, 0, -320.94]$$

$$|\overline{DB'} \times \overline{DC}| = \sqrt{(-320.94)^2} = 320.94$$

Por lo tanto, el volumen de la cuña de deslizamiento es:

$$\text{Vol} = 1/6 (320.94) (8 + 5.526) = 723.506$$

de donde la componente en z del vector W es:

$$P = (723.506) (2.6) = 1881.116 \text{ ton} \quad \text{ya que } \gamma = 2.6 \text{ ton/m}^3$$

o sea:  $W = -1881.116 \text{ k}$

$$W = [0, 0, -1881.116]$$

Para encontrar el vector  $U_A$ :

Considerando que la subpresión siempre actúa en un plano perpendicular al plano de falla, entonces es posible definir la dirección de dicho plano por un vector perpendicular al plano de falla, que en este caso es el plano A o plano 2. Este vector es un vector paralelo al vector  $w_2$  ya que este último es perpendicular al plano 2.

Al obtener las magnitudes de los vectores  $w_1$  y  $w_2$  se observa que estos son unitarios, como se demuestra enseguida.

$$|\overline{w}_1| = \sqrt{(-0.413)^2 + (0.399)^2 + (-0.819)^2} = 1$$

$$|\bar{w}_2| = \sqrt{(-0.493)^2 + (-0.587)^2 + (0.642)^2} = 1$$

por lo cual, para encontrar el vector  $U_A$  es necesario solamente hacer el producto de un escalar (magnitud de  $U_A$ ) por el vector unitario  $w_2$ . Esto es:

$$\bar{U}_A = 400 ( - 0.493 , - 0.587 , 0.642 )$$

$$\bar{U}_A = [ - 197.2 , - 234.8 , 256.8 ]$$

De esta manera, la resultante de las fuerzas actuantes es:

$$\bar{R} = \bar{w} + \bar{U}_A = [ 0 , 0 , - 1881.116 ] + [ - 197.2 , - 234.8 , 256.8 ]$$

$$\bar{R} = [ - 197.2 , - 234.8 , - 1624.316 ]$$

Para encontrar el Factor de Seguridad:

Sea  $\bar{T}_{12}$  la fuerza actuante a lo largo de la línea del vector  $\bar{X}_{12}$ .

$$\bar{T}_{12} = \frac{\bar{R} \cdot \bar{X}_{12}}{|\bar{X}_{12}|}$$

$$|\bar{X}_{12}| = \sqrt{(0.225)^2 + (-0.660)^2 + (-0.439)^2} = 0.831$$

$$\bar{R} \cdot \bar{X}_{12} = [ - 197.2 , - 234.8 , - 1624.316 ] \cdot [ 0.225 , - 0.669 , - 0.439 ]$$

$$\bar{R} \cdot \bar{X}_{12} = 825.786$$

Por lo tanto:  $|\bar{T}_{12}| = \frac{825.786}{0.831} = 993.726$

$$\bar{T}_{12} = \frac{\bar{R} \cdot \bar{X}_{12}}{|\bar{X}_{12}|} = \frac{|\bar{T}_{12}| |\bar{X}_{12}|}{|\bar{X}_{12}|} = \frac{|\bar{T}_{12}|}{|\bar{X}_{12}|} \bar{X}_{12}$$

$$\bar{T}_{12} = \frac{993.726}{0.831} ( 0.225 , - 0.669 , - 0.439 )$$

$$\bar{T}_{12} = [ 269.059 , - 800.003 , - 524.965 ]$$

$$\bar{N}_{12} = \bar{R} - \bar{T}_{12} \quad \text{siendo } \bar{N}_{12} \text{ un vector normal a } \bar{X}_{12}$$

$$\bar{N}_{12} = [ -197.2 , -234.8 , -1624.316 ] - [ 269.059, -800.003, -524,965 ]$$

$$\bar{N}_{12} = [ -466.259, 565.203, -1099.351 ]$$

Para encontrar las magnitudes  $N_1$  y  $N_2$  :

$$\bar{N}_{12} = \bar{N}_1 \bar{w}_1 + \bar{N}_2 (-\bar{w}_2)$$

Desarrollando la ecuación vectorial anterior, se tiene:

$$N_{12x} = N_1 w_{1x} - N_2 w_{2x} \quad -466.259 = N_1 (-0.413) - N_2 (-0.493)$$

$$N_{12y} = N_1 w_{1y} - N_2 w_{2y} \quad 565.203 = N_1 (0.399) - N_2 (-0.587)$$

$$N_{12z} = N_1 w_{1z} - N_2 w_{2z} \quad -1099.351 = N_1 (-0.819) - N_2 (0.642)$$

Resolviendo el sistema formado por las dos primeras ecuaciones se obtiene:

$$N_1 = 1257.780. \quad N_2 = 107.919$$

Comprobando en la tercera ecuación los resultados anteriores:

$$-0.819 ( 1257.780 ) - 0.642 ( 107.919 ) = -1099.40 \approx -1099.351 \quad \text{O.K}$$

Por lo tanto:

$$F.S = \frac{N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2}{T_{12}} = \frac{(1257.780) \tan 35^\circ + (107.919) \tan 45^\circ}{993.726}$$

$$F.S = 0.9948$$

El factor de seguridad es menor que la unidad. Esto implica que la cuña fallará por deslizamiento.

### V.2.- El Método Estereográfico:

El método estereográfico tiene como objetivo fundamental el representar por medio de un arco de circunferencia, un plano que se encuentra en el espacio, definido por su rumbo y echado. Este método es similar al usado por los geógrafos para representar la forma esférica de la Tierra sobre una superficie plana. Su principio básico consiste en utilizar las trazas de los planos sobre una esfera de referencia y proyectarlas en un plano horizontal para representar el rumbo y el echado de un cierto plano.

Como en la semiesfera superior e inferior se cuenta con la misma información, en aplicaciones de ingeniería se acostumbra usar la segunda para la representación de planos ( fig. 5.1)

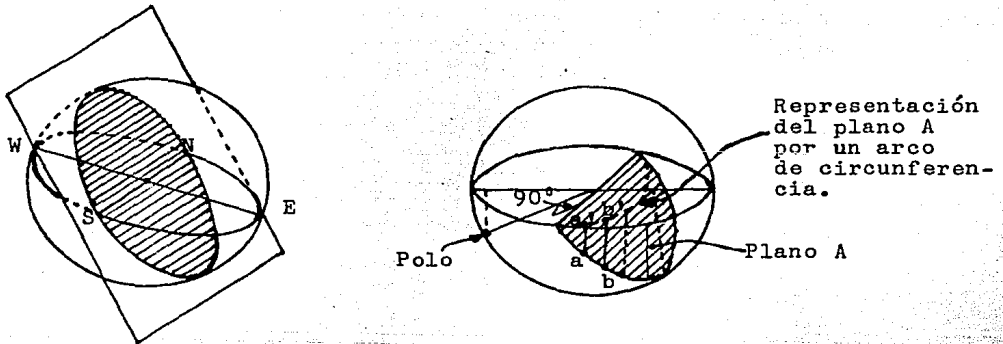


Fig. 5.1

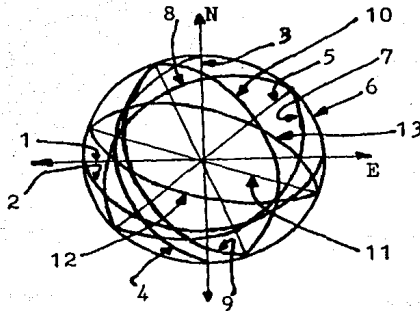


Fig. 5.2

En la figura 5.2 se ejemplifican algunos planos:

