

UNIVERSIDAD DON VASCO A. C.

Incorporación No. 8727-15

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela de Ingeniería Civil

**ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD DEL CERRO
DE JICALÁN, COLINDANTE CON EL FRACCIONAMIENTO
SAN PABLO, UBICADO AL SUROESTE DE LA CIUDAD DE
URUAPAN, MICHOACÁN.**

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Anuar Sadat Carrillo Villegas.

Asesor:

Ing. Anastasio Blanco Simiano.

Uruapan, Michoacán, Marzo 2010.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A MIS PADRES

ROBERTO CARRILLO OCHOA

MA. DIOCELINA VILLEGAS DOMINGUEZ

Con todo mi amor y admiración, por haberme dado todo cuanto pedí y mucho más, para hacer realidad este sueño tan añorado para mí, y que hoy se convierte en un tributo a su incansable lucha por ayudarme a salir adelante y ser una persona útil a mi sociedad.

A MI ESPOSA

DAFNE ÁVILA QUIROZ

Por brindarme siempre amor y comprensión, por caminar a mi lado en condiciones buenas y malas, siempre con un consejo sabio y oportuno que me brindaba la motivación necesaria para lograr este paso tan importante y trascendental en nuestras vidas.

A MIS HERMANOS

ROBERTO, ARACELI, NORMA, ISRAEL, BRENDA, JESUS, PATRICIA, RUTH,
BEATRIZ Y CRISTINA.

Por su apoyo y sus más sinceras opiniones, además por darme ánimos para no decaer cuando creía que no podía mas, dándome seguridad y calidez para lograr recorrer el camino del saber.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.

Antecedentes.	1
Planteamiento del problema.	4
Objetivos.	7
Pregunta de investigación.	8
Justificación.	9
Marco de referencia.	11

CAPÍTULO 1.- ESTABILIDAD DE TALUDES.

1.1 Generalidades.	15
1.2 Teorías de fallas.	19
1.2.1 Tipos de talud.	20
1.2.2. Tipos y causas de falla más comunes.	21
1.2.2.1 Falla por deslizamiento superficial.	21
1.2.3 Fallas por procesos de deformación acumulativa.	24

1.2.4 Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes.	25
1.2.5 Flujos en materiales relativamente secos.	28
1.2.6 Falla por movimiento del cuerpo del talud.	28
1.2.7 Flujos.	30
1.2.8 Fallas por erosión.	31
1.2.9 Falla por licuación.	33
1.3 Falla rotacional.	35
1.3.1 Taludes en arenas.	36
1.3.2 Grietas a tensión.	37
1.3.3 Fallas por traslación.	38

CAPÍTULO 2.- TEORÍAS Y MÉTODOS DE CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

2.1 Generalidades.	40
2.2 Solución gráfica de Mohr.	44
2.3 Relación entre los principales esfuerzos en la falla.	47
2.4 Equilibrio plástico y teoría de Rankine en suelos friccionantes.	50

2.5 Método de las dovelas o rebanadas.	55
2.6 Método sueco.	59
2.7 Procedimiento de cálculo con el círculo de fricción.	70

CAPÍTULO 3.- PRUEBAS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

3.1 Generalidades.	77
3.2 Cuarteo y peso volumétrico suelto y seco.	77
3.2.1 Procedimiento para determinar el peso volumétrico suelto y seco.	81
3.2.2 Humedad natural en laboratorio y en campo.	82
3.2.3 Procedimiento para secado en horno.	85
3.3 Peso volumétrico húmedo natural y relación de vacíos.	86
3.3.1 Granulometría por mallas.	91
3.3.2 Clasificación de suelos.	97
3.3.3 Procedimiento de clasificación de suelos de granos gruesos (más de 50% retenido en la malla # 4).	98
3.3.4 Procedimiento de clasificación de suelos de granos finos (50% o más pasa por la malla #4).	100

3.4 Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en el laboratorio.	103
3.4.1 Prueba de corte directo.	105
3.4.2 Criterio de rotura de Mohr-Coulomb.	106
3.4.3 Porosidad e índice de poros.	110
3.4.4 Humedad, peso específico y grado de saturación.	112
3.5 Plasticidad (Límites de Atterberg).	115
3.6 Clasificación ASTM.	119

CAPÍTULO 4.- METODOLOGÍA Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.

4.1 Método empleado.	123
4.2 Enfoque de la investigación.	124
4.2.1 Alcance de la investigación.	124
4.3 Diseño de la investigación.	125
4.3.1 Investigación transeccional.	125
4.4 Instrumentos de recopilación de datos.	126
4.5 Descripción del proceso de investigación.	127

4.6	Análisis de resultados.	129
4.6.1	Geometría del talud.	130
4.6.2	Propiedades del material.	131
4.6.3	Línea de falla circular crítica.	135
4.6.4	Masa deslizando.	136
4.6.5	Factores de seguridad.	137
	Conclusiones.	138
	Bibliografía..	141
	Otras fuentes.	143
	Anexos.							

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

Se le da el nombre de talud a cualquier extensión de superficie que tenga una inclinación respecto a la horizontal que deba permanecer así por largo tiempo, pueden ser formados por la naturaleza o por la intervención del hombre, con la finalidad de realizar algún tipo de obra de construcción en el talud, dichas estructuras son tan antiguas como la humanidad misma, sin embargo, son un reto para la ingeniería, ya que su análisis es complejo y existen numerosas variables que considerar en este tiempo, por tal motivo surgió la necesidad de desarrollar normas y criterios de construcción bien establecidos, ya que hace pocos años relativamente se consideraban con normas puramente empíricas, sin tomar en cuenta ningún criterio generalizador de las experiencias que a través del tiempo se adquieren sobre el tema.

Por lo tanto, cuando la superficie del terreno no es horizontal, surgen esfuerzos en el suelo debidos al peso propio, al agua de filtración, peso de una estructura al esfuerzo producido por un terremoto, dando como consecuencia la inestabilidad del talud siempre y cuando estos esfuerzos superen la resistencia al corte del suelo la cual depende de la cohesión del material y el ángulo de fricción interna.

Por tal motivo, la estabilidad de taludes es un asunto de suma importancia, pues pueden suceder catástrofes como pérdidas considerables de bienes e

incluso vidas. Por otra parte, realizar cortes muy escarpados repercute directamente en el costo de la construcción. Por estas razones es de crucial importancia determinar la geometría más segura sin olvidar el lado económico del proyecto.

Según Juárez Badillo (2005), en el campo de estudio de la estabilidad de taludes existen pioneros que aportaron grandes avances. Collin (1845) habló por primera vez de superficies de deslizamiento curvas en las fallas de los taludes e imaginó diferentes tipos de fallas que no varían mucho a los que en la actualidad se utilizan, sin embargo sus ideas se vieron obstaculizadas por perspectivas diferentes de Ch. A. Coulomb, quien exaltó la falla plana de los taludes, siendo dicha hipótesis considerada menos enriquecedora, sin embargo se aceptó, pero surgió la investigación de superficies de deslizamiento no plano por Petterson quien dedujo por medio de la observación de un problema presentado en el puerto de Gottemburgo concluyó que la falla había sucedido en la superficie curva llamándola superficie de falla y fueron impulsadas por W.Fellenius (1927), uno de los investigadores más importantes en el estudio de los taludes, pero esta teoría no presenta exactamente el mecanismo real. En la actualidad ese método se conoce como Método Sueco. En 1935, Rendulio propone como traza de una superficie de deslizamiento una espiral logarítmica, lo cual resulta más real que lo anterior, pero Taylor menciona que dicho método tiene cambios tan insignificantes que en comparación con los de la circunferencia que en uso práctico no se justifica.

Con todas esas teorías todavía en la actualidad no se han resuelto todos los problemas de cálculo para la estabilidad de taludes y aún es un campo en constantes cambios en búsqueda de la mejor solución que implique todas las variables existentes para determinar el mejor comportamiento posible como la teoría de la Elasticidad y la Plasticidad que intenta ofrecer avances de interés ingenieril, la cual aún está en proceso de prueba.

Aún así, se ha demostrado que utilizando cuidadosamente los Métodos mencionados se puede tener la seguridad de que la estructura estará estable debido a que la posibilidad que una falla se presente es relativamente muy pequeña.

Los tipos de falla de los taludes son:

En la tesis Estudio y Proyecto para la Estabilización de Taludes, en el C.D. Pátzcuaro-Uruapan, Comprendido entre los Km. 62+070 al Km.64+170, se encontró que existen diferentes tipos de fallas: por deslizamiento, deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes, falla por movimiento del cuerpo del talud, flujos, fallas por erosión, falla por licuación, falla por capacidad de carga en el terreno de la cimentación.

Planteamiento del problema.

Como es conocido, los suelos tienen una diversidad enorme, por tal motivo se cree que se comportarán de una manera diferente según sea su composición química y los cambios físicos que el hombre realice a la composición natural del mismo, así que se analizará el talud mencionado anteriormente para determinar si el corte que presenta no tiene riesgo de colapsar y ocasionar daños a los residentes vecinos del talud.



Foto N° 1 fuente propia. (Corte del cerro, y construcciones a un lado del corte.)

En México existen una gran variedad de problemas debido a la complejidad que suelen tener los terrenos, ya que en su estado natural es muy difícil realizar alguna obra civil, ya que el suelo por lo general no cumple con lo especificado. En estos casos se debe optar por la mejor solución posible tanto del lado de la seguridad, como del lado económico, de esta situación surge la necesidad de:

- Aceptar el terreno tal y como está, adecuando el diseño de la construcción a las características del suelo.

- Remover, cortar y desechar el volumen de suelo que se interponga en el camino de la construcción.

Pero se ha observado que al realizar algún movimiento mecánico en el suelo, éste presenta dificultades para su buen comportamiento, es decir, se puede volver inestable, por lo tanto, puede ocasionar inseguridad al usuario.

Por esto es de suma importancia determinar las propiedades del suelo al cual se le realizó algún cambio en su estado natural, los cuales son:

a) Estabilidad volumétrica. Se ha observado que los suelos que están expuestos a la humedad tienden a expandirse cuando tiene una mayor cantidad de agua, y por lo contrario, cuando tiende a secarse ocurre una contracción, estas variaciones pueden presentarse de forma rápida o gradualmente acompañada de los cambios estacionales. Tomando en cuenta esta observación es de vital importancia considerar este tema ya que debido a la expansión del suelo puede producirse inestabilidad del talud debido a una fuerte expansión que se salga del grado de seguridad.

b) Permeabilidad. Hay dos problemas relacionados con dicho tema, los cuales son:

- Presiones de poro. La cual puede ocasionar deslizamientos en los taludes.
- Flujo de agua. Puede originar tubificaciones y arrastres.



Foto N° 2 Fuente propia. (Salida de agua de contracunetas.)

c) Durabilidad. Se puede observar que los suelos tienden a degradarse a través del tiempo, esto se debe a fenómenos naturales como la lluvia, viento, incendios y la deforestación misma, son factores que afectarán a la durabilidad de proyecto.

d) Compresibilidad. Son los cambios de volumen en un suelo, lo que reduce su permeabilidad, así como también nos dice la capacidad de esfuerzo al cual puede estar sometido y mantenerse en condiciones estables, cabe mencionar que en el talud de estudio este fenómeno no producirá grandes problemas, debido a que no presenta cargas verticales, solo su peso propio.

La estabilidad se concibe como el buen comportamiento de una estructura que está sometida a esfuerzos externos e internos, y en ausencia de ésta se pueden presentar derrumbes, flujo, deslizamientos, licuación etc., de material que conforman a las diferentes estructuras como pueden ser los taludes.



Foto N° 3 Fuente propia. (Contracción del suelo.)

La seguridad de taludes se consigue con la inclinación apropiada de un corte, la cual se llegará a saber a través de las pruebas triaxial rápida y confinada, con estas se determinará la resistencia al corte del suelo, por lo general la pendiente tendrá que ser lo suficientemente inclinada para que sea estable durante un tiempo necesario sin caerse; por ello es factor importante determinar las características del suelo a través del análisis de la estabilidad de los taludes para que el talud sea analizado y concluir si es estable o no.

Objetivos.

El objetivo general del presente estudio consiste en conocer la estabilidad del talud del cerro de Jicalán que colinda con el fraccionamiento San Pablo al Suroeste de la Ciudad de Uruapan, Mich.

Determinando si es confiable para la seguridad de dicho lugar; así mismo se procederá a realizar un estudio de topografía, geotecnia, específicamente mecánica de suelos con las respectivas pruebas que le confieren como son: densidad de sólidos, granulometría, determinación de los límites de Atterberg, clasificación del Sucs, compresión triaxial; a través de las cuales se obtendrán los resultados de la presente investigación y el cumplimiento de los siguientes objetivos particulares:

- a) Identificar las características del suelo.
- b) Revisar la estabilidad del talud.
- c) Determinar las características del talud.

Pregunta de investigación.

Como es conocido, a medida que la superficie de un talud es más escarpada existe mayor riesgo de que dicha estructura tenga deficiencias, relacionadas a la estabilidad, es por ello que resulta importante la revisión de la estabilidad del talud en cuestión, de tal manera que surge la siguiente pregunta.

¿Qué tan estable es el talud que presenta un corte vertical del cerro de Jicalán, que colinda con el fraccionamiento San Pablo al Suroeste de la Ciudad de Uruapan, Mich?, ya que se observa un corte muy escarpado, y se podría considerar que dicho corte no cuenta con la inclinación apropiada, pudiendo ocasionar el deslizamiento del talud trayendo como consecuencias pérdidas

económicas cuantiosas y hasta pérdidas humanas, por tal motivo se requiere saber el grado de inclinación adecuado para que este talud sea seguro.



Foto N° 4 Fuente propia. (Vista longitudinal del talud.)

Justificación.

Debido al corte vertical que presenta el talud en estudio es necesario realizar un estudio de mecánica de suelos para tener la certeza y decidir la mejor opción para su estabilidad, y garantizar la seguridad de los habitantes de la zona que podría ser afectada por alguna falla que presente el talud, las cuales pueden ser la obstrucción de vialidades ocasionadas por derrumbes, daños en propiedad privada y hasta la pérdida de vidas humanas en un caso extremo de deslizamiento.

Se considera que dicho estudio también será una aportación al constructor debido que tendrá la seguridad de qué inclinación debe tener el talud, esto con la

finalidad de tener un costo considerablemente reducido o lo más pequeño posible, sin olvidar el aspecto fundamental del estudio la seguridad de la zona.

También se observa que la presente tesis aportará información a los estudiantes de la carrera de Ingeniería, ya que en este ramo los ingenieros comúnmente se encuentran con problemas similares.

Marco de referencia.

El municipio de Uruapan se localiza en la zona centro-occidente del estado de Michoacán, tiene una extensión territorial total de 954.17 kilómetros cuadrados. Y sus coordenadas geográficas son: 19°25' de latitud norte y 102°03' de longitud oeste del meridiano de Greenwich, a una altura de 1, 620 metros sobre el nivel del mar. Sus límites son al norte con el municipio de Charapan, el municipio de Paracho y el municipio de Nahuatzen, al este con el municipio de Tingambato, al municipio de Ziracuaretiro y el municipio de Tarentan, al sur con el municipio de Gabriel Zamora y al oeste con el municipio de Nuevo Parangaricutiro, con el municipio de Peribán y con el municipio de Los Reyes.

El municipio se encuentra sobre el Eje Neovolcánico Transversal, que atraviesa el centro del país, de este a oeste, por lo que su territorio es accidentado y montañoso, destacando los cerros Charanda, la Cruz, Jicalán y Magdalena, hacia el oeste, y ya fuera del municipio se encuentra el volcán Tancítaro, una de las principales elevaciones del estado.

La principal corriente del municipio es el río Cupatitzio y fluye en sentido norte a sur, existen además los embalses de Caltzontzin, Salto Escondido y Cupatitzio y una cascada llamada la Tzaráracua. Todo el territorio del municipio con excepción de su extremo más occidental, forma parte de la Cuenca del río Tepalcatepec-Infiernillo y el extremo oeste a la Cuenca del río Tepalcatepec, ambas forman parte de la Región hidrológica Balsas.

El clima de la ciudad de Uruapan es uno de los más variados del estado pues se ve influenciado por las diferencias de altitud en el terreno, existen diferentes tipos de clima. La zona norte tiene un clima templado subhúmedo con lluvias en verano, en la zona central del municipio, la más elevada, tiene un clima templado húmedo con abundantes lluvias en verano, hacia el sur registra clima semicálido subhúmedo con lluvias en verano y finalmente en el extremo sur del municipio el clima es clasificado como Cálido subhúmedo con lluvias en verano.

La temperatura media anual del territorio también se encuentra dividida en tres zonas, la zona norte del municipio tiene un rango de 12 a 16°C, la zona centro y sur tiene un promedio entre 16 y 24°C, y finalmente dos porciones del extremo sur registran de 24 a 28°C; el centro del municipio de Uruapan es una de las zonas que registran mayor promedio pluvial anual en el estado de Michoacán, superando los 1,500 mm al año, hacia el norte y sur de esta zona el promedio va de 1,200 a 1,500 mm, y hacia el sur el promedio es de 1,000 a 1,200 mm.

Una cantidad importante de los residentes de Uruapan, principalmente hacia el centro y norte, se dedican a la agricultura, el resto del municipio se encuentra cubierto por bosque, en el que en las zonas más elevadas se encuentran pino y encino y en zonas más bajas especies como parota, guaje, cascalote y cirrián. Su fauna se conforma principalmente por coyote, zorrillo, venado, zorra, cacomixtle, liebre, tlacuache, conejo, pato, torcaza y chachalaca.

Los suelos del municipio datan de los periodos cenozoico, terciario, cuaternario y eoceno, corresponden principalmente a los del tipo podzólico, su uso es primordialmente forestal y en menor proporción agrícola y ganadero.

En el municipio existen 137 localidades de distintos tamaños y características geográficas, así mismo cuenta con 9 tenencias: Angahuan, Nuevo Zirosto, cáltzontzin, San Lorenzo, Jucutacato, Santa Ana Zirosto, Corupo, Capacuaro y Jicalán.

Esta última tenencia mencionada es poblado que se encuentra al sur-oeste de la ciudad de Uruapan Michoacán, como se observa en la fotografía número 5, es en donde se encuentra ubicado el fraccionamiento San Pablo el cual fue construido por la constructora Grupo Construcretos, edificando en el mismo casas de interés social, como se observa en la fotografía número 6, para dicha edificación se tuvo que hacer espacio en el predio cortando parte del cerro de Jicalán obteniendo como consecuencia un talud que se analizará en la presente investigación.



Foto N° 5. Google Earth, ubicación de la tenencia Jicalán al sur-oeste de la ciudad de Uruapan Michoacán.



Foto N° 6. Google Earth, Ubicación del fraccionamiento San Pablo señalado con un círculo rojo, en Jicalán tenencia de Uruapan Michoacán.

CAPÍTULO 1

ESTABILIDAD DE TALUDES.

Los problemas de estabilidad de taludes, tanto naturales como artificiales, han sido objeto de análisis en distintos espacios de la actividad humana y en especial en el de la ingeniería civil.

En la actualidad el gran volumen de construcción y saturación de los espacios disponibles para la construcción de carreteras, autopistas, ferrocarriles, fraccionamientos, entre otros hace necesario alterar constantemente la superficie natural del terreno, siendo unidades de obra muy comunes la excavación y por lo tanto el movimiento de tierras así como la construcción de terraplenes, dando lugar a superficies creadas de forma artificial.

En el diseño de taludes la mayoría de los esfuerzos se centran en el análisis de su estabilidad, tanto a corto como a largo plazo. Dicha estabilidad ha de observarse desde varios puntos de vista como son posibles roturas globales en las que se vea involucrado todo el talud, posibles roturas profundas a través del talud, posibles deslizamientos superficiales según sea el caso a tratar.

1.1 Generalidades.

Los taludes, menciona Roy Whitlow (1994), son una masa de tierra o roca formadas por suelos cuya formación de la superficie no es horizontal, ya que presentan una inclinación respecto a la horizontal, los cuales son una acumulación

heterogénea de partículas tanto orgánicas como inorgánicas, formados naturalmente a través de muchos años debido a los diferentes agentes naturales que ocurren en el medio ambiente o construidas por el hombre. Debido a que la superficie no es horizontal tiende a degradarse con mayor facilidad a través del tiempo, por lo tanto la inestabilidad es igual a la tendencia a moverse y la falla es el movimiento real de las masas. "Las fuerzas que causan la inestabilidad son la gravedad y la infiltración, mientras que la resistencia a la falla proviene de la geometría del talud y de la resistencia al corte de las rocas y el propio suelo". (Roy Whitlow, 1994, 363)

Asegura Juárez Badillo (2005), que dichas estructuras son tan antiguas como la humanidad misma, sin embargo, son un reto para la ingeniería, ya que su análisis es complejo y existen numerosas variables que considerar en este tiempo, por tal motivo surgió la necesidad de desarrollar normas y criterios de construcción concretos, ya que hace pocos años relativamente se consideraban con normas puramente empíricas, sin tomar en cuenta ningún criterio generalizador de las experiencias que a través del tiempo se adquieren sobre el tema.

Por lo tanto, cuando la superficie del terreno no es horizontal, surgen esfuerzos en el suelo debidos al peso propio, al agua de filtración, peso de una estructura al esfuerzo producido por un terremoto; dando como consecuencia la inestabilidad del talud siempre y cuando estos esfuerzos superen la resistencia al

corte del suelo la cual depende de la cohesión del material y el ángulo de fricción interna.

Por tal motivo, la estabilidad de taludes es un asunto de suma importancia pues pueden suceder catástrofes como pérdidas considerables de bienes e incluso vidas. Por otra parte, realizar cortes muy escarpados repercuten directamente en el costo de la construcción, por estas razones es de crucial importancia determinar la geometría más segura sin olvidar el lado económico del proyecto.

La inestabilidad de taludes es uno de los problemas naturales destructivos sobre las vías de comunicación, en parte originados por procesos químico-físicos los cuales se presentan en forma de voladura de rocas en la construcción de vías de comunicación así como por causas naturales movimientos sísmicos y precipitaciones pluviales, erosión, entre otras fallas múltiples, por lo que es importante definir las zonas de mayor riesgo por este tipo de fenómenos en las vías de comunicación ya que representa una de las mayores amenazas para la vida y bienes materiales.

Es por este motivo que el estudio de los taludes es de importancia para el ingeniero ya que se puede determinar las propiedades físicas de los suelos donde se requiere realizar alguna obra de ingeniería, para posteriormente saber el comportamiento del talud de acuerdo con los cambios que presentará a través del tiempo, las respectivas pruebas que deberá hacer el ingeniero son las siguientes: peso volumétrico, permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad

e interacción con el agua, ya que de estos parámetros depende la estabilidad de cualquier talud, así al obtener estos datos se puede hacer una valoración de la estabilidad del talud en estudio, determinando si es estable o no por medio de la comparación de los esfuerzos tangenciales a los que es sometido el talud con los esfuerzos de resistencia cortante del mismo.

Es importante el conocimiento de estos fenómenos naturales por el impacto social que representa, ya que cada año estos ocasionan desastres; Con el resultado de pérdidas de vidas humanas y económicas, para prevenir futuros desastres relacionados a inestabilidad de taludes en las vías de comunicación, es de suma importancia que la población en general conozca este tipo de fenómeno y se mantengan alertas a las manifestaciones que los preceden y a los mecanismos que los originan.

Los taludes sobre las vías de comunicación en cualquier parte del mundo son susceptibles de sufrir deslizamientos debido a que generalmente, se reúnen varios elementos naturales para su ocurrencia, tales como la topografía, meteorización, flujos de agua, cambios en la resistencia del suelo, sismicidad, lluvias intensas, erosión, etc.

Existen dos tipos de taludes naturales y artificiales en la presente tesis se dará énfasis a los taludes en los cuales interviene la mano del hombre es decir a

los artificiales, ya que se ha observado que este tipo de taludes presentan más riesgos de inestabilidad después de haber sido sometidos a esfuerzos físicos.

1.2 Teorías de falla.

Pueden clasificarse en dos grupos:

- a) Las que utilizan criterios dinámicos: es decir que refiere la condición de falla a esfuerzos actuantes.
- b) Las que utilizan criterios cinemáticas: En las que falla se define en términos de deformaciones producidas
 - Tipos de falla: - Dúctil
 - Frágil

Teorías de falla que se refieren a criterios dinámicos.

Teoría del máximo esfuerzo normal (Rankine). Supone que la ruptura o el flujo plástico del material está determinado por el mayor esfuerzo principal y no depende de otros esfuerzos principales.

Bridgman hace ver esta teoría como inadecuada, pues cuando los tres esfuerzos principales son iguales al material puede soportar muy grandes presiones sin que se presente una condición de falla.

Teoría del máximo esfuerzo cortante. La teoría de falla que lleva a mejores resultados es la de Mohr-Coulumb en la cual atribuye la falla al esfuerzo cortante y acepta que este depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla. Este se aplica a un espacio tridimensional cartesiano.

Como se ha visto se cuenta con una gran variedad de problemas al tratar de analizar la estabilidad de taludes, resultando su análisis un tanto complejo por todas las variables que se tienen que considerar, es por tal motivo que acudiremos a citar algunos de los métodos prácticos más usados para dicho análisis ya que consideran los parámetros necesarios para determinar los datos citados anteriormente en este capítulo y en el capítulo I de la presente tesis como son; el esfuerzo cortante del suelo, la cohesión del material, la humedad, la permeabilidad, flujo de agua, etc.; así mismo se podrá llegar a una solución práctica de algunas de las fallas mencionadas en el capítulo I de esta obra.

1.2.1 Tipos de talud.

Existen dos tipos de taludes los naturales y artificiales, teniendo diferencias en su forma y en su comportamiento ante fenómenos naturales.

Taludes naturales. Son aquellos que su formación depende únicamente de las fuerzas de la naturaleza, conocidos también como laderas las cuales son una inclinación de la superficie del terreno.

Taludes artificiales. Dependen de la intervención humana para su realización como en el caso de los cortes que son excavaciones ejecutadas a cielo abierto en el terreno natural, en rebajes en la carona del talud, con objeto de

preparar y formar la sección para alguna obra ingenieril que lo requiera, de acuerdo a lo indicado en el proyecto, también están incluidos los terraplenes que son estructuras construidas con material proveniente del corte en los lugares en el que material producto de esta acción sirva para formar la estructura conveniente y así poder economizar en el proceso constructivo.

1.2.2 Tipos y causas de falla más comunes.

Las distintas fallas que son más comunes referentes a los taludes son un número elevado, ya que los taludes son estructuras que están sujetas a diferentes cargas todo el tiempo, es decir tienen cargas verticales externas, como es el caso de cargas producidas por construcciones realizadas sobre el talud o producidas por su propio peso.

1.2.2.1 Falla por deslizamiento superficial.

Son los movimientos de la roca y del material no consolidados, en respuesta a la atracción de la gravedad. El agua, el hielo y el viento son agentes geológicos de erosión, aunque los medios de transporte son variados; entre los principales figuran los ríos ya que contienen una gran fuerza en su caudal la cual provoca este tipo de fallas.

Los agentes de estos procesos externos están impulsados fundamentalmente por dos fuerzas: la energía del sol y la gravedad. Estos procesos actúan en sentido inverso a procesos internos que regeneran el relieve, son varias las causas que

condicionan el modelado de las rocas y las distintas morfologías, entre éstas podríamos destacar tres: la tectónica, la climatología y el tipo de roca.

Las fuerzas internas son las principales responsables de las formas a gran escala que se observan sobre la superficie del planeta, como cordilleras y depresiones. Aparece aquí la climatología influenciando los agentes geológicos externos que provocan erosión, en las regiones montañosas frías el hielo, en las regiones áridas el viento y por una y otra parte el agua, que es el principal agente modelador de las regiones templadas.

Debido a que el talud está sujeto a una fuerza natural que es la gravedad, las partículas del suelo próximas a su frontera tienden a deslizarse hacia abajo, dicho fenómeno se incrementa cuando la pendiente es muy inclinada esto se debe a la falta de presión normal confinante que existe en esa zona. Esto puede traer consecuencias graves, ya que al tener un deslizamiento el flujo puede resultar viscoso escurriendo consigo el material del talud, generalmente este fenómeno ocurre lentamente, el desequilibrio puede llegar a suceder cuando haya un incremento de carga en la corona del talud, o también por una disminución del suelo al esfuerzo cortante, lo cual sucede cuando se realizan cortes en la base del talud.

