



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESTABILIDAD DE TALUDES CON
ANCLAS

TESIS
QUE PARA OBTENER POR EL GRADO
DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA
PAUL DAVID VALLADARES IBARRA

DIRECTOR DE TESIS:
M.I. AGUSTIN DEMÉNEGHI COLINA

MÉXICO, DF., 2015





UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señor
PAUL DAVID VALLADARES IBARRA
Presente

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/054/15

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ESTABILIDAD DE TALUDES CON ANCLAS"

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ANTECEDENTES
- III. MARCO METODOLÓGICO
- IV. CASO DE ESTUDIO
- CONCLUSIONES
- REFERENCIAS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 28 de mayo del 2015.
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

A mis papás,
a mi abuela,
a mis amigos.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a mis papás, Marco Antonio Valladares Lepine y Josefina Ibarra Galván, quienes con muchas preocupaciones siempre confiaron en las decisiones que he tomado en mis proyectos.

Luego a mi abuela que se convirtió en una fuerte inspiración de perseverancia y superación personal, gracias a ella no estaría aquí.

A Henry Hughes, Paola Hughes, Carlos Chida, Luis Bueno y David Peña por estar siempre conmigo en muchos momentos memorables. No podría imaginarme un camino sin ustedes.

A Luis Reséndiz y Daniel De La Rosa por su enorme e invaluable amistad desde el primer día. Sin ustedes o sin mi gigantesca suerte no estaría aquí.

A Bernardo Ceñal, Juan Escalante, Gerardo Morales, Diana Escoto por muchas risas, alegrías y apoyo cuando más lo necesite. A Alonso Ríos, quién además de ser un excelente amigo fue un apoyo académico extraordinario.

A mis sinodales

Al profesor y tutor de este trabajo escrito Agustín Deméneghi Colina. Muchos maestros se dedican a enseñar y otros pocos educan. Gracias por ser de los segundos y por contribuir a la difusión de la ciencia.

Paul David Valladares Ibarra

ESTABILIDAD DE TALUDES CON ANCLAS

ÍNDICE

Contenido

Resumen.....	i
Objetivo General	i
Objetivos Específicos.....	i
1.-Introducción.....	1
2.- Antecedentes	3
2.1 Definición de Talud.....	3
2.2 Definición de Estabilidad	4
2.3 Factores que influyen en la estabilidad de taludes.....	4
2.3.1 Erosión.....	5
2.3.2 Lluvia	5
2.3.3 Sismo	6
2.3.4 Aspecto geológicos.....	6
2.3.5 Cargas externas	7
2.3.6 Excavación y/o rellenos.....	7
2.3.7 Condición de presión de poro y vaciado rápido.....	8
2.3 Modos de Falla	9
2.3.1 Falla por deslizamiento superficial.....	9
2.3.2 Deslizamientos sobre superficies de falla preexistentes	10
2.3.3 Falla por rotación	11
2.3.4 Falla por traslación	12
2.3.5 Flujos	13
2.3.6 Fallas por erosión	14
2.3.7 Fallas por licuación	14
2.4 Aspectos a considerar en el análisis de estabilidad de taludes.....	15
2.5.- Las anclas como elemento de refuerzo	17
2.5.1- Los inicios del anclaje.....	17

2.5.2 Definición	19
2.5.3 Partes constitutivas de un ancla.....	19
2.5.4 Aplicaciones.....	23
2.5.5 Anclas en suelo y roca	24
2.5.6 Anclas en ambientes marinos o fluviales	26
2.6.- METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	27
2.6.1 Reseña Histórica	27
2.6.2 Principales métodos de análisis	28
2.6.3 Método de Fellenius.....	29
2.6.4 Método de Bishop simplificado.....	31
2.6.5 Método de Janbu	33
2.6.6 Método de Morgenstern y Price	35
2.6.7 Método de Morgenstern y Bishop	36
2.6.8 Método Simplificado de Deméneghi.....	40
2.7.- CALCULO DE ANCLAS	48
2.7.1 Teorías de empuje de tierra	49
2.7.2 Revisión y análisis de anclas.....	56
3.- Marco metodológico.....	69
4.- Caso de Estudio	71
4.1 Aspectos generales del proyecto	71
4.2 Zonificación del suelo donde se encuentra el proyecto	71
4.3 Estudios de campo y trabajos de laboratorio	74
4.4 Análisis de Estabilidad del Talud	76
4.5 Diseño de anclas.....	77
5.- Conclusiones	81
6.- Referencias.....	82

Resumen

Contar con herramientas para el análisis de modelos geotécnicos es una parte crítica para el diseño de obras civiles. En el caso del análisis de estabilidad de taludes se requiere la ayuda de herramientas que realicen cálculos muy complejos y/o muy extensos, que analice, como es el caso del método de Bishop simplificado, una gran cantidad de combinaciones para encontrar un factor de seguridad mínimo; y con estas herramientas optimizar el diseño para dar una solución viable y económica.

En este trabajo se desea establecer una comparación entre los principales métodos de estabilidad de taludes, para poder ejemplificar la evolución que han tenido así como las herramientas de software que se van implementando en los diversos métodos de estabilidad. Es necesario describir los principales métodos en uso con el fin de entender la metodología y los alcances de cada uno de estos para posteriormente entrar a utilizar herramientas numéricas las cuales simplificarán la elaboración de dichos métodos además de poder experimentar con diferentes parámetros y propiedades según sea el caso.

Objetivo General

Resolver un problema con una metodología alternativa para la estabilidad de taludes utilizando un sistema de anclaje, con el propósito de validar el procedimiento y que este sirva como apoyo en la toma de decisiones.

Objetivos Específicos

- 1.- Realizar un estado del arte sobre los métodos convencionales para el análisis de estabilidad de taludes que son utilizados actualmente.
- 2.- Validar que la metodología propuesta mediante un caso de estudio.
- 3.- Realizar una investigación sobre los diferentes estudios de campo y de laboratorio necesarios para obtener las propiedades del talud a analizar.

1.-Introducción

Los fenómenos naturales y los desastres ocurren cotidianamente en el mundo. Sin embargo, han probado ser más devastadores en los países en desarrollo. Entre estos riesgos naturales están los deslizamientos de tierra que pueden ser originados por fuertes precipitaciones, terremotos o erupciones volcánicas. Provocando daños y destrozos a carreteras, vías férreas, oleoductos, líneas de transmisión, casas, edificios, canales y sistemas de drenaje, puentes, presas, puertos, aeropuertos, bosques, áreas agrícolas y de recreación.

Los deslizamientos de laderas y desprendimientos de rocas son algunos de los procesos geológicos más comunes en la superficie de la Tierra. Forman parte del ciclo natural del terreno ya que la erosión y la gravedad actúan constantemente para transportar materiales de las zonas más altas hacia abajo. Sin embargo, el hombre puede originar y agravar dichos movimientos del terreno. Debido a los movimientos de tierras o excavaciones que se hacen para construir carreteras, ferrocarriles, edificaciones, presas, minas al aire libre, etc. Estas actividades rompen los perfiles de equilibrio de las laderas y facilitan desprendimientos y deslizamientos. Además, normalmente se quitan los materiales que están en la base de la pendiente que es la zona más vulnerable y la que soporta mayores tensiones lo que obliga a fijar las laderas con costos de sistemas de anclaje y a reparar continuamente las vías de comunicación.

En el siglo XIX, la construcción de líneas férreas obligo a grandes movimientos de tierras, lo que trajo como consecuencia la aparición de importantes deslizamientos y, por tanto, la necesidad de un método de cálculo para prevenirlos.

Sin embargo no es hasta la primera mitad del siglo XX cuando puede hablarse de métodos analíticos que sirvieron de base a los actuales.

En 1910, Fellenius desarrolla un método de cuñas, y en 1916 por primera vez el de rebanadas, pero solo para suelos no cohesivos, y no es hasta las dos décadas siguientes que se consigue unificar la metodología para suelos con cohesión y con fricción interna, a la vez que se introduce en el cálculo de e Principio de las Presiones Efectivas, definido por Terzaghi en 1926.

Los métodos que pueden considerarse modernos se inician en 1954 con el de Bishop, para fallas circulares, y en 1956 el de Janbú, para superficies no circulares. La complejidad el cálculo ya era inquietante, y las sofisticaciones posteriores llegaron a hacer casi tópica la aplicación práctica, hasta que la aparición del ordenador convirtió en rutina metodologías consideradas casi imposibles, como la basada en Elementos Finitos. Hoy existen en el mercado numerosos programas informáticos que cubren suficientemente las necesidades de un profesional, aunque se hace necesario indicar que los buenos suelen ser caros, y los baratos, algunos hasta gratis en internet, obligan a una tediosa introducción de datos, con el consiguiente riesgo de cometer un error inadvertido. Una práctica muy saludable, previa a la compra de un programa o a su utilización por primera vez en un problema real, es pedirle que calcule varios deslizamientos ya ocurridos y comprobar los resultados se ajustan a lo comprobado sobre el terreno.

Debe indicarse que antes de la expansión de la computadora se desarrollaron varios métodos simplificados, algunos de ellos basados en ábacos y en soluciones gráficas, que si en su momento llenaron un importante vacío, hoy ya no está justificado su empleo salvo como herramienta de estimación rápida y preliminar.

Los programas de uso habitual en la actualidad suelen implementar los métodos de Bishop y Janbú, así como algunos de los conocidos como rigurosos o “exactos”.

Para completar este bosquejo histórico, no pueden dejarse en el tintero los importantes esfuerzos que se están dedicando, en el campo teórico, al desarrollo de métodos que pueden llegar a ser realmente exactos, si se salvan las dificultades que hoy plantea el cálculo analítico de soluciones a modelos de rotura complejos. Son los basados en los teoremas de estados límites de la Teoría del Sólido Plástico que, permiten definir un valor máximo para el FS en el equilibrio entre los trabajos de las fuerzas externas y los disipados internamente por la deformación, así como otro valor mínimo a partir del equilibrio entre los campos de tensiones internas y externas. La potencia de los métodos de Elementos Finitos (FEM) y de Diferencias Finitas (FDM) permite disponer de algoritmos para soluciones numéricas de problemas en esta línea, pero la parte negativa aparece cuando es necesario definir el material mediante Leyes Constitutivas mal conocidas, y que normalmente requieren la cuantificación de parámetros del suelo de difícil adquisición. En cualquier caso, son el futuro inmediato.

En este contexto, el presente trabajo se abocará a abordar los métodos convencionales para la determinación del factor de seguridad de un talud, aplicando uno de ellos (Método simplificado de Deméneghi) a un caso de estudio. El cual requerirá de una solución para su estabilización y así conseguir un factor de seguridad aceptable.

2.- Antecedentes

2.1 Definición de Talud

Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. No hay duda que el talud constituye una estructura compleja de analizar debido a que en su estudio coinciden los problemas de mecánica de suelos y de mecánica de rocas, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable.

Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación térrea natural (desmontes), en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes.

En ciertos trabajos de la Ingeniería Civil es necesario utilizar el suelo en forma de talud como parte de la obra. Tal es el caso de los terraplenes en caminos viales, en presas de tierra (como la presa Retardadora del Ludueña, Rosario), canales, etc.; donde se requiere estudiar a estabilidad del talud. En ciertos casos la estabilidad juega un papel muy importante en la obra, condicionando la existencia de la misma como puede verse en presas de tierra, donde un mal cálculo puede hacer fracasar la obra.



Figura 2.1: Vista del talud que forma parte de un terraplén.

El resultado del deslizamiento de un talud puede ser menudo catastrófico, con la pérdida de considerables bienes y muchas vidas. Por otro lado el costo de rebajar un talud para alcanzar mayor estabilidad suele ser muy grande. Es por esto que la estabilidad se debe asegurar, por un conservadorismo extremo sería antieconómico.

2.2 Definición de Estabilidad

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad e taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como poder decir en un instante dado cual será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Este es el centro del problema y la razón de estudio.

A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material térreo por mover y por lo tanto diferentes costos. Podría imaginarse un caso en que por alguna razón el talud más conveniente fuese tendido y en tal caso no habría motivos para pensar en “problemas de estabilidad de taludes”, pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultará ser aquél al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo el talud más empinado.

La estabilidad de taludes es la teoría que estudia la estabilidad posible de que un talud a la hora de realizar un proyecto, o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería civil, siendo un aspecto directamente relacionado con la geotecnia.

Los taludes serán estables dependiendo de la resistencia del material del cual estén compuestos, los empujes a los que son sometidos o las discontinuidades que presenten. Los taludes pueden ser en roca o de tierras. Ambos tienden a estudiarse de forma distinta.

2.3 Factores que influyen en la estabilidad de taludes

Cuando existe un incremento en los esfuerzos actuantes o una disminución de resistencia al esfuerzo cortante se produce la falla en un talud o ladera. La variación de estos factores, en general se debe a efectos naturales y actividad humana.

Según Muni Budhu (2007) los factores principales que afectan la estabilidad de un talud, natural o diseñado son:

2.3.1 Erosión

El agua y el viento continuamente afectan a los taludes erosionándolos. La erosión modifica la geometría del talud y por tanto los esfuerzos a los que está sometido, resultando un talud diferente al inicialmente analizado o en una modificación de las condiciones que tenía como se puede apreciar en la figura 2.3.1.

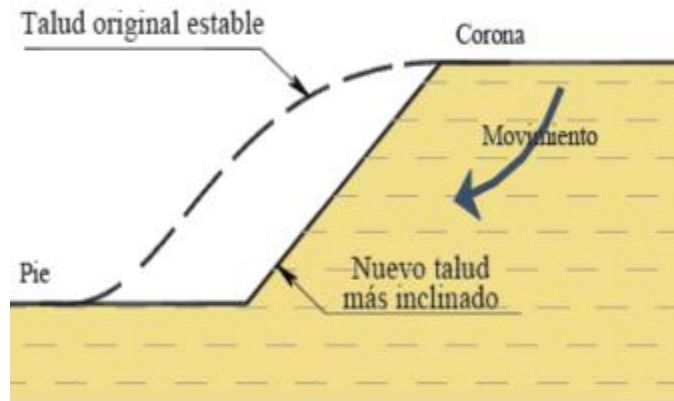


Figura 2.3.1 Efecto de la erosión en el talud

2.3.2 Lluvia

Durante el periodo de lluvias, los taludes se ven afectados al saturarse los suelos que los forman, provocando un aumento de peso de la masa, una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante y la erosión de la superficie expuesta. Al introducirse agua en las grietas que presente el talud se origina un incremento en las fuerzas actuantes o aparición de fuerzas de filtración, pudiendo provocar la falla del mismo como se aprecia en la figura 2.3.2.

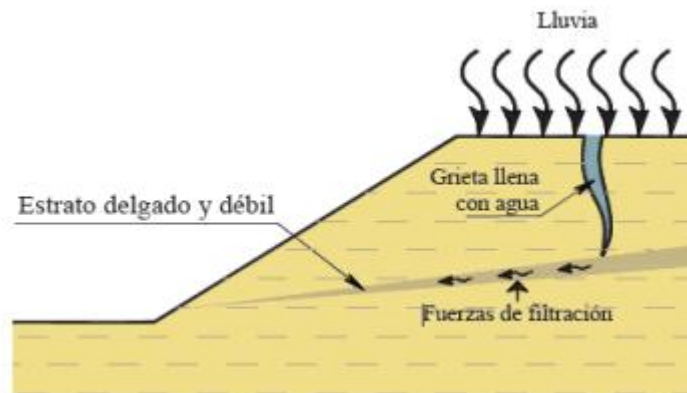


Figura 2.3.2 Talud sometido a lluvia

2.3.3 Sismo

Los sismos suman fuerzas dinámicas a las fuerzas estáticas actuantes a las que está sometido un talud, provocando esfuerzos cortantes dinámicos que reducen la resistencia al esfuerzo cortante, debilitando al suelo. Un aumento en la presión de poro en taludes formados por materiales granulares puede provocar el fenómeno conocido como licuación (figura 2.3.3).