Plano	Rumbo	Echado
1	EW	90°
2	EW	S30°
3	NS	90°
4	NS	W30°
5	NE 50°	NW-90°
6	NE 50°	0°
7	NE 50°	SE 30°
8	NE 50°	NW 30°
9	NW 20°	SW 40°
10	NW 20°	NE 40°
11	SE 70°	SW 90°
12	SE 70°	SW 60°
13	SE 70°	NE 60°

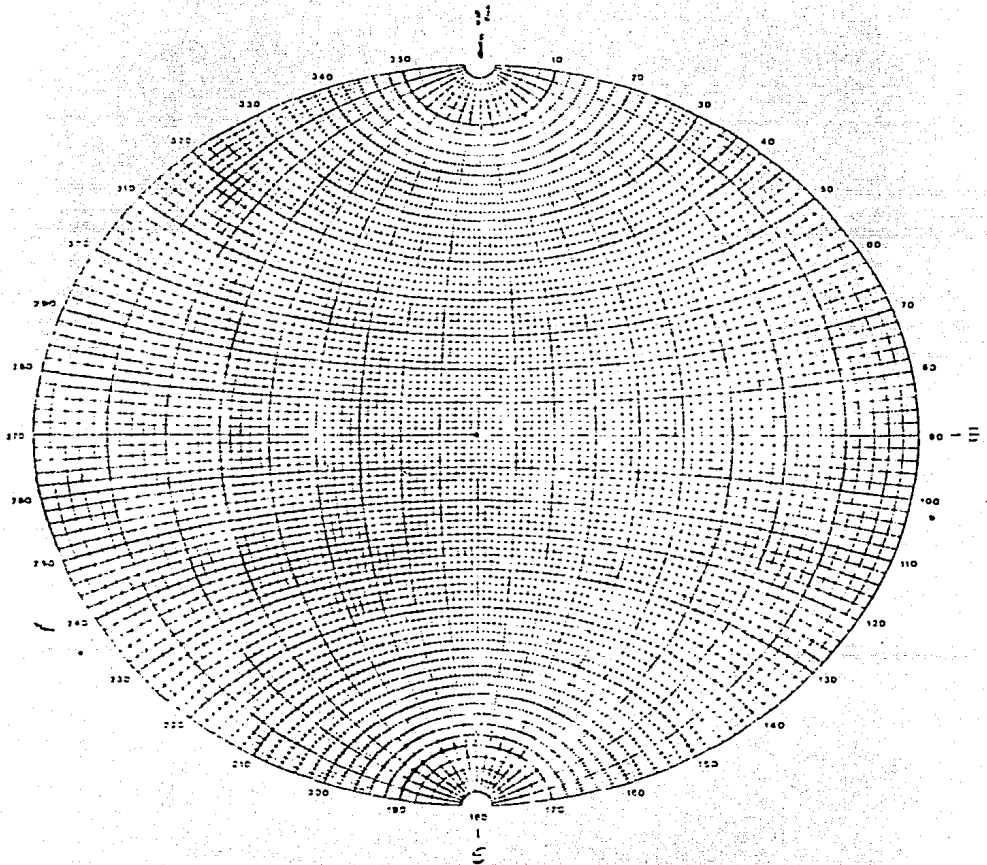
De la misma manera se construye la red estereográfica mostrada en la figura 5.3, la cual puede ser utilizada para propósitos prácticos.

El método más práctico de uso de la red estereográfica para la representación gráfica de la información estructural es montar dicha red en una base de madera de medio centímetro. Sobre esta red se coloca una hoja de papel semitransparente con el objeto de que sea posible observar a través de ella la red estereográfica; la hoja semitransparente, que será sobre la cual se dibujarán los arcos de circunferencia correspondientes a los datos de campo, se sujeta con un alfiler clavado en el centro de la red, de tal manera que la hoja pueda girar sobre este centro. Debe tenerse cuidado en marcar el punto Norte de referencia sobre la hoja antes de comenzar cualquier análisis.

#### V.2.1.--Representación de un plano por un arco de circunferencia.

El procedimiento para representar un plano del cual se conoce su rumbo y echado, utilizando la red estereográfico, es el siguiente:



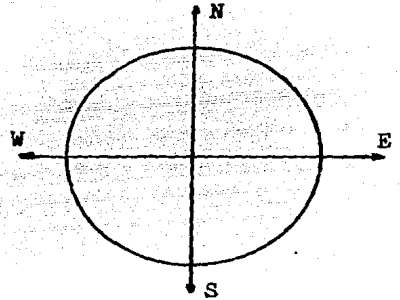
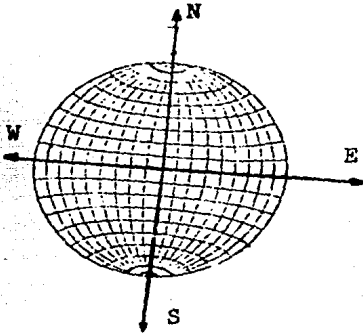


EQUATORIAL CONFORMAL STERENET

Computed by Dr. C. St. John  
Reproduced with permission

Fig. 5.3

- 1.- Supóngase que el plano tiene un rumbo NE  $40^\circ$  y un echado SE  $50^\circ$ . En la hoja semitransparente colocada sobre la red se trazan la circunferencia de la red y los ejes coordenados que definan los cuatro puntos cardinales, de tal manera que el Norte de la circunferencia coincida con el punto Norte de la red.



Hoja semitransparente

Fig. 5.4

- 2.- Ubíquese sobre la circunferencia el punto que defina el rumbo, midiendo los grados necesarios con los paralelos de la red.

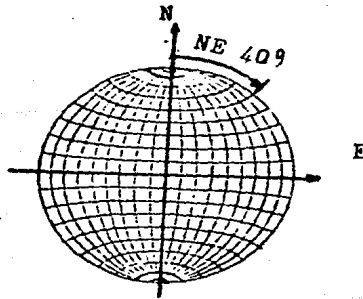


Fig. 5.5

- 3.- Se traza una línea que una los extremos opuestos de la circunferencia, pasando por el centro y tocando el punto definido en el paso 2. Es decir, un diámetro que pase por el punto del inciso 2. Esta línea define la dirección del plano.

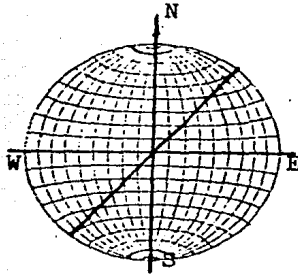


Fig. 5.6

- 4.- Para determinar el echado se traza una recta perpendicular a la línea de dirección del plano, de tal manera que dicha recta se oriente hacia el cuadrante que define el echado del plano.

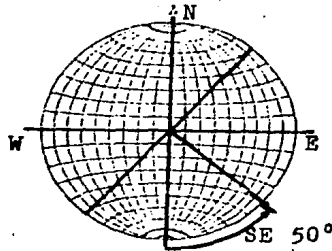


Fig. 5.7

- 5.- Se gira la hoja hasta hacer coincidir la línea de echado con el eje E-W de la red.

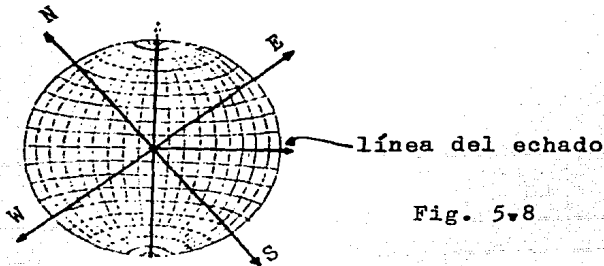


Fig. 5.8

- 6.- Enseguida se miden los grados del echado, utilizando para esto los meridianos de la red, contando los grados del exterior hacia adentro, ya que la circunferencia de la red corresponde a un plano horizontal, o sea, a  $0^\circ$ .