En la tesis titulada Estudio y Proyecto para la Estabilización de Taludes, en el C.D. Pátzcuaro-Uruapan, Comprendido entre los Km. 62+070 al Km.64+170, se encontró que “esta falla se refiere al proceso más o menos continuo y por lo

general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales, comúnmente conocido como Creep, o Deslizamiento Superficial". (Rico Rodríguez; 2001: 282)

Dicho evento es muy común y peligroso en cualquier tipo de talud, por lo tanto se cree recomendable la reubicación de la obra debido al alto costo de estabilizar el talud, este evento se puede apreciar a simple vista con la inclinación de los árboles situados en el talud ya que en esa zona posiblemente se recorrieron las capas superficiales del suelo, observándose una acumulación de suelo en las depresiones y valles, se considera por lo tanto que dicho fenómeno está ligado al esfuerzo cortante que posee el suelo del talud.

Existe una falla de deslizamiento que se puede presentar en los taludes con niveles de esfuerzos por debajo de los esfuerzos máximos resistentes que en un momento dado pueden presentarse en el talud, esto se cree es debido a que a través del tiempo la estructura del suelo pierde nexos entre una partícula de suelo y otra ocasionando así la disminución de la fuerza cortante.

Es por este motivo que se debe realizar estudios de campo para determinar las características del talud. Observando como efectos la inclinación de árboles, y elementos similares que se encuentre en el talud, así como agrietamientos y escalonamientos en el suelo del talud.

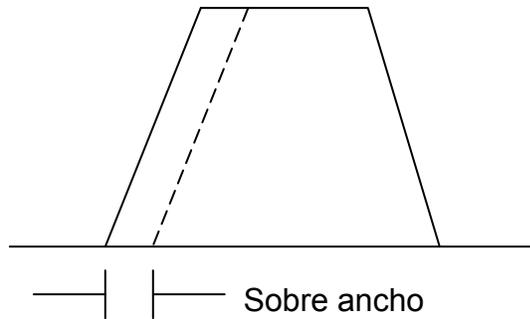


Figura 1.1. Corte transversal

El desequilibrio se puede dar:

- Cuando sucede un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud.
- Una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante.
- En el caso de laderas naturales por razones de conformación geológicas.

Se pone de manifiesto por:

- Inclinación de árboles.
- Inclinación de postes.
- Rupturas de bardas.

1.2.3 Fallas por procesos de deformación acumulativa.

Tal falla ocurre como consecuencia de procesos de deformación acumulativa a través del tiempo, ya que por gravedad las laderas de grandes masas tienden a moverse ladera abajo. Observando este tipo de fallas en laderas naturales por lo general, formadas por materiales heterogéneos, no consolidados y bajo la acción única de las fuerzas gravitacionales. Una vez que la falla haya sido

producida es probable que exista un deslizamiento rápido de la zona afectada por la falla ladera abajo.

Según Rico Rodríguez (2001), la falla de este tipo ocurre cuando hay una gran masa de tierra que por gravedad tiende a moverse ladera abajo, dicho fenómeno es común en laderas naturales, en la mayoría de los casos el material es heterogéneo, y no presenta una consolidación buena.

1.2.4 Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes.

Son movimientos caracterizados porque desarrollan una o varias superficies de ruptura, una zona de desplazamiento y una zona de acumulación de material desplazado bien definidas. De acuerdo al mecanismo y al tipo de suelo que conforma el talud existen diferentes tipos de fallas o formas de ruptura y su clasificación es la siguiente:

- Deslizamiento Rotacional: Esta superficie de ruptura es circular o semicircular y cóncava hacia arriba.
- Deslizamiento Planar: Cuando la superficie de ruptura sigue un plano de discontinuidad litológica.
- Deslizamiento Translacional: Movimientos en los cuales la superficie de ruptura coincide con un plano estructural.

Tipos de suelos.

Suelos friccionantes. La falla en este caso es traslacional o plana, obsérvese la geometría plana de la superficie de falla.

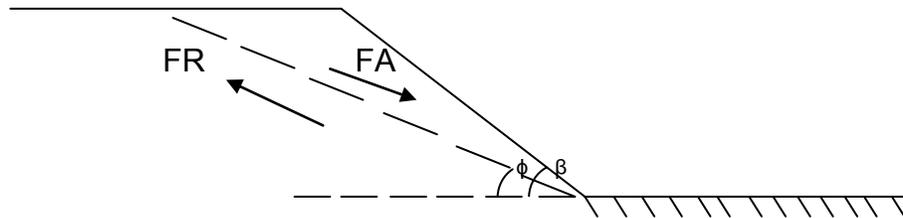


Figura 1.2. Falla planar. (Apuntes de Mecánica de Suelos, Escuela de Ingeniería Civil UDV 2007)

- Suelos cohesivos. Por ejemplo arcillas, la falla es rotacional y su geometría tiende a ser circular, obsérvese la tendencia circular de la superficie de falla.

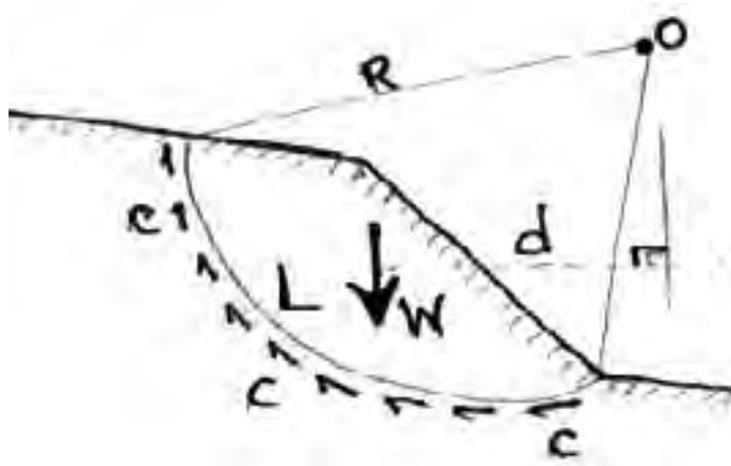


Figura 1.3. Falla rotacional.

En una gran cantidad de laderas se presenta este tipo de falla, se encuentra a profundidades mayores que en el tema anterior es decir no está en la superficie sino un poco más abajo, esto debido a un proceso de deformación produciendo una fuerza cortante que supera la fuerza cortante resistente del suelo del cual está formado el talud, dicho evento puede llegar a producir fallas considerablemente peligrosas para la construcción y/o la vida de las personas que estén en la zona que podría ser afectada por el deslizamiento.

Se observa que dichos eventos muchas de las veces no son notorios a simple vista ya que ocurren con una lentitud que hace que sea difícil ver las variaciones del lugar, dando como consecuencia que el ingeniero constructor se dé cuenta hasta el momento de estar trabajando en el talud, lo cual puede acelerar el proceso de deslizamiento ya que se da una aportación al esfuerzo que ya está actuando en el talud por causas naturales produciendo una falla que puede ocasionar el deslizamiento del talud convirtiéndose este en un talud, provocando pérdidas enormes.

Los deslizamientos “están asociados a ciertas estratigrafías favorables a ellos, al mismo tiempo que a flujos estacionales de agua en el interior de la ladera. Un caso frecuente y tal vez el más sencillo es el que aparece en laderas formadas por depósitos de talud sobre otros materiales firmes estratificados, que siguen mas o menos la inclinación de la ladera”. (Juárez Badillo; 2005: 259)

Dicho fenómeno parece ser aceptable ya que entre cada una de las capas que son paralelas al corte se puede producir un flujo de agua en forma de lámina que puede separar una capa de suelo con otra, perdiendo continuidad el talud por lo tanto también puede perder la estabilidad y producirse un deslizamiento entre cada capa de suelo, logrando así por lo general una falla de tipo plana

Este tipo de fenómenos se presenta en el suelo que contiene material cohesivo, ya que en dicho material las fuerzas de gravedad actúan sobre el suelo, produciendo grandes deformaciones que a su vez producen una falla de deslizamiento.

1.2.5 Flujo en materiales relativamente secos.

La tesis Estudio y Proyecto para la Estabilización de Taludes, comenta que en este grupo quedan incluidos, en primer lugar los flujos de fragmentos de roca, desde los muy rápidos movimientos de suelo, hasta los que ocurren lentamente.

Estos movimientos pueden explicarse en términos de la falla plástica de los contactos profundos entre los fragmentos de roca es decir hay una disminución o falta de cohesión por parte de las rocas y, consecuentemente, afectan siempre a grandes masas trayendo consigo catastróficas consecuencias.

1.2.6 Falla por movimiento en el cuerpo del talud.

Esta falla es más rápida que la descrita anteriormente, ya que su movimiento es brusco, las superficies de falla de este fenómeno llegan a ser muy profundas, también es conocido con el nombre de movimientos de tierras.

Existen dos tipos de falla según Juárez Badillo (2005) debido al movimiento del cuerpo del talud. La primera denominada falla curva la cual se reconoce ya que a lo largo de ella ocurre el movimiento del talud, esta falla tiende a formar una circunferencia, pueden presentarse, cuando la falla pasa por el pie del talud o por delante del mismo, afectando la base del terreno, (falla de base), también puede darse el caso de la presencia de fallas locales, que se presentan en el cuerpo del talud afectando únicamente zonas superficiales.

La segunda falla es la que sucede a lo largo de las superficies débiles, representada como un plano horizontal, a este tipo de falla se le conoce como fallas de traslación.

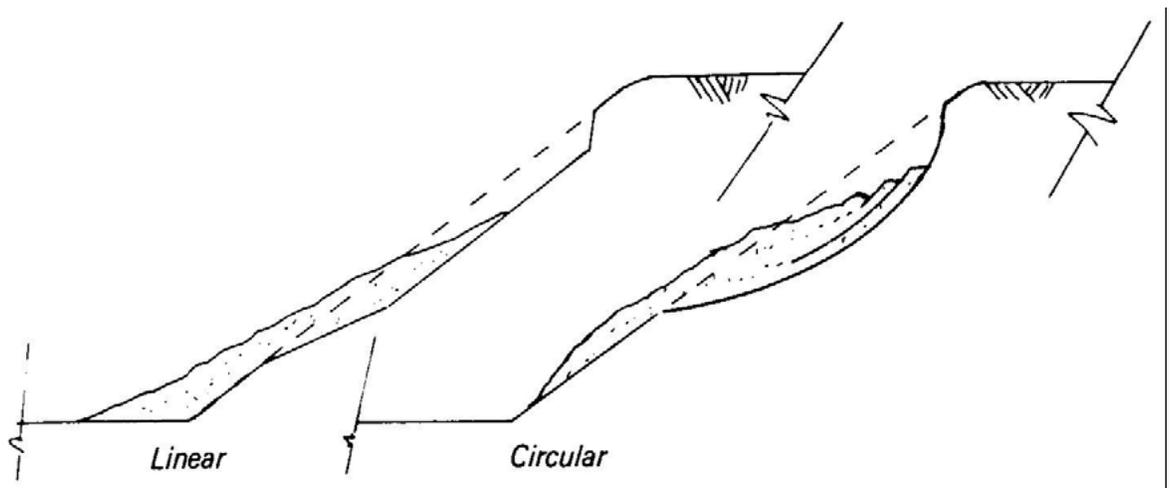


Figura 1.4. Falla lineal y circular, corte transversal.

(Barker, 1986 inestabilidades superficiales.)

1.2.7 Flujos.

Son movimientos de material litológico de textura fina y gruesa que se desplazan a lo largo de una superficie.

Flujos de lodos: Según Rico Rodríguez (2001), deben su nombre debido a la mezcla de suelo con agua en proporciones de esta última, muy elevadas que provoca un flujo por lo menos en la superficie de fluencia, no se observa una distinción clara entre los flujos de tierra y los de lodos, pero en los flujos de detritos si es apreciable un cambio ya que ellos se observa una cantidad considerable de fragmentos de rocas, cantos rodados, gravas y una cantidad de suelo fino disueltas en la mezcla.

Es formada por movimiento más o menos rápidos por lo general en laderas naturales asimilando el movimiento del suelo a un líquido viscoso generalmente se presenta como una falla rotacional, no existe una superficie de falla en concreto sino que es un suceso que se desarrolla en un lapso de tiempo muy breve en el inicio del fenómeno, se producen en general en suelos no cementados, en materiales tanto secos como húmedos, en los primeros se observa la presencia de presión de aire la cual ayuda a que se fluidifique el suelo.

El material que presenta estas características puede ser cualquier tipo de suelo que no haya sido consolidado, por lo que el fenómeno también puede presentarse en fragmentos de roca, suelos granulares finos o arcillas.

1.2.8 Fallas por erosión.

Se considera que son fallas de tipo superficial que además tienen un movimiento lento y son producidas por el viento, agua, tala de árboles, desmontes, etc.

El fenómeno es más acelerado mientras mayor sea la pendiente del talud produciendo irregularidades en el talud, es decir aparecen depresiones o acumulaciones de suelo por causa de la erosión, en la actualidad dicha falla es muy difícil de cuantificar debido a su complejidad ya que influyen en el comportamiento diferentes factores como:

La morfología de cada talud, que es el resultado de un proceso a lo largo de miles de millones de años, donde interactúan distintos mecanismos geológicos en donde se ven involucrados fenómenos tanto de erosión como de sedimentación, que a su vez según Lambe (1994) dan pauta a otros fenómenos como la meteorización física y química de las rocas en la superficie terrestre, en general las partículas de limo, arena, y grava se forman por el fenómeno de meteorización físicas de las rocas, mientras que en el casos de las partículas arcillosas procede la alteración química de estas partículas debido a la desintegración química de otros minerales, produciendo así sedimentos los cuales son transportados por cualquiera de los cinco fenómenos siguientes que ya han sido mencionados anteriormente: agua, aire, hielo, gravedad y organismos vivos; el transporte por estos medios mencionados modifica la estructura del suelo en dos formas, una modifica la forma, el tamaño, la textura de las partículas por el mismo desgaste producto del acarreo, y la segunda hace una clasificación granulométrica de los

elementos del suelo debido a la fuerza de gravedad, después de haber sido transportadas las partículas de suelo estas se depositan formando un suelo sedimentario, se van acumulando las partículas debido a una disminución de la velocidad de sedimentación, disminución de la solubilidad y el aumento de electrólitos.

La desintegración local de cada talud depende de las características ambientales en donde se encuentre el talud, además es necesario observar que pasaría al modificar las capas que a su vez protegen a las capas subsecuentes, ya que en el caso de cortes y terraplenes quedan expuestas capas de tierra que antes estaban cubiertas por otras capas produciendo alteraciones en el comportamiento del talud, tal fenómeno puede ocasionar desintegración del suelo que a su vez provoca una inestabilidad del talud en el cual sucede este cambio radical.

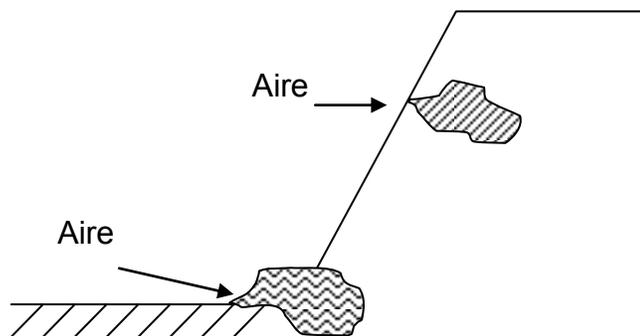


Figura 1.5. (Apuntes de Mecánica de Suelos, Escuela de Ingeniería Civil UDV 2007), falla por erosión se da en taludes que tienen la vertical por donde circula agua y viento, etc.

1.2.9 Fallas por licuación.

Se dan en depósitos no consolidados sobre todo de material friccionante saturados sometidos a la acción de un sismo, que destruye la presión efectiva del suelo convirtiéndolo en un fluido a manera de arena movediza. En la licuación o licuefacción la presión neutra de la masa de suelo aumenta hasta igualar la presión total, ocurrido estos efectos la presión intergranular se hace nula, se pierde el auto soporte de la estructura sólida del suelo.

A causa del esfuerzo que el sismo provoca al suelo por la turbulencia en el fluido, se genera una infiltración de los granos de arena que destruye la cohesión entre las partículas del suelo, al desaparecer la presión intergranular, queda la arena sin ninguna resistencia al corte.

Dicha falla ocurre cuando el suelo pasa de un estado firme o con cierto grado de firmeza a un estado de suspensión, dando como consecuencia la pérdida casi total de la fuerza cortante del suelo, la falla puede presentarse en suelos arcillosos y en arenas poco compactadas, para que esta falla se presente, debe tener las condiciones siguientes, que el material esté completamente saturado, sea arcilla expansiva o arenas poco compactas y sea sometido a un movimiento rápido.

Observándose con esta aclaración que cualquier talud que este compuesto por arena es susceptible a sufrir una falla de este tipo, debido a que las arenas no presentan una resistencia significativa al esfuerzo cortante, pero este efecto es

resuelto en un porcentaje considerable por medio de la compactación de las arenas del talud.

En el caso de las arcillas expansivas se ha observado que suelen presentarse fallas muy similares a las de las arenas, esto se debe a dos causas la primera a la disminución de la cohesión del material, que sucede cuando el material esta muy húmedo. La segunda causa es por la fuerza cortante que actúa en la estructura del suelo logrando producir una falla en la misma.

“Las fallas rápidas por licuación tiene lugar casi siempre en taludes naturales; no se tiene noticia de que estas fallas se hayan presentado en terraplenes y bordos eficientemente compactados” (Juárez Badillo; 2005: 295), esto refiere que es de suma importancia la compactación en taludes tanto naturales como artificiales según sea las características de esfuerzos a los que este solicitado el talud.

Perdida de resistencia al esfuerzo cortante instantáneo.

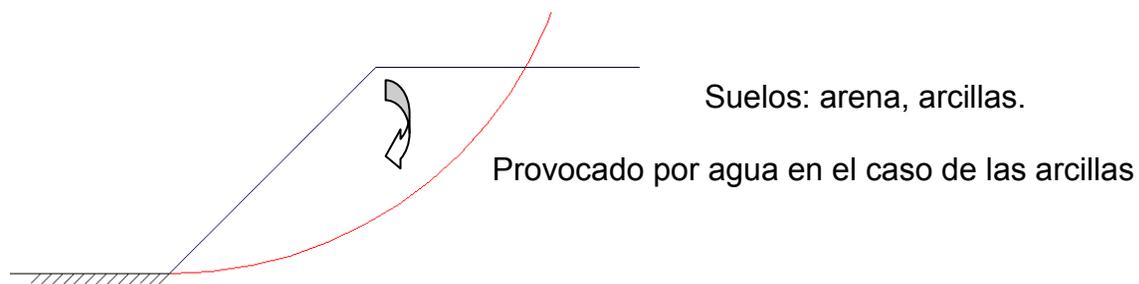


Figura 1.6. (Apuntes de Mecánica de Suelos, Escuela de Ingeniería Civil UDV 2007), falla rotacional debido a una pérdida del esfuerzo cortante.

1.3 Falla rotacional.

Dicha falla se produce por movimientos rápidos o instantáneos en el cuerpo del talud y producen fallas a profundidades considerables que se desarrollan en la parte interior del talud, en la mayoría de los casos se aprecia una serie de fenómenos antes de presentarse el colapso del talud los cuales son movimientos y agrietamientos en la corona del talud, este tipo de falla se presenta con mayor recurrencia en materiales arcillosos homogéneos.

Se ha observado que este tipo de fallas se producen cuando actúan en el suelo esfuerzos cortantes mayores que los resistentes del material del talud, provocando una superficie de deslizamiento en donde se producirá posteriormente una falla de este tipo.

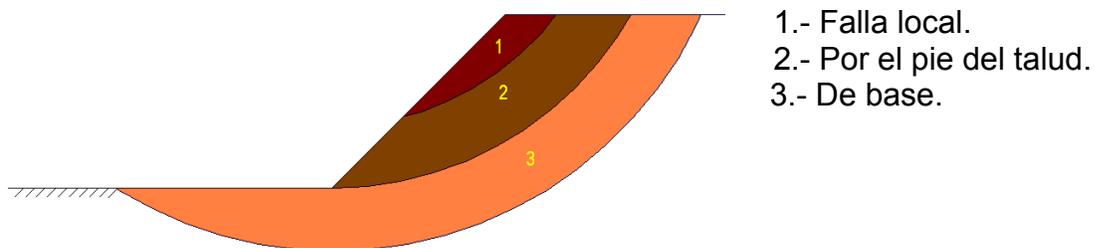


Figura 1.7. (Apuntes de Mecánica de Suelos, Escuela de Ingeniería Civil UDV 2007), la falla rotacional se puede presentar en tres tipos, como se muestra en la figura (Método Sueco).

1.3.1 Taludes en arenas.

Dice Juárez Badillo (2005), que para garantizar estabilidad de taludes de arenas bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena.

$\alpha < \emptyset$ Condición límite de estabilidad: $\alpha = \emptyset$

Como es muy fácilmente erosionable por el viento y el agua es recomendable que α sea algo menor que \emptyset 1.1 y 1.2 para que la erosión superficial no sea excesiva.

Sin embargo “el ángulo α es muy próximo a \emptyset , las partículas de arena próximos a la frontera del talud no sujetos a ningún confinamiento importante quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el viento y el agua. Por ello es recomendable que en la práctica α sea algo menor que \emptyset ”. (Juárez; 2005: 269).

Por lo tanto, la condición límite de estabilidad es, simplemente:

$$\alpha = \emptyset$$

Sin embargo, si el ángulo α es muy próximo a \emptyset , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento inicial, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el viento o el agua. Por ello es recomendable que en la práctica α sea algo menor que \emptyset . La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores de α y \emptyset , basta que tal factor tenga un valor del orden 1.1 ó 1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

1.3.2 Grietas a tensión.

Se observa que al producirse un deslizamiento en el cuerpo del talud de material cohesivo y friccionante, se presentan en primera instancia grietas longitudinales en la corona del talud lo que nos dice que en esa zona están produciéndose esfuerzos de tensión que el suelo ya no resiste, por lo tanto produce una falla.

Por otra parte, “la aparición de grietas causa, en general, los siguientes efectos:

1.- Una reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente.

2.- Una disminución del momento motor, que se reduce en el peso de la cuña.

3.- Una generación de empujes hidrostáticos causados por el agua de lluvia cuando se almacena en la grieta. Estos empujes son desfavorables a la estabilidad del talud”. (Juárez Badillo; 2005: 287)

Según Juárez Badillo (2005), Terzaghi ha propuesto que los conceptos 2 y 3 antes mencionados, tienden a ser contrarrestados, por tal motivo su efecto sería nulo, debiendo tomar en cuenta solo el primero de los factores para determinar la estabilidad del talud en estudio, para esto Terzaghi ha propuesto la siguiente ecuación válida solamente para suelos puramente cohesivos.

$$Ca = \frac{be^1 C}{be}$$

Donde Ca es la cohesión del material.

1.3.3 Fallas por traslación.

Las fallas de este tipo en opinión de Juárez Badillo (2005) ocurren cuando en un plano paralelo a la superficie del terreno donde se ha efectuado algún tipo de construcción, existe un estrato que contiene una capacidad de esfuerzo cortante menor que el estrato superficial produciendo una inestabilidad en el talud justo en la unión de estas dos capas de material distintos, observándose también que este fenómeno se ve alterado si la superficie del terreno es inclinada, por lo tanto se considera que la inestabilidad del talud con este factor agregado aumenta considerablemente ya que el suelo queda sujeto a una fuerza de subpresión, para calcular dicho fenómeno es necesario considerar los siguientes factores que se mencionarán a continuación:

Se considera que “los valores activo (P_A) y pasivo (P_p) pueden calcularse ya sea por la teoría de Coulomb o por la de Rankine, conviene considerar horizontales los empujes, lo cual resulta sencillo y ligeramente dentro de la seguridad, para calcular el factor de seguridad asociado a la superficie compuesta analizada puede definirse como”. (Juárez Badillo; 2005: 294)

$$F_s = \frac{F + P_p}{P_A}$$

En la figura 1.8 se muestra la falla traslacional en un talud, observándose en la figura 1.9 una falla rotacional que sirve como una comparativa entre cada falla:

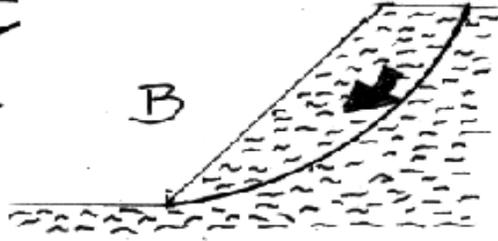
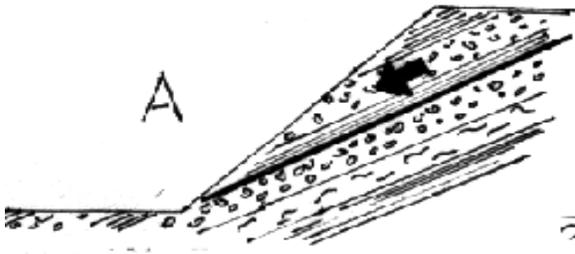


Figura. 1.8. Fallas traslacional.

Fig. 1.9. Falla rotacional.

(Según Manuel García López, 2008, curso de estabilidad de taludes.)

CAPÍTULO 2

TEORIAS Y MÉTODOS DE CÁLCULO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES.

Se observa que existen varios tipos de análisis para determinar la estabilidad de taludes, y para determinar cual método utilizar es conveniente observar el tipo suelo que conforma al talud, ya que algunos métodos no contienen las consideraciones pertinentes para cada tipo de suelo.

Se pueden emplear métodos que permiten el cálculo en superficies de cualquier tipo, las cuales pueden ser definidos por criterios geológicos geotécnicos y topográficos, en tanto que otros sitúan las superficies de ruptura al azar, dentro de unos límites pre establecidos, observándose distintos métodos para el análisis de taludes.

2.1 Generalidades.

Se encontró en los apuntes de Mecánica de Suelos II 2007, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Don Vasco, que la estabilidad de cualquier talud está ligada a la resistencia al corte que posee el suelo que conforma al talud en análisis, originando que el estudio para estabilizar taludes dependa de este análisis en gran parte ya que para la obtención de datos es de suma importancia dicho procedimiento para determinar la estabilidad del talud, el proceso mencionado depende de las siguientes características:

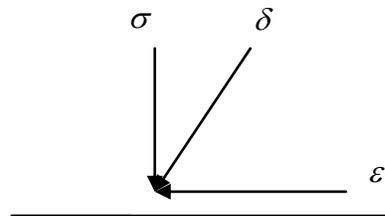
Estado de esfuerzo en un segmento de suelo.

σ_1 = Esfuerzo principal mayor.

σ_2 = Esfuerzo principal intermedio.

σ_3 = Esfuerzo principal menor.

El análisis de los efectos del esfuerzo en los suelos, es un problema en tres dimensiones un esfuerzo aplicado a una superficie plana de un sólido se puede descomponer como se muestra en la siguiente figura (2.1).



σ = esfuerzo normal.

δ = esfuerzo cortante.

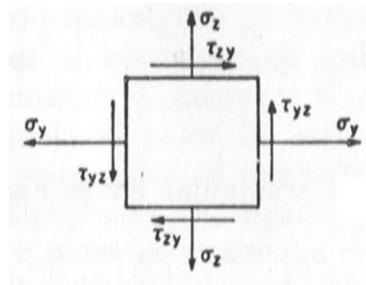
ϵ = esfuerzo tangencial.

Figura 2.1. Descomposición de esfuerzo en 3d

Por lo que un volumen elemental del medio continuo quedará representado como se muestra en la figura 2.2.

Figura 2.2. Representación del

volumen del esfuerzo.



Cuando un plano actúa solamente el componente normal y $\epsilon = 0$, ese esfuerzo se le llama principal se puede demostrar que hay tres esfuerzos principales independientes, actúan en tres planos principales también

perpendiculares entre sí observados en la figura (2.3). El mayor de estos tres esfuerzos se llama esfuerzo principal mayor (σ_1), el más pequeño esfuerzo principal menor (σ_3) y el tercero se llama esfuerzo principal intermedio (σ_2).

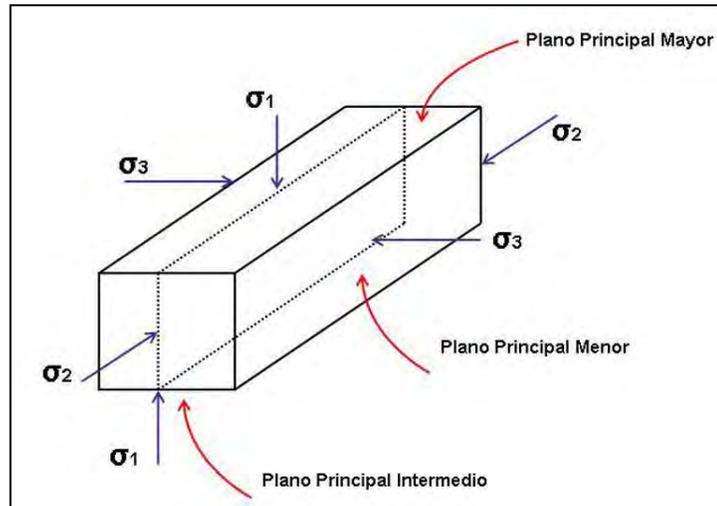


Figura 2.3. Planos perpendiculares al plano Normal.