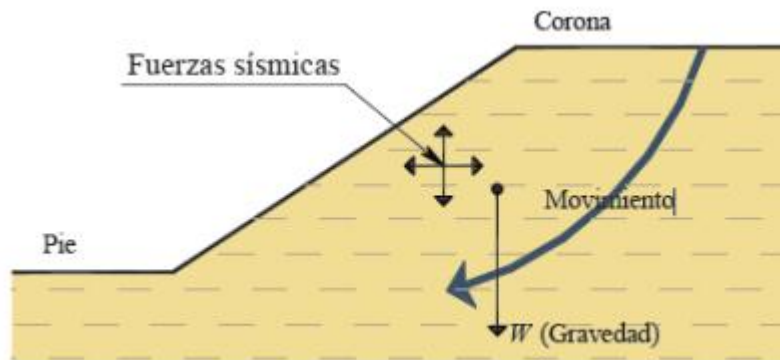


Figura 2.3.3 Talud sometido a una fuerza sísmica

2.3.4 Aspecto geológico

Algunas fallas de taludes son provocadas por aspectos geológicos no detectados durante el levantamiento y exploración de campo, los cuales, al no ser considerados durante la evaluación de la estabilidad del talud, aumentan la incertidumbre del factor de seguridad calculado (figura 2.3.4).

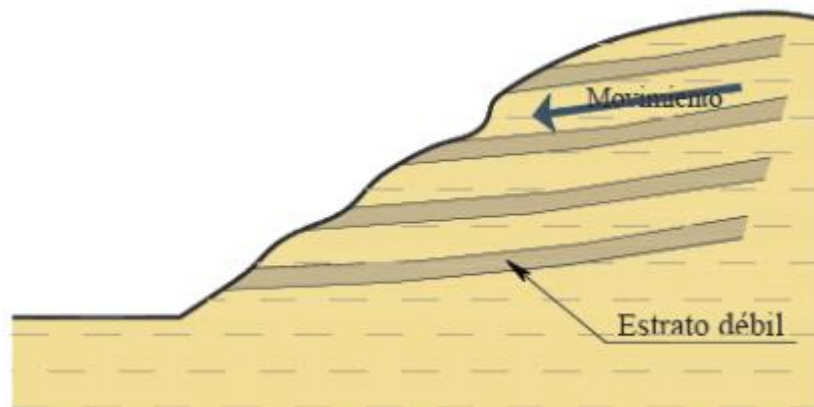


Figura 2.3.4 Aspectos geológicos que pueden provocar una falla

2.3.5 Cargas externas

La aplicación de cargas sobre la corona del talud provocan un aumento en las fuerzas actuantes en la masa del suelo, lo cual puede llevar a la falla del talud si estas cargas no son controladas o tomadas en cuenta durante la evaluación de la estabilidad del talud, figura 2.3.5. En algunos casos esta situación se remedia mediante la excavación de una o más bermas en el cuerpo del talud, lo que reduce las fuerzas actuantes en éste.

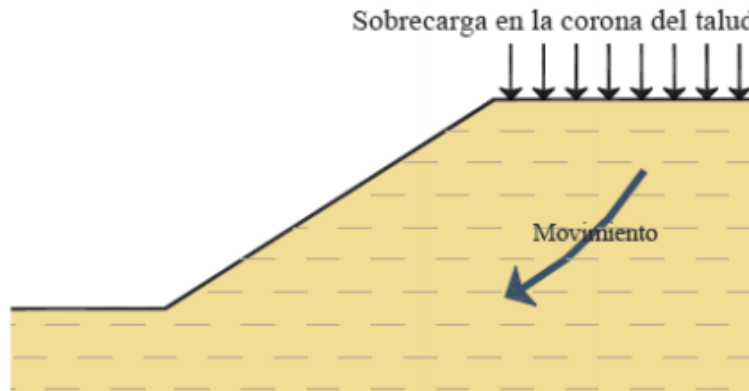


Figura 2.3.5 Sobrecarga en la corona del talud

2.3.6 Excavación y/o rellenos

La actividades de la construcción realizadas al pie de un talud o colocación de una sobrecarga en la corona, pueden causar la falla de éste al modificar la condición de esfuerzos a las que está sometido. Generalmente, estas actividades de construcción corresponden a trabajos donde se realizan excavaciones y/o rellenos.

Cuando se realiza una excavación al pie del talud, el esfuerzo total se disminuye, generando en el suelo un incremento negativo en la presión de poro. Durante el tiempo en que este incremento de presión de poro se disipada, puede presentarse la falla del talud al disminuir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, figura 2.3.6.



Figura 2.3.6 Excavación en el pie de un talud

2.3.7 Condición de presión de poro y vaciado rápido

Los embalses pueden estar sujetos a un cambio rápido en su nivel de agua y se ven sujetos a una reducción de la fuerza lateral que proporciona el agua, además de que el exceso de presión de poro no tiene tiempo de disiparse, figura 2.3.7.

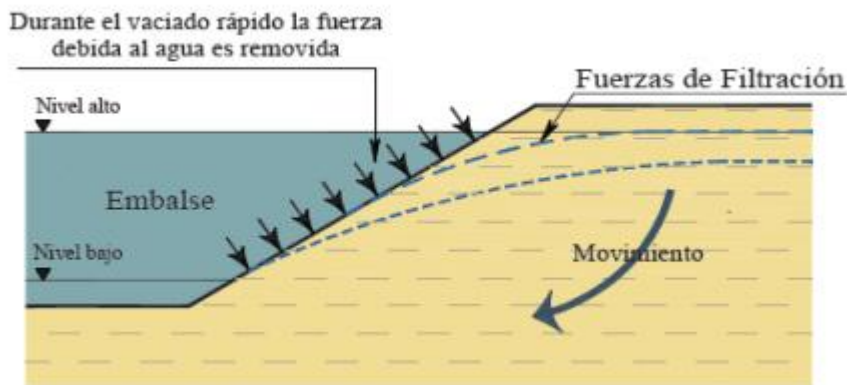


Figura 2.3.7 Vaciado rápido

En ese tiempo se puede presentar la falla del talud. Si el nivel de agua en el embalse permanece en niveles bajos y la falla no ocurre mientras presenta condiciones de resistencia al esfuerzo cortante no drenadas, el flujo que se presenta y las fuerzas de filtración pueden provocar la falla del talud, figura 2.3.7.1.

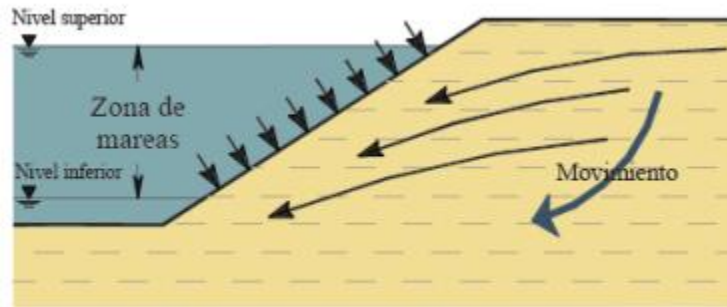


Figura 2.3.7.1 Fuerzas de filtración generadas por el cambio de nivel en el embalse

2.3 Modos de Falla

Existen diversos modos en los que un talud puede fallar; para fines de este trabajo haremos una breve descripción de los modos de falla más comunes, aunque debe considerarse que muchas veces las fallas ocurren como una combinación de los mismos.

2.3.1 Falla por deslizamiento superficial

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante que allí existe. Como se aprecia en la figura 2.3.1.



Figura 2.3.1.: Esquema de una falla por deslizamiento.

Este fenómeno es muy frecuente y peligroso en laderas naturales, y generalmente abarca grandes áreas, asimismo éste se pone de manifiesto ante la vista debido a las inclinaciones de elementos verticales que se encuentran en las laderas como son árboles, postes, etc.; otra manifestación es la acumulación de suelos en las depresiones y valles y la falta de los mismos en las zonas altas.

Se distinguen dos clases de deslizamiento superficial: 1) El estacional, que afecta sólo a la corteza superficial del talud cuyos suelos sufren a influencia de los cambios climáticos en forma de expansión y contracciones humedecimiento y secado; 2) el masivo, que afecta a capas de suelo más profundas, no afectadas por el clima, por lo que sólo se puede atribuir el efecto de factores internos que actúan en los suelos.

El creep estacional produce movimientos que pueden variar con la época del año; el masivo presenta movimiento constante. La velocidad del movimiento rara vez exceda algunos centímetros por un año. Como se aprecia en la figura 2.3.1.2



Figura 2.3.1.: Deslizamiento producido por la saturación del suelo. Además puede observarse la inclinación de los árboles respecto de la vertical, lo que hace pensar que se encuentra bajo la presencia del fenómeno creep.

2.3.2 Deslizamientos sobre superficies de falla preexistentes

Estos deslizamientos usualmente se producen lentamente, es por eso que pasan inadvertidos; la mayor parte de estos movimientos están asociados a ciertas estratigrafías favorables a ellos, al mismo tiempo que a flujos estacionales de agua en el interior de la ladera. La Figura 2.3.2 ilustra este modo de falla.

Este ocurre frecuentemente en las laderas formadas por depósitos de talud sobre otros materiales firmes estratificados, que tienen aproximadamente la misma inclinación, es por eso que las superficies de fallas que se forman son prácticamente planas, ya que están formadas entre los depósitos estratificados y los materiales depositados recientemente.

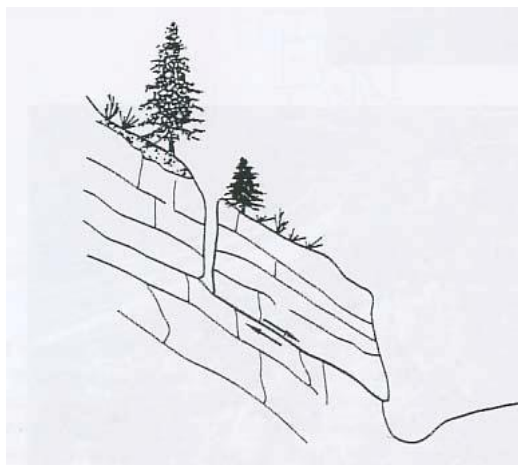


Figura 2.3.2: Esquema de una falla sobre superficies de falla preexistentes.

Este tipo de falla se presenta en suelos cohesivos, donde las fuerzas gravitacionales, actuando por largo tiempo, producen deformaciones grandes, que llegan a generar la superficie de falla; una vez que esta ya se formó la resistencia a lo largo de esta corresponde a la resistencia residual de los materiales en contacto.

2.3.3 Falla por rotación

El deslizamiento ocurre abarcando una masa considerable de suelo que afecta a profundidad la geometría del talud. Este tipo de falla presenta una superficie cilíndrica o conoidal, sobre la cual se produce el movimiento, generalmente de forma súbita. La falla por rotación se clasifica con respecto a la profundidad en que se presenta la superficie de falla y el punto donde esta superficie corta a los planos que forman la geometría externa del talud. De forma general la falla por rotación puede clasificarse como:

- **Falla Local**

Ocurre cuando la superficie de falla corta al plano inclinado del talud entre el hombro y el pie, sin cortar el pie del talud, figura 2.3.3. Coloquialmente a este tipo de falla se le conoce como “desconchamiento” y en la mayoría de los casos no corresponde a una falla catastrófica. Al provocar un cambio en la geometría del talud puede propiciar la aparición de fallas subsecuentes que lleven a la falla catastrófica del talud.

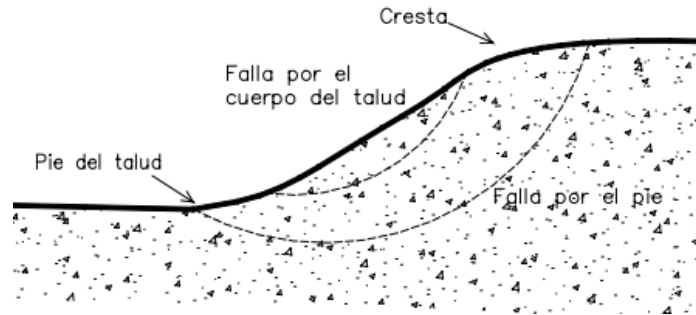


Figura 2.3.3: Falla local

- **Falla de base**

Ocurre cuando la superficie de falla corta al plano horizontal que forma la base del talud, figura 2.3.3.1, y corresponde a una falla general de toda la geometría del talud. Presenta la mayor profundidad y puede estar limitada por estratos más resistentes.

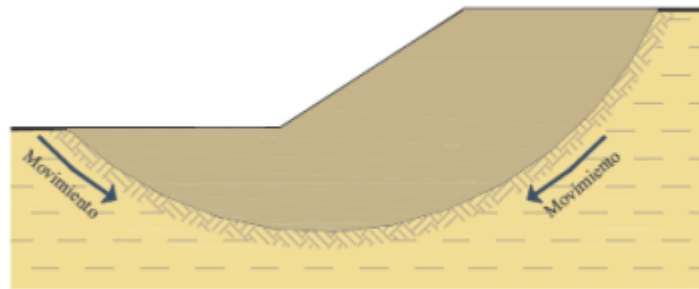


Figura 2.3.3.1: Falla de base

2.3.4 Falla por traslación

Esta falla se presenta como un movimiento importante del cuerpo del talud sobre una superficie relativamente plana asociada a estratos poco resistente localizada en las cercanías del pie del talud, figura 2.3.4.

La superficie de falla se desarrolla paralela a la estratificación de suelos débiles, terminando generalmente sobre planos de agrietamientos verticales. Los estratos débiles que propician la aparición de este mecanismo de falla por lo general corresponden a arcillas blandas, arenas finas o limos no plásticos, que se encuentran empacados entre estratos de suelos de mayor resistencia.

Generalmente el factor que provoca la activación del mecanismo de falla es un aumento en las condiciones de presión de poro en el estrato débil.

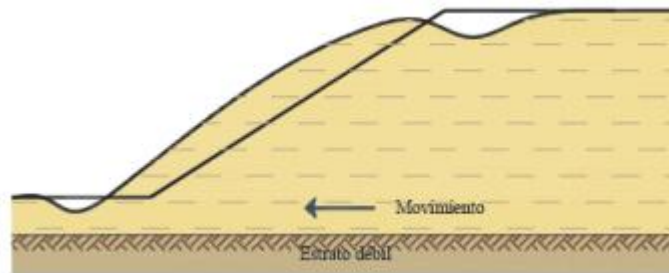


Figura 2.3.4: Falla por traslación

2.3.5 Flujos

Estas fallas consisten en movimientos más o menos rápidos de zonas localizadas de una ladera natural, de manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de las velocidades y los desplazamientos asemejan el fluir de un líquido viscoso. No presentan superficie de falla, o ésta se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno.

Estos desplazamientos pueden ocurrir en cualquier formación no cementada, desde fragmentos de roca, hasta arcillas; suceden tanto en materiales secos, como húmedos. Muchos flujos rápidos en materiales secos ocurren asociados a fenómenos de presión de aire, en los que este juega un papel análogo al del agua en los fenómenos de licuación de suelos; mientras que otros fenómenos, en suelos muy húmedos son verdaderos procesos de licuación. (Figura 2.3.4)

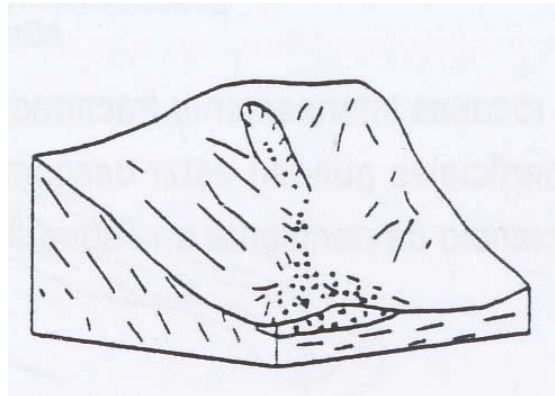


Figura 2.3.4: Esquema de flujos.

2.3.6 Fallas por erosión

Estas son también fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc., en los taludes. El fenómeno es tanto más notorio cuanto más empinadas sean las laderas de los taludes. Una manifestación típica del fenómeno suele ser la aparición de irregularidades en el talud, originalmente uniforme.