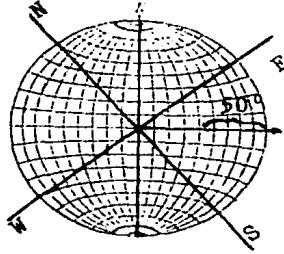


Fig. 5.9a

- 7.- Finalmente, se traza el arco de círculo que pasa por el punto anterior. Este arco representa al plano definido por un rumbo NE  $40^\circ$  y un echado SE  $50^\circ$ .

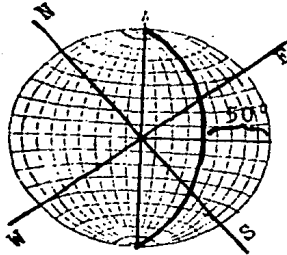


Fig. 5.9b

- 8.- Otra manera de representar al plano es por medio del polo del mismo; el cual se ubica midiendo  $90^\circ$  a partir del punto medio del arco de circunferencia que representa al plano.

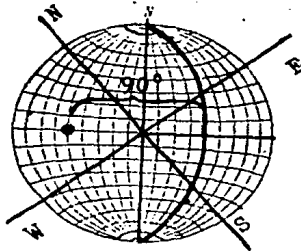


Fig. 5.10

9.- La forma definitiva de la hoja con el plano de rumbo NE 40° y echado SE 50°, es:

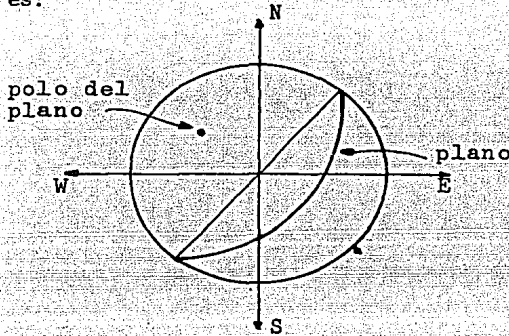
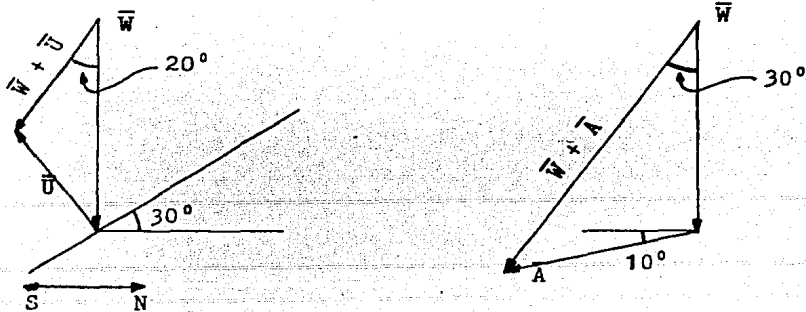


Fig. 5.11

V.2.2.- Determinación de la fuerza resultante de tres vectores.

Considérese una cuña sometida a peso propio  $\bar{W}$ , a una subpresión  $\bar{U}$  y a una fuerza de anclaje, esta última con un rumbo SE 45° y echado 10° SW. Para sumar vectorialmente estas fuerzas se suman primeramente  $\bar{W}$  y  $\bar{U}$  usando un polígono gráfico de fuerzas con una escala adecuada. Se hace lo mismo con los vectores  $\bar{W}$  y  $\bar{A}$ . Se considera que las fuerzas de subpresión actúan perpendicularmente a los planos de falla.



El vector  $\bar{W}$  se localiza siempre en un plano vertical, por lo tanto los planos que contienen a los vectores resultantes  $(\bar{W} + \bar{U})$  y  $(\bar{W} + \bar{A})$  son también verticales.

Para encontrar la resultante de las fuerzas  $\bar{W}$ ,  $\bar{U}$  y  $\bar{A}$  se traza un plano que contenga a  $(\bar{W} + \bar{A})$  y  $\bar{U}$  y otro que contenga a  $(\bar{W} + \bar{U})$  y  $\bar{A}$ . La intersección de estos dos planos dará la dirección de la fuerza resultante:

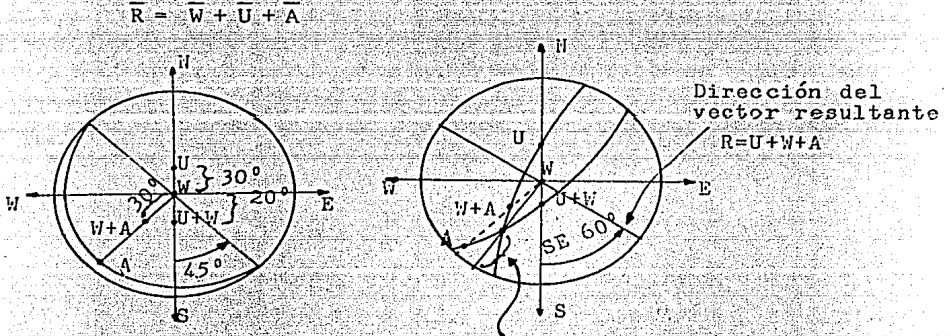
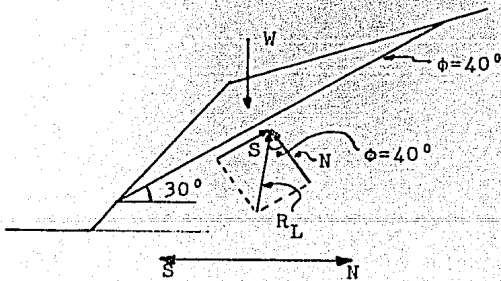


Fig. 5.12 Echado de la recta de intersección SW  $40^\circ$ .

V.2.3.- Utilización de la red estereográfica para el análisis de estabilidad a lo largo de un plano.

Supóngase que se tiene el siguiente caso:



$$S = N \tan \phi$$

$$F \cdot S = \frac{S}{W \sin \theta} = \frac{N \tan \phi}{W \sin 30^\circ}$$

$$F \cdot S = \frac{W \cos \theta \tan \phi}{W \sin \theta} = \frac{\tan \phi}{\tan \theta}$$

Fig. 5.13

donde  $\overline{R}_L$  es la resultante de las fuerzas resistentes.

$$\overline{R}_L = \overline{N} + \overline{S}$$

Supongase que el talud y la falla tienen un rumbo E-W y que el echado de dicha falla es  $30^\circ$  hacia el Sur.

La representación de esta falla se muestra en la figura siguiente.

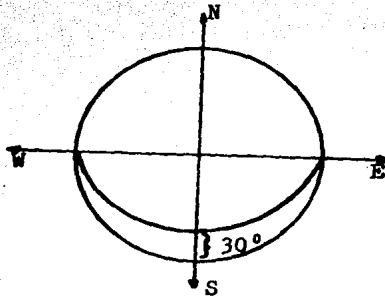


Fig. 5.14

La localización de los vectores  $\bar{W}$ ,  $\bar{N}$  y  $\bar{S}$  mostrada en la figura, se hace de la siguiente manera:

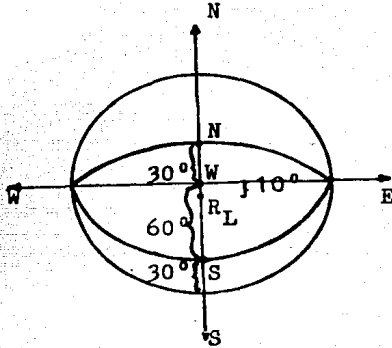


Fig. 5.15

$\bar{W}$  es la fuerza debida al peso de la cuña. Este vector se encuentra siempre en un plano vertical, por lo que su proyección es un punto en el centro del plano horizontal.