Como en mecánica de suelos los esfuerzos de tensión son raros para evitar signos negativos los esfuerzos de compresión se consideran positivos:

Si un plano inclinado corta el cubo es posible calcular los esfuerzos σ y ε en ese plano partiendo de los tres esfuerzos principales y las leyes de la estática.

En muchos problemas de mecánica de suelos solo interesan los esfuerzos en planos perpendiculares al plano intermedio con lo cual se reduce a dos dimensiones, ya que se desprecia el valor de σ_2 , tal como se muestra en la siguiente figura 2.4.

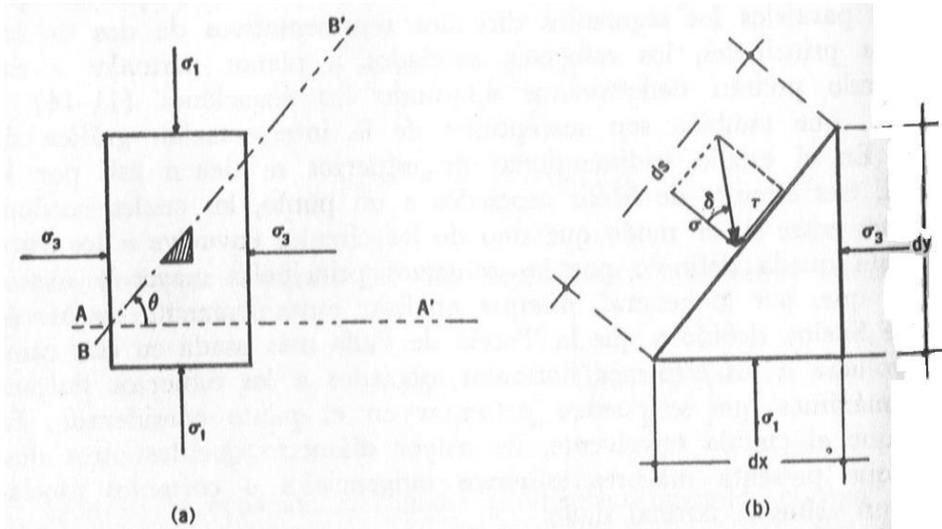


Figura 2.4. Planos en 2 dimensiones.

En esta figura (a) $\theta = \alpha$

En esta imagen $\tau = \zeta$

En la figura 2.4 el ángulo α es el que forma un plano cualquiera BB' con el plano horizontal, AA' en el cual actúa el esfuerzo principal mayor.

El ángulo α se mide en sentido contrario a las manecillas del reloj.

El análisis de equilibrio del prisma triangular conduce a las siguientes ecuaciones:

Esfuerzo normal:
$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

Esfuerzo cortante unitario:
$$\zeta_{\alpha} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha$$

Estas formulas permiten establecer las siguientes conclusiones:

1.- El esfuerzo máximo se produce cuando $\operatorname{sen} 2\alpha = 1$ ó $\alpha = 45$ ó 135° y es igual también a:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

2.- El esfuerzo normal mínimo se produce cuando se cumple que $\cos 2\alpha = -1$ ó $\alpha = 90^\circ$ y además el plano es paralelo al plano principal menor.

3.- El esfuerzo normal máximo se produce cuando el coseno de $2\alpha = 1$, cuando $\alpha = 0$ y además el plano es paralelo al plano principal menor.

4.- En dos planos cualesquiera perpendiculares entre sí los esfuerzos cortantes son iguales en magnitud.

2.2 Solución gráfica de Mohr.

Mediante este método gráfico se pueden encontrar los esfuerzos σ y τ en un plano perpendicular a uno de los planos principales y que forme un ángulo α con el mayor de los otros dos planos principales.

Las coordenadas de un punto se representan (en el plano de Mohr) los esfuerzos normales y cortantes en un plano, cualquiera que sea su orientación

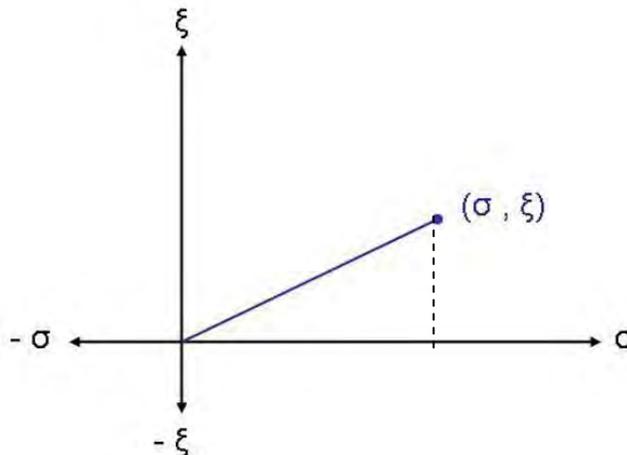


Figura 2.5. Plano de Mohr Esfuerzos Normales y cortantes.

En el diagrama se dibujan las coordenadas σ_1 y σ_3 ambas en el eje σ pues en los planos principales $\varepsilon = 0$, se traza un círculo que pase por esos puntos y cuyo centro está situado en el eje σ . Se traza un radio que forme un ángulo 2α con el eje σ que se mide en sentido contrario a las manecillas del reloj, tal como se aprecia en la figura 2.6.

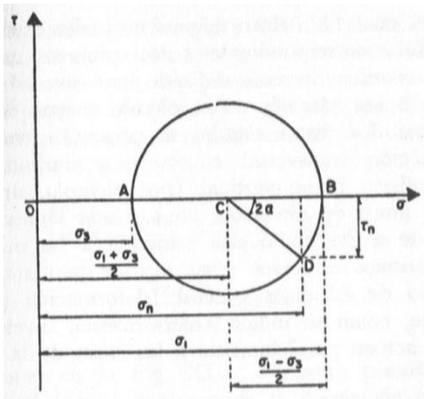


Figura 2.6. Aplicación del círculo de Mohr.

Las coordenadas X de un punto en las circunferencias al extremo del radio es:

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

Dando como resultado el esfuerzo en un plano inclinado que forma un ángulo α con el principal mayor.

La coordenada "Y" del plano es:

$$\zeta_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{sen} 2\alpha$$

Obteniendo así el esfuerzo cortante en el mismo plano.

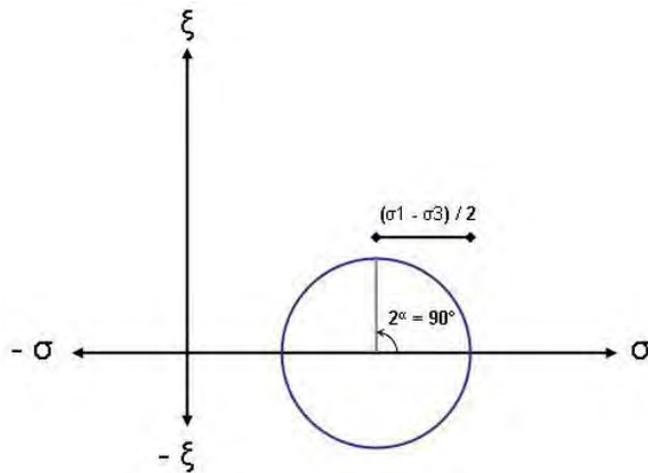


Figura 2.7. Aplicando el círculo de Mohr simplificado.

Los esfuerzos en cualquier plano que forme el ángulo α se pueden hallar gráficamente siguiendo los pasos anteriores. De todo lo anterior se puede demostrar que el valor máximo de ε se produce en un tramo en que el ángulo de $2\alpha = 90^\circ$ y $\varepsilon = \tau$

Se puede aplicar la misma construcción gráfica a esfuerzos a un plano perpendicular al plano principal mayor usando σ_2 y σ_3 en un plano perpendicular al plano principal mayor. Como la circunferencia es simétrica con respecto a las abscisas basta dibujar el semicírculo superior.

2.3 Relación entre los principales esfuerzos en la falla.

Resulta de utilidad establecer la relación entre los esfuerzos principales actuantes en un punto de la masa supuesta en estado de falla incipiente.

Se establece que el material falla cuando el esfuerzo cortante adquiere el siguiente valor.

$$\zeta = S = \sigma \cdot \operatorname{tg} \theta$$

En un plano σ, τ la ecuación anterior queda aplicada por una recta que pasa por el origen que forma un ángulo θ con el eje horizontal.

Esa recta se conoce con el nombre de línea de falla y representa el lugar geométrico de los esfuerzos cortantes de falla correspondientes a distintos esfuerzos normales.

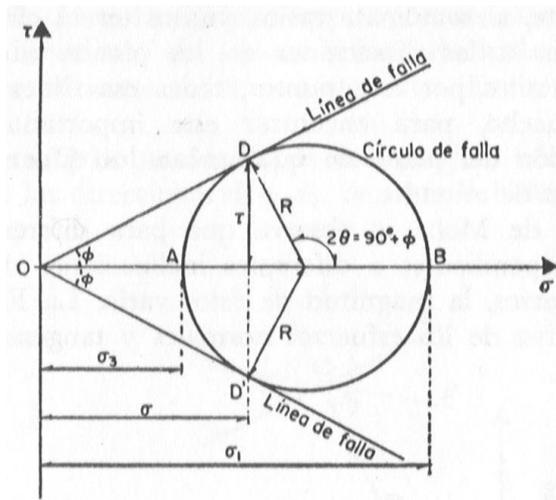


Figura 2.8. Línea de falla en el círculo de Mohr, llegando a una solución gráfica por medio de líneas de falla.

Si en un punto dado el círculo de Mohr representativo de los esfuerzos actuantes en las distintas direcciones no toca las líneas de falla en ese punto no existirá ninguna sección que este en falla insipiente o haya fallado.

En la figura 2.8 el punto D representa unos esfuerzos tales que satisfacen la condición de falla. La inclinación del plano en que actúan dichos esfuerzos respecto al plano principal mayor queda medido por el ángulo $\theta = 45 + \frac{\theta}{2}$ de la figura puede obtenerse una relación muy útil para aplicaciones posteriores entre los esfuerzos principales en función del ángulo θ .

Como se observa en la siguiente formula.

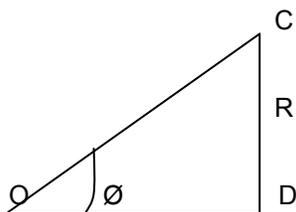
$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\overline{OB}}{\overline{OA}} = \frac{\overline{OC} + \overline{CB}}{\overline{OC} - \overline{CA}}$$

Pero:

$$\overline{CB} = \overline{CA} = \overline{CD} = R \quad \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\overline{OC} + R}{\overline{OC} - R}$$

Dividiendo entre \overline{OC}

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \frac{R}{\overline{OC}}}{1 - \frac{R}{\overline{OC}}}$$



$$\text{sen } \phi = \frac{R}{\overline{OC}} \quad \therefore \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

Operando trigonómicamente:

$$\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \frac{1 + \cos (90^\circ - \phi)}{1 - \cos (90^\circ - \phi)}$$

$$\frac{1 + \cos (90 - \phi)}{2} = \cos^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

De acuerdo a las ecuaciones conocidas:

$$\frac{1 - \cos (90 - \phi)}{2} = \operatorname{sen}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

Y

$$\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \frac{2 \cos^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)}{2 \operatorname{sen}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)}$$

Sustituyendo:

∴

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \cot^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = N\phi$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = N\phi$$

Coefficiente de flujo

$$N\phi = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

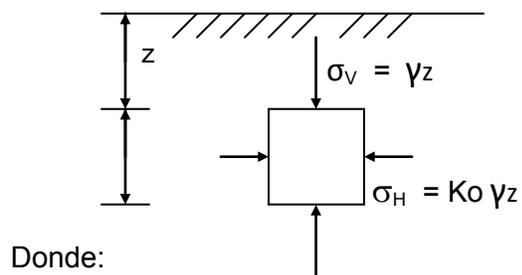
2.4 Equilibrio plástico y teoría de Rankine en suelos friccionantes.

Dicha teoría según Whitlow considera que existen presiones en suelos con materiales granulares, lo que quiere decir, que existe fricción, pero no considera que haya cohesión, sin embargo, cuando hay condiciones especiales se considera una cohesión aparente, la cual se puede calcular de la siguiente forma (c_u o c')

Suelos friccionantes: $c = 0$, $\phi \neq 0$ De la ecuación 1, $\sigma_1 = \sigma_3 N\phi$

Obtenemos
$$N\phi = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$$

En el campo se obtiene lo siguiente:



Considerando un elemento de suelo de altura dz situado a una profundidad z en el interior de una especie de suelo en reposo.

- K_o = coeficiente de presión de tierra en reposo.
- La presión vertical efectiva actuante sobre la estructura del elemento es: $P_v = \gamma z$
- γ = es el peso específico correspondiente al estado en que se encuentra el medio.
- σ_v y σ_h = Esfuerzo vertical y esfuerzo horizontal en la partícula de suelo.

Bajo la presión vertical actuante el elemento suelo se presiona lateralmente originándose, así un esfuerzo horizontal P_h que con base en la experiencia se ha aceptado como directamente proporcional al P_v . $P_h = K_o \gamma z$

La constante de proporcionalidad entre $P_v = \gamma z$ y P_h se denomina coeficiente de presión de tierra en reposo sus valores han sido obtenidos experimentalmente en el laboratorio y en el campo.

- $K_o = 0.4$ arenas sueltas.
- $K_o = 0.8$ arenas compactas.
- $K_o = 0.3$ arenas naturales compacta.

A partir del estado de reposo " K_o " se puede llegar a la falla disminuyendo el esfuerzo horizontal hasta:

$$\sigma_a = K_a \gamma Z \quad \text{Ó aumentando:} \quad \sigma_p = K_p \gamma Z$$

- K_a = coeficiente de presión activa de tierras.
- K_p = coeficiente de presión positiva de tierras.
-

La opinión de Barros Pena en cuanto a los empujes que se generan en un talud son dos tipos:

- a) Empuje activo. Es el empuje que ejerce el suelo hacia su frontera, delimitada en el talud donde puede deslizarse la masa de suelo.
- b) Empuje pasivo. El empuje pasivo contrarresta el efecto del empuje activo.

De acuerdo con Rankine un suelo está en estado plástico cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado.

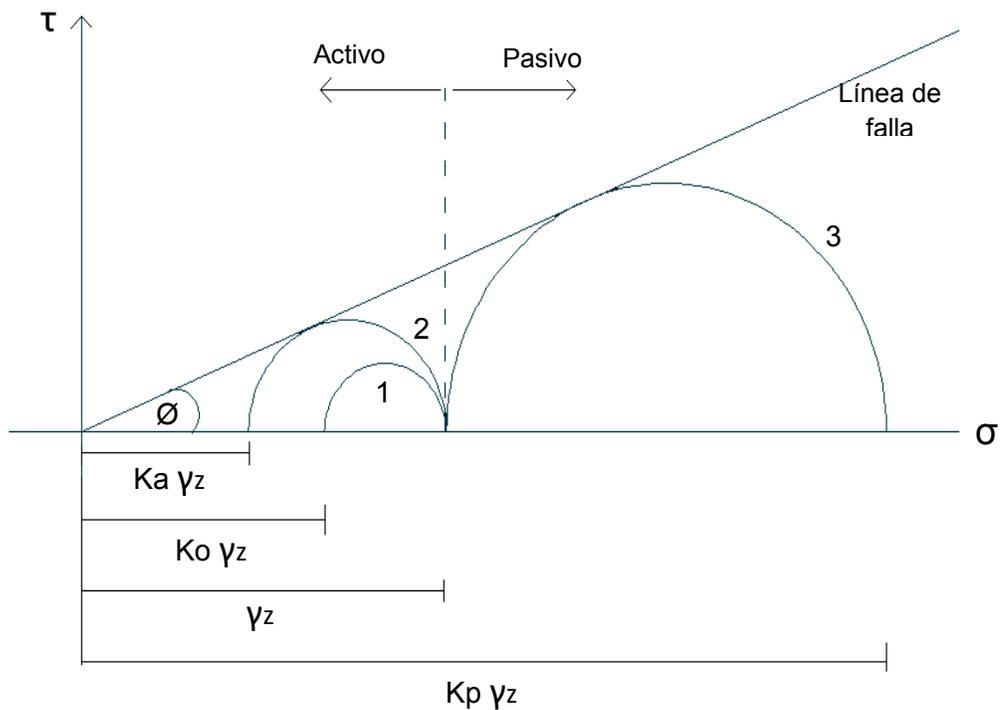


Figura 2.9. Apuntes de Mecánica de suelos (2007), Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Don Vasco. Estados plásticos en el diagrama de Mohr. (Suelos Friccionantes)

Existe otra hipótesis de falla debida a Coulomb donde según Barros Pena (2001), esta teoría supone que existe un plano de rotura, por lo tanto es una hipótesis que supone una rotura en la superficie del terreno que aun se usa hoy, según la cual las líneas de falla no concurren en el origen de un sistema σ ξ si no que cortan al eje vertical formando una cierta coordenada en origen "c" matemáticamente esta hipótesis puede expresarse como $\xi = s = c + \sigma \tan \phi$

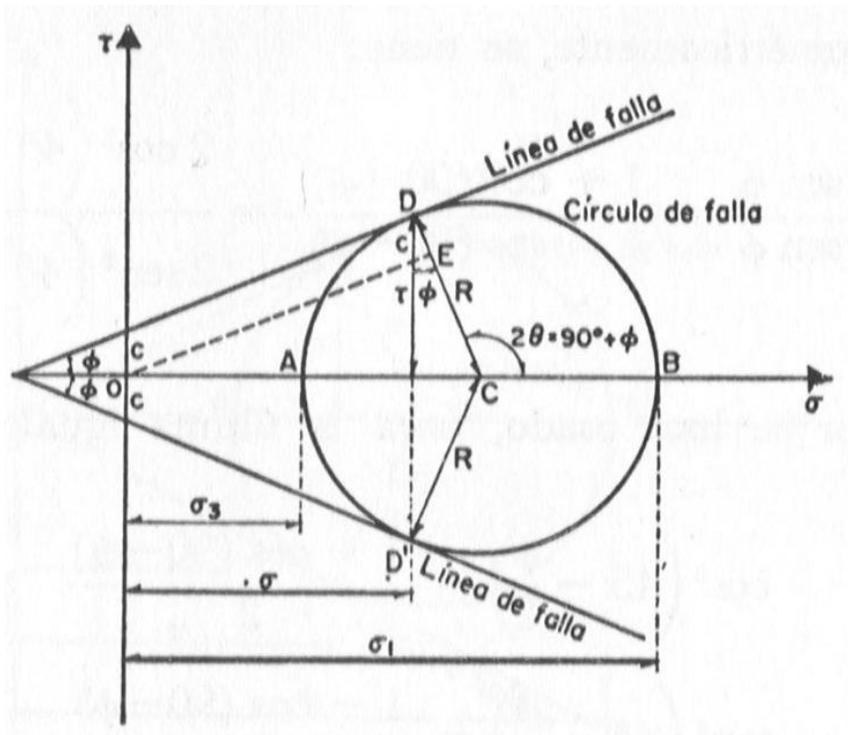


Figura 2.10. Línea de falla en círculo de Mohr con la hipótesis de falla Coulomb.

$$\overline{CD} = \overline{CO} \operatorname{sen} \phi + C \cos \phi \quad (1)$$

$$\overline{CD} = R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \overline{OC} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

Pero:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \phi + C \cos \phi$$

Sustituyendo en (1)

$$\begin{aligned} \text{Multiplicando por } 2 \quad \sigma_1 - \sigma_3 &= (\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{sen} \phi + 2C \cos \phi \\ \sigma_1 - \sigma_3 &= \sigma_1 \operatorname{sen} \phi + \sigma_3 \operatorname{sen} \phi + 2C \cos \phi \end{aligned}$$

$$\sigma_1 - \sigma_1 \operatorname{sen} \phi = \sigma_3 + \sigma_3 \operatorname{sen} \phi + 2C \cos \phi$$

Despejando:

$$\sigma_1(1 - \operatorname{sen} \phi) = \sigma_3(1 + \operatorname{sen} \phi) + 2C \cos \phi \quad \textcircled{2}$$

Agrupando:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_3(1 + \operatorname{sen} \phi)}{1 - \operatorname{sen} \phi} + \frac{2C \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

Despejando σ_1 :

$$\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = N\phi$$

Según se vio antes:

$$\frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \frac{\sqrt{1 - \operatorname{sen}^2 \phi}}{1 - \operatorname{sen} \phi} \sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2C \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) : \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = N\phi$$

Sustituyendo en (2):

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\phi + 2C\sqrt{N\phi}$$

La cohesión de un suelo es inseparable a las arcillas, las cuales son así capaces de mantener cuando se encuentran en estado seco taludes verticales.

Las arenas por el contrario tienen una cohesión nula y el único parámetro que los rige es ϕ (Angulo de fricción interna del suelo)

$$S = \sigma \tan \phi \quad \text{Suelo friccionante}$$

$$S = C + \sigma \tan \phi \quad \text{Suelo cohesivo}$$

2.5 Método de las dovelas o rebanadas.

Roy Whitlow dice que para el cálculo de la estabilidad de los taludes en suelos que su resistencia depende del esfuerzo normal, se debe calcular el esfuerzo normal efectivo en los cuales hay presencia de presiones de poro a lo largo de la superficie de falla, donde la masa deslizante se considera como una serie de dovelas. Se selecciona un círculo determinando su radio y con origen en O (figura 2.11) y las distancias A y B propuestas se dividen en dovelas de ancho b iguales.

Las fuerzas que actúan en la dovela son las siguientes.

W = peso del cuerpo de la dovela = γhb

N' = fuerza efectiva normal de reacción en la base de la dovela.

T = fuerza cortante inducida a lo largo de la base = $W \sin \alpha$

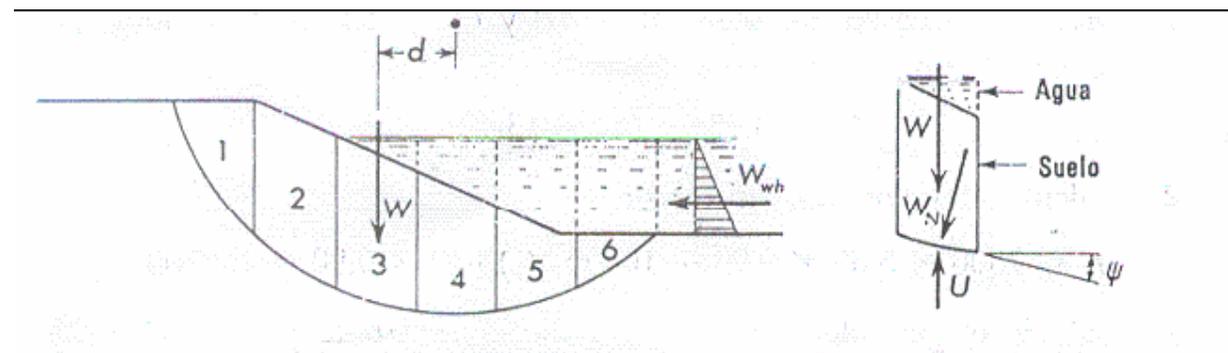
R_1 y R_2 = fuerzas impuestas en las caras verticales de las dovelas, provenientes de las dovelas adyacentes, que pueden resolverse en:

E_1 y E_2 = fuerzas normales interdovelas.

X_1 y X_2 = fuerzas tangenciales interdovelas.

La solución planteada no contiene parámetros muy riguroso para calcular la resistencia al esfuerzo normal, pero aun así se a observado a través del método de las dovelas, desarrollado por Fellenius, que es suficientemente aproximado para desarrollar estos cálculos, aportando un factor de seguridad muy bajo para la seguridad del talud, únicamente se emplea para superficies circulares y fue el primer método de dovelas aceptado para el análisis de taludes, considera el peso W y de las presiones intersticiales u , considerando también que desprecia el contacto que existe entre cada dovela esto para facilitar el cálculo, por lo que la estructura estará funcionando hipotéticamente como estáticamente determinada.

La zona de falla se divide en rebanadas verticales como se muestra en la figura 2.11;



1. Segmento circular dividido en dovelas

2.-fuerzas que actúan en dovela

Figura 2.11. Método de las dovelas o rebanadas para el análisis por falla circular de taludes de suelos cuya resistencia depende de la presión normal. (Sowers, 1993,624.)

Obteniendo así como ecuación gobernante la siguiente:

$$\sum M_E = \sum M_D$$

Donde:

M_E son los momentos estabilizadores que son generados por la resistencia del suelo al cizallamiento en la superficie donde se intenta producir una falla.

M_D son los momentos desestabilizadores que son el peso propio de la masa de suelo considerando también el peso del agua.

No es necesario que todas las dovelas tengan el mismo ancho y para facilitar el cálculo se hace que sus límites coincidan con las intersecciones de la circunferencia con los estratos de suelo por abajo y con el paramento del talud por arriba. Al hacer el análisis se considera que cada rebanada actúa independientemente de las colindantes, no se desarrolla esfuerzo cortante entre ellas y las presiones normales en cada lado de la dovela producidas por las colindantes son iguales.

La fuerza vertical que actúa en cada rebanada, W , incluye el peso del suelo más el del agua ya mencionados, directamente arriba de ella; también incluye el peso de cualquier carga externa; como una estructura. La fuerza neta o efectiva que actúa hacia abajo en la parte curva de la rebanada, es el peso total menos la fuerza hacia arriba debida al esfuerzo neutro, $W' = W - U$. La fuerza hacia arriba U , se halla multiplicando el esfuerzo neutro u (que se calcula por la red de flujo) por el ancho de la dovela.

Se han hecho muchas modificaciones y refinamientos de éste método básico. Estos cambios no son tan representativos, ya se ha comprobado que son confiables por su exactitud para el análisis y proyecto.

Debido a que este método es por tanteos se deberá analizar y plantear un gran número de posibles superficies de falla, buscando obtener el factor de seguridad menor ya que esta será la superficie más crítica, es decir, la superficie en la cual la posibilidad de que ocurra una falla es grande. La computadora digital son las indicadas para resolver los problemas cuando se analiza de esta forma.

“Se fija una cuadrícula donde se sitúan los centros de las posibles circunferencias de falla y se establece un rango de valor para los radios de las circunferencias correspondientes a cada centro. Una computadora puede dejar impreso directamente, todos los factores de seguridad o solamente el mínimo y su radio para cada centro de circunferencia. Si se dibujan curvas uniendo los centros de las circunferencias que tienen iguales factores de seguridad mínimo, como si fueran curvas de nivel se puede determinar la ubicación de la circunferencia más crítica y el factor de seguridad mínimo como lo muestra la siguiente figura.”
(Sowers,1993,625)

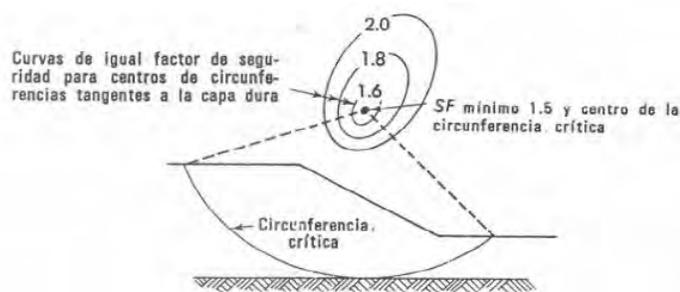


Fig. 2.12. Método para localizar el centro de la circunferencia crítica por las curvas que tienen igual factor de seguridad. (Sowers, 1993,626).

2.6 Método Sueco.

Terzaghi ha indicado que algunos efectos señalados tienden, en general, a contrarrestarse, por lo que su influencia neta en la estabilidad del talud es despreciable. Para ello el propio Terzaghi ha propuesto, en suelos puramente "cohesivos", substituir la "cohesión del suelo, obtenida de pruebas de laboratorio, por un valor C_a , corregido mostrado en seguida, debido a que la cohesión del suelo no es la misma a través del tiempo, ya que se puede ver alterada debido a la presencia de fuerzas externas como la consolidación del suelo, el flujo de agua a través del mismo, etc.

$$C_a = (be_1 / be)$$

“Generalmente se considera que las fuerzas que producen el movimiento incluyen la inercia, la gravedad y, todas las cargas externas. Las que se oponen o resisten el movimiento incluyen la resistencia del suelo y otras fuerzas a lo largo de la superficie potencial de movimiento.