Desde el punto de vista teórico esta falla suele ser imposible de cuantificar detalladamente, pero la experiencia ha proporcionado normas que la atenúan grandemente si se les aplica con cuidado.



Figura 2.3.5: Falla por erosión en el Camino el Cuadrado, carretera en Argentina.

2.3.7 Fallas por licuación

Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas saturadas ante la acción de un movimiento sísmico severo.



Figura 2.3.5: Esquema de flujos.

2.4 Aspectos a considerar en el análisis de estabilidad de taludes

Los métodos para análisis de estabilidad de taludes se basan en hipótesis propias. Para el análisis en dos dimensiones la mayoría de los métodos comparten las siguientes:

- **Análisis bidimensional**

Se idealiza que el problema es de deformación plana. Debido a que la longitud L es mucho mayor que las dimensiones de la sección transversal, figura 2.4, se considera que no existe influencia de factores que suman deformación a las obtenidas al analizar la sección transversal, es decir, sus características en toda la longitud L son las mismas que en cualquier corte transversal generado sobre ésta, por lo cual se obtendrán los mismos resultados.

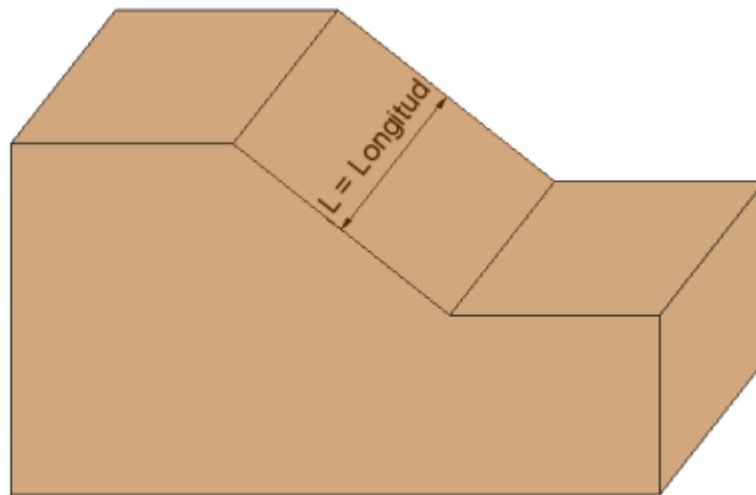


Figura 2.4: Talud

- **Superficie de Falla**

Al presentarse el movimiento de la masa de suelo, ésta se desplaza sobre un plano que define la falla. En los modelos para análisis de estabilidad de taludes esta condición se representa mediante una forma geométrica que se apegue más a las condiciones presentadas en los taludes.

- **Movimiento de la masa de suelo como cuerpo rígido**

Se considera que la masa de suelo se desplaza sobre la superficie de falla como cuerpo rígido, por lo cual no se consideran deformaciones ni cambios de volumen en la masa de suelo al presentarse la falla.

- **Homogeneidad en las propiedades del suelo**

Esta simplificación considera que las propiedades del suelo no varían con respecto a la geometría o profundidad del talud.

- **Condición de falla generalizada a lo largo de toda la superficie de falla**

Se considera que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo se presenta a lo largo de la superficie de falla. En caso de taludes estratificados, la resistencia al esfuerzo cortante será la suma de la resistencia de cada suelo a lo largo del tramo de superficie que corta cada estrato.

- **Factor de seguridad**

Según M. Das Braja (2001) el factor de seguridad está definido como:

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad 2.4.1$$

Donde

FS_s = factor de seguridad con respecto a la resistencia

τ_f = resistencia cortante promedio del suelo

τ_d = esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla

La resistencia cortante de un suelo consta de dos componentes, la cohesión y la fricción, y se expresa como:

$$\tau_f = C + \sigma' \tan \phi \quad 2.4.2$$

Donde

C = Cohesión

σ' = esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla

ϕ = ángulo de fricción interna

De manera similar también escribimos

$$\tau_d = Cd + \sigma' \tan \phi d \quad 2.4.3$$

donde Cd y ϕd son, respectivamente, la cohesión efectiva y el ángulo de fricción interna que se desarrolla a lo largo de la superficie potencial de falla. Sustituyendo las ecuaciones 2.4.2 y 2.4.3 en la ecuación 2.4.1, obtenemos:

$$FS_s = \frac{C + \sigma' \tan \phi}{Cd + \sigma' \tan \phi d} \quad 2.4.4$$

Podemos introducir algunos otros aspectos del factor de seguridad, es decir, el factor de seguridad con respecto a la cohesión FS_c y el factor de seguridad con respecto a la fricción FS_ϕ y se define como sigue:

$$FS_c = \frac{c}{cd} \quad 2.4.5$$

$$FS\phi = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi d)} \quad 2.4.6$$

Cuando se comparan las ecuaciones 2.4.4, 2.4.5 y 2.4.6, vemos que cuando FS_c se vuelve igual a $FS\phi$ ese es el factor de seguridad con respecto a la resistencia. De la siguiente manera se tiene:

$$\frac{c}{cd} = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi d)} \quad 2.4.7$$

Podemos escribir

$$FS_s = FS_c = FS\phi \quad 2.4.8$$

Cuando FS es igual a 1, el talud está en un estado de falla incipiente. Generalmente, un valor de 1.5 para el factor de seguridad con respecto a la resistencia es aceptable para el diseño de un talud estable.

2.5.- Las anclas como elemento de refuerzo

2.5.1- Los inicios del anclaje

El uso de las anclas en suelo y roca es un método seguro y confiable para estabilización de dichos materiales en diversas obras de ingeniería. Se utilizan de forma temporal o permanente. El primer anclaje permanente en roca lo llevó a cabo el ingeniero francés Coyne en 1930 (Juran, 1982), la estructura anclada fue el faro "Le Jeumont", ubicado en la costa noroeste de Francia. Sin embargo, la primera estabilización y refuerzo de una masa de roca por medio de anclas pretensadas, con tecnología moderna, se aplicó en forma exitosa durante la construcción de la presa "Cheurfas" (Argelia) en 1934 (Mohammed et al, 1969). En la figura 2.5.1 se observa una sección de la presa y el anclaje correspondiente. El objetivo de este anclaje era proporcionar estabilidad ante las fuerzas de volteo. Se destacan en la misma figura las tres partes fundamentales de un ancla típica, la zona de anclaje, el tendón y la cabeza.

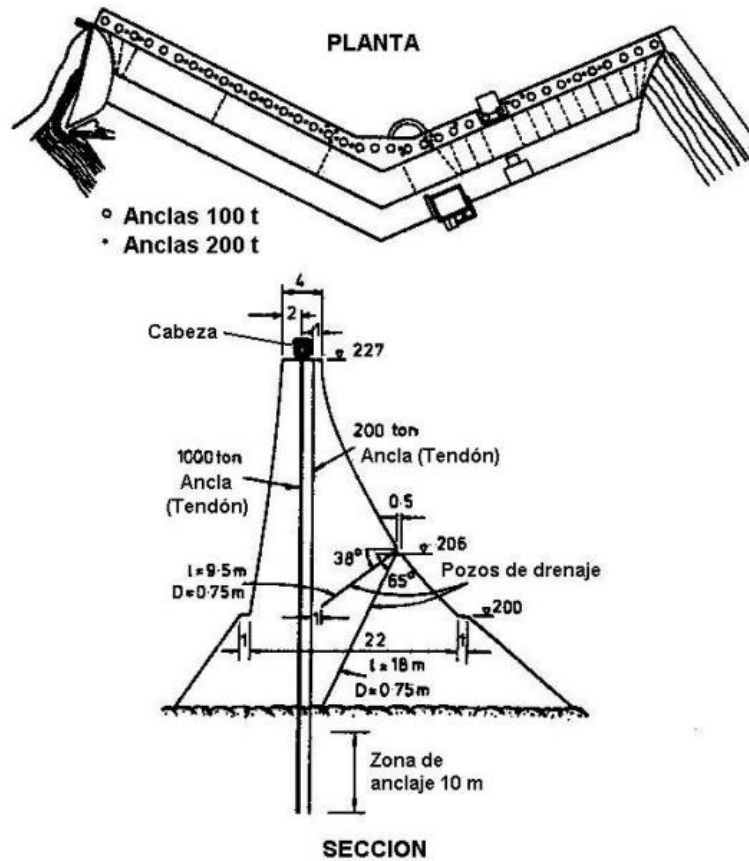


Figura 2.5.1 Anclaje de la presa Cheurfas

En la década de 1950-60 el empleo de anclas para estabilizar y reforzar presas y torres altas ya era una práctica común en Europa; casi al mismo tiempo se comenzaron a emplear las anclas en suelo tanto en Francia como en Alemania (la primera se instaló en 1960 en la construcción del estadio olímpico de Múnich). Estas anclas tenían como característica distintiva, el hecho de dejar una distancia libre entre el elemento reforzante y el terreno circundante. La aplicación anterior con sus diversas variantes, constituye la forma más avanzada de anclaje hoy en día. En América el uso de anclas tardó algunos años más, y no fue hasta 1961 que se colocó la primer ancla permanente en suelo (arcilla firme) en los Estados Unidos; aplicada a la estabilización de muros durante la construcción del expreso de Michigan. No obstante, solo en la década de 1970-80, el empleo de anclas en suelo –a pesar de la ya para entonces amplia experiencia europea se volvió una práctica comúnmente aceptada. El principal obstáculo para la aceptación de las anclas permanentes eran las dudas por parte de los ingenieros sobre el comportamiento a largo plazo, las cuales solo se disiparon con las continuas mejoras en materiales y procedimientos de colocación.

2.5.2 Definición

Un ancla para suelo o roca es un elemento estructural esbelto, diseñado para transmitir un esfuerzo de tensión al terreno circundante. Se emplea para estabilizar y soportar estructuras de tierra, naturales o artificiales, sometidas a fuerzas laterales o de levantamientos importantes, con lo cual se restringe el desplazamiento y/o giro. Para proporcionar la estabilidad requerida el ancla debe ser llevada a una zona firme de suelo o roca.

Con base en la descripción anterior, un ancla puede ser: un pilote a tensión, un muerto de concreto, un bloque de gravedad o cualquier otro elemento especial a tensión embebido en el suelo, en posición vertical, horizontal o inclinada. A pesar de la gran variedad de elementos que pueden desempeñar la función de anclaje, el tipo más común y técnicamente más avanzado, consiste en un tendón de acero instalado dentro de un barreno con cierta inclinación, profundidad y fijado firmemente en el suelo por medio de un cementante, como podemos apreciar en la figura 2.5.2.

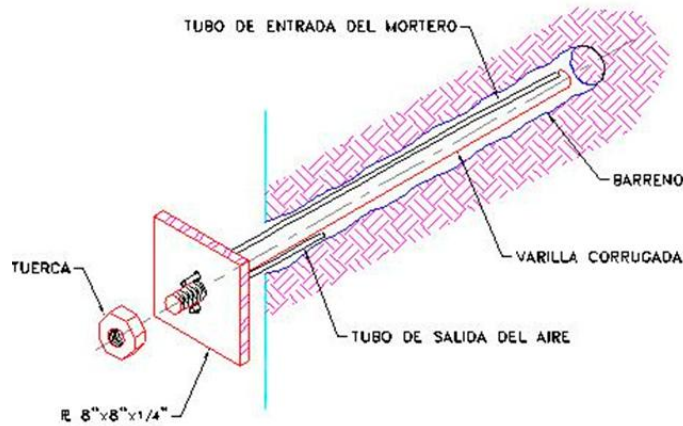


Figura 2.5.2 Esquemático de ancla tipo

2.5.3 Partes constitutivas de un ancla

Barreno para alojar el ancla. El barreno se perfora en la cara del talud donde se va a colocar el ancla. Debe tener el diámetro suficiente para que penetren libremente y con facilidad las varillas o torones además de permitir la entrada del mortero que circunda al ancla. Debe de existir un espacio suficiente entre las varillas o torones y la pared del barreno para permitir que se desarrollen las fuerzas de adherencia entre el mortero y las varillas o torones y para permitir que se desarrollen las fuerzas de fricción entre el mortero y el terreno circundante.

A continuación se muestra otro esquemático de los componentes principales de un ancla y se dará una breve descripción de los mismos:

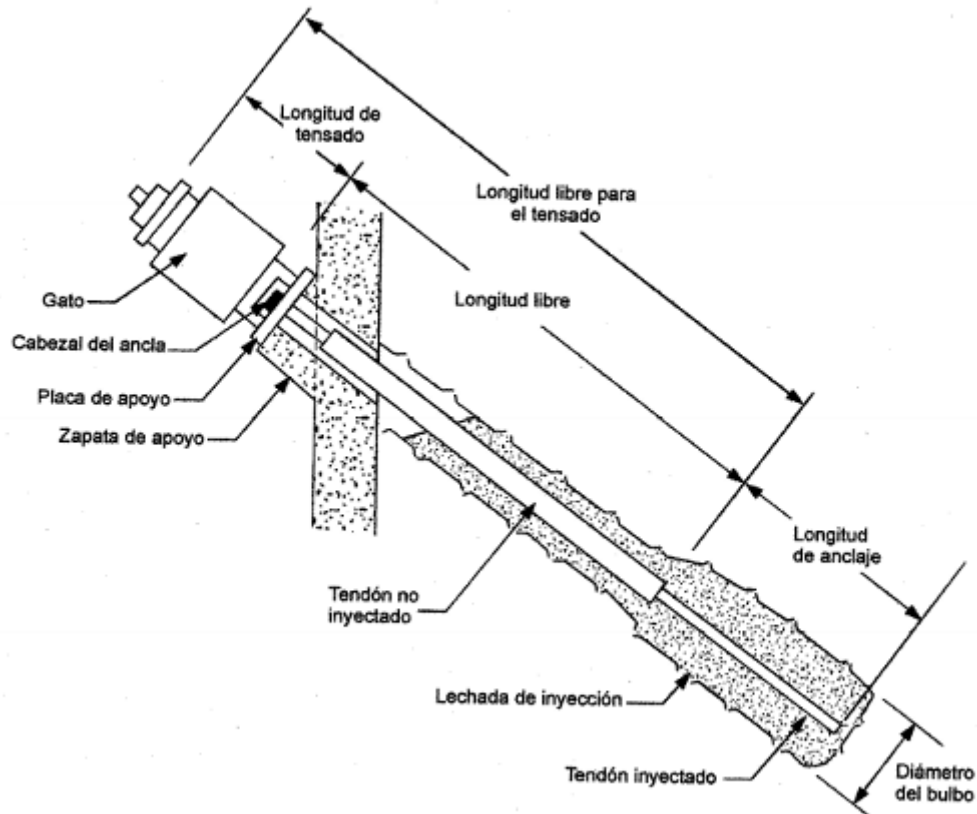
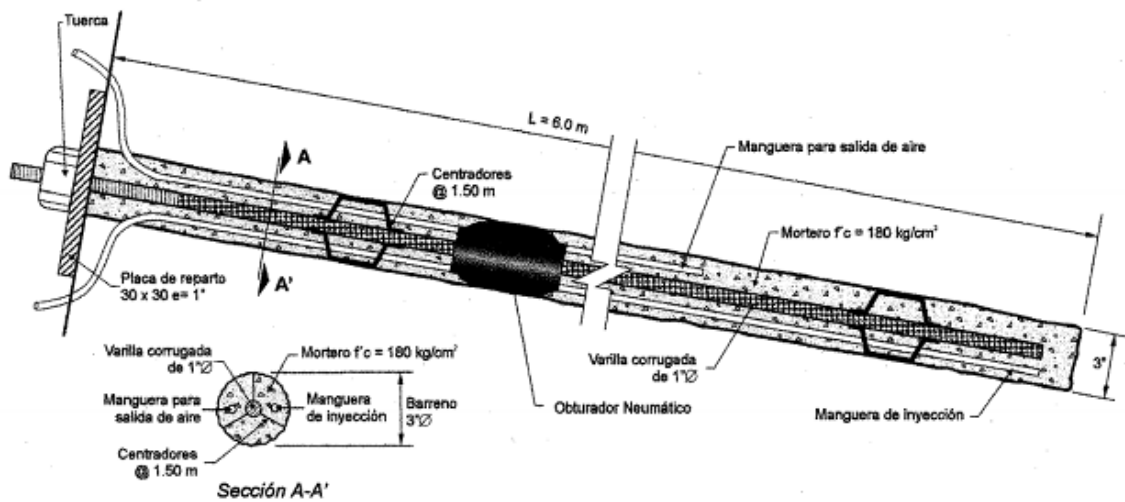