En la figura 5.13 se observa que el vector  $\bar{S}$  se encuentra en el mismo plano de la falla.

El vector  $\bar{N}$  se localiza en un plano normal al plano del vector  $\bar{S}$ , por lo tanto, en la red estereográfica se traza un plano que forme  $90^\circ$  con el plano del vector  $\bar{S}$ , siguiendo el procedimiento descrito para representar un plano por un arco de circunferencia. De aquí resulta que el ángulo que se forma entre la fuerza actuante  $\bar{W}$  y la resistente  $\bar{N}$  es el ángulo  $\theta$ .

La orientación de  $R_L$  depende de la dirección de deslizamiento de la cuña y, por esto, al variar  $R_L$ , genera una superficie que se conoce como "cono de fricción", el cual define una zona de estabilidad en la red estereográfica, ya que si la resultante de las fuerzas actuantes se localiza dentro de dicha zona, la cuña es estable y no desliza. Por el contrario, si la resultante de las fuerzas actuantes cae fuera de la zona de estabilidad, la cuña desliza.



En la figura 5.13 puede observarse que el ángulo formado por los vectores  $\bar{R}_L$  y  $\bar{N}$  es el ángulo  $\phi$ , lo cual implica que el círculo que representa en la red estereográfica al cono de fricción, tiene un radio igual al ángulo  $\phi$ . Esto es, la dirección del deslizamiento de la cuña puede variar, pero el ángulo  $\phi$  no cambia.

Se recomienda ubicar  $\bar{R}_L$  a partir del punto que representa al vector  $\bar{N}$ .

Suponiendo el ángulo  $\phi$  igual a  $40^\circ$ , la zona de estabilidad se representa como sigue:

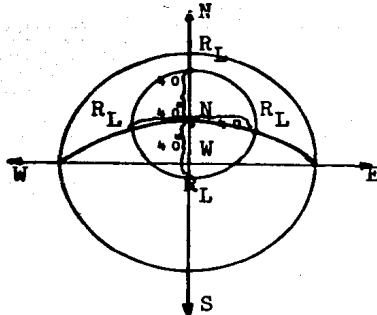
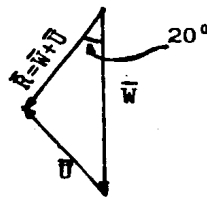
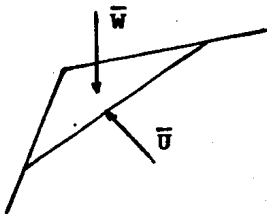


Fig. 5.16

Si se considera que además del peso actúa una fuerza de subpresión, el valor del ángulo  $\theta$  que se necesita para encontrar el factor de seguridad contra deslizamiento en un plano es el que se forma entre el vector resultante de las fuerzas actuantes y el vector  $\bar{N}$ ; dicho ángulo se mide en el diagrama estereográfico.

Supóngase que las fuerzas  $\bar{W}$  y  $\bar{U}$  se encuentran como sigue:



La representación en la red sería:

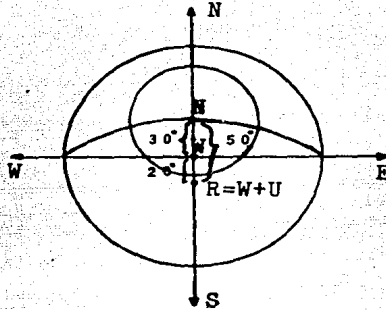


Fig. 5.17

En este diagrama se observa que el valor del ángulo  $\theta$  en este caso sería  $50^\circ$  y, debido a que la resultante de las fuerzas actuantes cae fuera del cono de fricción, la cuña deslizaría, lo cual se comprueba, encontrando el valor del factor de seguridad:

$$F.S = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} = \frac{\tan 40}{\tan 50} = 0.7 < 1$$

V.2.4.- Determinación del Factor de Seguridad contra deslizamiento de una cuña formada por la intersección de dos planos de falla, el plano del talud y el plano de la corona del talud.

Anteriormente se ha visto que para obtener el factor de seguridad cuando el deslizamiento ocurre a lo largo de un plano, se utiliza la expresión:

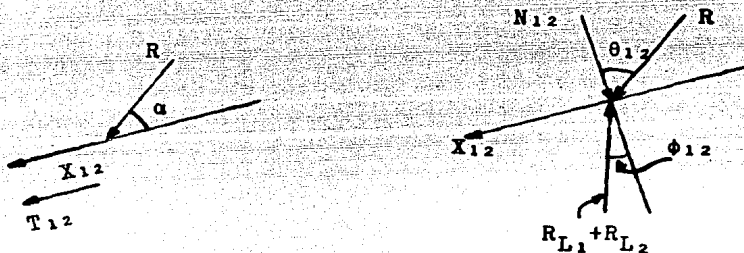
$$F.S = \frac{\tan \phi}{\tan \theta}$$

midiendo el ángulo  $\theta$  en el plano que contiene a  $\bar{N}_1$  y  $\bar{R}$ .

Asimismo, en el método vectorial se estudió que cuando la cuña desliza a lo largo de la línea de intersección de dos planos, el factor de seguridad es:

$$F. S. = \frac{N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2}{T_{12}}$$

siendo  $\bar{T}_{12} = \bar{R} \cos \alpha$



Si se supone que el vector resultante de las fuerzas actuantes, el vector resultante de las fuerzas resistentes y el vector normal a la línea de intersección de los dos planos de falla, se encuentran en un mismo plano, entonces:

$$F.S = \frac{\tan \phi_{12}}{\tan \theta_{12}}$$

en donde:  $\phi_{12}$  es el ángulo entre  $\bar{N}_{12}$  y  $(\bar{R}_{L1} + \bar{R}_{L2})$   
 $\theta_{12}$  es el ángulo entre  $\bar{N}_{12}$  y  $\bar{R}$ .

Cabe aclarar que si bien es cierto que esta expresión es semejante a la del caso plano, en realidad, los ángulos  $\theta_{12}$  y  $\phi_{12}$  se miden en el espacio, para lo cual, primeramente deben definirse las zonas de estabilidad e inestabilidad de la cuña, en el diagrama estereográfico. En seguida se traza el plano que contiene a  $\bar{R}$  y  $\bar{X}_{12}$ , girando la hoja de trabajo hasta que los dos puntos se encuentren sobre un mismo arco de circunferencia de la red estereográfica. Después se miden  $90^\circ$  sobre este plano y a partir del punto correspondiente a  $\bar{X}_{12}$ , encontrando de esta manera el vector  $\bar{N}_{12}$ .

Habiendo determinado las zonas estables e inestables y teniendo conocido el punto para  $\bar{N}_{12}$ , se mide el ángulo  $\phi_{12}$  a partir de  $\bar{N}_{12}$  hasta el plano que contiene a  $\bar{R}_{L1} + \bar{R}_{L2}$

El ángulo  $\theta_{12}$  se mide de  $\bar{N}_{12}$  hasta  $\bar{R}$ .

El procedimiento descrito se aplica al siguiente ejemplo, mostrando las zonas de estabilidad e inestabilidad en la figura 5.20.