E: ingeniero sueco K. E. Petterson fue el primero que sugirió un método general de análisis de estabilidad de taludes, como resultado de los estudios de los deslizamientos en el puerto de Gotemburgo. La superficie de deslizamiento se representa por un segmento de la superficie de un cilindro, que en sección transversal es un arco de circunferencia como lo muestra la figura 2.13 citada posteriormente.” (George B. Sowers, 1993,622)

Juárez Badillo (2005), dice que el método sueco comprende a todos los procedimientos de análisis cuando se presenta una falla rotacional, se considera que la superficie de falla en el plano es un arco de circunferencia, este tipo de método es aplicable para distintos tipos de suelos ya que su comportamiento tiende a ser diferente según el tipo de suelo, se realizan cálculos para cada caso en particular.

También se menciona que existen varios casos que determinan la forma de analizar a cada uno debido a que su composición química-física es distinta, por lo tanto se deberá aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de saber si un talud dado tiene garantizada su estabilidad a continuación se mencionarán los procedimientos para resolver la problemática de cada tipo de suelo en particular de lo que se considera las siguientes disposiciones.

Suelos "puramente cohesivos" ($\phi = 0$; $c \neq 0$)

Como es el caso de un talud homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la resistencia al esfuerzo cortante puede, expresarse con la ley:

$$s = c$$

Donde:

C es el parámetro de resistencia también llamado cohesión. El caso se presenta en la práctica cuando se analizan las condiciones iniciales de un talud el cual está constituido por un suelo fino saturado, para el cual se utilizará la prueba triaxial rápida ya que representa las condiciones críticas. Para este caso el método puede aplicarse siguiendo un procedimiento sencillo planteado por el Dr. A.

$$M_m = Wd \quad 3.1$$

Donde:

M_m es el momento motor, y las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra es la Cohesión del material que esta compuesto el suelo, a todo lo largo de la superficie donde puede suceder una falla rotacional.

$$M_R = cLR \quad 3.2$$

Es el momento de esas fuerzas respecto a un eje de rotación normal, al plano de papel, por 0 (momento resistente)

En el momento de falla incipiente es:

$$M_m = M_r$$

Por lo tanto:

$$\Sigma Wd = c_u LR \quad 3.3$$

Donde el símbolo Σ debe interpretarse como la suma algebraica de los momentos respecto a 0 de todas las fuerzas actuantes (pesos y sobrecargas).

Si se define un factor de seguridad:

$$F_s = M_r / M_m \quad 3.4$$

La expresión quedaría:

$$F_s = c_u LR / \Sigma Wd \quad 3.5$$

La experiencia según Juárez Badillo permite considerar 1.5 como un valor de F que es un valor muy confiable obtenido en la estabilidad práctica razonable. Sin olvidar que debe de cumplirse para la superficie hipotética seleccionada, que:

$$F_s \geq 1.5$$

Tomando en consideración que la superficie de falla, no está de ningún modo garantizado que sea la que contenga las condiciones más críticas del talud bajo estudio (círculo crítico). Siempre existirá la inseguridad de que el factor buscado resulte menor al elegir otra superficie de falla, por lo tanto es un método de tanteos, por tal motivo deberán escogerse otras superficies de falla de diferentes radios y centros, para determinar o calcular su factor de seguridad asociado y comparar que el mínimo encontrado no sea menor que 1.5, si esto se cumple se podrá decir que el talud es seguro. Resulta recomendable, encontrar primeramente el círculo crítico para así determinar el F_s mínimo, considerando tomar el círculo crítico por el pie del talud, así como el de falla de base; el círculo desfavorable del talud será el más crítico de esos dos.

Cabe mencionar que en el procedimiento anterior, aparte de la falla circular, se está admitiendo que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se está produciendo a la vez a lo largo de toda la superficie de deslizamiento. Esto, en general, no sucede, pues a lo largo de la superficie de falla real la deformación angular no es uniforme y, por lo tanto, los esfuerzos tangenciales, que se desarrollan de acuerdo con ella, tampoco lo serán. Esto implica que la resistencia máxima del material no sea la misma en toda la superficie, lo cual nos llevará a una redistribución de esfuerzos en las zonas vecinas a los puntos en que se

alcanzó la resistencia máxima, esta redistribución depende en gran parte a la propagación de la falla en los diversos puntos, de la curva esfuerzo-deformación del material con que se trabaje. Si la gráfica es del tipo plástico llegarán a tenerse alguna parte de la superficie donde se haya alcanzado la máxima resistencia, pero ésta se mantendrá aun cuando la deformación angular progrese; por ello, en el instante de falla incipiente es posible aceptar que, a largo de toda la superficie de falla, el material está desarrollando toda su resistencia. Por el contrario, en un material de falla frágil típica, aquellos puntos de la superficie de falla que alcancen la deformación angular correspondiente a su máxima resistencia ya no seguirán cooperando a la estabilidad del talud, esto puede producir zonas de falla que, al propagarse pueden llegar a causar la falla del talud (falla progresiva).

“La prueba de esfuerzo cortante directo presenta este efecto de falla progresiva y algunos investigadores admiten que el valor menor de la resistencia al corte que con ella se obtiene representa un mejor valor para el análisis de la estabilidad de un talud que el obtenido de una prueba triaxial. Sin embargo, la opinión más general es que el fenómeno de falla progresiva no es en un talud tan acentuado como en una prueba directa de esfuerzo cortante, por lo que la resistencia del suelo en esta prueba puede resultar conservadora. Estos últimos especialistas consideran preferible usar en un cálculo real de la estabilidad de un talud un valor de la resistencia intermedio a los obtenidos en prueba directa y triaxial.” (Juárez Badillo, 2002, 272)

b) Suelos con “cohesión” y “fricción” ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$)

“Bajo el anterior encabezado han de situarse aquellos suelos que, después de ser sometidos a la prueba triaxial apropiada, trabajando con esfuerzos totales, y después de definir la envolvente de falla de acuerdo con el intervalo de presiones que se tenga en el suelo a tratar, tienen una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo.” (Juárez Badillo 2002, 273)

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

con parámetro de "cohesión" y de "fricción".

De todos los procedimientos de aplicación del Método Sueco a este tipo de suelos, viablemente el más utilizado sea el de las “dovelas”, desarrollado por Fellenius, Según Roy Whitlow ya que propone en su análisis las siguientes consideraciones, supone que las fuerzas que se generan entre cada dovela son iguales y en sentido contrario una de la otra, por tal motivo se anulan una a otra que se explicó anteriormente y sintetizándolo podría decirse que los pasos a seguir son los siguientes:

En primer lugar, se propone un círculo de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, del modo mostrado en la figura 2.14 inciso a).

El número de dovelas es propuesto considerando que no deberá ser menor que cinco lo cual bastaría para el análisis, pero arrojaría un F_s con una deficiencia en algunos casos hasta del 50% por tal motivo se ha observado a través de pruebas que, a mayor número de dovelas, los resultados del análisis se hacen más confiables.

El método de Bishop asegura Roy Whitlow es el equilibrio de cada dovela, y puede analizarse como se muestra en la parte b) de la misma figura 2.14 W_i es el

peso de la dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal.

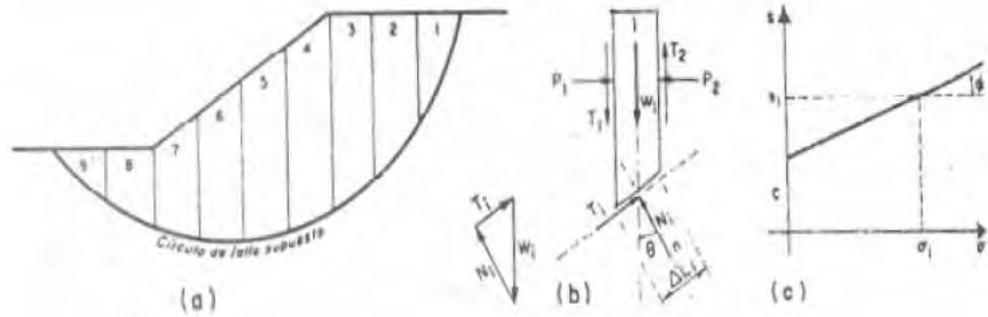


Figura 2.14. Procedimiento de las “Dovelas” o de Fellenius.

(Juárez Badillo, 2002,273)

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se considera que esas dos fuerzas son iguales, por lo tanto se contrarrestan. También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis entonces deduce que las fuerzas que se deben considerar en cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente $N_i / \Delta L_i$ se considera una buena aproximación al valor de σ_i presión normal actuante en el arco ΔL_i que se considera constante en esa longitud. Con este valor de σ_i puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se haya obtenido (ver parte c) de la figura. 2.14) y determinar ahí el valor de s_i , resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante en todo el arco ΔL_i .

Puede calcularse el momento motor debido al peso de las dovelas como:

$$M_m = R \sum T_i \quad (3.6)$$

Obsérvese que la componente normal del peso de la dovela, N_i pasa por 0, por ser la superficie de falla un arco de circunferencia, y por lo tanto no da momento respecto a aquel punto. Si en la corona del talud existieran sobrecargas su momento deberá calcularse en la forma usual y añadirse al dado por la expresión 3.6.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, s_i que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i \quad 3.7$$

Una vez más se está aceptando que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se desarrolla acorde en todo punto de la superficie de falla hipotética lo cual, como ya se discutió, no sucede realmente debido a las concentraciones de esfuerzos que se producen en ciertas zonas, las que tienden a generar más bien fallas progresivas, antes que las del tipo que aquí se aceptan.

Calculados el momento resistente y el motor puede definirse un factor de seguridad:

$$F_3 = M_R / M_m = R \sum s_i \Delta L_i / R \sum T_i$$

Se encontró en los apuntes de Mecánica de suelos II que la experiencia ha demostrado que una superficie de falla en que resulte $F_3 \geq 1.5$ es prácticamente estable. El método de análisis consistirá también en un procedimiento de tanteos, en el cual deberán fijarse distintos círculos de falla, calculando el F_2 ligado a cada

uno es preciso que el F_{smin} no sea menor de 1.5, en general, para garantizar en la práctica la estabilidad de un talud. El criterio del proyectista juega un importante papel en el número de círculos ensayados, hasta alcanzar una seguridad razonable respecto al F_{smin} : en general es recomendable que el ingeniero no respaldado por muy sólida experiencia no regatee esfuerzo ni tiempo en los cálculos a efectuar, el procedimiento arriba descrito habrá de aplicarse en general a círculos de falla de base y por el pie del talud.

c) Suelos estratificados.

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, que pueden idealizarse en forma similar al caso mostrado en la figura 2.15.

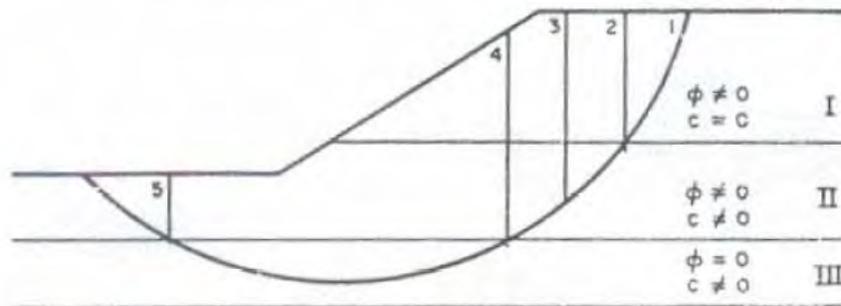


Figura 2.15. Aplicación del método sueco a taludes en suelos estratificados (Juárez Badillo, 2002,281)

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados anteriormente.

En la figura 2.15 se suponen tres estratos: el I de material puramente "friccionante", el II de material "friccionante" y "cohesivo" y el III, formado por suelo puramente "cohesivo". Puede considerarse a la masa de suelo deslizante,

correspondiente a un círculo supuesto, dividida por dovelas, de modo que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos.

Surge un problema especial se tiene que obtener el peso de cada dovela. Se deberá calcularse en sumandos parciales, multiplicando el área de la dovela que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

Las dovelas cuya base esté dentro de los estratos I y II, en el caso de la: fig. 2.15 su revisión será por medio del método de Fellenius, aplicando las expresiones correspondientes y trabajando en cada caso con la ley de resistencia al esfuerzo cortante del material de que se trate. Así se obtienen momentos motores y resistentes parciales.

La zona correspondiente al estrato III, siempre con referencia a la figura 2.15, debe tratarse con arreglo a las normas dadas en el inciso a) de esta sección, aplicando las fórmulas 3.1 y 3.2. Así se obtienen otros momentos motor y resistente parciales.

Los momentos motor y resistente totales se obtienen naturalmente, como suma de los parciales calculados y con ellos puede calcularse el F_s correspondiente al círculo de falla en estudio; usando otros arcos de circunferencia se podrá llegar al F_{smin} que no debe ser menor de 1.5, al igual que en los casos anteriores.

2.7 Procedimiento de cálculo con el círculo de fricción.

Kre proporcionó hacia 1936 las ideas que permitieron a los doctores G. Gilboy y A. Casagrande desarrollar un método especial de análisis de estabilidad de taludes respecto a fallas por rotación, conocido con el nombre de procedimiento del círculo de fricción o abreviadamente, círculo ϕ .

El método también recurre a asumir que la superficie de deslizamiento de los taludes puede ser un cilindro cuya traza con plano de los cálculos es un arco de circunferencia (círculo de falla).

Observar el talud mostrado en la figura 2.16 con un círculo de falla escogido por donde se cree que pasara la falla, con centro en O, del círculo de falla, puede trazarse el círculo de fricción de radio con la siguiente ecuación propuesta por Juárez Badillo 2002.

$$r = R \operatorname{sen} \phi.$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción del material constituyente del talud.

Si f es la resultante de la reacción normal y de fricción en un elemento de arco de la superficie de falla supuesta, formará con la normal a esta superficie un ángulo ϕ y por lo tanto, será una línea que solo toque un punto del círculo de fricción, según se aprecia en la fig. 2.16.

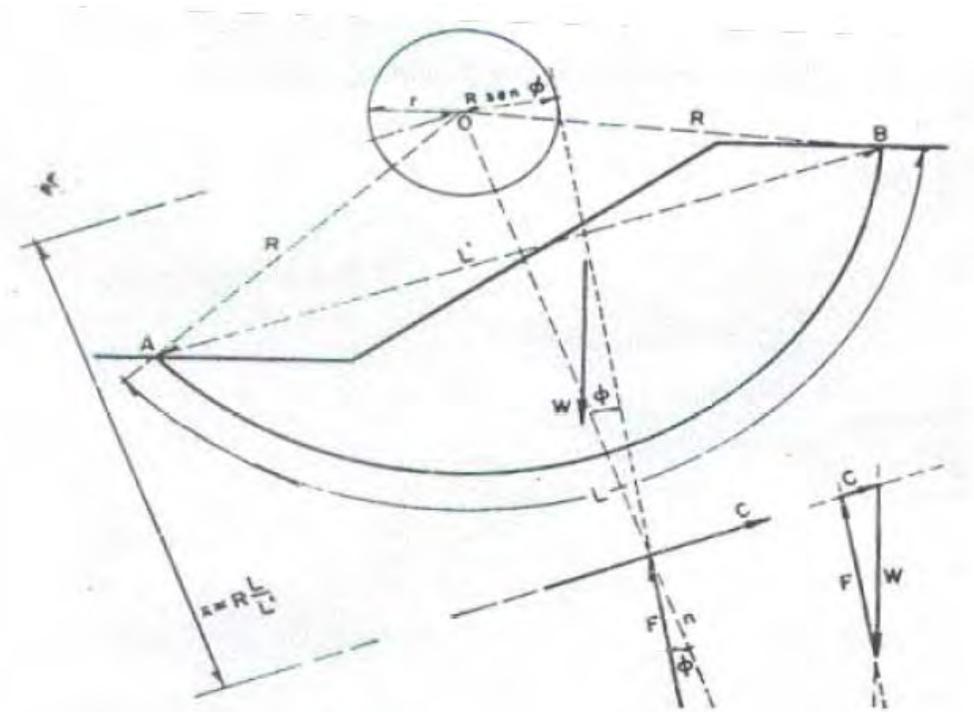


Figura 2.16. Aplicación del círculo de fricción a taludes. (Juárez Badillo, 2002,283)

El equilibrio de la masa de tierra deslizante bajo estudio depende de la acción de las siguientes fuerzas:

W = peso de la masa de suelo, que pasa por el centro de gravedad de la masa.

C = fuerza total de cohesión desarrollada a lo largo de toda la superficie de deslizamiento y generada por la "cohesión" del suelo.

F = resultante total de las reacciones normales y de fricción.

Se supone que no actúan fuerzas de filtración ni sobrecargas, la fuerza C puede calcularse en magnitud, con la expresión.

$$C = c_e L'$$

Donde c_e es la "cohesión" del suelo requerida para el equilibrio del talud.

L' la longitud de la cuerda del arco de deslizamiento supuesto. La línea de acción de la fuerza C debe ser paralela a la cuerda AB, puesto que esta cuerda es la línea que cierra el dinamismo de las fuerzas de cohesión que se desarrollan a lo largo de la superficie de falla supuesta. Tomando momentos respecto al punto O podrá escribirse:

$$c_e L R = c_e L'x$$

Donde x es el brazo de momento correspondiente a la fuerza C, que fija la línea de acción de ésta.

$$\text{Por lo tanto: } x = L / L' (R)$$

La posición F respecto a O puede definirse por la expresión

$$d = K. R \text{ sen } \varnothing$$

Donde

d = distancia de O a F

K = un factor de proporcionalidad mayor que 1, que depende de la distribución de esfuerzos a lo largo del arco AB y del ángulo central AOB = 2θ

R, \varnothing = los sentidos usuales.

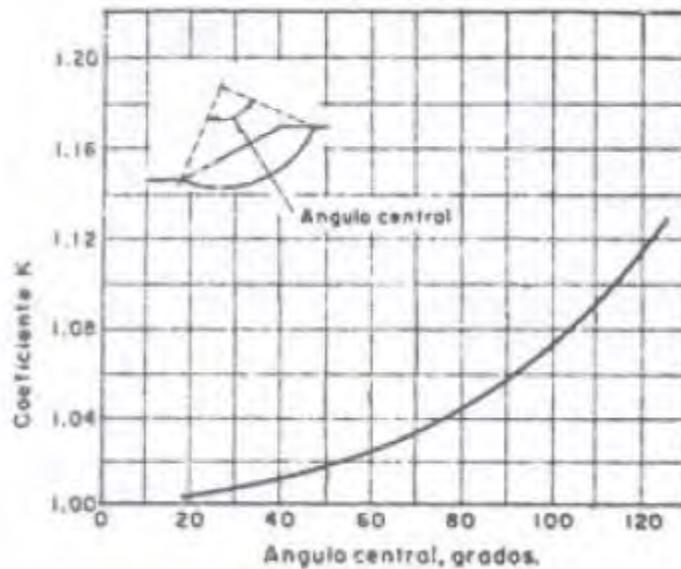


Figura 2.17. Gráfica para obtener el valor de K (Taylor). (Juárez Badillo, 2002,284)

La opinión de Roy Whitlow es que en 1948, T. W. Taylor propone un método práctico para calcular el factor de seguridad mínimo por un talud que está formado por un suelo homogéneo, basándose en el método del círculo de fricción (ignorando la probabilidad que se presenten grietas a tensión), y propone una gráfica en que se puede encontrar el valor de K en función del ángulo central $AOB = 2\theta$; la gráfica aparece en la fig. 2.16 y está constituida con la hipótesis de una distribución senoidal de esfuerzos normales a lo largo del arco AB, con valor nulo para el esfuerzo en los puntos A y B.

Con las líneas de acción de W y C puede encontrarse su punto de concurrencia, por el cual ha de pasar la fuerza F, pues si la masa deslizante ha de estar en equilibrio, W, C y F han de ser concurrentes. Con esto se define la línea

de acción de F, que pasa por el mencionado punto de concurrencia de W y C y es tangente a una circunferencia con centro en O y radio $KR \sin \phi$.

Conocidas las líneas de acción de F y C puede construirse con W, conocido en magnitud y posición, un triángulo de fuerzas en el cual puede determinarse la magnitud de C necesaria para el equilibrio.

La "cohesión" del material que se obtiene del talud es conocida por pruebas de laboratorio por medio de la prueba triaxial y vale c, el valor necesario del parámetro para que el talud sea estable según el cálculo, es decir, para tener la condición de equilibrio de las fuerzas actuantes es:

$$c_e = C / L'$$

Por ello, puede determinarse la relación

$$F_c = c / c_e$$

Con lo anterior citado, se obtiene un factor de seguridad asociado al círculo escogido en términos de la "cohesión".

Cuando se desea que el talud trabaje con seguridad no sólo respecto a la "cohesión" sino también considerando la fricción puede aplicarse el método del círculo ϕ con un valor del ángulo de fricción interna ϕ más pequeño que el real del suelo; se llega a obtener así un factor de seguridad respecto a la fricción.

$$F_\phi = \tan \phi / \tan \phi_e$$

Donde ϕ es el valor real del suelo y ϕ_e el escogido para aplicar el método, menor que el anterior. En estas condiciones se obtendrá para el mismo talud un valor de F_c distinto y menor que si el ϕ_e elegido hubiese sido igual a ϕ .

Existen así infinitas combinaciones posibles de valores de F_c y F_{ϕ} asociados a un talud dado.

Si se desea que $F_c = F_{\phi} = F_s$, donde F_s es el factor de seguridad respecto a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, para manejar un solo factor de seguridad ligado a un círculo dado, puede procederse como sigue según recomendaciones de (Taylor):

Se deberán usar varios valores lógicos de ϕ_e en la aplicación del método de círculo ϕ . A cada valor está ligado un F_{ϕ} y para cada valor puede obtenerse un F_c . Graficando esos valores de F_c y F_{ϕ} correspondientemente, como se muestra en la figura 2.18

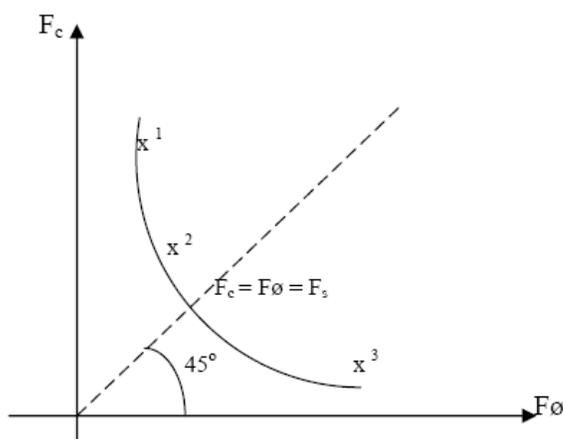


Figura 2.18. Método de Taylor para fijar el factor de seguridad de un talud.

(Juárez Badillo, 2002,286)

La Curva obtenida corta a una recta a 45° en un punto en que:

$$F_c = F_\phi = F_s$$

Ese punto indica un valor de F_ϕ y F_c al que corresponde un cierto valor de ϕ que es con el que tendría que haberse aplicado el método del círculo ϕ para obtener directamente factores de seguridad iguales respecto a "cohesión" y "fricción", en el círculo de falla tentativo que se esté estudiando.

Puede demostrarse que en un suelo homogéneo sin fuerzas de filtración y con círculo crítico de falla de base, que una vertical al círculo de fricción pasa por el punto medio del talud.

CAPÍTULO 3

PRUEBAS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

Para poder determinar la estabilidad de taludes es necesario contar con ciertos datos del suelo en estudio, es por lo que se recurre a obtener las características índices del suelo, para poder adquirir esta información tan necesaria para dicho análisis, se debe recurrir a efectuar pruebas de laboratorio las cuales se describen en este capítulo.

3.1 Generalidades.

Las pruebas de laboratorio son fundamentales para los procesos constructivos ya que de dichas pruebas depende la confiabilidad de las obras de ingeniería civil, debido a que las pruebas realizadas dan un panorama de cómo podría comportarse el suelo ante las necesidades de la obra, así pues se podrá asesorar al constructor para determinar las precauciones necesarias que deberá tomar para la correcta ejecución de la construcción.

3.2 Cuarteo y peso volumétrico suelto y seco.

El cuarteo de suelos es un procedimiento que sirve para obtener una muestra representativa del suelo recolectado de muestras alteradas. Si el suelo

usado en pruebas de laboratorio tiene características diferentes al suelo en campo, entonces los resultados obtenidos no servirán para nada.

Antes de hacer el cuarteo del suelo se debe preparar el material recogido de muestras alteradas. Primero se debe secar el suelo para facilitar su manejo y disgregación. El secado de las muestras puede ser al sol o en horno. En el primer caso se extienden las muestras en charolas y se ponen al sol cuidando que el viento no se lleve el material fino. Para secado al horno, la temperatura se debe mantener en 60° C.

La disgregación tiene por objeto separar diferentes partículas que constituyen la muestra cuando hayan formado grumos. La operación es fácil en materiales granulares (no cohesivos) pero aumenta su dificultad a medida que va siendo mayor la cementación (suelos arcillosos). La disgregación de la muestra se deberá hacer sin romper las partículas sólidas, usando un mazo de madera de 1 kg de peso forrado en la parte inferior con cuero o vaqueta (foto 3.1).



Foto 3.1. Mazo de madera para disgregar las muestras de suelo.

Una relación volumétrica muy útil en geotecnia es el peso volumétrico del suelo, el cual se define como la relación entre el peso del suelo y su volumen total. También se le conoce como densidad aparente porque es el peso del suelo dividido entre su volumen aparente (el volumen real es menor ya que hay vacíos en la muestra de suelo), generalmente se le denomina con la letra γ , y sus unidades son peso entre volumen.

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

Según esta definición, el peso volumétrico de un suelo puede variar dependiendo del volumen que ocupe. Cuando hay muchos vacíos, el volumen de la muestra será mayor y el peso volumétrico será menor. De la misma manera, cuando un suelo se compacta, ocupa menos volumen y su peso volumétrico aumenta.

El menor peso volumétrico que puede tener un suelo, ocurre cuando el material ocupa el máximo volumen, es decir, cuando se coloca el material suelto con un cucharón en un recipiente de volumen conocido (foto 3.2) teniendo cuidado de no moverlo.



Foto 3.2. Recipiente de volumen conocido para calcular el peso volumétrico suelto y seco.

Equipo:

- Horno con control de temperatura de 60° C
- Mazo para disgregar muestras
- Recipiente de volumen conocido (aprox. 1 pie cúbico)
- Balanza con capacidad de 12 kg y precisión de 5 g.
- Pala y cucharón de lámina

Procedimiento para cuarteo:

1. Obtener una muestra de suelo seco y disgregarlo siguiendo el procedimiento mencionado.
2. Revolver sobre una superficie limpia varias veces el material para obtener una mezcla uniforme y amontonarlo para formar un cono. El suelo se debe depositar con la pala en el vértice del cono permitiendo que se acomode libremente.
3. Extender el material con la pala formando una capa de espesor uniforme y contorno más o menos circular. Se divide en 4 partes iguales por medio de 2 diámetros iguales a 90°.
4. Se toma el material de 2 cuartos opuestos y se desechan los restantes (figura 3.1). Estas operaciones reducen a la mitad la muestra y pueden repetirse tantas veces como sea necesario hasta obtener la cantidad deseada. Se debe tener cuidado de no perder el material fino en cada operación de cuarteo para lo cual es conveniente utilizar una brocha.

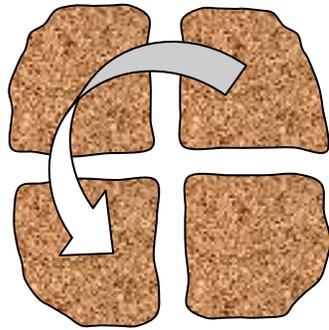


Figura 3.1. Mezcla de suelos de 2 cuartos opuestos.

3.2.1 Procedimiento para determinar el peso volumétrico suelto y seco.

1. Pesar el recipiente limpio y seco.
2. Tomar una porción de suelo secado, disgregado y cuarteado con el cucharón de lámina y dejarlo caer en el recipiente desde una altura de 20 cm. Repetir la operación hasta que se llene el recipiente.
3. Enrasar el material en el recipiente usando una regla y pesar con una aproximación de 5 g.
4. Para determinar la humedad del material se toman 3 muestras del suelo, una de la parte superior, otra de la parte media y otra del fondo (figura 3.2). El suelo en la parte superior puede adquirir humedad del ambiente más fácilmente por lo que se obtiene para cada capa y se obtiene un promedio.

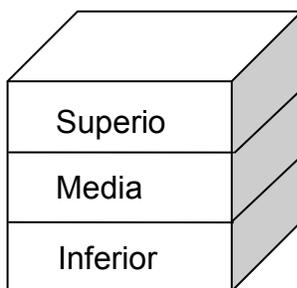


Figura 3.2. Muestras de 3 capas de suelo para calcular el contenido de humedad.