Figura 2.5.3 Principales componentes de un ancla

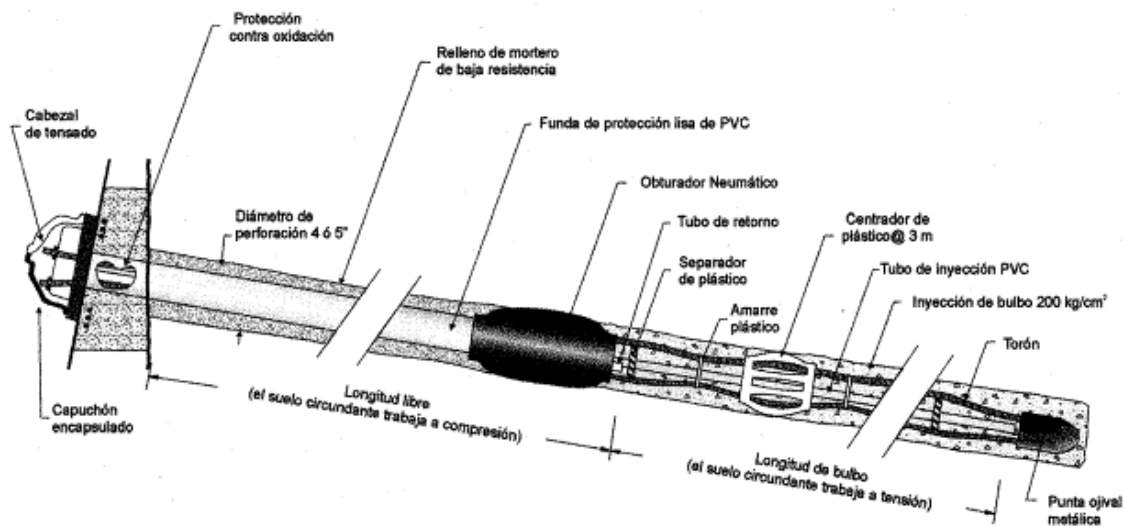
1) Bulbo de inyección (se define la longitud de anclaje). Queda en el fondo del barreno y se extiende una longitud suficiente para que se desarrollen las fuerzas de diseño; el terreno que circunda al bulbo está sometido a esfuerzos cortantes en la interfaz bulbo-suelo que equilibran a las fuerzas de tensión en torón o barra. Dentro de este bulbo se inyecta mortero a presión (lechada principal), con objeto de incrementar los esfuerzos dentro del mismo y en el terreno circundante. El bulbo de inyección queda cerrado por un obturador que permite la presurización y, al mismo tiempo, lo aísla de la parte exterior del barreno.

2) Longitud libre. Es la longitud del barreno en la cual no se aplica mortero o lechada a presión por lo cual también se le denomina lechada secundaria. La longitud libre se puede rellenar con mortero de menor calidad que el que se utiliza en el bulbo de inyección; suele colocarse vaciándolo por gravedad. En la zona comprendida por la longitud libre no hay transferencia de cargas entre el ancla y el terreno circundante.

3) Longitud de tensado. Es la longitud expuesta que se requiere para tensar el ancla o para efectuar las pruebas de carga.



a) Ancla de barra



b) Ancla de torones

Figura 2.5.3.1 Anclas de barra de acero y de torones

La función de la lechada principal es transferir la fuerza de anclaje al medio circundante; la lechada secundaria se coloca después del tensionada para proteger el ancla contra la corrosión.

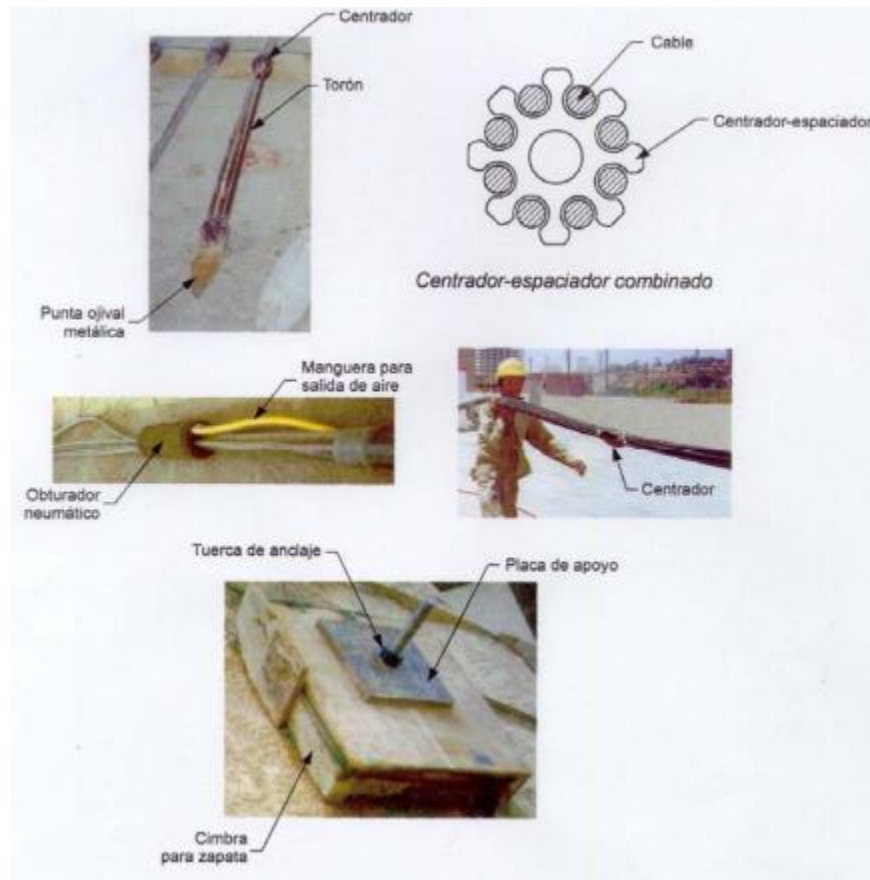


Figura 2.5.3.2 Diversos dispositivos auxiliares en sistemas de anclaje

Dispositivos auxiliares. Los torones, cables o barras requieren los siguientes dispositivos para protegerlos y para lograr que su trabajo sea eficiente:

- 1) Funda de protección, es un tubo liso comúnmente de PVC, dentro del cual se alojan los torones o las barras, en la longitud libre del barreno, según se ilustra en la figura 6 . Esta funda comienza en la boca del barreno y termina conectada firmemente al obturador; se rellena con lechada secundaria o bien, con grasa para evitar la corrosión de las barras o los torones.
- 2) Tubo de inyección. Es un tubo provisto de manguitos (una serie de agujeros cubiertos por bandas de hule), como se ven en la figura 2.5.3.2; el tubo de inyección se coloca en el centro del barreno y la lechada de inyección, el cual abarca toda la longitud del barreno, desde su boca hasta el fondo mismo.
- 3) Obturador. Su función es sellar y aislar al bulbo de inyección del resto del barreno.

2.5.4 Aplicaciones

El anclaje encuentra su mayor campo de aplicación en aquellas obras que involucran la retención o estabilización de un suelo, roca o estructura. En la figura 8 se muestran las aplicaciones más comunes.

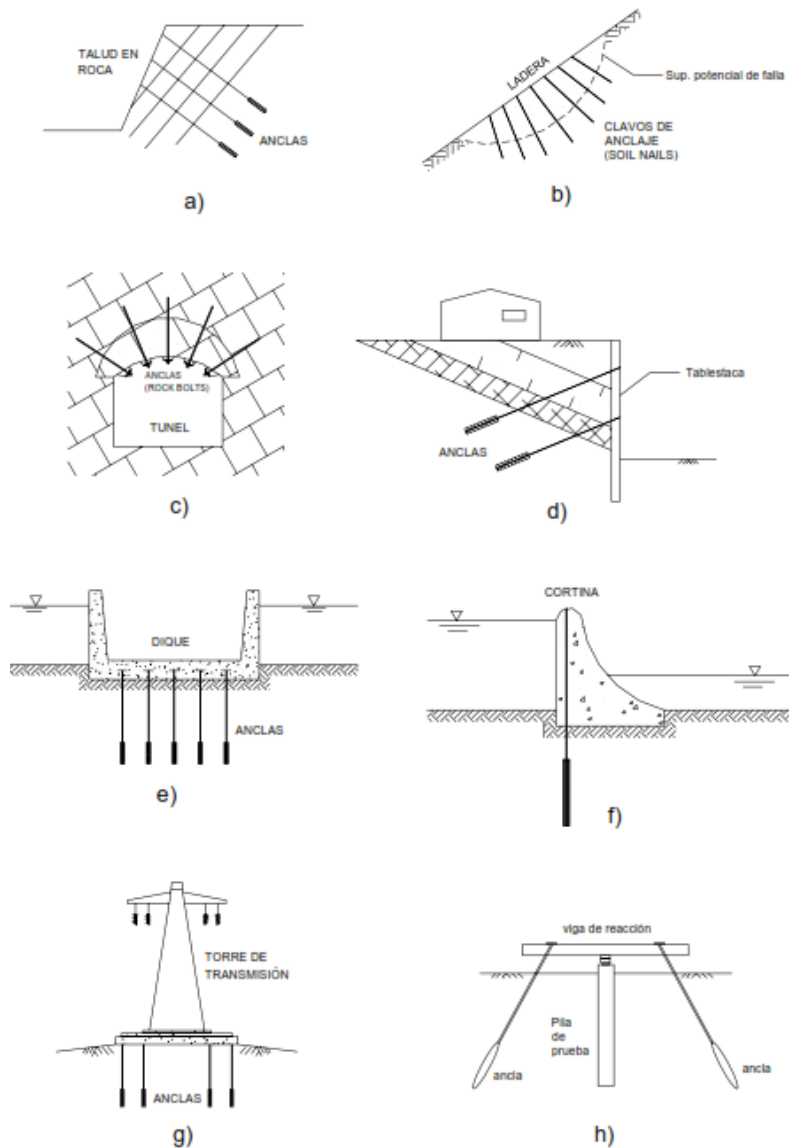


Fig. 2.5.4 Aplicaciones más comunes de las anclas. Estabilización de taludes en suelo y roca (a); estabilización de laderas (soil nailing) (b); sujeción de bloques de roca (c); retención de tablestacas y muros pantalla (d); anclaje de estructuras sujetas a subpresión hidráulica (e); estabilización de estructuras sujetas a fuerzas de volteo y deslizamiento (f); estabilización de estructuras altas (g) y generación de fuerzas de reacción para marcos de carga (h).

Los anclajes se utilizan para aplicar fuerzas dentro de una masa de suelo o roca con el objeto de mantener o de restablecer su estabilidad. Los sistemas de anclaje proporcionan fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes o excavaciones a cielo abierto o en túneles y galerías subterráneas. Se utilizan solas o como complemento de otras estructuras tales como muros de contención, tablestacas, muros milán, etc.

Según Xanthakos (1991), en los Estados Unidos más de dos terceras partes de los sistemas de anclaje se han instalado en suelos, mientras que la quinta parte se han empleado en rocas y alrededor del 10% en ambientes fluviales o marinos.

Existen distintas clasificaciones de las aplicaciones de dichos sistemas de anclaje pero la agrupación más común es dependiendo del material en donde se utilizan:

2.5.5 Anclas en suelo y roca

Tanto el suelo como la roca son materiales naturales que ocurren en gran variedad de formas, esto hace que sus propiedades ingenieriles varíen enormemente de un lugar a otro. El suelo se define en geología como la capa de material suelto sin consolidar entre la superficie y la roca sólida, que se forma por el intemperismo y la desintegración de la propia roca. En ingeniería civil, no obstante, se suele definir al suelo en función del uso que de él se hace y de las dificultades constructivas que presenta en las obras. Teniendo esto en mente, se puede decir que un suelo es un agregado de partículas minerales de diversos tamaños, cementadas o no, que se pueden disgregar con la mano o herramientas simples. Con base en esta definición, el sistema de anclaje empleado en un suelo sedimentario bien cementado y compacto será análogo al empleado en una roca suave, ya que en ambos casos el comportamiento mecánico es similar.

Existen muchas similitudes entre las anclas para suelo y para roca (las de suelo se desarrollaron a partir de estas últimas). El principio de funcionamiento en ambos casos, es el mismo, transmitir una fuerza de tensión a un punto fuera de la masa de material por estabilizar. Sin embargo, las anclas para suelo, por ser éste un material "blando", son de baja a mediana capacidad y el barrenado o dispositivo de anclaje es común que se ensanche en su parte final. Además, la capacidad del ancla se ve influida por la profundidad de colocación. Las anclas en roca por el contrario, son de mediana a muy alta capacidad, ya que este material resiste concentraciones de esfuerzo mayores. El barrenado suele tener una sección constante. La resistencia al corte se ve influida en menor medida por la profundidad de anclaje.

2.5.5.1 Usos de Anclas en Suelo

- a) como elementos de retención o soporte lateral en excavaciones profundas,
- b) para equilibrar los momentos de volteo en las cimentaciones de estructuras esbeltas como torres de transmisión, tanques, chimeneas o bien en atraques de puentes, cimentaciones e muros de contención, entre otros,

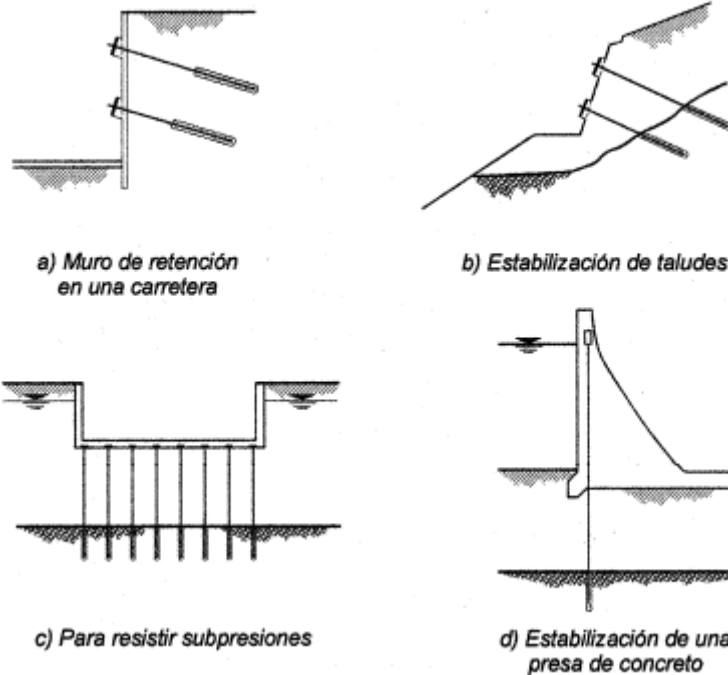


Figura 2.5.5.1 Ejemplos de anclas en suelos

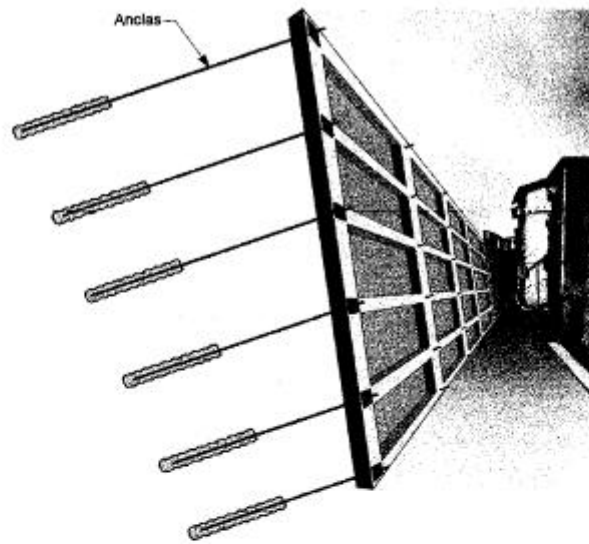
- c) como elementos para prevenir expansiones o para compensar subpresiones en losas de fondo o en piso de excavaciones,
- d) como soporte de túneles,
- e) para proporcionar fuerzas de reacción en pruebas de pilotes y
- f) para preconsolidar suelos inestables e incrementar así su capacidad de carga

2.5.5.2 Usos de Anclas en Roca

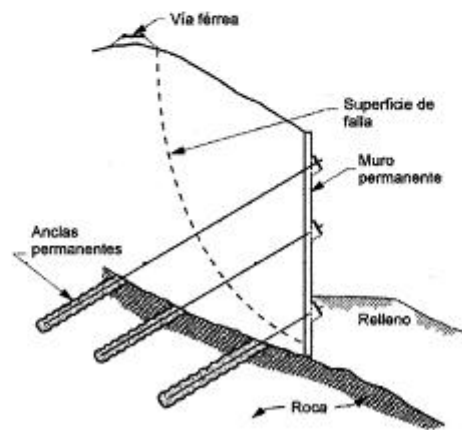
- a) para proteger y estabilizar formaciones rocosas y taludes,
- b) como soporte en galerías, o cavidades en rocas, en sustitución de puntales troqueles o armaduras,
- c) en túneles,
- d) en presas de gravedad o de arco, para compensar los momentos de volteo,
- e) en atraques de puentes y en las cimentaciones de estructuras esbeltas y
- f) para consolidación galerías y socavones en minas.