Ejemplo:

Determinar el factor de seguridad contra deslizamiento de un talud en roca con las siguientes características:

Plano de falla A:

Plano de falla B:

Rumbo : NW 50°

Rumbo : NE 44°

Echado: SW 50°

Echado: SE 35°

$$\phi_A = 45^\circ$$

$$\phi_B = 35^\circ$$

$$U_A = 400 \text{ ton}$$

$$U_B = 0 \text{ ton}$$

H = altura del talud = 8 m

Este ejemplo es el mismo utilizado para el método vectorial en donde se obtuvo que  $W = 1881.12 \text{ ton}$ .

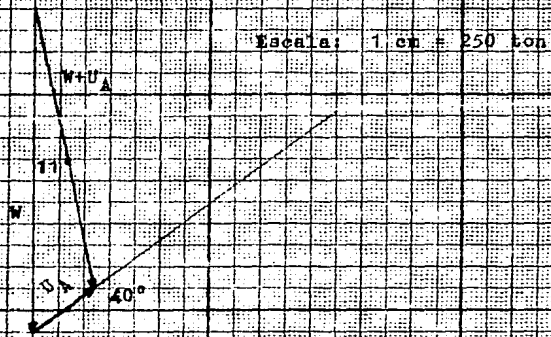
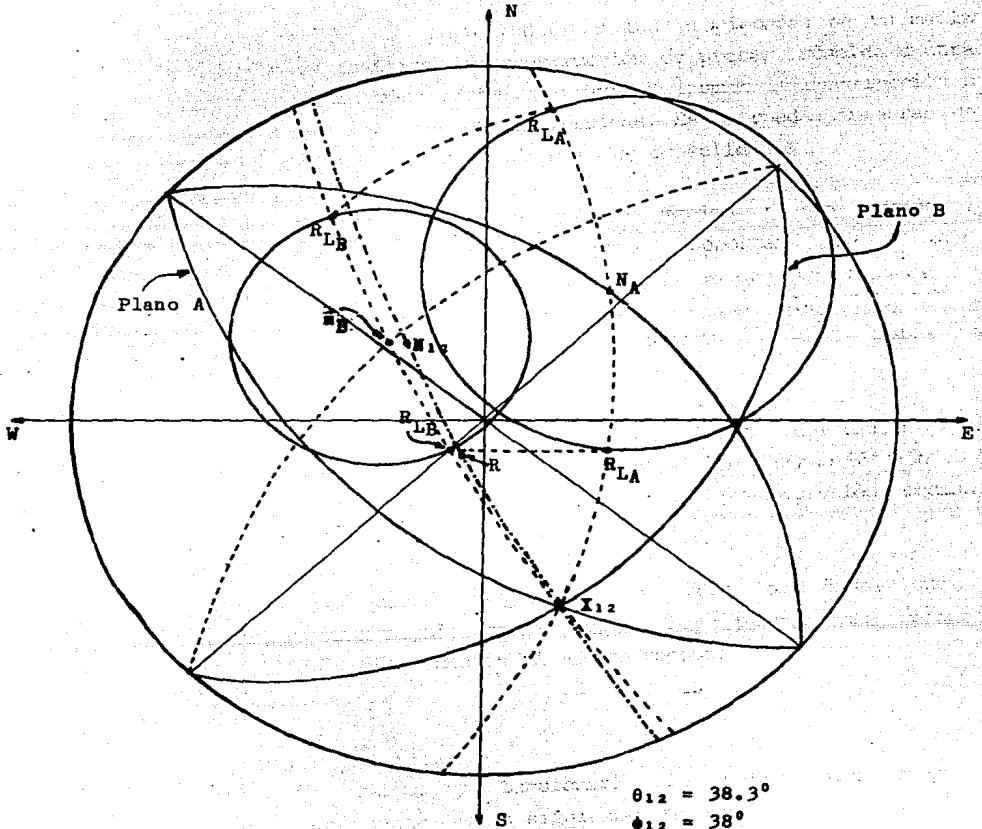


Fig. 5.18: Obtención de la fuerza resultante actuante.



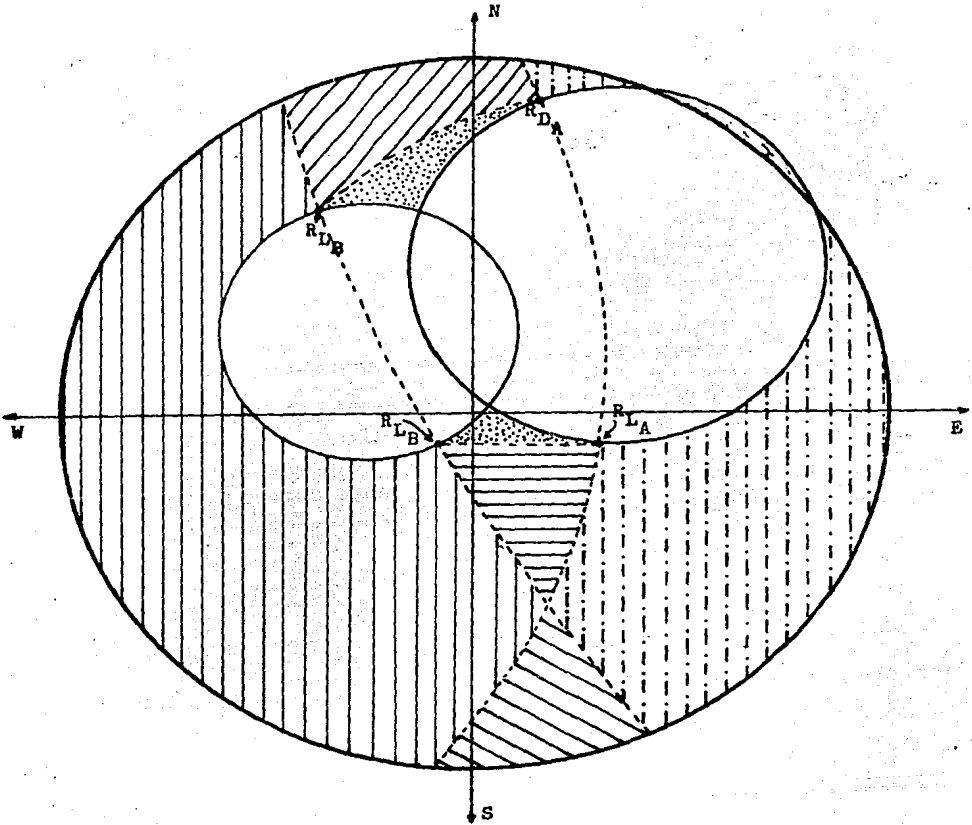
$$\theta_{12} = 38.3^\circ$$

$$\phi_{12} = 38^\circ$$

$$F.S. = \frac{\tan \phi_{12}}{\tan \theta_{12}} = \frac{\tan 38}{\tan 38.3} =$$

$$F.S. = \frac{0.7813}{0.7898} = 0.9893$$

Fig. 5.19



Desliza sobre la línea de intersección hacia arriba.



Desliza sobre la línea de intersección hacia abajo.



La cuña "se bota".



Zona de inestabilidad del plano B.



Zona de inestabilidad del plano A.



Zona de estabilidad a lo largo de la línea de intersección.



Zonas de estabilidad de los planos A y B.

Fig. 5.20



**CAPITULO VI**

**MEJORA DE LAS  
PROPIEDADES DE LOS  
MACIZOS ROCOSOS.**

Existen diferentes técnicas para modificar las propiedades de un macizo rocoso con objeto de facilitar la construcción de presas, túneles u otras estructuras de la forma más económica o incluso cuando la construcción no sería posible sin el empleo de tales técnicas. Estas pueden integrar dos grupos: técnicas de sustentación y técnicas de consolidación.