El valor del peso volumétrico suelto y seco se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V} = \frac{(P_{rm} - P_r)}{V \cdot (1 + \omega)}$$

en donde: γ_d es el peso volumétrico suelto y seco, kg/m³

P_s es el peso del suelo seco, kg.

V es el volumen del recipiente, m³.

P_{rm} es el peso del recipiente más el suelo húmedo, kg.

P_r es el peso del recipiente limpio y seco, kg.

w es el contenido de humedad en decimales.

3.2.2 Humedad natural en laboratorio y en campo.

Los suelos en estado natural generalmente están compuestos por 3 fases: sólidos, líquidos y gases. En mecánica de suelos se han definido varias relaciones entre los 3 componentes para facilitar su estudio. Los líquidos (generalmente agua) y los gases (comúnmente aire) ocupan los espacios entre las partículas sólidas. Estos espacios también son llamados vacíos (figura 3.2).

La prueba del contenido de humedad es probablemente la más común y sencilla de las que se realizan en un laboratorio de mecánica de suelos. El resultado de esta prueba es necesario para la identificación del suelo y para la elaboración de otras pruebas.

Hay dos formas de definir el contenido de humedad. La primera es la relación entre el peso del agua y el peso seco (peso de sólidos).

$$\omega = \frac{P_l}{P_s} * 100\%$$

Donde: ω es el contenido de humedad, %

P_l es el peso del líquido que contiene el suelo, g
 P_s es el peso de sólidos en el suelo, g

La segunda definición es con relación al peso húmedo del suelo.

$$\omega' = \frac{P_l}{P_s + P_l} * 100\%$$

Donde: ω' es el contenido de humedad respecto al peso húmedo, %

La segunda ecuación casi no se utiliza en trabajos de geotecnia debido a que en el denominador se encuentra una cantidad variable, haciendo que el contenido de humedad cambie de una manera no lineal con el peso del agua. No obstante, es necesario hacer la aclaración cuando se habla del contenido de humedad sobre el peso húmedo.

Esta prueba se puede realizar con muestras alteradas o inalteradas ya que la estructura del suelo no afecta los pesos que se obtienen para calcular la humedad. Sin embargo, es muy importante seguir los lineamientos de las normas para la obtención de las muestras (ASTM D4220). El objetivo de las normas es asegurar no se altere el contenido de humedad de las muestras de suelo durante el transporte y almacenamiento en el laboratorio para que los resultados sean representativos de las condiciones de campo. En el procedimiento de la prueba, se debe secar la muestra para obtener el peso seco del suelo, por lo que el horno en el laboratorio debe estar a una temperatura de $110^\circ \text{C} \pm 5^\circ \text{C}$ como lo marca la

norma ASTM D2216. Por lo general, el suelo se deja en el horno de 12 a 16 hrs. (toda la noche). En este procedimiento se utilizan muestras pequeñas (10 a 200 g.), aunque también pueden ser utilizadas muestras grandes (1000 g. o más) pero tendrán que ser revueltas para obtener un secado uniforme.

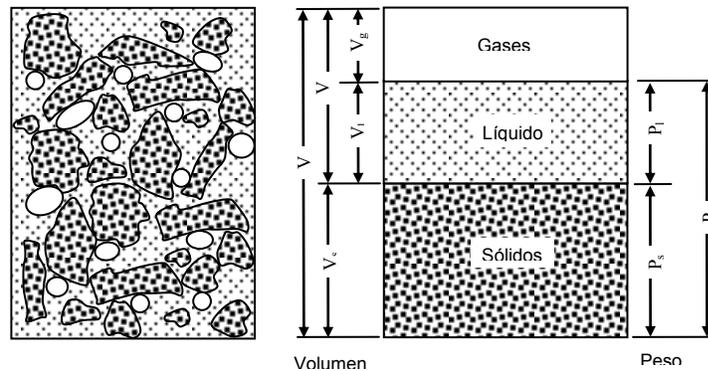


Figura 3.3. Elemento de suelo dividido en 3 fases.

Existe un método para determinar la humedad del suelo y otros materiales en pocos minutos. El método consiste en provocar una reacción entre el agua del suelo y carburo de calcio, que produce gas acetileno (inflamable) dentro del recipiente del *Speedy^{MR}*. El gas aumenta la presión dentro del recipiente, la cual se mide con un manómetro. La presión medida es proporcional al contenido de humedad. La lectura en la carátula del *Speedy^{MR}* indica directamente la humedad con relación al peso húmedo.

Equipo:

- Recipientes para secado de muestras
- Horno con control de temperatura ajustado a 110°C

- Guantes térmicos
- Balanza con precisión de 0.1 % del peso de la muestra
- Desecador y medidor de humedad.



Foto 3.3. Horno de secado con termostato.

3.2.3 Procedimiento para secado en horno.

Como continuación del proceso iniciado en el apartado 3.2.1 de este trabajo a continuación se complementan los pasos 5 al 9, relativos al secado en horno:

5. Usar una balanza para determinar el peso de los recipientes numerados, limpios y secos. Para minimizar errores se recomienda usar siempre la misma balanza, comprobar que se encuentre ajustada a cero y nivelada antes de colocar los recipientes.
6. Colocar la muestra de suelo húmeda en un recipiente y volver a pesar. Si la lectura no se puede hacer rápidamente, es necesario colocar una tapa para evitar pérdidas de humedad por evaporación. El tamaño de la muestra depende del tamaño máximo de partículas. Para material que pasa la malla No 10, una muestra de 20 g. es suficiente.
7. Anotar el número de recipiente y el peso húmedo. Después se coloca la muestra destapada en el horno y se deja secar de 12 a 16 hrs. a 110° C.

8. Retirar con mucho cuidado el material del horno y colocarlo en un desecador para que alcance la temperatura ambiental. Si se cuenta con una balanza que no sea sensible a la temperatura, se puede pesar el suelo sin esperar que se enfríe.
9. Lavar los recipientes, secarlos y guardarlos.

3.3 Peso volumétrico húmedo natural y relación de vacíos.

Este método consiste en determinar el peso volumétrico o peso específico en muestras inalteradas. Estas muestras pueden ser extraídas de suelos finos que puedan labrarse sin que se disgreguen o por medio de muestreadores como el tubo Shelby y cuyas partículas tengan un diámetro máximo inferior a 4.76 mm. (Malla No. 4). Con este método también puede se puede calcular el peso volumétrico de rocas.

El procedimiento de la prueba consiste en determinar el volumen del suelo en estado natural (húmedo) calculado por medio del volumen de agua que desplaza al ser sumergido. Después se calcula el peso húmedo y el contenido de humedad. Con estos datos se puede despejar el peso volumétrico en estado natural y el peso volumétrico seco.

Las causas más comunes de errores en esta prueba son:

- Pérdidas de humedad por no proteger la muestra adecuadamente con parafina.

- Usar parafina demasiado caliente que ocasiona pérdidas de humedad o formación de burbujas en la parafina.
- Lectura equivocada del peso sumergido porque la muestra toca el fondo o las paredes del vaso.
- No eliminar completamente la parafina para la determinación del contenido de humedad.

Equipo:

- Segueta.
- Cuchillo.
- Cinceles.
- Marro de 1 kg de peso, aproximadamente.
- Balanza de 300 g de capacidad, con aproximación de 0.01 g.
- Vaso de aluminio de 500 cm³ y fuente de calor de flama (o una olla eléctrica.)
- Cuchara para mover la parafina derretida.
- Vaso de precipitado de vidrio, con capacidad de 400 cm³.
- Termómetro de 0° a 100° centígrados.
- Parafina blanca.
- Hilo delgado de nylon.



Foto 3.4. Olla eléctrica e hilo.



Foto 3.5. Parrilla de gas.

Procedimiento:

1. Se pone la parafina o mezcla de parafina y petrolato en el vaso de aluminio y le aplica calor únicamente hasta fundirla. También se puede usar una olla eléctrica.
2. De una muestra inalterada, se labra un espécimen de forma sensiblemente regular y que tenga un volumen de 100 cm^3 aproximadamente.
3. Se nivela y se tara la balanza con el hilo, se sujeta el espécimen con éste, dejándole un extremo libre y a continuación se pesa el espécimen y se anota su peso como P_m , en gramos.
4. Se toma el espécimen por el extremo libre del hilo y se sumerge brevemente en el vaso con la parafina fundida, cuantas veces sea necesario para que la parafina forme una capa delgada que lo cubra totalmente.
5. Se pesa el espécimen cubierto con parafina y se anota este peso como P_{mp} , en gramos.

6. Se coloca bajo el soporte giratorio de la balanza el vaso de precipitado conteniendo agua limpia a una temperatura comprendida entre 15° y 25° centígrados. Se suspende de la balanza el espécimen sumergiéndolo en el agua y centrando el vaso en tal forma que el espécimen cuelgue libremente sin tocarlo; se determina el peso sumergido en el agua del espécimen cubierto con parafina y se anota este peso como P'_{mp} , en gramos.
7. Se saca el espécimen del agua, se descuelga de la balanza y se toma una porción del centro sin parafina.
8. Se determina el contenido de agua (w) de la muestra, de acuerdo con el procedimiento que se describe en la práctica de contenido de humedad.
9. Se repite el procedimiento anterior para tener resultados de dos especímenes como mínimo.

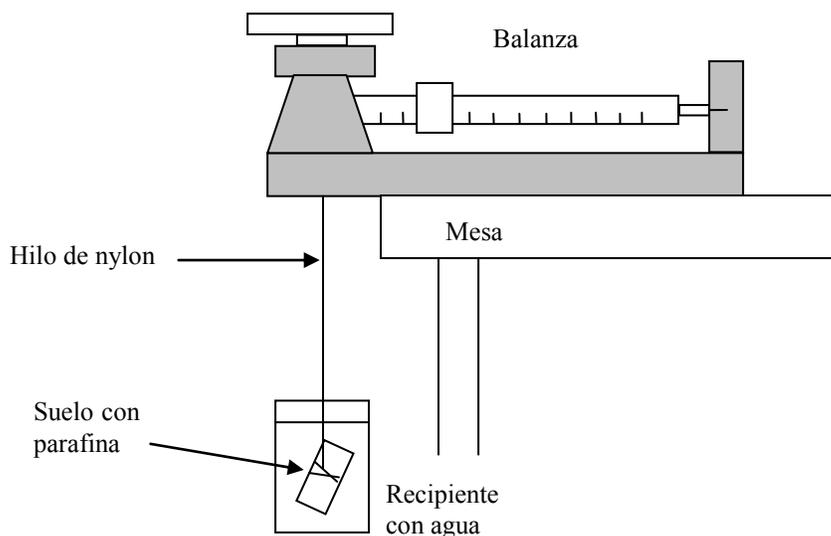


Figura 3.4. Determinación del peso sumergido de la muestra.

Cálculos:

Se determina el volumen de la parafina que cubre las muestras por medio de la siguiente fórmula:

$$V_p = \frac{(P_{mp} - P_m)}{\gamma_p}$$

en donde: V_d es el volumen de la parafina, cm^3
 P_{mp} es el peso del espécimen cubierto de parafina, g
 P_m es el peso del espécimen sin parafina, g
 γ_p es el peso volumétrico de la parafina (aprox. 0.9 g/cm^3)

Se calcula el volumen de cada uno de los especímenes sin parafina, aplicando la siguiente fórmula:

$$V_m = \frac{P_{mp} - P'_{mp}}{\gamma_w} - V_p$$

en donde:

V_m volumen del espécimen, cm^3
 V_{mp} volumen del espécimen con parafina, cm^3
 V_p volumen de la parafina que cubre el espécimen, cm^3
 P_{mp} peso del espécimen cubierto con parafina, g
 P'_{mp} peso sumergido del espécimen cubierto con parafina, g
 γ_w peso volumétrico de agua, considerado de 1 g/cm^3

Se calcula para cada espécimen húmedo su peso volumétrico γ_m , mediante la siguiente fórmula:

$$\gamma_m = \frac{P_m}{V_m}$$

en donde:

γ_m peso volumétrico del espécimen húmedo, kg/m^3
 P_m peso del espécimen sin parafina, g
 V_m volumen del espécimen, cm^3

Se calcula para cada espécimen su peso volumétrico en estado seco γ_d , empleando la siguiente fórmula:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{(1 + \omega)}$$

en donde:

γ_d peso volumétrico del espécimen en estado seco, kg/m^3
 ω contenido de humedad, %

Se calcula el promedio de: los pesos volumétricos en estado húmedo, los pesos volumétricos en estado seco y los contenidos de agua, reportando estos valores como los correspondientes a la muestra.

Para calcular la relación de vacíos se puede suponer un valor de la gravedad específica (o densidad absoluta relativa) igual a 2.7. Con esos datos se despeja de la siguiente fórmula:

$$\gamma_m = \frac{G_s(1 + \omega)}{1 + e} \gamma_w$$

La porosidad del suelo se puede obtener con la siguiente ecuación:

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

3.3.1 Granulometría por mallas.

Se dice en el Manual de Mecánica de Suelos de la Secretaria de Recursos Hidráulicos (1970), que el análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en porcentaje de los diversos tamaños de partículas que constituyen el

suelo. Para el conocimiento de la composición granulométrica de un determinado suelo existen diferentes procedimientos. Para clasificar por tamaños las partículas gruesas, el procedimiento más expedito es el uso de mallas o tamices. Sin embargo, al aumentar la finura de los granos la granulometría por mallas se va haciendo más difícil, teniendo que recurrir al procedimiento de sedimentación.

La granulometría es ampliamente utilizada para clasificar los suelos por cualquier método. Además, sirve para criterios de aceptabilidad del suelo para los agregados del concreto y materiales para carreteras (terracerías, sub-bases, bases y agregados de concreto asfáltico). También se pueden determinar parámetros de permeabilidad de algunos suelos y la susceptibilidad a sufrir la acción de las heladas del suelo. Para obtener un resultado significativo, la muestra debe ser representativa de la masa de suelo analizado.

Varios sistemas de clasificación utilizan la malla 200 (0.074 mm.) como un punto divisorio entre suelos finos o cohesivos y suelos granulares o friccionantes, los suelos más finos que la malla 200 se deben analizar con el método del hidrómetro. Con el análisis granulométrico no se puede determinar si los granos del suelo son angulares o redondos, sino que nos da información sobre los granos que pueden pasar a través de una abertura rectangular de cierto tamaño.

Los resultados de esta práctica se representan en una curva realizada en papel semilogarítmico. Los procedimientos patrones utilizan el porcentaje que pasa una malla en el eje de las ordenadas en la escala natural y el tamaño de la abertura en el eje de las abscisas en escala logarítmica.

Con los diámetros efectivos se puede obtener el coeficiente de uniformidad.

Cu, y el coeficiente de curvatura Cc usando las siguientes relaciones:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{Ec. 11})$$

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (\text{Ec.12})$$

Equipo:

- Juego de tamices y tamizadora
- Mazo de madera para disgregar
- Pala
- Cucharón de lámina
- Balanza con precisión de 0.1 g.
- Piseta



Foto 3.6. Tamiz de latón No. 10 (2 mm)



Foto 3.7. Tamizadora con juego de mallas

Procedimiento:

Material mayor que la malla No 4.

El material retenido en la malla No. 4 se pasa a través de las mallas 3", 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2" y 3/8" colocándolas en ese orden y agitando el juego con movimientos horizontales y verticales combinados o usando un agitador mecánico por 15 minutos.

Se pesa la fracción retenida en cada malla y se registra.

Material menor que la malla No 4.

En este análisis la cantidad de suelo depende de los finos que contenga. Para suelos arcillosos y limosos, 500 g. Para suelos arenosos, de 500 a 1000 g.

Análisis sin lavado:

1. Se pone a secar la muestra en el horno a 105° C. Se deja enfriar a la temperatura ambiente y se pesa la cantidad requerida para hacer la prueba.
2. Se disgregan cuidadosamente los grumos de material con un mazo de madera para evitar romper los granos.
3. Se coloca el juego de mallas en orden progresivo de la No. 8 a la 200, y al final se coloca la charola. El material se vacía en la malla No. 8 y luego se coloca la tapa.
4. Se agita todo el juego de mallas horizontalmente, con movimiento de rotación y verticalmente, con golpes secos de vez en cuando o con el agitador mecánico. El tiempo de agitado depende de la cantidad de finos de la muestra pero por lo general no debe ser menor de 15 minutos.
5. Se quita la tapa y se separa la malla No. 8, vaciando la porción de suelo que ha sido retenida en ella sobre un papel. Después remueva con un cepillo el material adherido a la malla sin perder material en el proceso.
6. Se hace lo mismo con las otras mallas.
7. Se pesan las fracciones retenidas en cada malla y en la charola del fondo y se registran los datos.

8. Se conservan las fracciones de suelo en sus respectivos papeles hasta verificar que la suma de sus pesos parciales es igual al peso inicial no segregado, con una tolerancia de 5% por pérdidas de operación.

Análisis con lavado:

1. Se repiten los dos primeros pasos del procedimiento anterior, secando, desmoronando los grumos con un rodillo y pesando la cantidad de muestra necesaria. Después se pone la muestra en una cápsula de 30 cm. de diámetro, se le agrega agua y se deja remojar hasta que se puedan deshacer los grumos.
2. Se vacía el contenido de la cápsula sobre la malla No. 200 y con ayuda del agua, lávese lo mejor posible la muestra para que todos los finos pasen por ella. El material que pase a través de la malla No. 200 se analizará por otro método en caso de ser necesario.
3. El material retenido en la malla No. 200 se coloca en una cápsula, lavando la malla con agua.
4. Se seca el contenido en la estufa y se pesa.
5. Con el material seco del paso anterior se repiten los pasos 3, 4, 5, 6 y 7 del
6. análisis sin lavado.

Cuando menos del 10 al 15% del material pasa a través de la malla No. 10 no es deseable o práctico el procedimiento de lavado a través de la malla. El lavado es usualmente innecesario cuando sólo el 5 ó 10% pasa a través de la

malla No. 100. De cualquier forma, el gran tamaño de la muestra hace el lavado bastante impráctico.

Serie completa		Serie alternativa	
Malla	Abertura (mm.)	Malla	Abertura (mm.)
3"	75	3"	75
2"	50	1 ½"	38
1 ½"	38	¾"	19
1"	25	3/8"	9.5
¾"	19	No. 4	4.75
3/8"	9.5	No. 8	2.36
No. 4	4.75	No. 16	1.18
No. 10	2.00	No. 30	0.600
No. 20	0.85	No. 50	0.300
No. 40	0.425	No. 100	0.150
No. 60	0.250	No. 200	0.075
No. 140	0.106		
No. 200	0.075		

Tabla 3.1. Serie completa y alternativa de mallas para granulometría.

Con los datos obtenidos de los pesos retenidos se obtiene el peso retenido acumulado para cada malla y se grafican los datos en papel semilogarítmico con la abertura en mm, en el eje horizontal y el porcentaje que pasa la malla en el eje vertical. Las aberturas de cada malla generalmente se grafican de mayor a menor en la escala logarítmica como se muestra en la tabla 3.2.

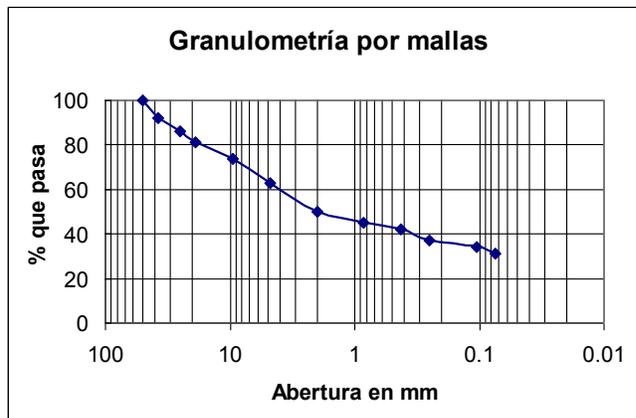


Tabla 3.2. Curva granulométrica (Tesis de prácticas de laboratorio de mecánica de suelos pág 36)

3.3.2 Clasificación de suelos.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) deriva de un sistema desarrollado por Arthur Casagrande para identificar y agrupar suelos en forma rápida en obras militares durante la guerra.

Este sistema divide los suelos primero en dos grandes grupos, de granos gruesos y de granos finos. Los primeros tienen más del 50 por ciento en peso de granos mayores que 0,08 mm; se representan por el símbolo G si más de la mitad, en peso, de las partículas gruesas son retenidas en tamiz 5 mm, y por el símbolo S si más de la mitad pasa por tamiz 5 mm.

A la G o a la S se les agrega una segunda letra que describe la graduación: W, buena graduación con poco o ningún fino; P, graduación pobre, uniforme o

discontinua con poco o ningún fino; M, que contiene limo o limo y arena; C, que contiene arcilla o arena y arcilla.

Los suelos finos, en los cuales más del 50 por ciento pasa la malla No. 200 (0.08 mm), se dividen en tres grupos, las arcillas (C), los limos (M) y limos o arcillas orgánicos (O).

Estos símbolos están seguidos por una segunda letra que depende de la magnitud del límite líquido e indica la compresibilidad relativa: L, si el límite líquido es menor a 50 y H si es mayor. El procedimiento para la clasificación de suelos por este sistema se apoya en una carta de plasticidad (figura 3.5) en la que se ubica el punto obtenido por los límites de Atterberg del material bajo estudio. Todo el procedimiento se define en la norma ASTM D2487.

3.3.3 Procedimiento de clasificación de suelos de granos gruesos (más de 50% retenido en la malla # 4).

Una vez efectuados los ensayos de clasificación, determine la distribución acumulativa de los tamaños de las partículas y clasifique la muestra como grava (G), si el 50%, o más de la fracción gruesa (> 0,08 mm) es retenida en tamiz 5 mm, y clasifíquela como arena (S), si más del 50% de la fracción gruesa (> 0.08 mm) pasa por tamiz 5 mm.

Si menos del 5% en peso de la muestra pasa por tamiz 0,08 mm, se deberá calcular con las siguientes ecuaciones obtenidas de la tesis prácticas de laboratorio de mecánica, de suelos pág. 35:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Y

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

Clasifique la muestra como grava bien graduada (GW), o arena bien graduada (SW), si C_u es mayor que 4 para las gravas y mayor que 6 para las arenas, y CL está comprendido entre 1 y 3.

Clasifique la muestra como grava pobremente graduada (GP), o arena pobremente graduada (SP), si no se satisfacen simultáneamente los criterios de C_u y CL para bien graduada.

Si más que el 12%, en peso, de la muestra de ensaye pasa por 0.08 mm., analice los valores del límite líquido (LL) e índice de plasticidad (IP) mediante la línea "A" de la carta de plasticidad).

Clasifique la muestra como grava limosa (GM), o arena limosa (SM), si los resultados de los límites de consistencia muestran que los finos son limosos, es decir, si al dibujar w_L versus IP, este punto cae bajo la línea "A" o el IP es menor que 4.

Clasifique la muestra como grava arcillosa (GC), o arena arcillosa (SC), si los finos son arcillosos, es decir, si al dibujar el contenido de humedad versus IP, cae sobre la línea "A" y el IP es mayor que 7.

Si el punto del límite líquido versus índice de plasticidad cae prácticamente en la línea "A" o está sobre esta línea, pero el índice de plasticidad está comprendido entre 4 y 7, dé clasificación doble tal como GM-GC o SM-SC.

Si pasa por tamiz 0.08 mm. del 5 al 12% de la muestra, el suelo llevará clasificación doble, basada en los criterios de graduación y límites de consistencia, tales como GW-GC o SP-SM. En casos dudosos, la regla es favorecer a la clasificación de menos plasticidad. Por ejemplo una grava con 10% de finos, un C_u de 20, C_u de 2,0 y un índice de plasticidad de 6, será clasificado como GW-GM en vez de GW-CG.

3.3.4 Procedimiento de clasificación de suelos de granos finos (50% o más pasa por la malla #4).

Según Juárez Badillo (2005), se clasificará el suelo como una arcilla inorgánica (C), si al dibujar el punto del límite líquido versus índice de plasticidad, éste cae sobre la línea "A" y el índice de plasticidad es mayor que 7.

Si el límite líquido es menor que 50 y el punto LL versus IP cae sobre la línea "A" y el IP es mayor que 7, clasifíquela como arcilla inorgánica de baja a media plasticidad (CL), y como arcilla de alta plasticidad (CH) si el Límite Líquido

es mayor que 50 y el punto LL versus IP cae sobre la línea A (Carta de plasticidad fig. 3.5). En caso que el límite líquido exceda a 100 o el IP exceda a 60, expanda la carta de plasticidad manteniendo las mismas escalas y pendiente de la línea "A".

Clasifique el suelo como limo inorgánico (M), si al dibujar el punto LL versus IP cae bajo la línea "A" o el IP es menor que 4, a menos que se sospeche que hay materia orgánica presente en cantidades suficientes como para influir en las propiedades del suelo (suelo de color oscuro y olor orgánico cuando está húmedo y tibio), en cuyo caso se debe efectuar un segundo límite líquido con la muestra de ensaye secada al horno a una temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ durante 24 horas. Se clasifica como limo o arcilla orgánicos (O), si el límite líquido después del secado al horno, es menor que 75% del límite líquido de la muestra original determinado antes del secado.

Clasifique el suelo como limo inorgánico de baja plasticidad (ML), o como limo o limo arcilla orgánicos de baja plasticidad (OL), si el límite líquido es menor que 50 y al dibujar LL versus IP cae bajo la línea "A" o el IP es menor a 4.

Clasifique el suelo como limo inorgánico de media a alta plasticidad (MH), o como una arcilla u limo arcilla orgánico de media a alta plasticidad (OH), si el LL es mayor que 50 y el punto dibujado de LL versus IP cae bajo la línea "A" o el IP es menor a 4.

Con el fin de indicar sus características de borde, algunos suelos de grano fino deben clasificarse mediante simbología doble. Si el punto dibujado del LL versus IP cae prácticamente en la línea "A" o sobre la línea "A" donde el índice de

plasticidad tiene un rango de 4 a 7, el suelo debe tener clasificación doble tales como CL-ML o CH-OH. Si el punto dibujado de w_L versus IP cae prácticamente en la línea del límite líquido igual a 50, el suelo deberá tener clasificación doble tales como CL-CH o ML-MH.

En casos dudosos la regla de clasificación favorece al más plástico. Por ejemplo, un suelo fino con un $w_L = 50$ y un índice de plasticidad de 22 se deberá clasificar como CH-MH en lugar de CL-ML.

Este sistema fue adoptado por el U.S. Army Corps of Engineers en 1942 y en 1947 le introdujo algunos límites para evitar doble clasificación. En 1952, el Cuerpo de Ingenieros en conjunto con el Bureau of Reclamation y asesorados por el Dr. Casagrande efectuaron las últimas modificaciones.

Basados en observaciones de terreno y ensayos de Laboratorio de materiales de base para caminos y aeropuertos, el Cuerpo de Ingenieros subdividió los grupos GM y SM en dos grupos, designados por los sufijos "d" y "u", que han sido escogidos para representar a materiales que son convenientes o no, respectivamente, para ser empleados en bases de caminos y aeropuertos. Símbolos típicos son GM, y SM.

Se emplea el sufijo "d" cuando el límite líquido es menor o igual a 25 y el índice de plasticidad menor o igual a 5

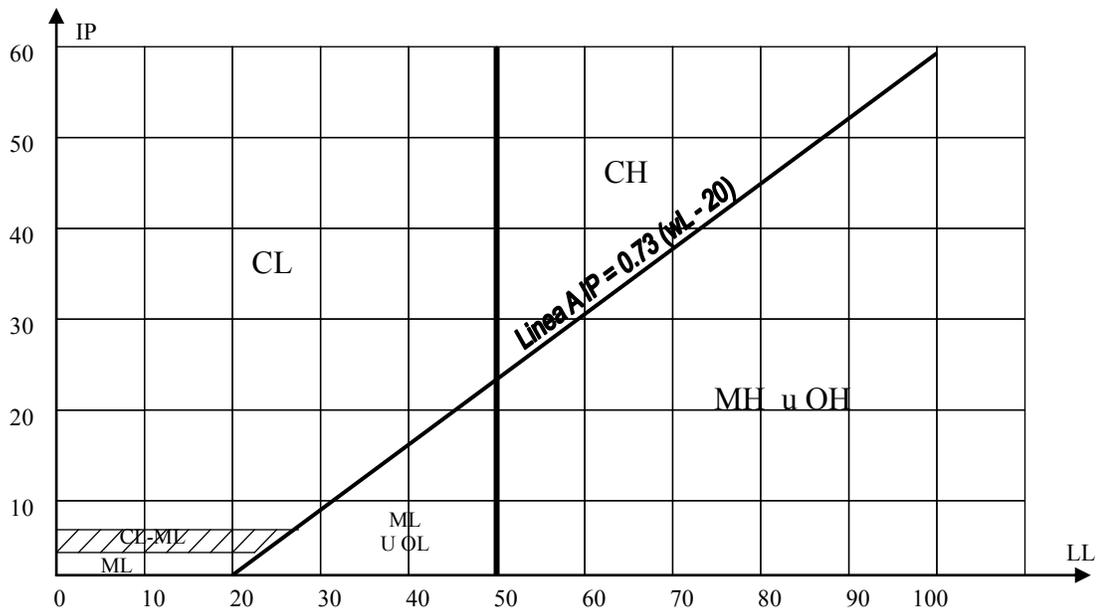


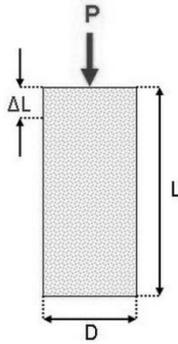
Figura 3.5. Carta de plasticidad. (Juárez Badillo, Mecánica de Suelos)

3.4 Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en el laboratorio.