2.5.6 Anclas en ambientes marinos o fluviales

- a) para proteger estructuras costeras,
- b) para estabilizar terrenos ganados al mar o a las corrientes fluviales,
- c) para proteger taludes marginales y canales de navegación y
- d) para reforzar instalaciones fluviales o marinas existentes



a) Muro para el control de deslizamientos



b) Sección

Figura 2.5.6 Ejemplos de un muro anclado para estabilizar un deslizamiento

2.6.- METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

2.6.1 Reseña Histórica

Los primeros cálculos analíticos de la estabilidad de taludes fueron realizados por Coulomb en el siglo XVII (1785) al desarrollar un método mediante cuñas, el cual estaba enfocado al estudio de la estabilidad de muros, pero también podía ser utilizable en taludes desnudos.

La construcción de líneas férreas en el siglo XIX obligaron a realizar grandes movimientos de tierras, lo cual trajo como consecuencia la aparición de importantes deslizamientos, es por eso que surgió la necesidad de encontrar un método para calcular estos deslizamientos, para así prevenirlos.

Pero no es hasta la primera mitad del siglo XX, cuando se puede hablar de métodos analíticos, los cuales han servido de base a los utilizados actualmente.

Por el año 1910, Fellenius desarrolla el método de las cuñas, mientras que en 1916 se utilizó por vez primera el método de las dovelas, pero solo para suelos no cohesivos. Solo 20 años después, se logra utilizar la misma metodología, tanto para suelos en cohesión, como para los que tienen fricción interna. Posteriormente, en esta metodología fue introducido el Principio de las Presiones Efectivas, definido por Terzaghi en 1926.

Sin embargo, los métodos considerados modernos se iniciaron en 1954 con el Método de Bishop, el cual considera superficies de falla circulares; y en 1956 con el de Janbu, para superficies de falla no circulares.

En sus inicios, la realización de los cálculos al utilizar estos métodos era demasiado compleja; más aún después de la sofisticación de éstos, con lo cual se hizo casi utópica su aplicación práctica, hasta que con la aparición de la computadora, metodologías consideradas antes casi imposibles, como la basada en los elementos finitos se convirtieron en una rutina. En la actualidad, existen en el mercado numerosos programas de cómputo, los cuales cubren las necesidades profesionales tanto para el análisis de equilibrio límite como para el análisis esfuerzo-deformación.

No hay que dejar de mencionar que antes de la expansión de la computadora, se desarrollaron varios métodos simplificados, algunos de ellos basados en ábacos y en soluciones gráficas, que en su momento fueron de gran ayuda, hoy su empleo no es justificado, salvo como herramienta de estimación rápida y preliminar.

Los programas de cómputo que se emplean habitualmente en la actualidad, suelen utilizar las metodologías de Bishop y Janbu, así como también algunos métodos conocidos como rigurosos o exactos; estos últimos principalmente son los métodos de Spencer, Morgenstern y Price, y Sarma, que probablemente son los más experimentados. Más abajo se presenta una breve descripción de estos métodos aunque sin entrar en las formulaciones específicas de cada uno.

En la actualidad, se está tratando de desarrollar métodos que pueden llegar a ser realmente exactos, siempre y cuando se lleguen a salvar las dificultades que hoy plantea el cálculo analítico de soluciones de modelos de falla complejos. Estos métodos son los basados en los teoremas de estados límites, de la Teoría del Sólido Plástico.

2.6.2 Principales métodos de análisis

El análisis de los movimientos de los taludes o laderas durante muchos años se ha realizado utilizando las técnicas del equilibrio límite. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, y arroja como resultado un factor de seguridad al comparar las fuerzas o momentos resistentes en la masa del suelo con respecto a las fuerzas o momentos actuantes. Sin embargo, este método no requiere información sobre las propiedades esfuerzo-deformación del suelo, dado que no considera este tipo de análisis.

El método de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla, lo cual es equivalente a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis de equilibrio límite se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de los métodos posee un cierto grado de precisión.

Por otro lado, mediante un análisis de esfuerzo-deformación se puede modelar muchas de las propiedades físicas de un suelo. Con la información obtenida de los análisis, uno puede determinar cómo reaccionará un suelo cuando está sometido a diversas condiciones de esfuerzo. En un análisis de esfuerzo-deformación se debe tener en consideración lo siguiente:

1. Debe mantenerse el equilibrio de esfuerzos en cada punto, lo cual se logra empleando la teoría elástica para describir la relación entre los esfuerzos y las deformaciones. Para predecir el nivel de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo se requiere conocer las propiedades elásticas de los materiales.
2. Las condiciones de esfuerzos de frontera deben satisfacerse.

Existe dificultad en la mayoría de los casos prácticos reales para definir la relación esfuerzo - deformación, por lo difícil que es describir los depósitos de suelos naturales en términos de sus propiedades elásticas. Otra limitante es el poco conocimiento de los esfuerzos reales "in situ" que se requieren para incorporar en el modelo. Solamente en casos de proyectos de grandes presas y cortes en roca para objetivos mineros, se han desarrollado programas exitosos de estudio de taludes por elementos finitos.

Generalmente, se usa un análisis bidimensional por la facilidad de su aplicación. El análisis plano o bidimensional asume cero esfuerzo o cero deformación en las superficies laterales del modelo, por lo tanto para que se simulen las condiciones de campo se requiere que existan esas condiciones o unas muy cercanas. El empleo de análisis bidimensional se puede ampliar aplicando al modelo una carga hidrostática lateral.

Por otro lado, se debe tener en cuenta que los análisis para suelo reforzado requieren considerar el refuerzo del suelo mediante elementos en tensión; estos refuerzos se pueden modelar fácilmente mediante el método de equilibrio límite, pero no ocurre lo mismo mediante los modelos de esfuerzo-deformación.

A continuación se describe el fundamento teórico de los diversos métodos de equilibrio límite para el análisis de estabilidad de taludes.

2.6.3 Método de Fellenius

La gran mayoría de los métodos de equilibrio límite utilizados en la actualidad, se basan en el denominado método de las rebanadas o dovelas, propuesto por Fellenius (figura 2.6.3.1), el cual consiste en dividir la masa de suelo potencialmente deslizante, en rebanadas verticales.

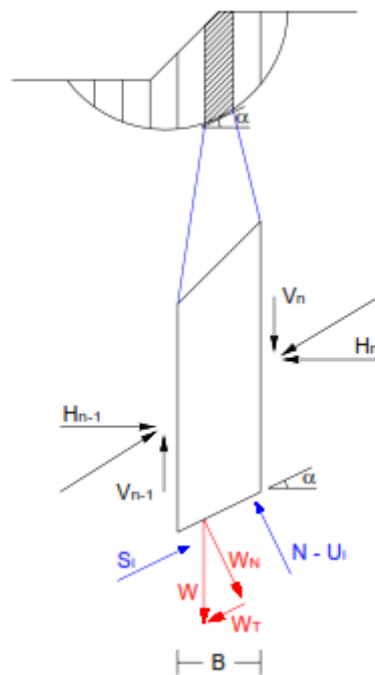


Figura 2.6.3.1 Formulación del método de Fellenius

Una vez hecho esto, se calcula el equilibrio de cada una de las dovelas, para finalmente analizar el equilibrio global, obteniéndose así un Factor de Seguridad (FS), al que se le puede definir como la relación entre fuerzas o momentos resistentes y fuerzas o momentos actuantes según sea el método, sobre la masa a deslizarse.

Observándose la Figura 2.6.3.1, se puede apreciar que el peso de la rebanada (W) se descompone en una componente tangencial (W_T) y otra componente normal (W_N), paralela y perpendicularmente a la base de la rebanada, respectivamente.

La componente tangencial W_T origina una fuerza cortante, inducida a lo largo de la base de la rebanada, a la que se le opone la propia resistencia al corte (S_i) del terreno. Mientras que la componente normal W_N , actúa perpendicularmente al plano de la base de la rebanada, a la cual disminuida en la fuerza producida por la presión de poros (U_i), se opone a la reacción normal del suelo que se encuentra en la base de la rebanada (N).

Las fuerzas V y H , con sus respectivos subíndices, definen la interacción entre las rebanadas, y es la evaluación de estas reacciones internas lo que establece la diferencia fundamental entre los métodos; en el caso de Fellenius no se considera estas fuerzas en el cálculo del Factor de Seguridad. Por lo tanto:

$$FS = \frac{\sum(c \cdot B + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot B) \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad 2.6.3.2$$

donde:

$$W_N = W \cdot \cos \alpha$$

$$W_T = W \cdot \sin \alpha$$

$$U_i = u \cdot B$$

W : Peso de la dovela.

W_N : Componente normal del peso de la dovela.

W_T : Componente tangencial del peso de la dovela. N : Reacción normal del suelo sobre la dovela.

u : Presión de poros.

U_i : Fuerza producida por la presión de poros.

B : Base de la dovela.

c : Cohesión del suelo.

ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

α : Ángulo de la superficie de falla en la dovela.

S_i : Resistencia al corte del terreno = $c \cdot B + (W \cdot \cos \alpha - \mu \cdot B) \cdot \tan \phi$

$H_{n,n-1}$: Fuerzas horizontales de interacción entre dovelas.

$V_{n,n-1}$: Fuerzas verticales de interacción entre dovelas.

FS : Factor de seguridad.

Si las circunstancias así lo requieren puede ser necesario considerar la incidencia de sobrecargas, fijas o temporales, las fuerzas de filtración a través de la masa de suelo, así como las acciones sísmicas.

Una vez que se calcula el FS para una determinada potencial superficie de falla, se repite el mismo proceso para otra supuesta superficie de falla, y así sucesivamente hasta llegar a un mínimo FS, asumiéndose así que dicha superficie es la más crítica y a través de la cual se producirá la falla.

Como se puede observar, el cálculo manual de este proceso es lento y tedioso, prestándose a errores durante la utilización de un gran número de parámetros, y quedando siempre la duda, si el valor del FS que hallamos finalmente es realmente el mínimo, o todavía podemos encontrar otra curva que lo minimice más, y aunque hay procedimientos para ir acotando progresivamente los FS, se necesitaría un número significativamente elevado de horas de trabajo manual para llegar a un valor fiable.

Con el cálculo electrónico el procesamiento es prácticamente instantáneo, y permite analizar un gran número de alternativas, por lo que el valor mínimo de FS puede acotarse dentro de un intervalo razonablemente aceptable en un tiempo muy corto.

2.6.4 Método de Bishop simplificado

Debido a que el método de las rebanadas o dovelas no es muy preciso para suelos friccionantes, Bishop (1955) propuso otro método, originalmente desarrollado para superficies de fallas circulares, el cual considera la condición de equilibrio entre las fuerzas de interacción verticales actuantes entre las rebanadas.

Ya que en los suelos friccionantes ($\phi > 0$), la resistencia cortante depende de los esfuerzos confinantes, al considerar la condición de equilibrio de fuerzas verticales (solamente se considera empuje horizontal), la determinación de las fuerzas normales se hace más precisa. La Figura 2.6.4.1 ilustra la formulación de éste método.

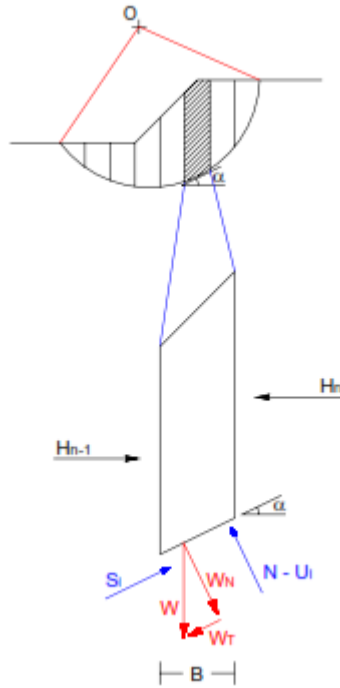


Figura 2.6.4.1 Formulación del método de Bishop Simplificado

El cálculo de la metodología original se basa en buscar el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular que coincide con la superficie de falla; en la posterior versión modificada, se puede aplicar a superficies no curvas, teniendo que definir centros ficticios. Este es un método iterativo en el cual se parte de un Factor de Seguridad calculado de una superficie falla dada.

$$FS = \frac{\sum(c \cdot B + (W - u \cdot B) \cdot \frac{\tan \phi}{ma})}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad 2.6.4.2$$

donde:

$$ma = \cos \alpha \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{FS}\right) \quad 2.6.4.3$$

W : Peso de la dovela.

W_T : Componente tangencial del peso de la dovela.

W_N : Componente normal del peso de la dovela.

N : Fuerza normal en la base de la dovela.

$H_{n,n+1}$: Fuerzas horizontales aplicadas sobre la dovela.

U : Presión de poros.

U_i : Fuerza ejercida por la presión de poros.

- B : Base de la dovela.
- c : Cohesión del suelo.
- ϕ : Ángulo de fricción del suelo.
- α : Ángulo de la superficie de falla en la dovela.
- FS : Factor de seguridad.

2.6.5 Método de Janbu

Diseñado para superficies no necesariamente circulares, también supone que la interacción entre rebanadas es nula, pero a diferencia de Bishop, este método busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos. Experiencias posteriores hicieron ver que la interacción nula en el caso de equilibrio de fuerzas era demasiado restrictiva, lo que obligó a introducir un factor de corrección f_0 empírico aplicable al FS.