Se puede hablar de sustentación de un macizo rocoso cuando se coloca una resistencia pasiva para soportar las cargas transmitidas por la roca si esta llega al estado de rotura. Los revestimientos de túneles con acero o concreto, las bóvedas de ladrillo, los puntales de acero o madera y los muros de contención de taludes trabajan de esta manera.

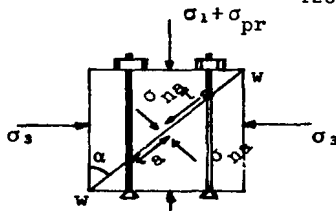
La consolidación de las rocas consiste en añadir resistencia a la roca para evitar su rotura. Las formas de consolidación más usuales son la introducción de anclas y la precompresión mediante cables y las inyecciones.

Estos sistemas introducen cargas en la roca de forma que se mejora la resistencia al corte según los planos más débiles, dando cierta resistencia a tensión al macizo rocoso.

#### VI.1.- Pernos de anclaje.

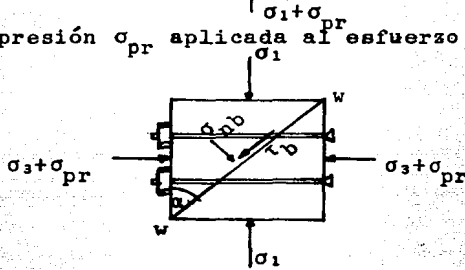
Al introducir un ancla y tensionarla se aplica una carga de precompresión  $\sigma_{pr}$  en alguna de las siguientes maneras:

- 1.- Precompresión  $\sigma_{pr}$  aplicada paralela al esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ .



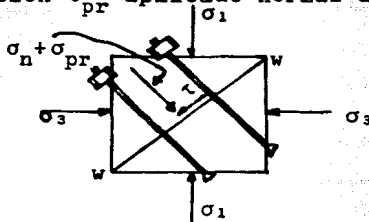
1)  $\sigma_{pr} \parallel \sigma_1$

2.- Precompresión  $\sigma_{pr}$  aplicada al esfuerzo principal menor  $\sigma_3$ .



2)  $\sigma_{pr} \parallel \sigma_3$

3.- Precompresión  $\sigma_{pr}$  aplicado normal al plano de debilidad.



La carga máxima P por perno se calcula como:

$$P = \sigma_{ult} \cdot a$$

donde:

$\sigma_{ult}$  = esfuerzo de compresión último de la roca.

a = area transversal del ancla.

El esfuerzo de precompresión  $\sigma_{pr}$  aplicado a la roca es:

$$\sigma_{pr} = \frac{n \cdot P}{A}$$

donde :  $n$  = número de anclas

$$A = \sum_{i=1}^n a_i$$

Para encontrar los esfuerzos normal y cortante, se tiene:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad \text{----- (1)}$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha \quad \text{----- (2)}$$

y sumando la acción de  $\sigma_{pr}$  :

Caso 1 :  $\sigma_{pr} \parallel \sigma_1$

$$\sigma_{na} = \sigma_n + \frac{\sigma_{pr}}{2} (1 + \cos 2\alpha)$$

$$\tau_a = \tau + \frac{\sigma_{pr}}{2} \operatorname{sen} 2\alpha$$

Caso 2 :  $\sigma_{pr} \parallel \sigma_3$

$$\sigma_{nb} = \sigma_n + \frac{\sigma_{pr}}{2} (1 - \cos 2\alpha)$$

$$\tau_b = \tau - \frac{\sigma_{pr}}{2} \operatorname{sen} 2\alpha$$

Caso 3 :  $\sigma_{pr}$  normal al plano de debilidad  $w - w$

$\sigma_{nc}$  y  $\tau_c$  se evalúan con las ecuaciones 1 y 2.

En los casos anteriores, la envolvente de esfuerzos cortantes de Coulomb, cuando  $\alpha = 45^\circ$  es:

$$1) \quad \tau = \sigma_n \tan \psi - \frac{\sigma_{pr}}{2} (1 - \tan \psi) + c$$

$$2) \quad \tau = \sigma_n \tan \psi + \frac{\sigma_{pr}}{2} (1 + \tan \psi) + c$$

$$3) \quad \tau = \sigma_n \tan \psi + \sigma_{pr} \tan \psi + c$$

Del análisis de estas ecuaciones se desprende que habrá un debilitamiento en la resistencia al corte  $\tau$  en el caso 1 y un aumento en los casos 2 y 3. El máximo incremento se obtiene en el caso 2, cuando la precompresión ayuda al esfuerzo principal menor  $\sigma_3$  que es el confinamiento lateral.

En el caso de una excavación subterránea en un macizo rocoso que estaba previamente en equilibrio, las tensiones originales se redistribuyen en torno a la excavación, originando el desarrollo de elevadas presiones cerca del frente de avance. Una vez terminado este proceso existen bajas presiones remanentes que actúan sobre la bóveda y las paredes del túnel por efecto del peso de la roca fracturada al redistribuirse las presiones. Si no se ha previsto un apuntalamiento adecuado, o si el aire o el agua agresivos pueden originar una posterior deterioración de la roca compuesta, estas tensiones pueden aumentar de nuevo. Mediciones con extensómetros de sondeo han indicado que se desarrolla un arco de tensiones o una zona fracturada por encima y por debajo del túnel, mientras que, en general, las paredes laterales y la roca exterior al arco de tensión están en compresión a partir de una cierta distancia. Este arco de tensiones puede tener una forma asimétrica si las tensiones principales en la roca no son de dirección vertical y horizontal.

En esta zona de tensión la roca tiende a aflojarse y el revestimiento o el anclaje debe proyectarse para soportar el peso de esta roca. Por otro lado, si se utilizan pernos o anclas, estos deben anclarse fuera de la zona de tensión.

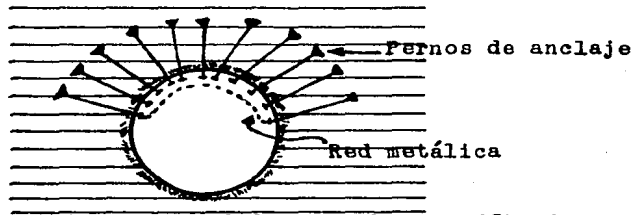
Se desconoce la forma exacta de trabajo de los pernos, pero se ha considerado que pequeñas tensiones radiales aplicadas por las anclas pueden modificar la estabilidad de conjunto de una excavación, reduciendo la posibilidad de nuevas grietas o alterando la dirección en que estas grietas pueden producirse.

Otra función del sistema de anclaje es evitar la caída de la roca fracturada, desprendiéndose del frente de excavación.

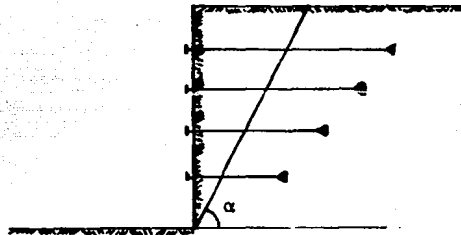
Para determinar la profundidad de la zona fracturada pueden utilizarse métodos geofísicos (sísmico y eléctrico).

Una fórmula práctica utilizada en Europa indica que la longitud del perno debe ser como mínimo la mitad del perímetro o la tercera parte del ancho del túnel, adoptando la que sea mayor. La separación de los pernos puede determinarse a partir de la densidad de la roca, la longitud del anclaje, el coeficiente de seguridad y la resistencia al arrancamiento de un perno. Este último valor puede determinarse mediante ensayos. Otra fórmula práctica es que la distancia entre anclas no debe ser superior de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{2}{3}$  del perímetro de la excavación.