Prueba de compresión simple o sin confinar.

Esta prueba es la más usada según apuntes de mecánica de suelos 7° semestre de ingeniería civil Universidad Don Vasco, en los laboratorios de mecánica de suelos para los trabajos de rutina.

Tienen la ventaja de ser fácil de realizar y de exigir equipo relativamente sencillo nos proporciona información sobre la deformación del suelo para esfuerzos laterales nulos y solo es aplicable a arcillas y suelos cohesivos pues en la arenas y suelos arenosos no es posible el labrado de la muestra.



$$2 < \frac{L}{D} < 3$$

$$\frac{L}{D} = 2.5$$

$$D = \pm 3.6 \text{ cm}$$

$$L = 9 \text{ cm}$$

Figura 3.6. Espécimen para la prueba triaxial

La prueba consiste en: activar un cronometro y simultáneamente aplicar un incremento de carga a la ménsula. Inmediatamente antes de aplicar el siguiente incremento de carga deberá observarse e indicarse la lectura del extensómetro.

Cada incremento de carga debe aplicarse durante un minuto y la lectura del extensómetro debe hacerse cinco segundos antes de aplicar la siguiente y hasta que suceda una de las situaciones siguiente:

- 1.- La carga sobre la muestra decrece significativamente.
- 2.- La carga se mantiene constante por cuatro lecturas.
- 3.- La deformación sobrepasa el 20% de la deformación unitaria.

$$\boxed{\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}} \text{ Deformación unitaria.}$$

Gráfica esfuerzo deformación

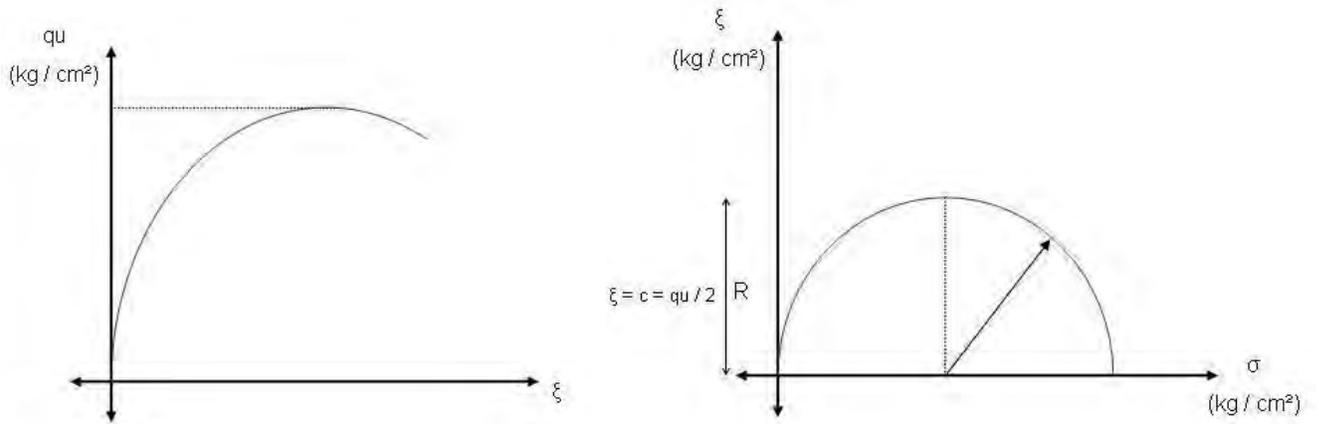


Figura 3.7. Gráfica esfuerzo deformación sin confinamiento. (Juárez Badillo, Mecánica de Suelos)

3.4.1 Prueba de corte directo.

Se cree que tiene como objetivo determinar las características de esfuerzo-deformación de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos friccionantes, utilizando el aparato de corte directo.

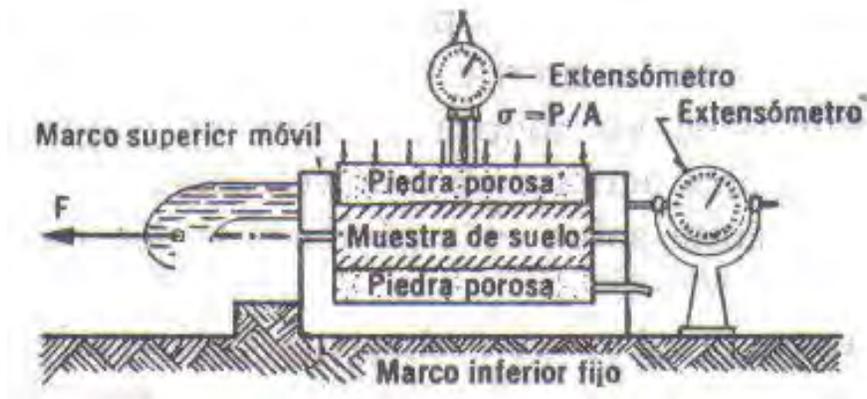


Figura 3.8. Aparato para determinar la resistencia al corte en suelos friccionantes. (Juárez Badillo, Mecánica de Suelos)

El aparato consta de dos marcos: uno fijo y el otro móvil, que contienen a la muestra de suelo, dos piedras porosas una superior y otra inferior que proporcionan drenaje libre a muestras saturadas y se sustituye por placas de confinamiento al probar muestras secas.

3.4.2 Criterio de rotura Mohr-Coulomb.

Para que se produzca el colapso (corrimiento) del suelo, se tiene que producir que en todos los puntos del plano considerado, la tensión tangencial sea mayor que la resistencia al corte. La resistencia al corte de un suelo viene dada por la siguiente expresión, propuesta por Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

Que puede obtenerse de diversas formas una de ellas es realizando la prueba llamada triaxial, que se describe a continuación.

PRUEBA TRIAXIAL.

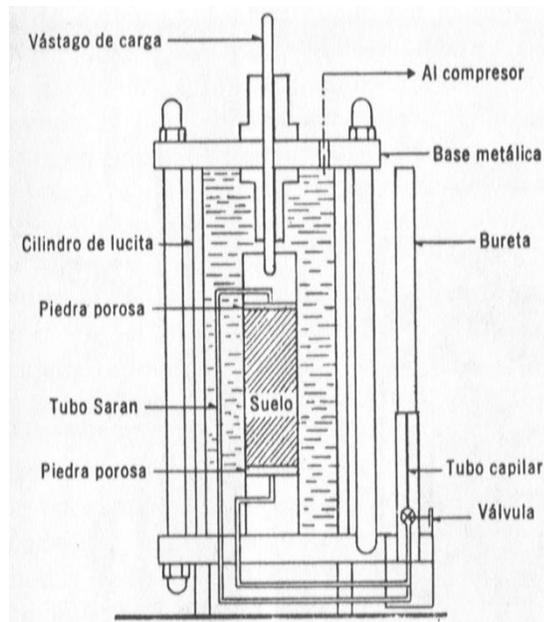


Figura 3.9. Cámara triaxial montada con un espécimen listo para probar su resistencia al corte. (Juárez Badillo, Mecánica de Suelos)

Objetivo: determinar las características de esfuerzo, deformación y resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes.

En las pruebas triaxiales la muestra se coloca dentro de una cámara llena de agua con cierta presión inicial (σ_3) y posteriormente se aplica sobre carga hasta llevar a la muestra a un esfuerzo máxima. Con los resultados obtenidos se traza la curva esfuerzo-deformación y los círculo de Mohr resultados que nos indican las características esfuerzo- deformación y resistencia de los suelos.

En la práctica se pueden realizar las siguientes pruebas de tipo triaxial:

a).- Prueba lenta:

En esta prueba primeramente se dejó consolidar la muestra sin carga únicamente con la presión del agua y posteriormente se lleva a la falla con presiones de carga muy lentamente esta prueba se realiza en suelos consolidados.

b).- Prueba rápida consolidada:

En esta prueba primero se dejó consolidar la muestra y posteriormente se lleva a la falla sin permitir drenaje de forma rápida. En esta prueba se trata de estimar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo que se carga bruscamente.

c).- Prueba rápida:

En esta prueba no se permite el drenaje y se lleva a la muestra a la falla rápidamente esta prueba es la más usada.

Los resultados que se obtienen de estas pruebas son las siguientes:

Donde el $\sigma = (\text{Kg}/\text{cm}^2)$

Grafica Esfuerzo - Deformación

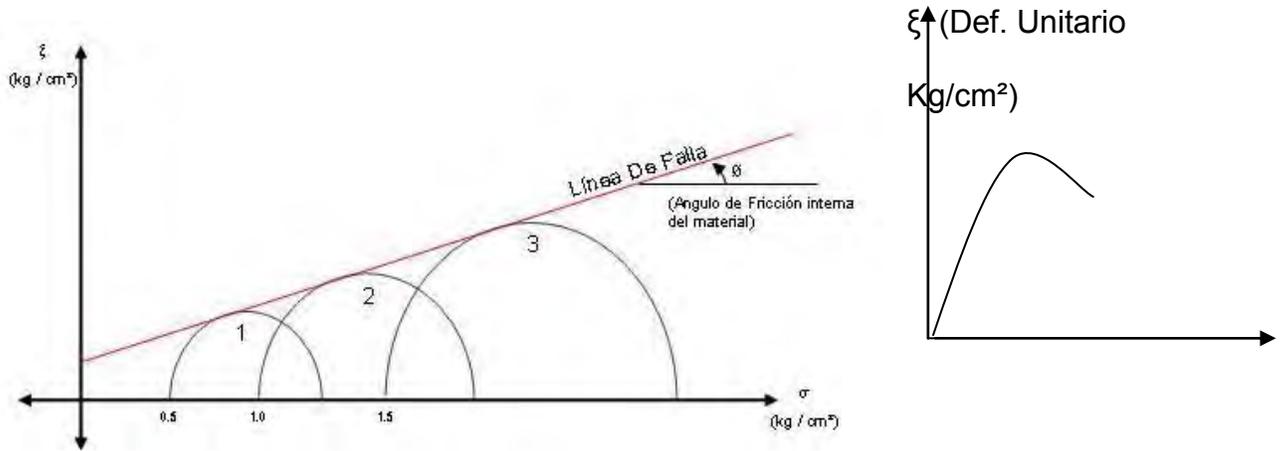


Figura 3.10. Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en campo.

Aplicando la solución Gráfica de Mohr. (Juárez Badillo, Mecánica de Suelos)

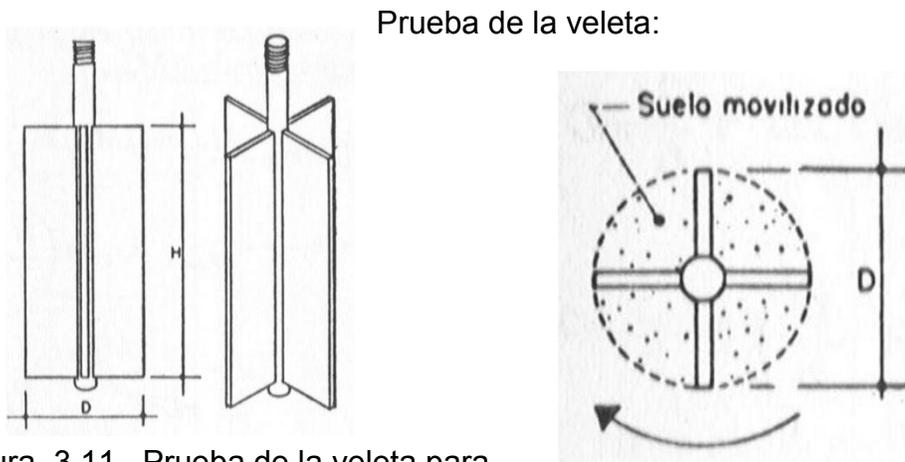


Figura 3.11. Prueba de la veleta para blandos como arcillas.

suelos

La veleta es un aparato que se utiliza para determinar en el campo la resistencia al esfuerzo cortante en suelos arcillosos sin necesidad de obtener la muestra, el aparato consta de un vástago desmontable en piezas y esta ligado a la veleta generalmente de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje que es la prolongación del vástago para efectuar la prueba una vez indicada la veleta a la profundidad deseada se aplica gradualmente un momento en su extremo superior en donde existe un mecanismo apropiado que permite medirlo.

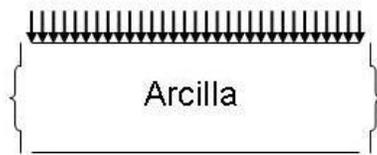
Solo es aplicable a materiales de falla plástica del tipo de las arcillas blancas.

$$\zeta = \frac{M \max}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M \max}{C}$$

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3 \quad H = 2D$$

Criterios para la

aplicación de las diferentes pruebas triaxiales:



Pemeabilidad
baja

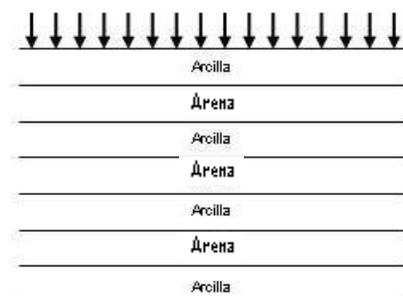
-consolidación lenta

-incremento de la resistencia del suelo

-instante crítico: al inicio de la obra.

-prueba recomendable: triaxial rápida.

Edificios, Terraplenes, etc.



Consolidación rápida(a la par con el avance de la obra)

Instante crítico. (Al final de la obra)

Prueba recomendada. (Triaxial lento)

Permeabilidad alta

Excavación:

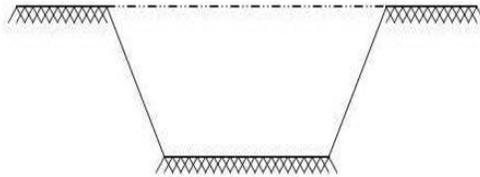


Figura 3.12. Canal de tierra lleno de agua, ejemplo para determinar que prueba triaxial se debe utilizar en este caso.

Se generan expansiones debido a la descarga de agua en el canal, y por lo tanto los esfuerzos cortantes disminuyen con el tiempo.

Instante crítico: al final de la obra.

Prueba recomendable: triaxial lento.

3.4.3 Porosidad e índice de poros.

Porosidad = (n) .

Un suelo es un sistema multifásico: sólido, líquido (agua) y gaseoso (aire).

Si el suelo está seco sólo tendrá dos fases (sólido y aire).

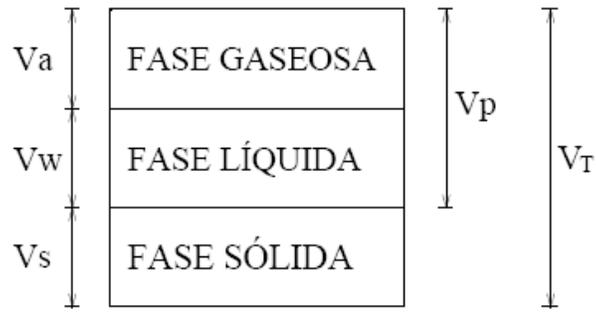


Figura 3.13. Fases encontradas en cualquier tipo de suelo.

Va: Volumen de aire.

Vw: Volumen de agua.

Vs: Volumen de sólido.

Vs: Volumen de poros.

VT: Volumen de total.

La porosidad es el cociente entre el volumen de poros y el total de un suelo y oscila entre 0 y 1.

Estos valores extremos son teóricos.

$$n = \frac{V_p}{V_T}$$

Índice de poros (e)

Es el cociente entre el volumen de poros y el de sólidos. Puede ser superior a 1 aunque no es frecuente.

$$e = \frac{V_p}{V_s},$$

de aquí se puede obtener:

$$n = \frac{V_p}{V_T} = \frac{V_p}{V_p + V_s} = \frac{e}{1 + e}$$

3.4.4 Humedad, Peso Específico y Grado de Saturación.

Contenido de humedad (=) Se trata de la humedad gravimétrica.

$$\omega = \frac{W_{H_2O}}{W_s},$$

Siendo H₂O W el peso del agua que contiene el suelo y W_s el peso del suelo seco (peso de las partículas sólidas).

Peso específico de las partículas sólidas (G_s)

Es el cociente entre el peso de las partículas sólidas y el volumen de partículas sólidas.

$$G_s = \frac{W_s}{V_s}$$

El valor de típico de G_s de las arenas es aproximadamente 2,65 T/ m³ y el de las arcillas entre 2,5 y 2,9 T/ m³.

Peso específico seco de un suelo (γ_d) Es el cociente entre el peso de las partículas sólidas y el volumen total.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_T},$$

Sustituyendo y operando se obtiene:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_T} = \frac{G_s V_s}{V_T} = \frac{G_s V_s}{V_s + V_p} = \frac{G_s}{1 + e}$$

Peso específico aparente del suelo (γ)

Depende del contenido de humedad del suelo.

$$\gamma = \frac{W_T}{V_T} = \frac{W_s + W_{H_2O}}{V_T} = \frac{W_s}{V_T} + \frac{W_{H_2O}}{V_T} = \gamma_d + \frac{W_s \omega}{V_T} = \gamma_d + \gamma_d \omega = \gamma_d (1 + \omega)$$

Peso específico saturado (γ_{sat})

Es el mayor valor que puede tomar el peso específico saturado y se produce cuando todos los poros están ocupados por agua.

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W_s + W_{\text{H}_2\text{O}}}{V_T},$$

teniendo en cuenta que el peso específico del agua es

$$\gamma_w = \frac{W_{\text{H}_2\text{O}}}{V_{\text{H}_2\text{O}}} = \frac{W_{\text{H}_2\text{O}}}{V_p}, \text{ se obtiene:}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W_s + \gamma_w V_p}{V_T} = \gamma_d + \frac{V_p \gamma_w}{V_T} = \gamma_d + n \gamma_w = \gamma_d + \frac{V_p}{V_T} \frac{W_{\text{H}_2\text{O}}}{V_p} = \gamma_d + \frac{W_{\text{H}_2\text{O}}}{V_T} = \gamma_d (1 + \omega)$$

Puesto que, en este caso, el suelo se encuentra en saturación, el contenido de humedad será ω_{sat} , por lo que:

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d (1 + \omega_{\text{sat}})$$

Peso específico sumergido (γ_{sum} o γ')

Se produce cuando un material está por debajo del nivel freático. Se determina como la diferencia del peso específico saturado y el peso específico del agua.

$$\gamma_{\text{sum}} = \gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = \gamma_d + n \gamma_w - \gamma_w = \gamma_d + \gamma_w (n - 1)$$

Grado de saturación (S) Es la fracción de poros rellena de agua.

$$S = \frac{V_{H_2O}}{V_p}$$

En suelo seco $S = 0$ y en suelo saturado $S = 1$; Teniendo en cuenta que:

$$V_{H_2O} = \frac{W_{H_2O}}{\gamma_w} = \frac{\omega W_s}{\gamma_w} \text{ y que } G_s = \frac{W_s}{V_s}$$

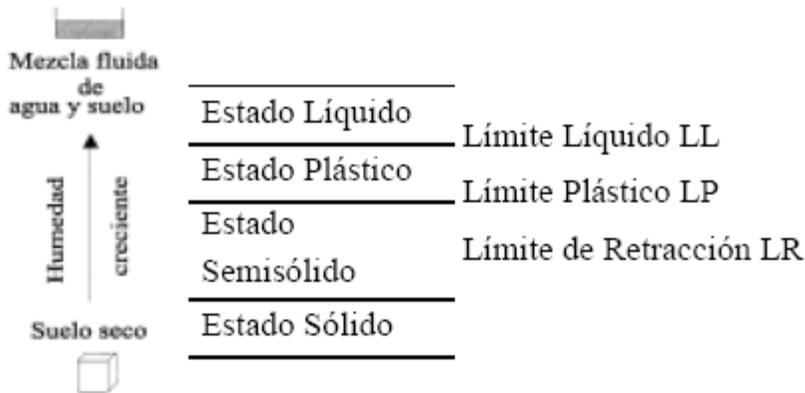
Obtenemos.

$$S = \frac{\omega W_s}{V_p \gamma_w} = \frac{\omega V_s G_s}{V_p \gamma_w} = \frac{(\omega V_s G_s) / V_s}{(V_p \gamma_w) / V_s} = \frac{\omega G_s}{e \gamma_w}$$

3.5 Plasticidad (Límites de Atterberg).

Los límites de Atterberg generan información sobre el estado de consistencia o cohesión de las partículas de un suelo. El parámetro que regula el estado de cohesión de un suelo es el contenido de humedad y a medida que ésta disminuye el suelo puede pasar por los estados líquido, plástico, semisólido y sólido, estableciéndose entre ellos los límites líquido, plástico y de retracción.

Límites de Atterberg y estados de consistencia de un suelo



Clasificación de los estados límite de Atterberg Figura 3.14.

Si tomamos un terrón de suelo arcilloso, seco, presenta un estado sólido que hace difícil desmenuzarlo manualmente. Si sobre este terrón hacemos gotear agua, poco a poco, llega un momento en que se aprecia que se hincha, se ha alcanzado el límite de retracción (LR); si continuamos echando agua, el terrón comienza a desmenuzarse pero sin poderse moldear, estamos en el estado semisólido, que finaliza en el momento en el cual se obtiene una masa que se amasa fácilmente sin roturas ni desmenuzamiento. Se ha llegado al límite plástico (LP). Si se sigue añadiendo agua, la masa se va convirtiendo en demasiado moldeable, estamos en el estado plástico, hasta que la masa fluye, llegando al límite líquido (LL), a partir del cual se está en el estado líquido.

Para la determinación de los Límites de Atterberg se utiliza solamente la porción de suelo que pasa por el tamiz de 0,40 mm (nº 40 ASTM).

El límite líquido se determina con el ensayo de la cuchara de Casagrande. En el fondo de una cuchara mecánica se pone una porción de suelo amasado con

una cierta cantidad de agua, formando un casquete esférico que se divide en dos partes iguales, con un acanalador normalizado, formando un surco. Se agita la cuchara a razón de dos golpes por segundo, hasta que los bordes del surco en el fondo de la cuchara se unan, y se cuenta el número de golpes para cada diferente porcentaje de humedad. El porcentaje de humedad que corresponde a 25 golpes, es el límite líquido.



(a)



(b)

Foto 3.8. Copa de Casagrande. Copa de Casagrande y equipo para determinar los límites de Atterberg. (Fuente Propia)

El Límite Plástico corresponde a la menor humedad de un suelo que permite realizar con él pequeños cilindros de 3 mm de diámetro. Si los cilindros se rompen con un diámetro superior a 3 mm, la humedad es inferior al LP y si se rompen con un diámetro inferior, la humedad del suelo supera al LP.

El Límite de Retracción es el contenido de humedad por debajo del cual, una pérdida de agua por secado, no produce una reducción de volumen de suelo.

Otro parámetro importante es el Índice de Plasticidad (IP) que es la diferencia entre los límites líquido y plástico e indica el intervalo de humedades entre las cuales el suelo se comporta como un material plástico, es decir mide la plasticidad del suelo.

$$IP = LL-LP$$

Un límite líquido alto indica una alta elasticidad del suelo. Un valor muy alto del índice plástico significa una alta probabilidad de hinchamiento. La plasticidad se corresponde con otras propiedades del suelo como son la cohesión, la permeabilidad, el entumecimiento o la compresibilidad. No interesa que el material tenga plasticidad porque si se aplica una carga el material se deforma. Es recomendable, por tanto, suelos que tengan comportamiento elástico con deformaciones recuperables por lo que conviene que el IP sea pequeño.

Tipo de suelo	Arena	Limo	Arcilla
Límite líquido	15-20	30-40	40-150
Límite plástico	-	20-25	25-50
Límite de retracción	12-18	14-15	8-35

Tabla 3.3. Valores orientativos de los límites de Atterberg (humedad gravimétrica) para diferentes suelos. (Juárez Badillo, Mecánica de Suelos)

3.6 Clasificación ASTM.

Se determina a partir de la granulometría, la uniformidad, los límites de Atterberg y el contenido en materia orgánica. En la clasificación se usará únicamente el material pasante por el tamiz de 3”.

El sistema divide los suelos en dos grupos principales, gruesos y finos, en función del pasante por el tamiz nº 200 ASTM. Los suelos de grano grueso se dividen en gravas y arenas según el pasante por el tamiz nº 4 ASTM. Estas gravas o arenas, a su vez, se clasifican dependiendo del porcentaje de finos que presentan (% del pasante por el tamiz nº 200 ASTM) en limpias y sucias.

Las gravas y arenas limpias se dividen en bien graduadas o mal graduadas en función de los coeficientes C_c y C_u . Las gravas y arenas sucias se diferencian en función del índice de plasticidad y la línea A del ábaco de plasticidad de Casagrande.

En el caso de gravas y arenas pueden existir, además, símbolos dobles si el porcentaje de finos está entre el 5 y 12 % o si el suelo se encuentra sobre la línea A, del ábaco de plasticidad de Casagrande, y el índice de plasticidad entre 4 y 7. Una simbología corresponderá a uno de los grupos de las gravas o arenas limpias, aquella que cumpla los requisitos, y otra a uno de los grupos de las gravas o arenas con finos, el que cumpla los requisitos. Las gravas con símbolo doble podrán ser GC-GW, GM-GW, GC-GP o GM-GP. Las posibles arenas con símbolo serán SC-SW, SM-SW, SC-SP o SM-SP.

Con el Índice de Plasticidad y el Límite Líquido se obtiene la posición del suelo en el gráfico de plasticidad de Casagrande. La ecuación de la línea A es:

$$IP = 0.73 (LL - 20)$$

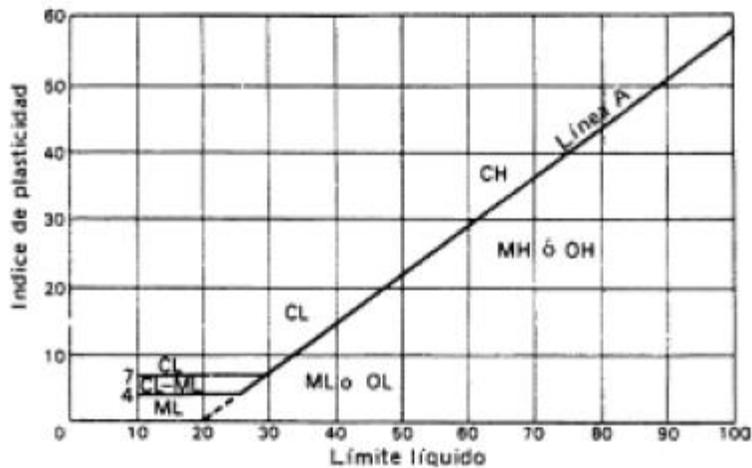


Tabla 3.4. Ábaco de plasticidad de Casagrande.

Los suelos de grano fino se clasifican en función del IP y LL, haciendo uso del ábaco de plasticidad de Casagrande.