En la versión posterior modificada, se define una línea de empuje entre las rebanadas, y se buscan los equilibrios en fuerzas y momentos respecto al centro de la base de cada una, como se muestra en la Figura 2.6.5.1

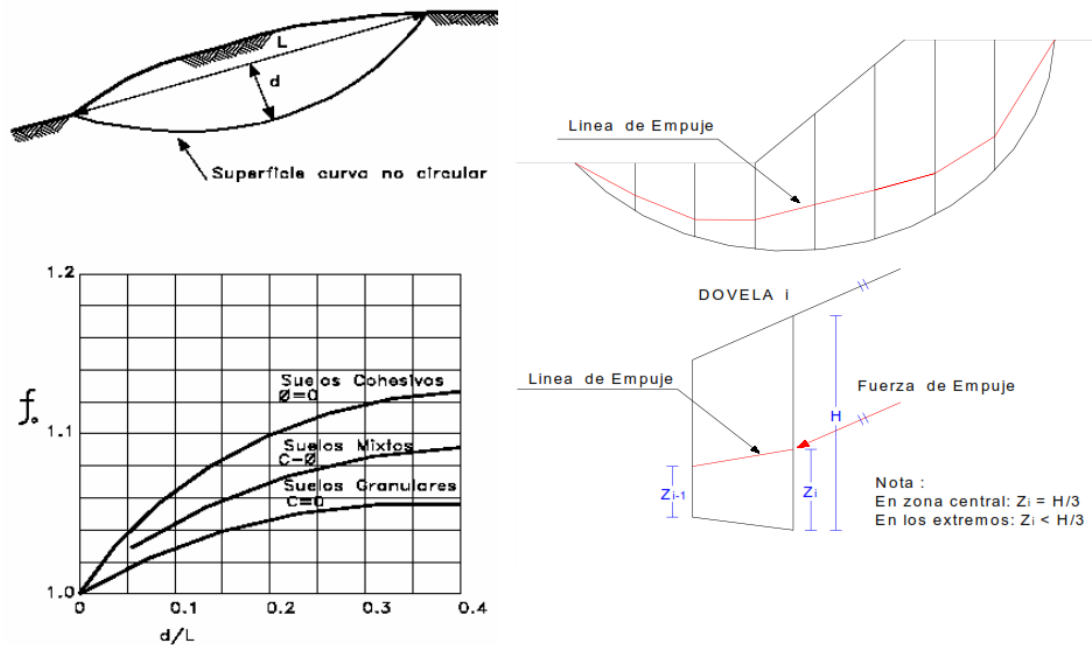


Figura 2.6.5.1 Formulación del método de Janbu

$$FS = \frac{f_0 \cdot \Sigma(c \cdot B + (W - u \cdot B) \cdot \tan \phi) / \cos \alpha \cdot ma}{\Sigma W \cdot \tan \alpha} \quad 2.6.5.2$$

donde:

$$ma = \cos \alpha \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{FS}\right) \quad 2.6.5.3$$

W : Peso de la dovela.

u : Presión de poros.

B : Base de la dovela.

c : Cohesión del suelo.

ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

α : Ángulo de la superficie de falla en la dovela.

f_0 : Factor de corrección.

FS : Factor de seguridad.

2.6.6 Método de Morgenstern y Price

Este método consiste en la aplicación general, y se basa en lograr el equilibrio de momentos como de fuerzas. La gran diferencia se debe a que la interacción entre las rebanadas viene dada por una función, la cual evalúa las interacciones a lo largo de la superficie de falla. La Figura 2.6.6 ilustra este método.

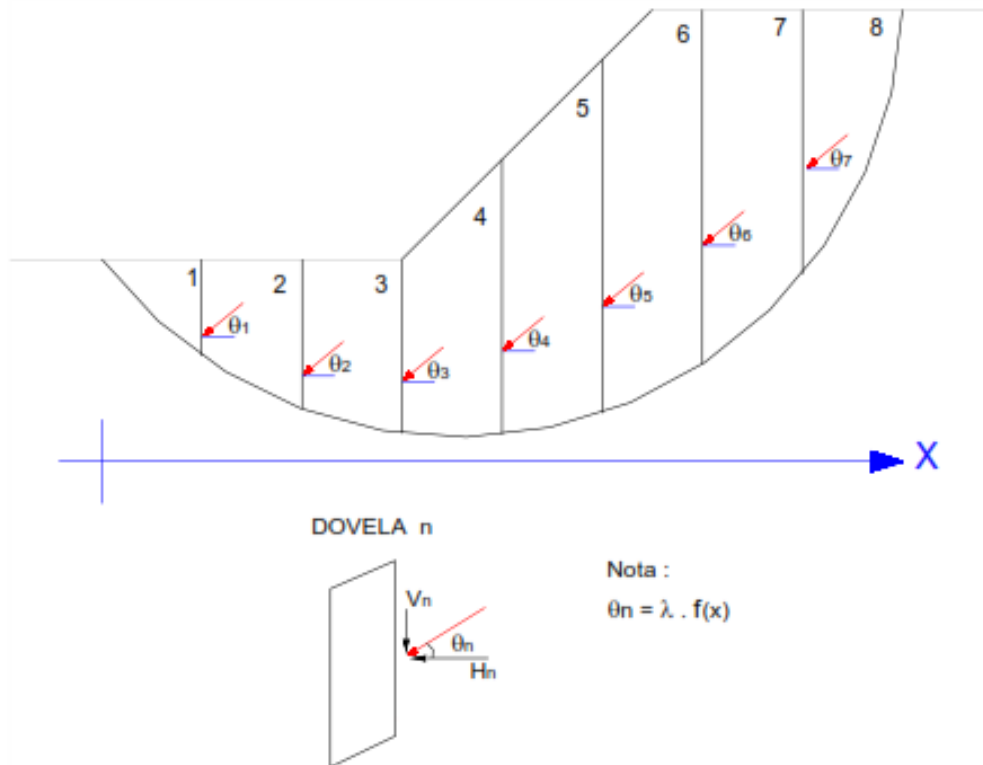


Figura 2.6.6 Formulación del método de Morgenstern y Price

2.6.7 Método de Morgenstern y Bishop

El método de Bishop y Morgenstern (1960) es un procedimiento simplificado que permite estimar el factor de seguridad en forma relativamente expedita (Whitlow, 1994). El factor de seguridad en este método está dado por:

$$FS = m - nr_u \quad 2.6.7.1$$

Donde m y n vienen contenidos en la tabla 1; es el parámetro de presión de poro que vale

$$r_u = \frac{u_w}{\gamma H} \quad 2.6.7.2$$

$$u_w = \gamma_w H_w' \quad 2.6.7.3$$

El procedimiento consiste en lo siguiente (Whitlow, 1994): a partir de los datos del suelo y de la pendiente del talud, se calcula primero el valor de $c'/\gamma H$. Se selecciona entonces una parte de la tabla 1 para la cual $D = 1.00$, y $c'/\gamma H$ sea un poco mayor que el del problema que se está resolviendo. Mediante interpolación lineal se obtienen mayores de m y n que corresponden a los valores de $\cot \beta$ y φ . Si se encuentra que n está subrayado, eso significa que puede existir un círculo más crítico (con menor FS) a mayor profundidad. En este caso se usa la sección de la tabla para $D = 1.25$, y si es necesario, para $D = 1.50$, hasta que se obtenga una magnitud de n que no esté subrayada. Este procedimiento se repite para una sección de la tabla que corresponda a un valor de $c'/\gamma H$ un poco menor que el del problema. Una vez hecho lo anterior y haciendo uso de la primera ecuación antes mencionada se calculan dos factores de seguridad FS_1 y FS_2 para los valores de $c'/\gamma H$ respectivamente mayores y menores que el del problema. Finalmente se obtiene la magnitud de FS interpolando linealmente entre FS_1 y FS_2

Tabla 1

Bishop y Morgenstern (1960); Whitlow (1994)

Tabla 9.1 Coeficientes de estabilidad para esfuerzo efectivo

$c' \gamma/H = 0$													
cot β de la pendiente:		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	φ^0	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
TODOS	20	0.18	0.90	0.36	0.72	0.73	0.90	1.08	1.21	1.45	1.54	1.81	1.88
	25	0.23	1.16	0.47	0.92	0.92	1.16	1.40	1.55	1.86	1.97	2.32	2.41
	30	0.29	1.43	0.58	1.15	1.15	1.43	1.72	1.91	2.30	2.44	2.88	2.98
	35	0.35	1.74	0.70	1.39	1.39	1.74	2.10	2.32	2.79	2.97	3.48	3.62
	40	0.42	2.09	0.83	1.67	1.67	2.09	2.51	2.79	3.34	3.55	4.18	4.34
$c' \gamma/H = 0.025$													
cot β de la pendiente:		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	φ^0	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20	0.52	0.72	0.70	0.76	1.11	1.01	1.53	1.34	1.95	1.69	2.37	2.04
	25	0.59	0.79	0.83	0.96	1.35	1.27	1.87	1.69	2.39	2.13	2.91	2.59
	30	0.67	0.88	0.97	1.19	1.60	1.56	2.23	2.07	2.86	2.61	3.41	3.17
	35	0.76	1.00	1.13	1.44	1.87	1.88	2.63	2.50	3.38	3.15	4.14	3.83
	40	0.86	1.17	1.30	1.72	2.18	2.24	3.07	2.98	3.95	3.76	4.86	4.56
1.25	20	1.00	0.93	1.07	1.02	1.29	1.20	1.60	1.45	1.93	1.76	2.30	2.06
	25	1.22	1.18	1.31	1.30	1.60	1.53	1.97	1.87	2.42	2.25	2.87	2.65
	30	1.46	1.47	1.59	1.62	1.95	1.91	2.41	2.33	2.93	2.80	3.49	3.28
	35	1.74	1.76	1.90	1.96	2.32	2.31	2.89	2.83	3.50	3.38	4.17	3.98
	40	2.04	2.11	2.23	2.35	2.74	2.75	3.43	3.39	4.14	4.04	4.93	4.75
$c' \gamma/H = 0.050$													
cot β de la pendiente:		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	φ^0	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20	0.69	0.78	0.90	0.83	1.37	1.06	1.83	1.38	2.32	1.77	2.77	2.38
	25	0.80	0.98	1.05	1.03	1.61	1.33	2.18	1.75	2.77	2.20	3.33	2.64
	30	0.91	1.21	1.21	1.24	1.88	1.62	2.56	2.15	3.24	2.68	3.91	3.24
	35	1.02	1.40	1.37	1.46	2.17	1.95	2.99	3.78	3.58	3.25	4.57	3.96
	40	1.14	1.61	1.55	1.71	2.50	2.32	3.44	3.06	4.40	3.91	5.30	4.64
1.25	20	1.16	0.98	1.24	1.07	1.50	1.26	1.82	1.48	2.22	1.79	2.63	2.10
	25	1.40	1.23	1.50	1.35	1.81	1.59	2.21	1.89	2.70	2.28	3.19	2.67
	30	1.65	1.51	1.77	1.66	2.14	1.94	2.63	2.33	3.20	2.81	3.81	3.30
	35	1.93	1.82	2.08	2.00	2.53	2.33	3.10	2.84	3.78	3.39	4.48	4.01
	40	2.24	2.16	2.42	2.38	2.94	2.78	3.63	3.38	4.41	4.07	5.22	4.78
1.50	20	1.48	1.28	1.55	1.33	1.74	1.49	2.00	1.69	2.33	1.98	2.68	2.27
	25	1.82	1.63	1.90	1.70	2.13	1.89	2.46	2.17	2.85	2.52	3.28	2.88
	30	2.18	2.01	2.28	2.09	2.56	2.33	2.95	2.69	3.42	3.10	3.95	3.56
	35	2.57	2.42	2.68	2.52	3.02	2.82	3.50	3.25	4.05	3.75	4.69	4.31
	40	3.02	2.91	3.16	3.02	3.55	3.37	4.11	3.90	4.77	4.48	5.50	5.12

Tabla 1 (continuación)

396 Estabilidad de taludes

Tabla 9.1 continuación

$c' \gamma/H = 0.075$

cot β													
de la pendiente:													
0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1			
D	φ°	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20	0.85	0.80	1.09	0.84	1.61	<u>1.10</u>	2.14	<u>1.44</u>	2.66	<u>1.80</u>	3.17	<u>2.13</u>
	25	0.95	1.01	1.25	1.05	1.86	1.38	2.50	<u>1.80</u>	3.13	<u>2.26</u>	3.74	<u>2.72</u>
	30	1.06	1.24	1.42	1.30	2.14	1.69	2.88	<u>2.20</u>	3.62	<u>2.76</u>	4.36	<u>3.33</u>
	35	1.19	1.49	1.61	1.56	2.44	2.03	3.31	<u>2.66</u>	4.18	<u>3.33</u>	5.02	<u>4.00</u>
	40	1.33	1.76	1.80	1.82	2.77	2.39	3.78	<u>3.15</u>	4.79	<u>3.95</u>	5.78	<u>4.76</u>
1.25	20	1.34	1.02	1.39	1.09	1.69	1.29	2.07	1.54	2.49	<u>1.82</u>	2.95	<u>2.17</u>
	25	1.58	1.28	1.66	1.39	2.00	1.64	2.47	1.96	2.97	<u>2.32</u>	3.52	<u>2.73</u>
	30	1.83	1.56	1.94	1.70	2.35	2.01	2.89	2.39	3.50	2.86	4.15	<u>3.36</u>
	35	2.11	1.87	2.25	2.03	2.73	2.39	3.36	2.87	4.08	3.46	4.83	<u>4.04</u>
	40	2.42	2.21	2.58	2.40	3.15	2.84	3.89	3.43	4.73	4.13	5.60	<u>4.83</u>
1.50	20	1.64	1.31	1.71	1.35	1.92	1.51	2.20	1.73	2.55	1.99	2.93	2.27
	25	1.98	1.66	2.05	1.71	2.31	1.91	2.66	2.20	3.08	2.53	3.55	2.92
	30	2.34	2.04	2.43	2.10	2.74	2.36	3.16	2.71	3.66	3.13	4.22	3.59
	35	2.74	2.46	2.84	2.54	3.21	2.85	3.71	3.29	4.30	3.79	4.96	4.34
	40	3.19	2.93	3.31	3.03	3.74	3.40	4.33	3.93	5.03	4.53	5.79	5.19

$c' \gamma/H = 0.100$

cot β													
de la pendiente:													
0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1			
D	φ°	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20	0.98	0.80	1.25	0.86	1.83	<u>1.13</u>	2.41	<u>1.46</u>	2.97	<u>1.83</u>	3.53	<u>2.15</u>
	25	1.10	1.02	1.41	1.07	2.09	<u>1.42</u>	2.78	<u>1.84</u>	3.36	<u>2.29</u>	4.09	<u>2.72</u>
	30	1.21	1.25	1.58	1.30	2.37	1.72	3.17	<u>2.25</u>	3.91	<u>2.80</u>	4.71	<u>3.34</u>
	35	1.34	1.50	1.77	1.57	2.68	2.08	3.59	<u>2.71</u>	4.49	<u>3.34</u>	5.39	<u>4.03</u>
	40	1.48	1.78	1.99	1.87	3.01	2.44	4.07	<u>3.21</u>	5.10	<u>3.97</u>	6.14	<u>4.80</u>
1.25	20	1.48	1.03	1.52	1.09	1.86	1.29	2.27	1.55	2.74	<u>1.83</u>	3.23	<u>2.15</u>
	25	1.72	1.29	1.79	1.38	2.19	1.63	2.67	1.96	3.21	<u>2.32</u>	3.81	<u>2.74</u>
	30	1.99	1.59	2.08	1.73	2.53	2.00	3.09	2.41	3.73	<u>2.84</u>	4.42	<u>3.35</u>
	35	2.27	1.90	2.40	2.07	2.91	2.41	3.58	2.90	4.30	3.44	5.10	<u>4.04</u>
	40	2.58	2.23	2.74	2.44	3.33	2.85	4.09	3.44	4.96	4.11	5.88	<u>4.84</u>
1.50	20	1.77	1.30	1.85	1.36	2.07	1.52	2.38	1.73	2.76	2.00	3.14	2.28
	25	2.11	1.66	2.20	1.72	2.47	1.93	2.83	2.21	3.28	2.53	3.78	2.91
	30	2.48	2.05	2.58	2.11	2.90	2.38	3.33	2.72	3.86	3.12	4.44	3.59
	35	2.88	2.47	2.98	2.54	3.37	2.86	3.88	3.28	4.49	3.78	5.17	4.34
	40	3.33	2.94	3.45	3.03	3.90	3.42	4.49	3.92	5.21	4.51	5.99	5.16

Tabla 1 (continuación)