Quando la roca está muy fisurada es necesario utilizar tela metálica sujeta a las anclas para evitar el desprendimiento de pequeños bloques de roca.



El anclaje puede utilizarse en taludes naturales o artificiales para evitar el desprendimiento de bloques de macizo rocoso principal al quedar separado por juntas o fallas, para impedir el deslizamiento de rocas finamente estratificadas con fuerte buzamiento o para coartar la deformación debida al peso propio de la roca o a voladuras en frentes elevados.



Los primeros pernos para roca fueron dotados de cuñas formadas con la varilla misma y un elemento auxiliar para formar la parte en que el perno se sujeta a la roca. Posteriormente se desarrollaron elementos metálicos para sujetar el perno de anclaje, o ancla, a la roca, mediante el accionamiento de este elemento, denominado expansor y para el cual se conocen diseños en que la expansión se realiza paralelamente a la superficie del barreno (fig. 6.1) y otros en que dicha expansión presiona las paredes del barreno en un punto de contacto inicial y progresa posteriormente apoyando un tramo del elemento expansor sobre la roca.

En ambos casos, estas anclas se conocen como "de tensión".

El empleo de las anclas en roca de menor calidad, esto es, con un alto grado de fisuración, indujo a los ingenieros de túneles a emplear anclas que pudieran tener contacto con la roca a todo lo largo del barreno en que se instalan (fig. 6.2), así, se conocen anclas en

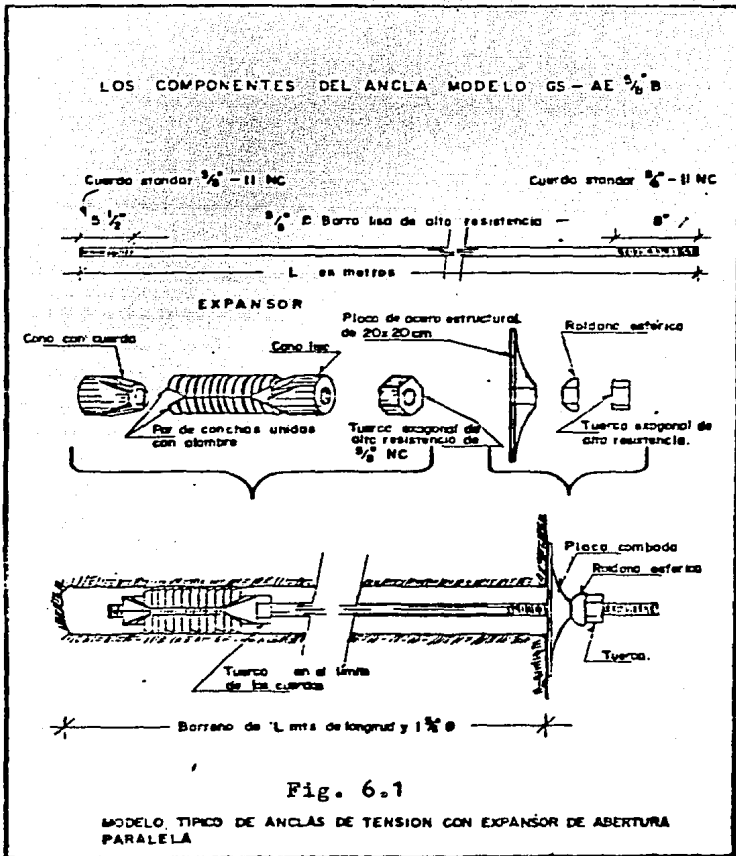
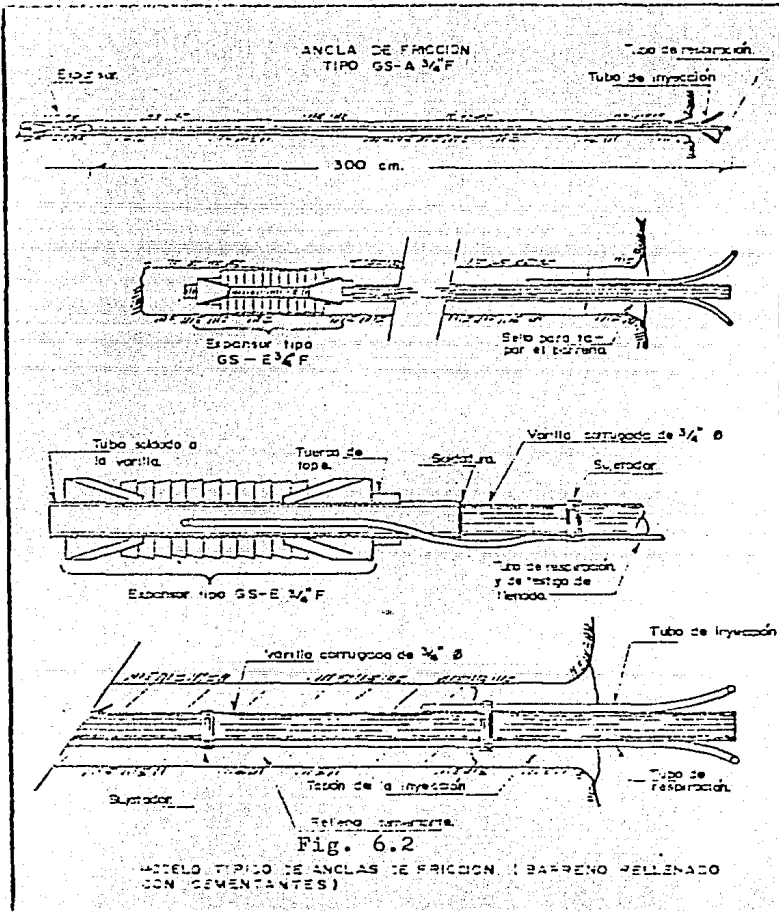


Fig. 6.1

MODELO TÍPICO DE ANCLAS DE TENSION CON EXPANSOR DE ABERTURA PARALELA





las cuales, la varilla que las forma, queda embebida en mortero de cemento, otras en que el elemento de relleno es una lechada de cemento y recientemente, el elemento cementante se ha elaborado a base de resinas. Por la forma en que funcionan, las anclas rellenas se conocen como "de fricción".

#### VI.2.- Cables de Anclaje.

Los cables de anclaje pueden utilizarse con fines muy semejantes a los descritos anteriormente para los pernos, si bien los cables suelen ser considerablemente más largos, y por tanto, pueden afectar un volumen mucho mayor de roca.

Los cables de anclaje pueden utilizarse para el sostenimiento temporal o permanente de excavaciones en lugar de marcos de contención o el apuntalamiento convencional que tiende a reducir el espacio disponible dentro de la excavación.

La longitud de los cables está determinada por la superficie de deslizamiento más probable, debiendo quedar anclados más allá de la misma. Si la excavación tiene carácter permanente las cabezas de los cables deben quedar accesibles de forma que, si se produce cualquier pérdida de tensión por la deformación del cable, se pueda comprobar el anclaje a la roca y volver a tensar el cable.

#### VI.3.- Inyecciones:

Esta técnica consiste en hacer penetrar un fluido en la masa rocosa de forma que fragüe en las grietas y fisuras desplazando el agua o el aire en ellas existente.

El producto inyectado, al mismo tiempo que impide la circulación del agua por la roca, proporciona una resistencia adicional.

La inyección en roca requiere normalmente el empleo de una lechada formada por una mezcla de cemento y agua. Se puede también añadir arena, arcilla, polvo de roca y otros materiales inertes con objeto de reducir el costo del tratamiento cuando las fisuras son suficientemente grandes como para absorber grandes cantidades de lechada.