Descripción		Símbolos de grupo	Criterios de laboratorio				
			Finos (%)	Gradación	Plasticidad	Notas	
Grano grueso [Más de 50% de tamaño mayor que la medida del tamiz No.200 (0.074 mm)]	Gravas [Más de 50% de la fracción gruesa, es retenida por el tamiz n° 4 (4.76 mm)]	Gravas bien escalonadas, gravas arenosas, con escasos finos o sin ellos	GW	0 - 5	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $1 < C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} < 3$	Símbolos duales si los finos van de 5 a 12% . Símbolos duales si están sobre la línea A, y $4 < I_p < 7$	
		Gravas pobremente esca-lo-nadas, arenosas, con escasos finos o sin ellos	GP	0 - 5			
		Gravas sedimentarias, gravas arenosas arcillosas	GM	> 12			Por debajo de la línea "A" o $I_p < 4$
	Arenas [Más de 50% de la fracción gruesa, pasa por el tamiz n° 4 (4.76 mm)]	Gravas arcillosas, gravas arenosas arcillosas	GC	> 12	Por encima de la línea "A" con $I_p > 7$		
		Arenas bien escalonadas, arenas con grava, con pocos finos o sin ellos	SW	0 - 5	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $1 < C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} < 3$		
		Arenas pobremente esca-lo-nadas, arenas con gravas, con pocos finos o sin ellos	SP	0 - 5			
	Arenas sedimentarias	SM	> 12	Por debajo de la línea "A" o $I_p < 4$			
	Arenas arcillosas	SC	> 12	Por encima de la línea "A" con $I_p > 7$			
		Grano fino [Más de 50% de tamaño menor que la medida del tamiz No.200 (0.074 mm)]	Sedimentos y arcillas	ML	Usar diagrama de plasticidad		
	Sedimentos inorgánicos, arenas finas sedimentarias o arcillosas, con leve plasticidad		CL	Usar diagrama de plasticidad			
Arcillas inorgánicas, sedimentarias, arenosas de baja plasticidad	OL		Usar diagrama de plasticidad				
Sedimentos orgánicos y arcillas sedimentarias orgánicas de baja plasticidad	NH		Usar diagrama de plasticidad				
Sedimentos orgánicos de alta plasticidad	CH		Usar diagrama de plasticidad				
Arcillas inorgánicas de alta plasticidad	OH		Usar diagrama de plasticidad				
Arcillas orgánicas de alta plasticidad			Usar diagrama de plasticidad				
Suelos altamente orgánicos	Turba y suelos altamente orgánicos	Pt					

Tabla 3.5. Clasificación de los suelos según la ASTM.

Una vez conocido el tipo de suelo en cuestión se puede recurrir a la información cualitativa que proporciona la clasificación de los diferentes grupos de suelos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos para su empleo en diferentes obras.

Tipo de suelo	Propiedades más importantes			Aptitud relativa para presas de tierra		
	Permeabilidad	Resistencia al corte	Compresibilidad	Homogéneas	Núcleo	Espaldones
GW	Permeable	Excelente	Despreciable	No apto	No apto	Buena
GP	Muy permeable	Buena	Despreciable	No apto	No apto	Buena
GM	Semipermeable a impermeable	Buena	Despreciable	Buena	Regular	No apto
Tipo de suelo	Propiedades más importantes			Aptitud relativa para presas de tierra		
	Permeabilidad	Resistencia al corte	Compresibilidad	Homogéneas	Núcleo	Espaldones
GC	Impermeable	Buena a regular	Muy baja	Buena	Buena	No apto
SW	Permeable	Excelente	Despreciable	No apto	No apto	Buena
SP	Permeable	Buena	Muy baja	No apto	No apto	Regular
SM	Semipermeable a impermeable	Buena	Baja	Regular	Regular	No apto
SC	Impermeable	Buena a regular	Baja	Buena	Buena	No apto
ML	Semipermeable a impermeable	Regular	Media	Regular	Regular	No apto
CL		Regular	Media	Regular	Buena	No apto
OL	Semipermeable a impermeable	Deficiente	Media	Mala	Mala	No apto
MH	Semipermeable a impermeable	Regular a deficiente	Elevada	Mala	Mala	No apto
CH	Impermeable	Deficiente	Elevada	Mala	Mala	No apto
OH	Impermeable	Deficiente	Elevada	Mala	Mala	No apto
Pt	-	-	-	-	No apto	No apto

Tabla 3.6. Propiedades y aplicaciones de los suelos en obras de ingeniería.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

Para efectuar dicho estudio se empleó la investigación no experimental de tipo transversal o transeccional, utilizando el método científico de enfoque cuantitativo, con un alcance de tipo descriptivo. Para la recolección de los datos que permitieran conocer la estabilidad del talud se emplearon instrumentos como la observación cuantitativa participante, pruebas estandarizadas y la recopilación de contenidos para llevar a cabo el análisis estadístico. En el presente capítulo se describirá cada uno de ellos.

4.1 Método empleado.

Para la realización de la presente tesis se utilizó el método matemático ya que fue necesario la obtención de datos numéricos por lo tanto el método utilizado fue el científico, además se utilizó un enfoque cuantitativo ya que según Mendieta Alatorre (2005) en cualquier investigación que contenga resultados en los cuales es necesario hacer una comparación de hipótesis, o una comprobación para afirmar o negar algún suceso en estudio, se está haciendo referencia al método cuantitativo.

4.2 Enfoque de la investigación.

Debido que a la investigación cuantitativa según Hernández (2005), otorga la posibilidad de generalizar resultados ampliamente, también proporciona un punto de vista de conteo y magnitud de los fenómenos en estudio, con esto se facilita la réplica y la comparación de fenómenos con los sucesos que están en proceso de estudio, por tal motivo en la presente tesis se utilizó el método cuantitativo, ya que es también el más utilizado por las ciencias exactas, teniendo a su vez una importante conexión con la ingeniería ya que de dichas ciencias depende el desarrollo de la ingeniería.

4.2.1 Alcance de la investigación.

El estudio de tipo descriptivo fue el alcance del presente trabajo de investigación ya que la opinión de Hernández (2005) éste tiene como características principales describir eventos, situaciones y hechos, asiendo posible llevar a cabo la determinación de un fenómeno, dicho estudios intentan recopilar información de una forma independiente o conjunta de los conceptos o variables a las que se estén investigando, teniendo en cuenta que no tienen como objetivo indicar como se relacionan las variables medidas.

4.3 Diseño de la investigación.

Para efectuar dicho estudio se empleó la investigación no experimental de tipo transeccional o transversal descriptivo, ya que dichas investigaciones tienen como objetivo, “indagar la incidencia y los valores en que se manifiestan una o mas variables (dentro del enfoque cuantitativo) o ubicar, categorizar y proporcionar una visión de una comunidad, un evento, un contexto, un fenómeno o una situación (describirla, como su nombre lo indica, dentro del enfoque cualitativo).” (Hernández; 2005: 273)

4.3.1 Investigación transeccional.

Se utilizó la investigación transeccional o transversal para llevar a cabo la presente tesis, ya que estos diseños “recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único. Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado.” (Hernández; 2005: 270), es describir exactamente como esta sucediendo un determinado fenómeno en un lapso de tiempo determinado, pueden abarcar varios grupos de personas, objetos, así como diferentes tipos de localidades, situaciones o eventos, esto con la finalidad de ubicar, categorizar y proporcionar una visión de cada uno de los fenómenos mencionados anteriormente en este párrafo.

4.4 Instrumentos de recopilación de datos.

Existen varios métodos para la selección de datos, según opinión de Hernández (2005), ya que en estudios cuantitativos es común introducir cuestionarios como herramientas estadísticas, además de pruebas estandarizadas esto con la finalidad de obtener un análisis estadístico adecuado, el mismo fenómeno surge en investigaciones cualitativas pero con la diferencia de utilizar otras herramientas de análisis como entrevistas, observaciones y documentos para tener una perspectiva amplia del tema en estudio, se pueden utilizar los dos métodos en una investigación, sin olvidar aspectos fundamentales para recopilar datos los cuales son:

- “Seleccionar uno o varios métodos o instrumentos disponibles o desarrollados, tanto cuantitativos como cualitativos, dependiendo del enfoque del estudio, del planteamiento del problema y de los alcances de la investigación.
- Aplicar el (los) instrumento (s).
- Preparar las mediciones obtenidas o datos levantados para analizarlos correctamente”.(Hernández; 2005: 477)

Además cualquier instrumento de recolección de datos debe cumplir dos requisitos fundamentales confiabilidad y validez.

“La confiabilidad cuantitativa se refiere al grado en que la aplicación repetida de un instrumento de medición, al mismo sujeto u objeto, produce iguales resultados.

La validez cuantitativa se refiere al grado en que el instrumento de medición mide realmente la(s) variable(s) que pretende medir.

Se pueden aportar tres tipos de evidencia para la validez cuantitativa: evidencia relacionada con el contenido, evidencia relacionada con el criterio y evidencia relacionada con el constructo.” (Hernández; 2005: 477)

4.5 Descripción del proceso de investigación.

La presente investigación se desarrolló en primera instancia ubicando el talud en estudio, para subsecuentemente verificar de manera visual si el terreno no presentaba fallas superficiales o agrietamientos considerables, para verificar en que condiciones se encontraba el corte que presentaba el cerro de Jicalán.

Posteriormente fue preciso realizar la investigación documental para obtener la base teórica que soportara el corte efectuado al cerro de jicalán. Surgiendo la necesidad de establecer el encuadre metodológico adecuado para definir el alcance del estudio así como determinar los instrumentos que se deberán utilizar para la recopilación de datos.

Consecutivamente se realizó la obtención de datos en el laboratorio de mecánica de suelos, Escuela de Ingeniería Civil (UDV), efectuándose todas las pruebas estandarizadas y mencionadas en el capítulo tres de la presente investigación, posteriormente se obtuvieron las coordenadas del talud en estudio por medio de una estación total, se capturaron los datos en programas de

computo como auto cad, Exel, geoestudio y prolink, además se hizo un análisis con la teoría de Fellenius para determinar el factor de seguridad y con ello la estabilidad del talud en investigación, todo esto se realizó cumpliendo con los objetivos y preguntas de la presente investigación.

4.6 Análisis de resultados.

Para calcular la estabilidad de los taludes en suelos cuya resistencia depende del esfuerzo normal, como lo es este caso, es necesario calcular el esfuerzo normal efectivo a lo largo de la superficie de falla. No se dispone de una solución rigurosa para los esfuerzos normales, pero el método de las dovelas, desarrollado por Fellenius, ha comprobado que es suficientemente aproximado para estos cálculos. Para hacer el análisis es necesario tantear un gran número de posibles superficies de falla; la que tenga el factor de seguridad menor será la superficie más crítica, esto es, la superficie en la cual es más probable que ocurra la falla, considerando según Juárez Badillo (2005), que dicho factor no deberá ser menor que 1.5.

En este apartado se abordará y analizarán los resultados obtenidos en laboratorio por medio de las pruebas estandarizadas mencionadas en el capítulo tercero de la presente investigación (observar anexos 1 a 8), con la finalidad de introducir los datos obtenidos al programa geostudio para determinar el factor de seguridad y por lo tanto la estabilidad que tiene el talud en investigación, se necesitarán una serie de datos como la cohesión del suelo, el ángulo de fricción interna y el peso volumétrico cuyos datos serán de suma importancia para el análisis de dicha de estabilidad, se analizarán considerando el método de las dovelas que tiene un grado razonable de exactitud en la gran mayoría de casos.

Se aplicarán los métodos de análisis MORGENSTERN-PRICE (1965) el cual es un método de análisis exacto, que se puede aplicar a líneas de falla de

cualquier tipo, además se utilizarán los métodos aproximados y precisos como el método de BISHOP (1955), el cual supone que las fuerzas de las caras laterales son horizontales, solo satisface el equilibrio de momentos y no el de fuerzas horizontales, es un método de líneas de roturas circulares, también se analizará por el método ordinario de FELLENIUS (1927), el cual se basa en la suposición de que la resultante de las fuerzas laterales en las caras de las rebanadas actúa paralelamente a la base de las mismas, solo satisface el equilibrio de momentos, tiene aplicación a superficies de falla circulares, además se utilizará el método de JANBU (1954), el cual supone los $n-1$ de b , posiciones de los empujes normales a las caras de las dovelas, es de aplicación a superficies de falla cualesquiera, no cumple el equilibrio de momentos y si el de fuerzas.

Además se concentrará la información necesaria para determinar las características índices del suelo del talud en estudio (observar anexos 1 a 7).

4.6.1 Geometría del talud.

Las coordenadas obtenidas en campo por medio de la topografía son ilustradas en la siguiente figura, dichos datos son de mucha importancia para realizar el análisis de estabilidad de taludes, pues se obtienen las características geométricas del talud en estudio, tales como altura, ancho y grado de inclinación respecto con la horizontal.

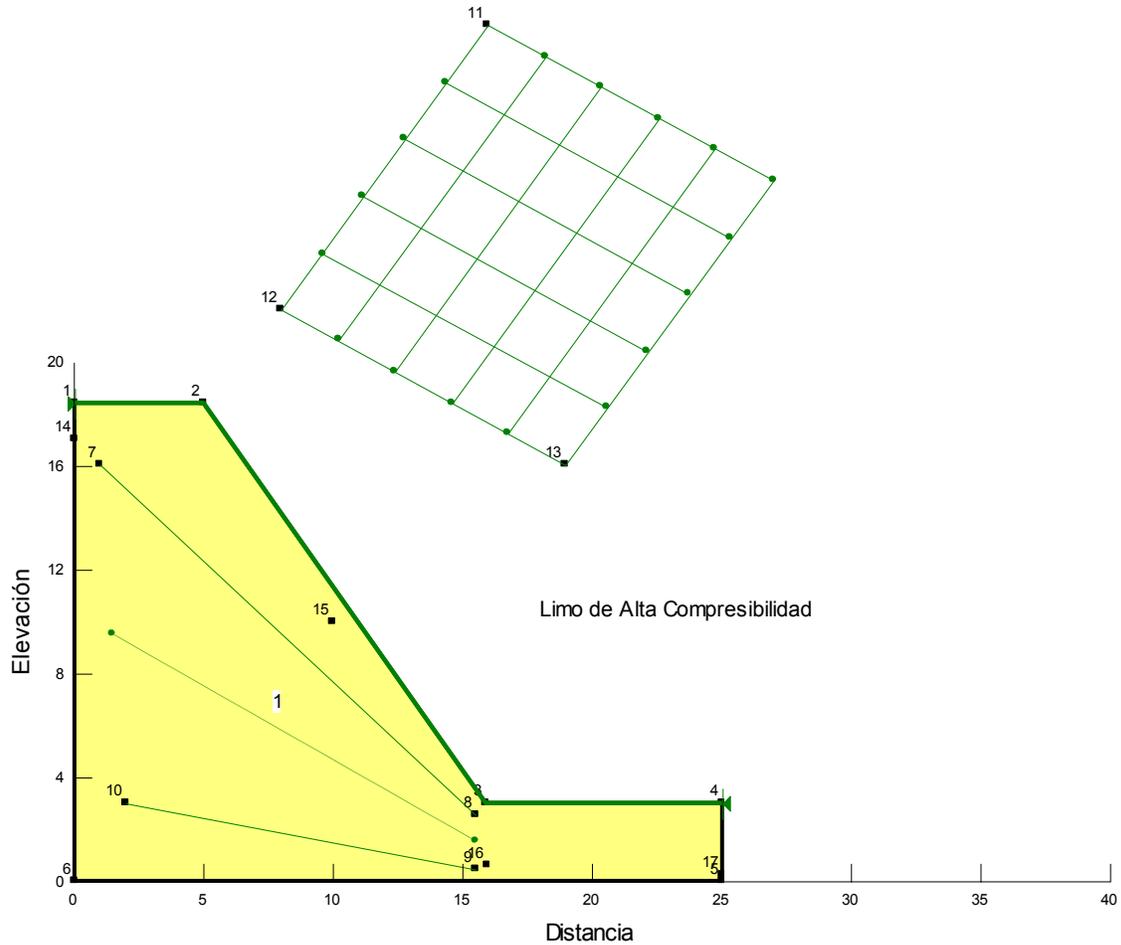


Figura 4.1. Dimensiones geometricas en los ejes X,Y obtenido del perfil longitudinal del corte del cerro de Jicalán.

4.6.2 Propiedades del material.

A continuación se presentaran las propiedades del suelo que se esta analizando, anotando sus carateriscas como la cohesión, el angulo de fricción interna, el peso especifico, ademas se obtendran con estos datos y aplicando las formulas de estabilidad de taludes correspondientes a este caso en particular las fuerzas actuantes en el suelo del talud en estudio.

Soil 1

Soil Model Mohr-Coulomb

Unit Weight 11.73 kN/m³

Cohesion 27.704

Phi 27

Piezometric Line # 1, Ru 0, Pore-Air Pressure 0 kPa.

Slice 1 - Morgenstern-Price Method

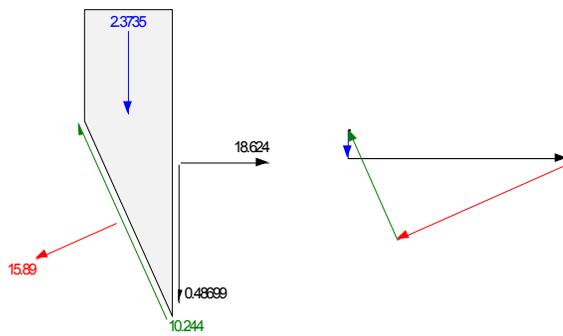


Figura 4.2. Visualización gráfica de las fuerzas actuantes.

Slice 1 - Morgenstern-Price Method

Factor of Safety 1.9896

Phi Angle 27 °

C (Strength) 27.704 kPa

C (Force) 28.478 kN

Pore Water Pressure 0 kPa

Pore Water Force 0 kN

Pore Air Pressure 0 kPa

Pore Air Force 0 kN

Phi B Angle 0 °

Slice Width 0.41984 m

Mid-Height 0.48196 m

Base Length 1.0279 m

Base Angle -65.892 °

Anisotropic Strength Mod. 1

Applied Lambda 0.25

Weight (incl. Vert. Seismic) 2.3735 kN

Base Normal Force 15.89 kN

Base Normal Stress 15.458 kPa

Base Shear Res. Force -20.381 kN

Base Shear Res. Stress -19.827 kPa

Base Shear Mob. Force -10.244 kN

Base Shear Mob. Stress -9.9655 kPa

Left Side Normal Force 0 kN

Left Side Shear Force 0 kN

Right Side Normal Force 18.624 kN

Right Side Shear Force 0.48699 kN

Horizontal Seismic Force 0 kN

Line Load 0 kN

Reinforcement Load Used 0 kN

Reinf. Shear Load Used 0 kN

Surface Pressure Load 0 kN

Polygon Closure 9.312e-002 kN

Top Left Coordinate 1.6413 m, 18.4 m

Top Right Coordinate 2.0611 m, 18.4 m

Bottom Left Coordinate 1.6413 m, 18.4 m

Bottom Right Coordinate 2.0611 m, 17.462 m

4.6.3 Línea de falla circular crítica.

Aplicando el análisis de estabilidad de taludes se obtienen la ruta de la falla crítica, donde el factor de seguridad es más bajo que en cualquier otra ruta de falla que se pueda establecer en este análisis, tal ruta se muestra en la figura 4.3.

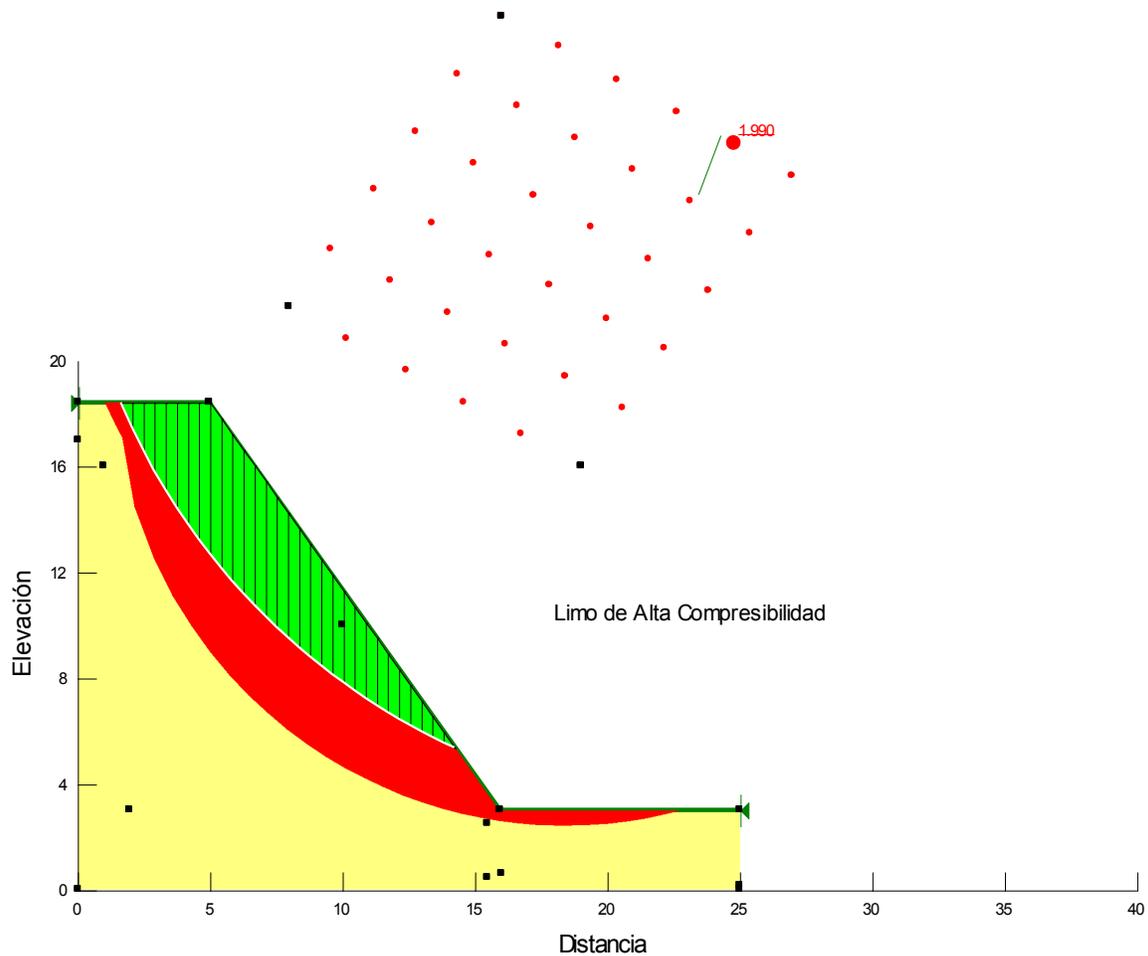


Figura 4.3. Se observa con rojo el círculo de falla crítica, además se señala con color verde otra posible línea de falla, la cual es considerada según el método sueco como una falla local.

4.6.4 Masa deslizando.

La masa deslizando está en función del volumen que se obtiene de las condiciones geométricas del talud, además es importante también el peso específico del suelo del talud en análisis ya que estos parámetros son necesarios para determinar los esfuerzos a los cuales estará sometido el talud, tales como fuerzas y momentos que deberá soportar el suelo para lograr ser estable o no según sea el caso.

Parameter

Method Morgenstern-Price

Factor of Safety 1.99

Total Volume 42.371 m³

Total Weight 497.01 kN

Total Resisting Moment 17409 kN-m

Total Activating Moment 8750.3 kN-m

Total Resisting Force 478.29 kN

Total Activating Force 239.49 kN

4.6.5 Factores de seguridad.

Del análisis anterior se obtiene una serie de parámetros o factores de seguridad los cuales se observan a continuación dándonos una clara visión de la estabilidad que presenta el talud del cerro de Jicalán.

Método de Morgenstern-Price $F_s = 1.997$

Método ordinario de Fellenius $F_s = 1.717$

Método de Bishop $F_s = 1.726$

Método de Janbu $F_s = 1.809$

CONCLUSIONES

Las conclusiones obtenidas en esta investigación se formularon respecto al trabajo de campo y laboratorio realizado en función de las pruebas estandarizadas como densidad de sólidos, granulometría, determinación de los límites de Atterberg, clasificación del SUCS, compresión triaxial; analizándose los datos obtenidos en el laboratorio en condiciones de campo e introduciendo la información al programa Geostudio-slope, cuya información consta de tres datos fundamentales los cuales son ángulo de fricción interna, cohesión y peso volumétrico, cabe mencionar que en los datos se toma en cuenta solamente las características que posee el suelo en las condiciones que se encontró en campo cuando se extrajo la muestra inalterada, posteriormente se analizara la información con la fundamentación teórica de los capítulos 1, 2 y 3 para determinar la estabilidad del talud.

Es preciso mencionar que se cumplieron todos los objetivos propuestos al inicio de la presente investigación, como lo fue Identificar las características del suelo del talud, revisar la estabilidad del talud, determinar las características del talud.

Se considera que el corte efectuado al talud del cerro de Jicalán que colinda con el Fraccionamiento San Pablo, ubicado al suroeste de la Cd. de Uruapan Mich. Presenta un factor de seguridad mayor al mínimo el cual fue obtenido con los siguientes métodos: Método de Morgenstern-Price $F_s = 1.997$, Método de

Fellenius $F_s = 1.717$, Método de Bishop $F_s = 1.726$, Método de Janbu $F_s = 1.809$. Los cuales superan favorablemente respecto a la estabilidad del talud siendo el factor mínimo establecido de 1.5, por lo tanto se deduce que el talud presenta estabilidad; por lo que no tiene riesgo de colapsar y ocasionar daños a los residentes vecinos del talud.

✓ El grado de inclinación que nos arrojaron las mediciones topográficas mediante el empleo de la estación total y en conjunto con el programa civilcad para el análisis de las coordenadas es de 54° respecto a la horizontal y partiendo del origen en sentido contrario a las manecillas del reloj.

✓ Esta investigación permitirá a los estudiantes de esta institución conocer las diferentes fallas de deslizamiento y métodos para analizar diferentes tipos de suelo, así como el procedimiento de las pruebas estandarizadas que se tienen que hacer para obtener la estabilidad de cualquier talud, además de identificar las propiedades índices del suelo del sitio donde se ubica el talud, las cuales serán de utilidad para diversas actividades constructivas referentes a la mecánica de suelos.

✓ Debido a la existencia del Fraccionamiento San Pablo el cual está en desarrollo constructivo en dicho corte se determina que el talud es estable a todo lo largo del corte por lo que no afectará a las construcciones vecinas al terreno donde se realizó la extracción de suelo para la construcción del fraccionamiento.

✓ Se determina que aquellos que habitan las viviendas ubicadas en el margen del talud que se investigó pueden tener la seguridad que su masa no tendrá movimientos de suelo considerables que afecten las condiciones ideales de su vivienda. Aunque se considera viable que no se pase por desapercibido que la ubicación de viviendas no debe estar en márgenes de cerros, además que todo talud tiene una degradación natural mediante el intemperismo, el cual pudiera ocasionar problemas como laterilla, flujo de agua por la superficie del talud, ocasionando molestias menores.

✓ Los resultados topográficos del talud, que se obtuvieron son altura de la corona 15.39 mt, siendo esta altura la mayor del perfil, con una inclinación de 54° respecto a la horizontal.

✓ En cuanto a la mecánica de suelos, el talud está constituido por un MH limo de alta compresibilidad e impermeable, la cohesión es de 0.2825 kg/cm^2 siendo este un valor elevado lo cual lleva a determinar que posee un esfuerzo cortante relativamente alto y por lo tanto una estabilidad considerable, el ángulo de fricción interna es de 27° , el peso volumétrico es de 1.19 ton/m^3 siendo un material relativamente ligero; Estos datos son tomados en cuenta para el estudio del talud por lo que se consideran generadores y relevantes para la idealización de la estabilidad de los mismos.

BIBLIOGRAFÍA.

Barros Peña José. (2001)

Muros de Contención.

Ediciones CEAC, S.A. Barcelona España.

Colindres Rafael 2da edición. (1993)

Dinámica de suelos y estructuras.

Editorial Limusa, México.

Juárez Badillo, Eulalio. (2005)

Mecánica de Suelos, Tomo 1 y Tomo 3.

Limusa Noriega Editores, México.

Juárez Badillo Eulalio. (2007)

Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos Tomo 2.

Limusa Noriega Editores. México.

Lambe T. William, Whitman Robert V. (1994)

Mecánica de Suelos.

Editorial Limusa, México.

Miranda Domínguez C. Betzabe, Rodríguez Corona María Isabel. (1999)
Propiedades Índice y Mecánicas en suelos de Uruapan, mich.
Tesis inédita de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco A.C.
de Uruapan, Michoacán, México.

Schreiner, H.D. (1987)
State of the Art Review on Expansive Soils.
Imperial College, London.

Sowers George B, Sowers George F. (1993)
Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones.
Editorial Limusa, S.A de C.V. México.

Terrazas S. Álvaro. (2006)
Pruebas de laboratorio de mecánica de suelos.
Tesis inédita de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco A.C.
de Uruapan, Michoacán, México.

Whitlow Roy. (1994)
Fundamentos de Mecánica de Suelos, segunda edición.
Compañía Editorial Continental, México.

OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN.

A) Apuntes de clases.

Blanco Simiano, Anastasio. (2006)

Apuntes de la materia comportamientos de suelos.

Escuela de ingeniería civil de la Universidad Don Vasco A.C.

Brito Chávez, Esteban. (2007)

Apuntes de la materia de Mecanica de suelos.

Escuela de ingeniería civil de la Universidad Don Vasco A.C.

B) Páginas Electrónicas.

Gonzalo Duque, Escobar (2002)

Propiedades Hidráulicas de los suelos.

[Htt://www.geocities.com/geotecnicaysuelos/cap6.pdf](http://www.geocities.com/geotecnicaysuelos/cap6.pdf)

Universidad de Stanford, CA.