Coefficientes de estabilidad con esfuerzos efectivos 397

Tabla 9.1 continuación

$c' \gamma/H = 0.125$

$\cot \beta$

de la pendiente: 0.5:1 1:1 2:1 3:1 4:1 5:1

D	φ°	0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
		m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20	1.13	0.81	1.43	0.88	2.04	<u>1.15</u>	2.69	<u>1.54</u>	3.26	<u>1.78</u>	3.87	<u>2.12</u>
	25	1.25	1.04	1.60	1.11	2.32	<u>1.45</u>	3.06	<u>1.91</u>	3.74	<u>2.27</u>	4.45	<u>2.72</u>
	30	1.38	1.27	1.77	1.34	2.62	<u>1.78</u>	3.46	<u>2.30</u>	4.25	<u>2.81</u>	5.07	<u>3.37</u>
	35	1.50	1.51	1.96	1.59	2.93	<u>2.12</u>	3.88	<u>2.71</u>	4.82	<u>3.41</u>	5.77	<u>4.05</u>
	40	1.61	1.75	2.17	1.89	3.27	<u>2.48</u>	4.36	<u>3.18</u>	5.46	<u>4.06</u>	6.55	<u>4.89</u>
1.25	20	1.64	1.06	1.67	1.10	2.05	1.32	2.49	<u>1.58</u>	2.98	<u>1.86</u>	3.50	<u>2.17</u>
	25	1.89	1.33	1.94	1.40	2.38	1.67	2.89	1.99	3.48	<u>2.38</u>	4.08	<u>2.75</u>
	30	2.16	1.63	2.23	1.73	2.73	2.04	3.32	2.43	4.01	<u>2.92</u>	4.71	<u>3.41</u>
	35	2.45	1.95	2.56	2.09	3.11	2.45	3.80	2.93	4.59	<u>3.50</u>	5.41	<u>4.13</u>
	40	2.77	2.30	2.92	2.49	3.54	2.91	4.33	3.49	5.24	4.16	6.21	<u>4.95</u>
1.50	20	1.92	1.32	2.02	1.39	2.23	1.55	2.57	1.75	2.96	2.00	3.40	2.29
	25	2.26	1.68	2.37	1.75	2.64	1.97	3.03	2.23	3.50	2.55	4.02	2.91
	30	2.63	2.07	2.75	2.15	3.07	2.43	3.53	2.75	4.08	3.15	4.69	3.60
	35	3.04	2.50	3.16	2.58	3.55	2.92	4.08	3.32	4.73	3.81	5.44	4.36
	40	3.50	2.98	3.63	3.07	4.09	3.49	4.71	3.98	5.46	4.57	6.28	5.23

$c' \gamma/H = 0.150$

$\cot \beta$

de la pendiente: 0.5:1 1:1 2:1 3:1 4:1 5:1

D	φ°	0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
		m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20	1.25	0.81	1.58	0.89	2.25	<u>1.16</u>	2.89	<u>1.44</u>	3.57	<u>1.80</u>	4.21	<u>2.15</u>
	25	1.37	1.02	1.75	1.12	2.53	<u>1.45</u>	3.24	<u>1.80</u>	4.01	<u>2.27</u>	4.78	<u>2.77</u>
	30	1.50	1.25	1.93	1.36	2.83	<u>1.78</u>	3.64	<u>2.24</u>	4.54	<u>2.79</u>	5.41	<u>3.39</u>
	35	1.65	1.53	2.12	1.61	3.14	<u>2.14</u>	4.09	<u>2.71</u>	5.10	<u>3.38</u>	6.09	<u>4.09</u>
	40	1.80	1.82	2.33	1.89	3.49	<u>2.53</u>	4.57	<u>3.24</u>	5.74	<u>4.05</u>	6.86	<u>4.85</u>
1.25	20	1.79	1.07	1.80	1.10	2.22	1.32	2.69	<u>1.59</u>	3.22	<u>1.86</u>	3.77	<u>2.17</u>
	25	2.03	1.33	2.07	1.40	2.55	1.68	3.09	<u>2.01</u>	3.71	<u>2.37</u>	4.33	<u>2.76</u>
	30	2.30	1.63	2.37	1.74	2.90	2.06	3.51	2.44	4.22	<u>2.92</u>	4.96	<u>3.38</u>
	35	2.60	1.96	2.69	2.08	3.28	2.47	4.00	2.94	4.81	<u>3.50</u>	5.66	<u>4.10</u>
	40	2.92	2.33	3.05	2.44	3.72	2.92	4.53	3.48	5.46	<u>4.17</u>	6.44	<u>4.92</u>
1.50	20	2.05	1.33	2.15	1.39	2.38	1.54	2.74	1.75	3.15	2.01	3.63	2.30
	25	2.39	1.68	2.51	1.76	2.77	1.97	3.19	2.23	3.67	2.55	4.23	2.90
	30	2.76	2.07	2.89	2.16	3.22	2.43	3.70	2.75	4.26	3.14	4.90	3.57
	35	3.16	2.50	3.30	2.59	3.69	2.92	4.24	3.31	4.90	3.79	5.64	4.33
	40	3.62	2.98	3.76	3.07	4.23	3.48	4.87	3.95	5.63	4.54	6.47	5.19

2.6.8 Método Simplificado de Deméneghi

A continuación se presenta un procedimiento simplificado (Deméneghi, 2010) para un suelo cohesivo-friccionante, cuya ley de resistencia está dada por

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad 2.6.8$$

El análisis es específico para fallas por el pie del talud. Debido a que este método da valores del factor de seguridad mayores que los que se obtienen usando otros métodos más elaborados, se recomienda calibrarlo con alguno o algunos de éstos. No obstante lo anterior, el procedimiento simplificado tiene la ventaja de que toma en cuenta, entre otras, las fuerzas sísmicas que obran sobre el cuerpo de un talud.

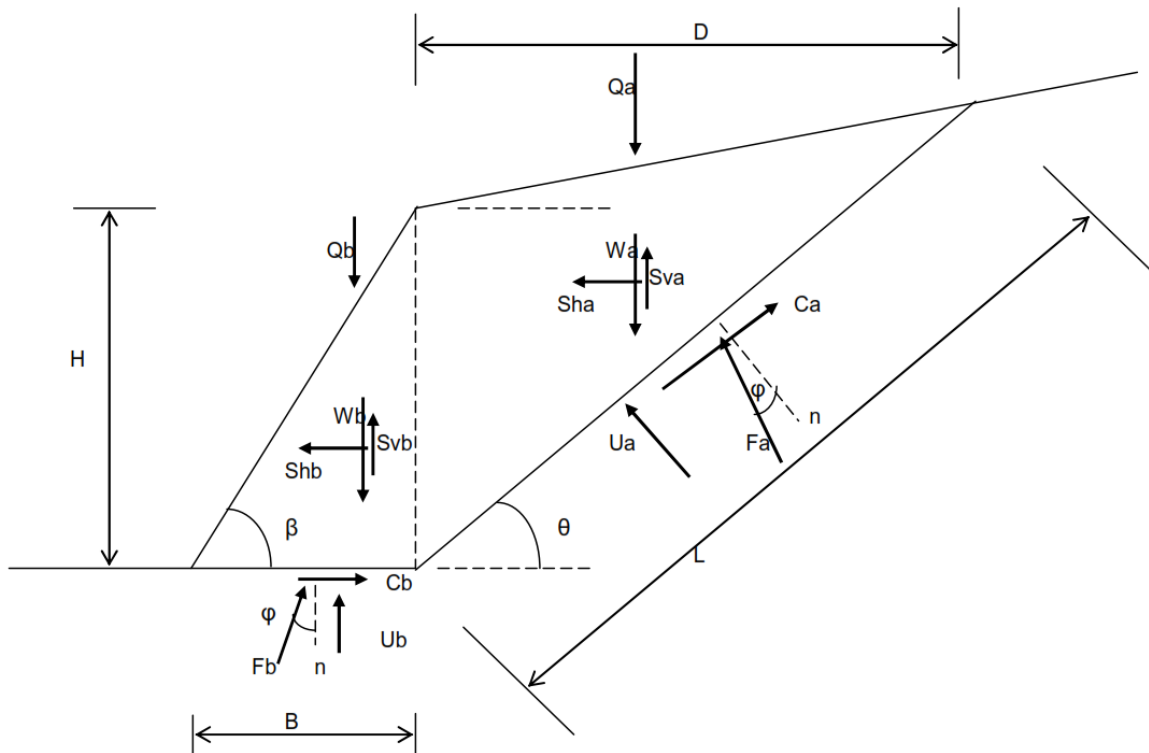


Figura 2.6.9 Formulación del método de Deméneghi

Sea el talud mostrado en la figura 2.6.9. Se supone la superficie de falla indicada en la misma figura. Las literales tienen los siguientes significados:

- W = peso de la cuña
- Q = sobrecarga sobre la cuña
- S_h = fuerza sísmica horizontal

S_v = fuerza sísmica vertical

C = fuerza resistente debida a la cohesión del suelo

F = fuerza resistente debida a la fricción del suelo

U = fuerza de subpresión hidráulica

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

Hagamos

$$V_a = W_a + Q_a - S_{va} \quad 2.6.10$$

$$V_b = W_b + Q_b - S_{vb} \quad 2.6.11$$

El factor de seguridad FS se define como

$$FS = \frac{\sum F_R}{\sum F_A} \quad 2.6.12$$

Donde

$\sum F_R$ = sumatoria de fuerzas resistentes

$$\sum F_R = (V_a \cos \theta - S_{ha} \sin \theta - U_a) \tan \phi + C_a + (V_b - U_b) \tan \phi + C_b \quad 2.6.13$$

$\sum F_A$ = sumatoria de fuerzas actuantes

$$\sum F_A = V_a \sin \theta + S_{ha} \cos \theta + S_{hb} \quad 2.6.14$$

$$FS = \frac{(V_a \cos \theta - S_{ha} \sin \theta - U_a) \tan \phi + C_a + (V_b - U_b) \tan \phi + C_b}{V_a \sin \theta + S_{ha} \cos \theta + S_{hb}} \quad 2.6.15$$

2.6.8.1 Determinación de las fuerzas de subpresión hidráulica

Consideramos las fuerzas de subpresión hidráulica indicadas en la figura 2.6.8.1, donde

$$L_w = \frac{H'_w}{\sin \theta} = H'_w \csc \theta \quad 2.6.8.1.2$$

$$U_a = \frac{L_w \gamma_w H'_w}{2} \quad 2.6.8.1.3$$

$$U_a = \frac{\gamma_w (H'_w)^2 \csc \theta}{2} \quad 2.6.8.1.4$$

$$B = \frac{H}{\tan \beta} = H \cot \beta \quad 2.6.8.1.5$$

$$U_b = \frac{B \gamma_w H'_w}{2} = \frac{\gamma_w H'_w H \cot \beta}{2} \quad 2.6.8.1.6$$

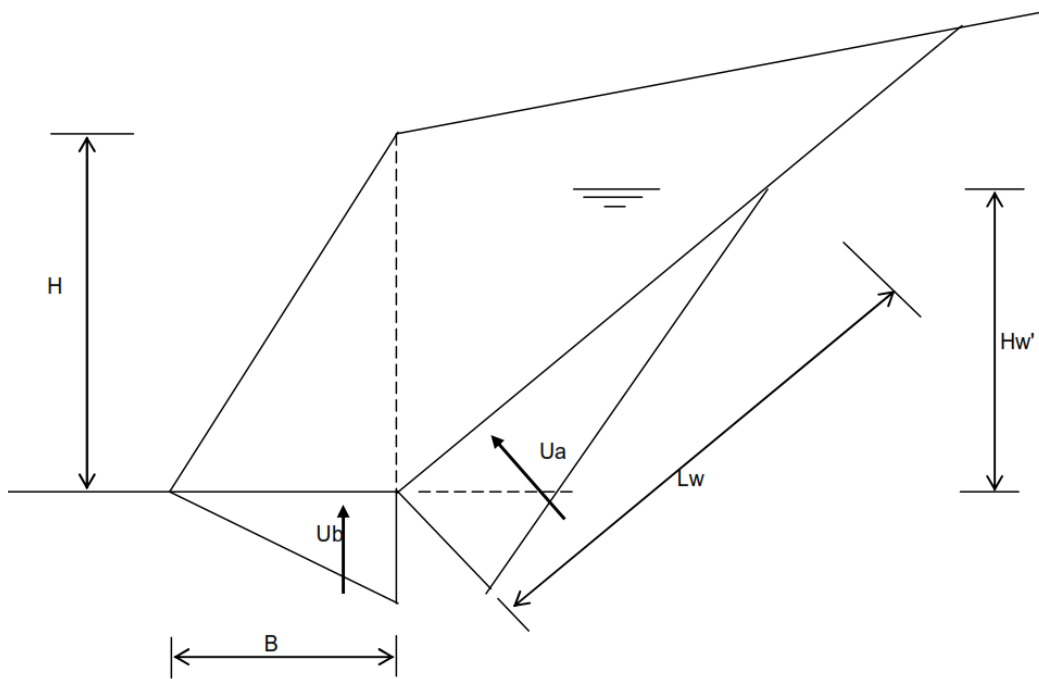


Figura 2.6.8.1 Determinación de las subpresiones hidráulicas

2.6.8.2 Fórmulas para el cálculo del factor de seguridad

Para el empleo de las ecuaciones que relacionan las fuerzas actuantes y resistentes se debe considerar el uso de las siguientes fórmulas (figura 2.6.9)

$$\varepsilon = \theta - \alpha \quad 2.6.8.2.1$$

$$L = H \left[\frac{\text{sen}(90^\circ + \alpha)}{\text{sen } \varepsilon} \right] \quad 2.6.8.2.2$$

$$A_a = HL \cos \theta / 2 \quad 2.6.8.2.3$$

$$W_a = \gamma A_a \quad 2.6.8.2.4$$

$$D = L \cos \theta \quad 2.6.8.2.5$$

$$Q_a = qD \quad 2.6.8.2.6$$

$$C_a = cL \quad 2.6.8.2.7$$

c_{sh} = coeficiente sísmico horizontal

c_{sv} = coeficiente sísmico vertical

$$S_{ha} = c_{sh}(W_a + Q_a) \quad 2.6.8.2.8$$

$$S_{va} = c_{sv}(W_a + Q_a) \quad 2.6.8.2.9$$

$$B = H / \tan \beta = H \cot \beta \quad 2.6.8.2.10$$

$$A_b = H^2 \cot \beta / 2 \quad 2.6.8.2.11$$

$$W_b = \gamma A_b \quad 2.6.8.2.12$$

$$C_b = cB \quad 2.6.8.2.13$$

$$S_{hb} = c_{sh}(W_b + Q_b) \quad 2.6.8.2.14$$

$$S_{vb} = c_{sv}(W_b + Q_b) \quad 2.6.8.2.15$$

2.6.8.3 Determinación del factor de seguridad

El factor de seguridad se obtiene a partir de la ecuación $FS = \frac{\sum F_R}{\sum F_A}$, variando el ángulo θ (figura 15) hasta que se alcanza el menor valor de dicho factor de seguridad. Como la superficie de falla del talud no es otro u otros métodos, para proceder a los ajustes correspondientes.

El uso de la ecuación $FS = \frac{\sum F_R}{\sum F_A}$ tiene la ventaja de que se pueden tomar en cuenta, entre otras, las fuerzas sísmicas, y que el procedimiento se programa fácilmente en hoja de cálculo de una computadora.

2.6.8.4 Suelo friccionante

En un suelo friccionante se ha observado experimentalmente que la superficie de falla de la cuña de deslizamiento tiende a ser plana (figura 2.6.8.4.1). Tomando en cuenta las fuerzas indicadas en la figura 17 el factor de seguridad se define

$$FS = \frac{\sum F_R}{\sum F_A} \quad 2.6.8.4.2$$

$$\text{Sea } V = W + Q - S_v \quad 2.6.8.4.3$$

$$\sum F_R = (V \cos \theta - S_h \sin \theta - U) \tan \phi \quad 2.6.8.4.4$$

$$\sum F_A = V \sin \theta + S_h \cos \theta \quad 2.6.8.4.5$$

$$FS = \frac{(V \cos \theta - S_h \sin \theta - U) \tan \phi}{V \sin \theta + S_h \cos \theta} \quad 2.6.8.4.6$$

En la ecuación $FS = \frac{(V \cos \theta - S_h \sin \theta - U) \tan \phi}{V \sin \theta + S_h \cos \theta}$ se varía el ángulo de θ hasta que se obtenga el menor valor de FS del talud en cuestión.