Con objeto de hacer penetrar estos materiales en las fisuras más finas, es necesario que la lechada contenga una cantidad de agua relativamente grande, muy superior a la necesaria para provocar la hidratación del cemento. Para la inyección se requieren elevadas presiones, no solo para hacer penetrar la lechada en las fisuras finas sino también para expulsar el exceso de agua y asegurar un producto de fraguado de adecuada resistencia.

Se ha discutido mucho sobre las presiones de seguridad a utilizar con objeto de evitar la rotura interna o el levantamiento de la masa rocosa inyectada. La presión de inyección a aplicar con seguridad depende del estado tensional de la roca en el instante de la inyección y, como esto no es conocido de antemano, no puede decirse con certeza la magnitud de la presión a utilizar. Sin embargo, cabe realizar ensayos de rotura por presión hidráulica, con objeto de estimar la presión de trabajo adecuada.

La inyección puede realizarse con cualquiera de los siguientes fines:

- a) Reducción de la filtración por debajo de las presas o hacia el interior de excavaciones bajo la capa freática.
- b) Para el control de la subpresión bajo estructuras, junto con dispositivos adecuados de drenaje.
- c) Consolidación de las cimentaciones de presas, centrales eléctricas, etc.
- d) Reparación de los daños causados por las voladuras en el entorno de túneles y excavaciones.
- e) Reducción o eliminación de las filtraciones en centrales subterráneas y excavaciones semejantes.

Si las presiones de inyección son suficientemente elevadas como para ensanchar las fisuras y estas se pueden mantener abiertas rellenándolas con la lechada de inyección, la roca sufrirá un pretensado interno aumentando por tanto su resistencia al corte según los planos de fractura.

Con la inyección se puede mejorar la cohesión y el ángulo de fricción del macizo rocoso, pero el objetivo principal es corregir las zonas débiles, reduciendo así los efectos de anisotropía.

Las inyecciones se realizan generalmente tratando una malla de barrenos con separaciones de 3 a 12 m según la naturaleza de la roca.

Si las admisiones de lechada son grandes, es normal inyectar una malla intercalada que reduzca el espaciamiento definitivo a 1.50 m o incluso menos. La profundidad del tratamiento depende de la naturaleza de la estructura, pero raramente es inferior a 9 m, pudiendo llegar hasta unos 30 m.

**CAPITULO VII**

**CONCLUSIONES.**

La importancia de la Mecánica de Rocas se ha incrementado en la actualidad debido a la aplicación que ha tenido últimamente, sobre todo en obras de gran magnitud como presas y tuneles; sin embargo, en México hace falta aún mucho camino por recorrer, lo cual se manifiesta en la reducida cantidad de información en español que hay sobre temas relacionados con la Mecánica de Rocas. Además, la gran mayoría de los artículos o libros existentes se refieren a estudios realizados en el extranjero, lo que denota la necesidad de impulsar en mayor medida esta disciplina en nuestro país. En cuanto a esto es importante la labor que realiza la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas al fomentar simposios nacionales en donde se dan a conocer trabajos referentes al estudio de las rocas.

Al trabajar con rocas debe tenerse especial cuidado con su carácter discontinuo, ya que debido a esto las pruebas de laboratorio efectuadas en especímenes sanos pueden arrojar resultados alejados del comportamiento real que tendría un macizo rocoso en el sitio del cual fué extraída la muestra. Para remediar en cierta medida este problema es conveniente realizar un número adecuado de pruebas de tal manera que con la ayuda de métodos estadísticos se llegue a encontrar los valores de los parámetros de comportamiento de un macizo rocoso en forma más confiable. Otra alternativa consiste en efectuar pruebas de campo, las cuales ofrecen, en general, valores más acertados, puesto que las pruebas se ejecutan en las condiciones naturales de la roca. El inconveniente radica en el incremento en los costos para este tipo de pruebas, así como la mayor dificultad que implica el transporte del equipo necesario al lugar de interés.

De manera análoga a otras áreas afines de la ingeniería, en la resolución de problemas relativos a la Mecánica de Rocas es necesario aplicar, además de las técnicas analíticas o gráficas de análisis, el sentido común del ingeniero, de tal forma que a los resultados numéricos obtenidos se les de la interpretación adecuada enfocándolos siempre al sentido físico del problema. Esto es, en el caso de la obtención de un factor de seguridad contra deslizamiento de un talud en roca, el ingeniero debe preguntarse que tan bueno o malo es dicho factor y si el hecho de obtener un valor de este

ligeramente mayor que la unidad garantiza por completo la estabilidad del macizo rocoso o es necesario todavía mejorar sus condiciones o propiedades físicas.

En lo que se refiere a métodos gráficos de análisis, como el método estereográfico, que si bien es cierto, son de gran ayuda y proporcionan resultados muy semejantes a los métodos analíticos como el vectorial, no es por demás advertir que en ocasiones los valores obtenidos mediante procedimientos gráficos, conviene comprobarlos con un método analítico, ya que en las técnicas gráficas puede caerse en errores de apreciación o de trazo que desvirtúan los valores reales. Un caso típico de lo anterior se encuentra en el ejemplo del capítulo 5, en el cual el punto que representa al vector resultante de las fuerzas actuantes está situado muy cerca de la frontera de dos zonas que indican dos modos de falla diferentes de la cuña; deslizamiento sobre un plano o a lo largo de la línea de intersección de los dos planos formadores de la cuña. Debido a esta proximidad, un pequeño error de trazo en los arcos de circunferencia que representan a los planos o un pequeño deslizamiento de la hoja de trabajo sobre su eje de giro podría originar que el punto correspondiente al vector resultante actuante quedara ubicado del otro lado de la línea fronteriza, es decir, en la zona de inestabilidad del plano 1, en lugar de la zona de inestabilidad a lo largo de la línea de intersección y que, por consiguiente, el factor de seguridad que se obtendría sería diferente. En situaciones similares a esta es recomendable recurrir al método vectorial para comprobar los resultados, por lo cual es obvio decir que esto sucederá siempre que la fuerza resultante actuante esté situada en los límites de dos zonas, sobre todo cuando se encuentra en las inmediaciones de una zona de estabilidad y de inestabilidad.



BIBLIOGRAFIA:

- Raúl J. Marsal y Daniel Reséndiz Nuñez, Presas de Tierra y Enrocamiento, Ed. Limusa, México, 1983.
- Richard M. Pearl, Geología, Compañía Editorial Continental, México, 1976
- T. William Lambe y Robert V Whitman, Mecánica de Suelos, Ed. Limusa, México, 1981.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, Simposio La Mecánica de Rocas en México, México, 1982.
- Alfreds R. Jumikis, Rock Mechanics, Ed. Trans Tech Publications, 5a. edición, U. S. A., 1979.
- Evert Hoek y John Bray, Rock Slope Engineering, The Institution of Mining and Metallurgy, 3a. edición, London, 1981.
- K. G. Stagg, O. C. Zienkiewicz, La Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica, Ed. Blume, 1969.
- Agustín Deméneghi Colina, Notas de la clase de Geotecnia IV, Facultad de Ingeniería, México, 1985.
- Eras G. Gaziev, Aspectos Generales de la Mecánica de Rocas, Instituto de Ingeniería.

Esta Tesis fué elaborada en su  
totalidad en los Talleres de -  
Impresos Moya, Rep. de Cuba -  
No. 99, Despacho 23.  
México 1, D.F. Tel. 657-24-74  
Presupuestos 9 P.M. a 11 P.M.  
Sr. Salvador Moya Franco.