Apuntes de Mecánica de Suelos.

[Htt://www.stanford.edu/~psanz/MecanicaSuelos-HO/TE_Dilatancia.pdf](http://www.stanford.edu/~psanz/MecanicaSuelos-HO/TE_Dilatancia.pdf)

Zea Constantino, Carmelino (2004)

Notas Sobre los Fundamentos de La Mecánica de Suelos.

[Htt://www.ingenieria.unam.mx/~posgradoingcivil/DocsGeotecnica/PropeFunMecSue2005V1.pdf](http://www.ingenieria.unam.mx/~posgradoingcivil/DocsGeotecnica/PropeFunMecSue2005V1.pdf)

ANEXOS

GRANULOMETRIA DE SUELO FINO.

TIPO DE OBRA: TALUD DEL CERRO DE JICALÁN.

LOCALIZACION: JICALÁN

ENSAYE N°: UNO SONDEO UNICO MUESTRA N°: UNICA

DESCRIPCION DE L MATERIAL: Color café claro, partículas

color rojo.

FECHA: 09/11/2007

PROFUND: 0.5 Mts

OPERADOR Carrillo

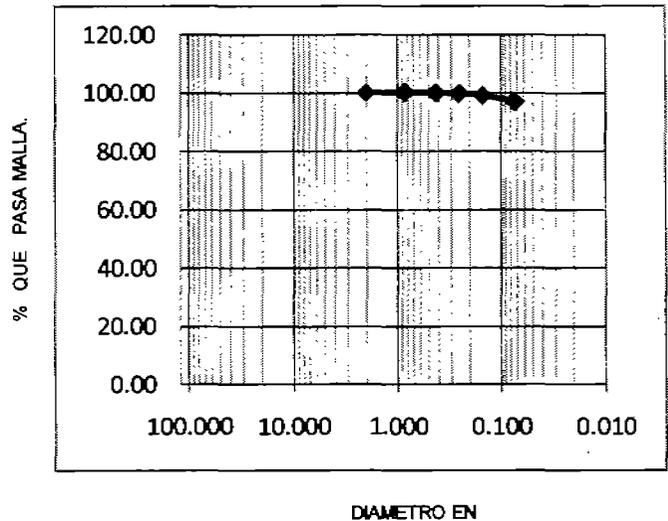
CALCULO: Carrillo

PESO VOLUMETRICO SECO	SUELTO	
PESO BRUTO	5015	gr
PESO DE TARA	230	gr
PESO NETO (Pn)	4785	gr
VOLUMEN DE TARA (V)	4000	lt
PESO VOLUMETRICO (Pn/V)	1.19625	ton/m ³

%W NAT =	36.17	
PESO HUMEDO =	195	gm
PESO SECO =	143.2	gm

ANALISIS GRANULOMETRICO			
MALLA	RETENIDO (gr)	RETENIDO (%)	% QUE PASA
10	0.00	0.000	100.00
20	0.02	0.013	99.99
40	0.03	0.020	99.97
60	0.39	0.260	99.71
100	0.90	0.600	99.11
200	3.05	2.033	97.07
RETENIDO	145.61	97.073	0.00
	0.00		
SUMA	150.00	Suelo Fino	

GRAFICA GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES:

NORMA

MODULO DE FINURA 1.04

MATERIA ORGANICA

SEDIMENTACION

LA MUESTRA EN ESTUDIO CONTIENE UN ALTO INDICE DE PARTICULAS GRANULARES FINAS.

SUELO FINO

ACEPTABLE

ACEPTABLE

ACEPTABLE

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

DENSIDAD DE SÓLIDOS O PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE LOS SÓLIDOS.

TIPO DE OBRA: TALUD DEL CERRO DE JICALÁN FECHA: 24/06/2008
 LOCALIZACION: JICALÁN PROFUND.: 0.5 Mts
 ENSAYE N°: 1 SONDEO N°: UNICO MUESTRA N°: UNICA OPERADOR: LAB.
 DESCRIPCION DE L MATERIAL: _____ CALCULO: LAB.

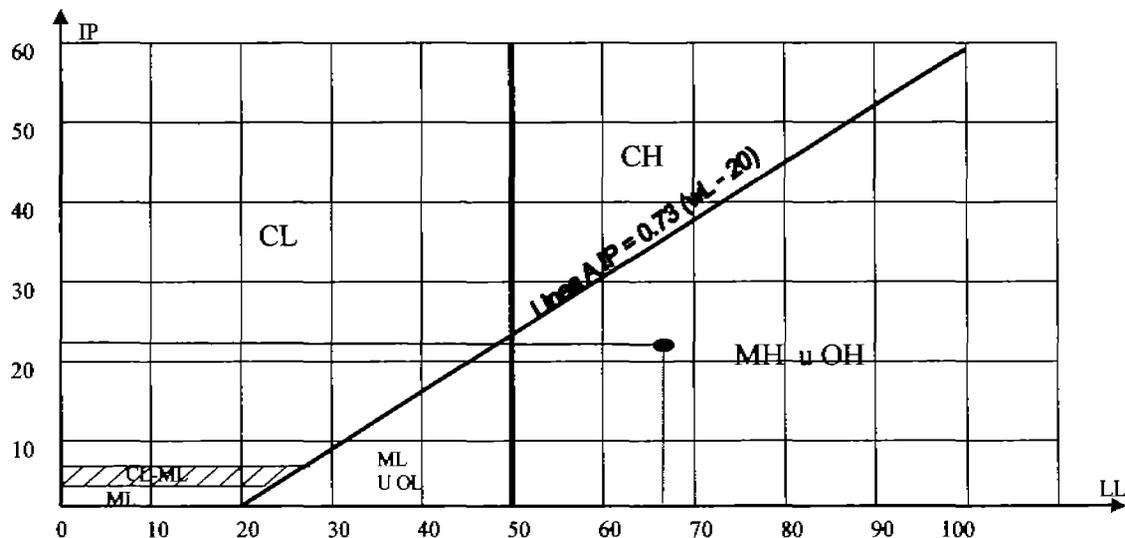
NUMERO DE PRUEBA	1	2	
Número de matraz.	4	5	DENSIDAD DE SOLIDOS
Peso de Matraz + Agua + Suelo (Gr)	706.9	700	
Temperatura marca de Aforo (°C)	23.5	23.5	
Peso de Matraz + Agua de calibración (Gr)	672.22	664.48	Ss
Cápsula de evaporación Número.			
Peso cápsula + suelo seco (Gr)			
Peso del suelo seco (Gr)	50	50	
Densidad de Sólidos.	3.26	3.45	3.36

Wfsw Peso del Matraz + Agua + Suelo a Temperatura de prueba.
 Wfw Peso del Matraz + Agua a Temperatura de prueba de la curva de calibración del Matraz.
 Ws Peso del suelo Seco, después de realizada la prueba.
 Ss Peso especifico Relativo de los Sólidos ó Densidad de Sólidos.

$$Ss = \frac{Ws}{Ws + \frac{Wfsw - Wfw}{Wfw}} \quad \text{FORMULA GENERAL}$$

OBSERVACIONES: _____

CLASIFICACIÓN DEL SUCS



LÍMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG.

TIPO DE OBRA: TALUD FECHA: 24/06/2008 OPERADOR: Carrillo
 LOCALIZACION: JICALÁN PROFUND.: 0.5 Mts CALCULO: Carrillo
 ENSAYE N°: 1 SONDEO N°: UNICO MUESTRA N°: UNICA
 DESCRIPCION DEL MATERIAL: _____

LIMITE LIQUIDO

Prueba No	No. Golpes	Capsula No	Peso Capsula + Suelo Humedo	Peso Cápsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso de la Cápsula (gr)	Peso del Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	18	10	17.88	13.16	4.82	6.51	6.65	67.97
2	27	12	13.94	10.98	2.98	6.53	4.43	67.27
3	32	23	15.55	12.45	3.1	7.79	4.66	66.52
4	45	7	18.81	12.71	3.9	6.71	6	65.00
5	51	25	17.00	13.48	3.54	7.92	5.54	63.90

LIMITE PLÁSTICO

Prueba No	Capsula No	Peso Capsula + Suelo Humedo	Peso Cápsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Cápsula (gr)	Peso del Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	2	9.72	9.26	0.46	8.34	0.92	50
2	3	9.82	9.2	0.62	7.72	1.48	41.89

LIMITE DE CONTRACCIÓN

Longitud Inicial (cm)	Longitud final (cm)	Contracción Lineal (%)
10	8.15	18.5

LIMITE LÍQUIDO LL (%) = 67.20

LIMITE PLÁSTICO LP (%) = 45.9

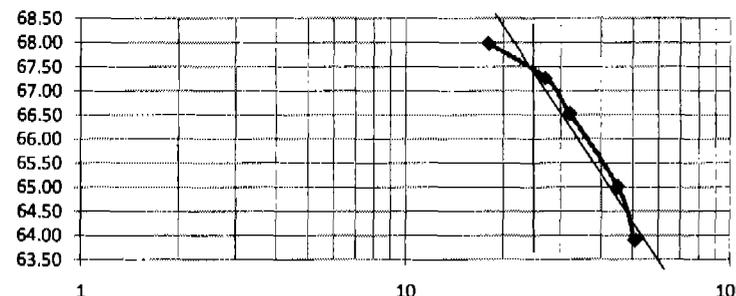
INDICE PLÁSTICO IP (%) = 21.25

LIMITE DE CONTRACCIÓN (%) = 18.5

CLASIFICACIÓN DEL SUCS = MH (Limo de alta compresibilidad)

OBSERVACIONES: _____

GRAFICA PARA LIMITE LÍQUIDO



COMPRESIÓN CONFINADA

TIPO DE OBRA: **TALUD DEL CERRO DE JICALÁN.** FECHA: **09/11/2007**
 LOCALIZACION: **JICALÁN** PROFUNDIDAD: **0.5 Mts**
 ENSAYE N°: **UNO** SONDEO N°: **UNICO** MUESTRA N°: **UNICA** OPERADOR: **Carrillo**
 DESCRIPCION DE L MATERIAL: Color café claro con partículas de suelo color rojo CALCULO: **Carrillo**

Diam Sup (Cm)	3.5	Area Sup (Cm ²)	9.62	Peso Wi (gr)	108.58	Peso Hum. (gr)	
Diam Cen (Cm)	3.6	Area Cen (Cm ²)	10.18	Volumen (cm ³)	90.77	Peso Seco (gr)	
Diam Infer (Cm)	3.6	Area Infer (Cm ²)	10.18	γm (ton/m ³)	1.198	Hum. Prueba	
Alt. Media (Cm)	9	Area Media (Cm) =	$\frac{As + 4Ac + Ai}{6}$		10.09		
				Confinamiento:		0.5 Kg/cm²	
				Constante del Micrometro:		8.6	

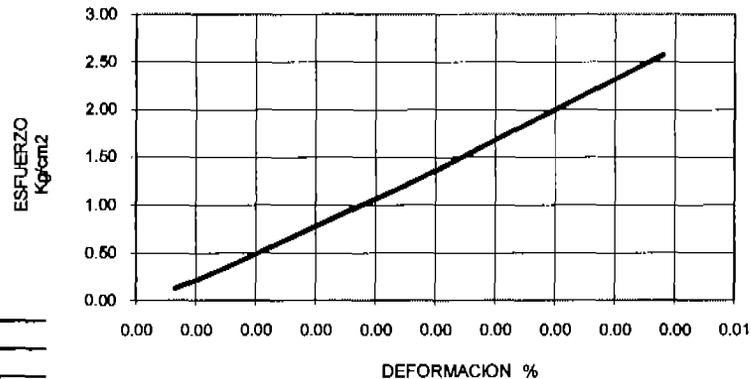
Carga Colocada (kg)	Carga Acumulada (kg)	Lectura Micrometro (mm)	Deformación Total (mm)	Deformación Unitaria %	Deformación Unitaria (mm)	Área Corregida (cm ²)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	Deformación cm
0.148	1.2728	3	0.03	0.000330	0.999670	10.089148	0.126155	0.032967
0.2	2.9928	6	0.06	0.000659	0.999341	10.092476	0.296538	0.065934
0.295	5.5298	10	0.10	0.001099	0.998901	10.096917	0.547672	0.109890
0.295	8.0668	14	0.14	0.001538	0.998462	10.101362	0.798585	0.153846
0.3	10.6468	18	0.18	0.001978	0.998022	10.105811	1.053532	0.197802
0.3	13.2268	22	0.22	0.002418	0.997582	10.110264	1.308255	0.241758
0.5	17.5268	28	0.28	0.003077	0.996923	10.116950	1.732419	0.307692
1	26.1268	40	0.40	0.004396	0.995604	10.130350	2.579062	0.439560

Cohesion Mat. C = $\sigma/2$ (kg/cm²): 1.289530909

CURVA ESFUERZO - DEFORMACION

Area Corregida = Area Media / 1-Def. Unitaria

ESQUEMA DE FALLA DE LA MUESTRA



OBSERVACIONES:

COMPRESION CONFINADA

TIPO DE OBRA: **TALUD DEL CERRO DE JICALÁN.** FECHA: **09/11/2007**
 LOCALIZACION: **JICALÁN** PROFUNDIDAD: **0.5 Mts**
 ENSAYE N°: **UNO** SONDEO N°: **UNICO** MUESTRA N°: **UNICA** OPERADOR: **Carrillo**
 DESCRIPCION DE L MATERIAL: Color café claro con partículas de suelo color rojo CALCULO: **Carrillo**

Diam Sup (Cm)	3.5	Area Sup (Cm ²)	9.62	Peso Wl (gr)	108.6	Peso Hum. (gr)	
Diam Cen (Cm)	3.6	Area Cen (Cm ²)	10.18	Volumen (cm ³)	90.77	Peso Seco (gr)	
Diam Infer (Cm)	3.6	Area Infer (Cm ²)	10.18	γm (ton/m ³)	1.196	Hum. Prueba	
Alt. Media (Cm)	9	Area Media (Cm ²) =	$\frac{As + 4Ac + Ai}{6} =$		10.09		
				6		Confinamiento:	1 Kg/cm ²
						Constante del Micrometro:	8.6

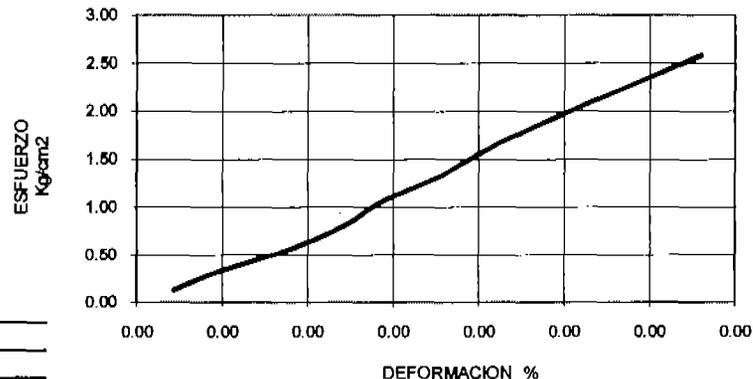
Carga Colocada (kg)	Carga Acumulada (kg)	Lectura Micrometro (mm)	Deformación Total (mm)	Deformación Unitaria %	Deformación Unitaria (mm)	Area Corregida (cm ²)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	Deformación cm
0.148	1.2728	2.00	0.020	0.000220	0.999780	10.088039	0.126169	0.021978
0.200	2.9928	4.00	0.040	0.000440	0.999560	10.090257	0.296603	0.043956
0.295	5.5298	8.00	0.080	0.000879	0.999121	10.094696	0.547793	0.087912
0.295	8.0668	11.00	0.110	0.001209	0.998791	10.098028	0.798849	0.120879
0.300	10.6468	13.00	0.130	0.001429	0.998571	10.100250	1.054112	0.142857
0.300	13.2268	16.00	0.160	0.001758	0.998242	10.103586	1.309119	0.175824
0.500	17.5268	20.00	0.200	0.002198	0.997802	10.108037	1.733947	0.219780
1.000	26.1268	30.00	0.300	0.003297	0.996703	10.119181	2.581908	0.329670

Cohesion Mat. C = σ/2 (kg/cm²) 1.290954233

CURVA ESFUERZO - DEFORMACION

Area Corregida = Area Media / 1-Def. Unitaria

ESQUEMA DE FALLA DE LA MUESTRA



OBSERVACIONES:

CIRCULOS DE MOHR COMPRESIÓN CONFINADA

TIPO DE OBRA: **TALUD DEL CERRO DE JICALÁN.**

FECHA: **09/11/2007**

LOCALIZACION: **JICALÁN**

PROFUNDIDAD: **0.5 Mts**

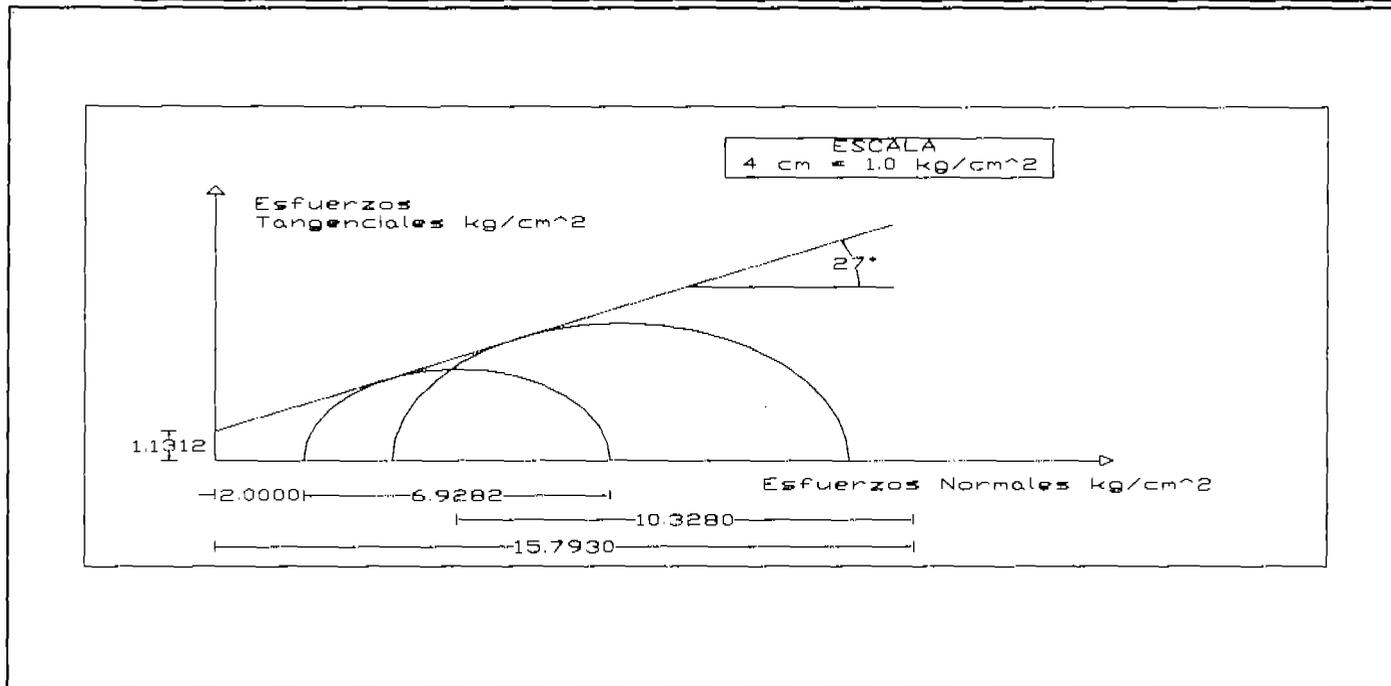
ENSAYE N°: **UNO** SONDEO N°: **UNICO** MUESTRA N°: **UNICA**

OPERADOR: **LAB.**

DESCRIPCION DE L MATERIAL: _____

CALCULO: **LAB.**

PRUEBA NUMERO	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²	Dimensión para dibujo	γ_m ton/m ³	PARAMETRÓS DE ESFUERZO CORTANTE.
1	0.5	1.73241927		1.196	Cohesión= 0.2825
2	1.0	2.58190847		1.196	$\phi = 27$



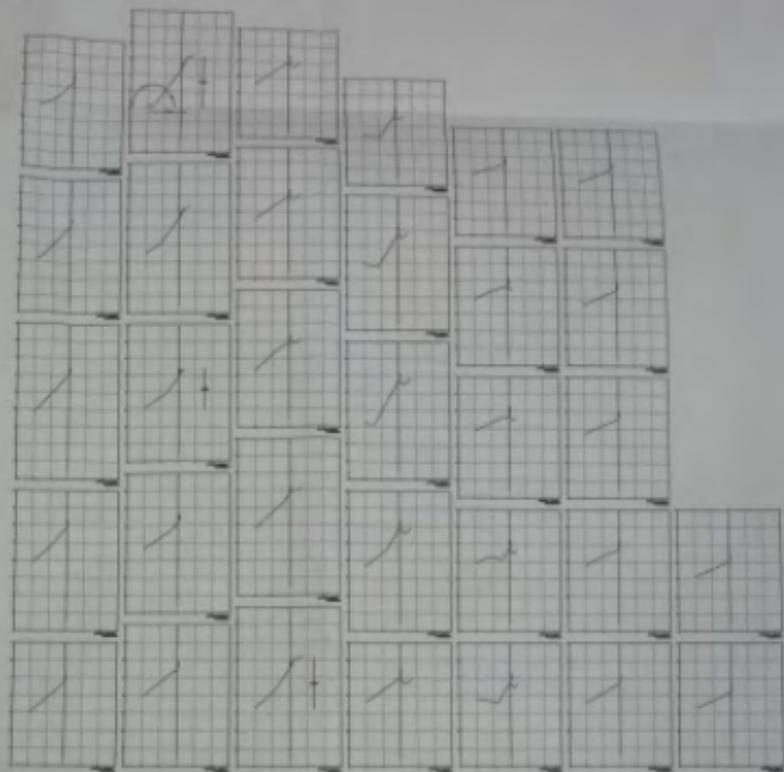
**REPORTE DE LAS PRUEBAS REALIZADAS A LAS MUESTRAS
OBTENIDAS EN EL MUESTREO REALIZADO.**

Se presenta el reporte general de las pruebas realizadas a las muestras, para así poder obtener las propiedades índices y mecánicas del suelo; se procedió mediante las pruebas marcadas en el capítulo 3 de la presente investigación.

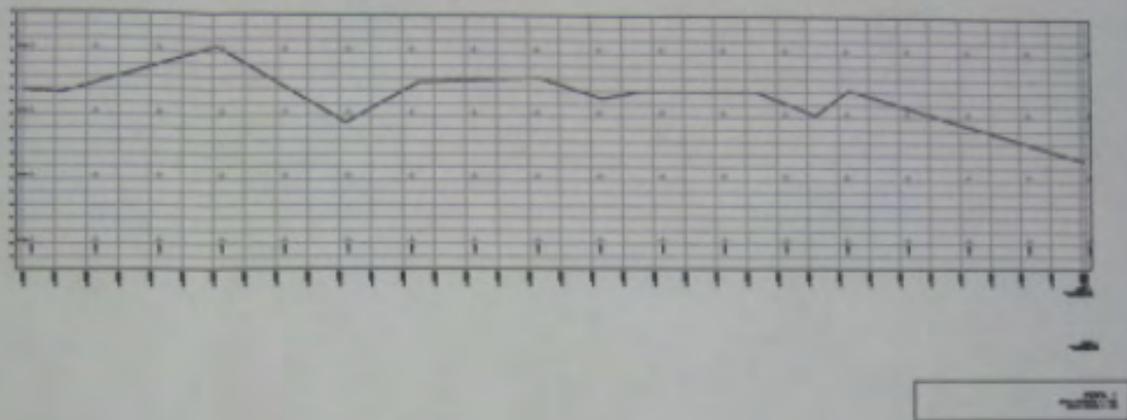
CONCENTRADO DE RESULTADOS.

PRUEBAS REALIZADAS.	POZO A CIELO ABIERTO No. 1	
	Estrato No. 1	Estrato No. 2
Profundidad del estrato. (mt)	0.5	
Descripción del suelo.	MH limo de alta comp.	
Consistencia del suelo.	Alta	
Nivel de Agua Freática. (mt)	No se encontro	
GRANULOMETRÍA		
% Pasa Malla No. 4	100	
% Pasa Malla No. 40	99.99	
% Pasa Malla No. 200	99.12	
Clasificación Granulométrica	Finos	
LIMITES DE ATERBERG.		
Humedad Natural (%)	36.17	
Límite Líquido (%)	67.2	
Límite Plástico (%)	45.9	
índice Plástico (%)	21.25	
Contracción Lineal (%)	18.5	
CLASIFICACIÓN SUCS		
Descripción SUCS del suelo.	MH limo de alta comp.	
Densidad de Sólidos	3.36	
COMPRESIÓN SIMPLE		
Peso Volumétrico (Ton/m ³)	1.196	
Esfuerzo Máximo (kg/cm ²)	2.58	
Cohesión del suelo (kg/cm ²)	0.2825	
COMPRESIÓN TRIAXIAL		
Angulo de fricción interna (°)	27	
Cohesión del suelo (kg/cm ²)	0.2825	
CONSOLIDACIÓN UNIDIMEN.		
Caraga Preconsolidación (Ton/m ²)	NO	

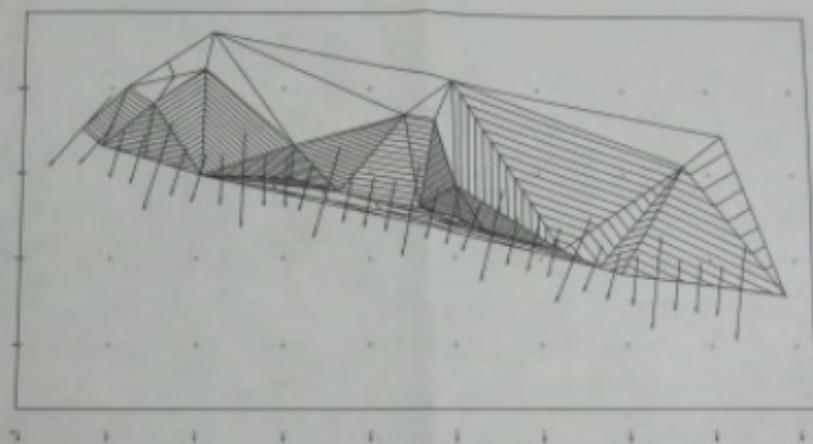
En la tabla anterior se enlistan todos las pruebas realizadas a las muestras extraídas del p.c.a. No. 1.



SECCIONES TRANSVERSALES.

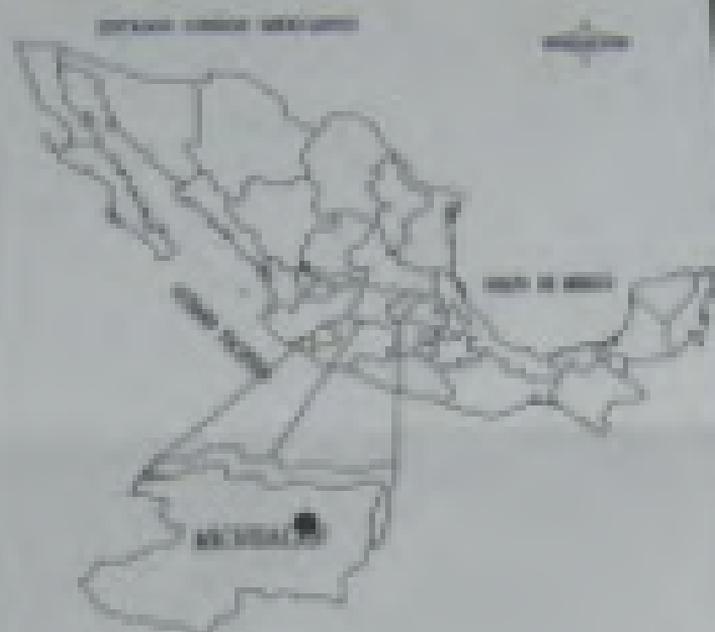


PERFIL DEL TALUD



PLANTA DEL TALUD

LOCALIZACION



SIMBOLOGIA

—— TERRENO NATURAL

Contenido:

PERFIL TOPOGRAFICO Y CURVAS DE NIVEL.

0 0 0 0 0

ESCALA VERTICAL: 1 : 1000

PROYECTO:

ESTRADA

FECHA:

MARZO DE 2010

PROYECTO PARA LA
DETERMINACION DE LA
ESTABILIDAD DEL TALUD DEL
CERRO DE JICALÁN EN EL
FRACCIONAMIENTO SAN
PABLO

ELABORADO

REVISADO Y APROBADO

NOMBRE:

ALVARO GONZALEZ

NÚM. FOLIO:

ANEXO

8