Consideremos $S_h = S_v = U = 0$ en la ecuación $FS = \frac{(V \cos \theta - S_h \sin \theta - U) \tan \phi}{V \sin \theta + S_h \cos \theta}$

$$FS = \frac{(W+Q) \cos \theta \tan \phi}{(W+Q) \sin \theta} = \frac{\tan \phi}{\tan \theta}$$

2.6.8.4.7

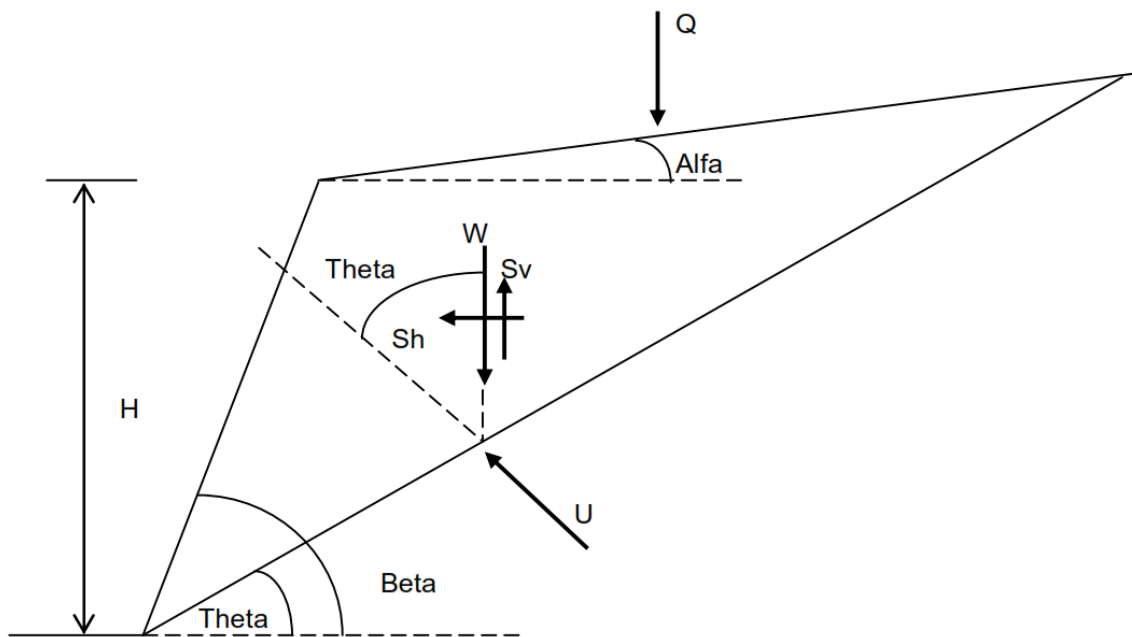


Figura 2.6.8.4.1 Talud de un suelo friccionante

En la ecuación $FS = \frac{(W+Q) \cos \theta \tan \phi}{(W+Q) \sin \theta} = \frac{\tan \phi}{\tan \theta}$ el factor de seguridad mínimo FS_{min} se obtiene cuando $\theta = \theta_{max}$. Pero $\theta_{max} = \beta$ (figura 2.6.8.4.1). Por lo tanto

$$FS_{min} = \frac{\tan \phi}{\tan \theta}$$

2.6.8.4.8

La ecuación anterior indica que, un talud sometido sólo a sobrecarga y peso propio, o sometido únicamente a peso propio, el factor de seguridad mínimo depende sólo de la relación entre β y ϕ . Así,

para $\beta < \phi$: $FS_{min} > 1$

para $\beta = \phi$: $FS_{min} = 1$

para $\beta > \phi$: $FS_{min} < 1$

2.6.8.5 Fórmulas para el cálculo de las fuerzas en la cuña de deslizamiento

De acuerdo con la geometría de la figura 2.6.8.5.1 se tiene que

$$B = \frac{H \operatorname{sen}(\beta - \theta)}{\operatorname{sen} \beta \operatorname{sen} \theta} \quad 2.6.8.5.2$$

$$L' = \frac{B \operatorname{sen}(180^\circ - \theta)}{\operatorname{sen} \varepsilon} \quad 2.6.8.5.3$$

$$\varepsilon = \theta - \alpha \quad 2.6.8.5.4$$

$$A_1 = BH/2 \quad 2.6.8.5.5$$

$$A_2 = (BL' \operatorname{sen} \alpha)/2 \quad 2.6.8.5.6$$

$$A = A_1 + A_2 \quad 2.6.8.5.7$$

$$W = \gamma A \quad 2.6.8.5.8$$

$$Q = qL' \cos \alpha \quad 2.6.8.5.9$$

$$S_h = c_{sh}(W + Q) \quad 2.6.8.5.10$$

$$S_v = c_{sv}(W + Q) \quad 2.6.8.5.11$$

c_{sh} = coeficiente sísmico horizontal

c_{sv} = coeficiente sísmico vertical

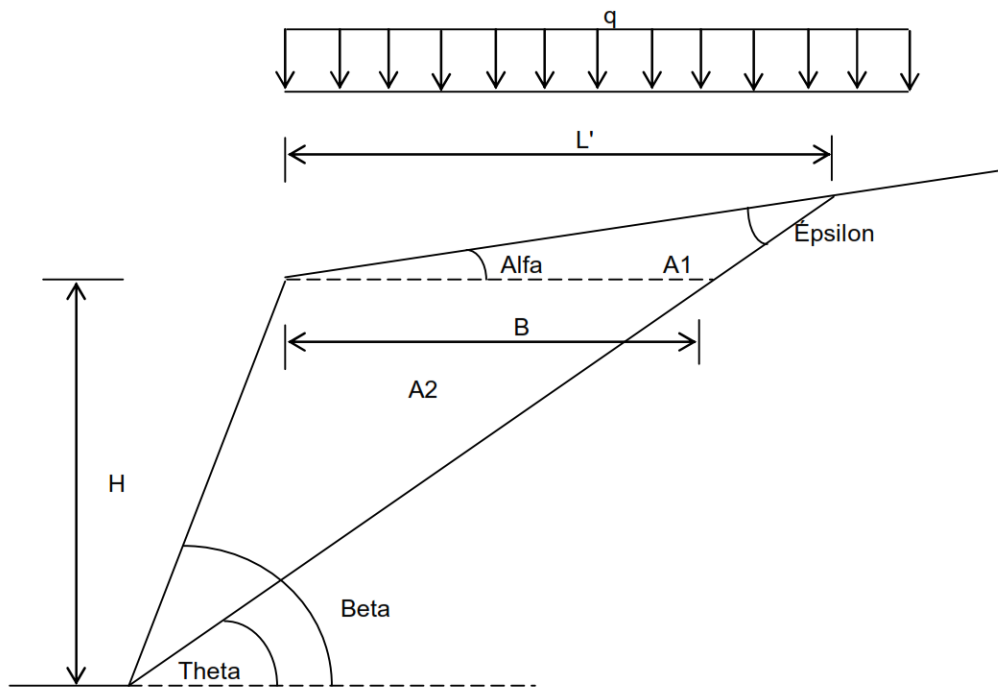


Figura 2.6.8.5.1 Geometría del talud

2.6.8.6 Suelo cohesivo

En suelos puramente cohesivos la posición de la superficie de falla depende del ángulo β del talud (figura 19). Así, si $\beta > 53^\circ$ la falla pasa por el pie del talud (figura 2.6.8.6.1), mientras que si $\beta < 53^\circ$ se presenta una falla por la base del talud (figura 2.6.8.6.2).

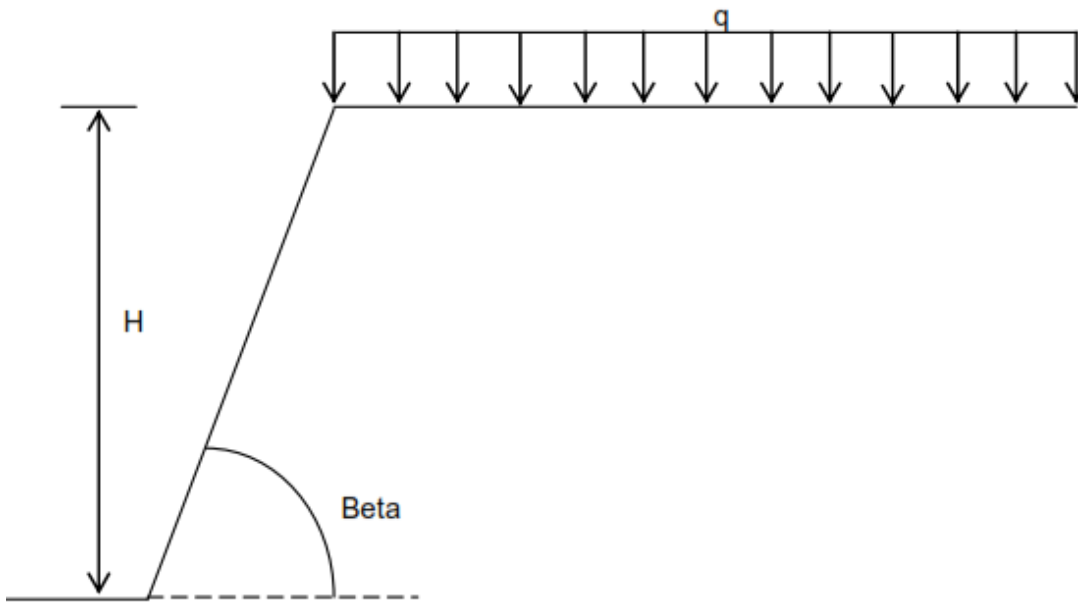


Figura 2.6.8.6.1 Suelo puramente cohesivo

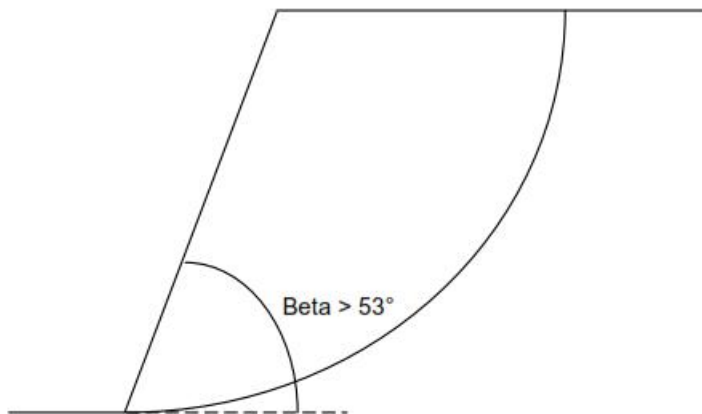


Figura 2.6.8.6.2 Falla por pie de talud $\beta > 53^\circ$

Por lo tanto, para $\beta > 53^\circ$ se pueden usar las gráficas de Janbu o similares, correspondientes a falla por el pie del talud.

En cambio, para $\beta < 53^\circ$ la falla sería por la base del talud, y que se puede demostrar teóricamente (Taylor, 1956; Juárez Badillo y Rico, 1986) que la superficie de falla tiende a ser muy profunda (en un medio semifinito el radio del círculo tiende teóricamente a infinito); el centro del círculo queda a la mitad de la base del talud. El factor de seguridad queda dado

$$FS = \frac{N_{cf}c}{p_d} \quad 2.6.8.6.3$$

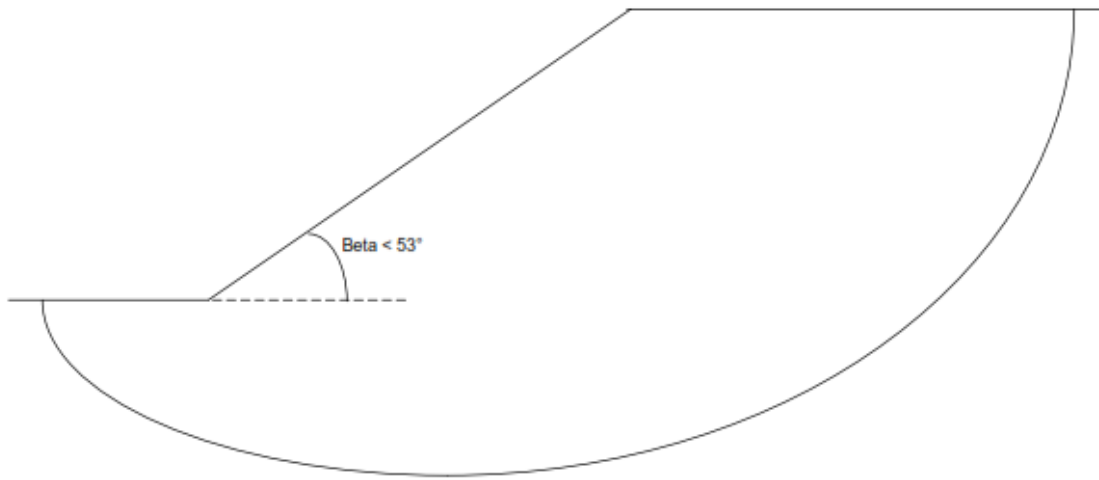


Figura 2.6.8.6.4 Falla por pie de talud $\beta < 53^\circ$

Como se trata de condiciones no drenadas:

$$p_d = \frac{\gamma H + q}{\mu_d} \quad 2.6.8.6.4$$

$$\mu_d = \mu_q \mu_t \quad 2.6.8.6.5$$

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H \tan \phi}{c} = 0 \quad 2.6.8.6.6$$

Para $\lambda_{c\phi} = 0$ y $\beta < 53^\circ$, la superficie de falla pasa por la base, el número de estabilidad N_{cf} es constante y toma el valor de $N_{cf} = 5.525$. Reemplazando con la ecuación

$$FS = \frac{N_{cf}c}{p_d} \quad 2.6.8.6.7$$

$$FS = \frac{5.525c}{p_d} \quad 2.6.8.6.8$$

En forma aproximada, la ecuación $FS = \frac{5.525c}{p_d}$ se puede poner

$$FS = \frac{5.525c}{\gamma H + q} \quad 2.6.8.6.9$$

2.7.- CALCULO DE ANCLAS

Previamente a realizar el cálculo y análisis de anclas para la estabilización de un talud es necesario comprender las diferentes teorías de empuje de tierras.

Cuando se presenta un desnivel, esto se puede resolver con un talud o con un elemento de retención.

Los parámetros cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ) son fundamentales en la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. La teoría de falla al esfuerzo cortante es la más aceptada en el campo de la geotecnia, entre las teorías de resistencia al esfuerzo cortante destaca la ley de Mohr-Coulomb, utilizada en suelos y rocas.

La determinación correcta de este concepto es la base para la seguridad en la construcción de obras civiles. La ley de resistencia al esfuerzo cortante propuesta por Coulomb (1776) sigue una relación lineal y es:

$$s = \sigma \tan\phi \quad 2.7.1$$

donde:

s es la resistencia al corte

σ esfuerzo normal exterior

ϕ ángulo de fricción interna del material

Coulomb definió a la constante de proporcionalidad entre la resistencia al esfuerzo cortante (s) y el esfuerzo normal exterior (σ) en términos de un ángulo de fricción interna (ϕ), que lo definió como constante del material. Sin embargo existen materiales que no se rige por la anterior relación, por ejemplo la arcillas que presentan una resistencia al corte aun cuando el esfuerzo normal sea nulo; Coulomb observó que en arcillas francas, la resistencia parecía ser independiente de cualquier presión exterior actuante en ellas; esto daba indicios de que en dichos materiales parecía existir solo cohesión como si en ellos $\phi=0$, por lo tanto la ley de resistencia para este tipo de suelo

$$s = c \quad 2.7.2$$

En general los suelos presentan características mixtas, es decir presentan cohesión y fricción interna a la vez por lo que se les puede asignar una ley de resistencia que sea una combinación de las ecuaciones 3.2 y 3.3; conocida generalmente como la ley de Coulomb

$$s = c + \sigma \tan\phi \quad 2.7.3$$

Los parámetros mecánicos que determinan la resistencia del material son la cohesión y el ángulo de fricción interna, estos parámetros se obtienen a partir de pruebas de laboratorio realizadas a muestras obtenidas del lugar del proyecto mediante exploraciones geotécnicas.

2.7.1 Teorías de empuje de tierra

Un aspecto importante para el análisis de excavaciones y sobretodo el diseño de anclas es el empuje de tierras que se presentan al realizar el movimiento de material, es importante determinar con precisión las presiones que la tierra ejerce sobre elementos de retención encargados de soportarla. En la actualidad las estructuras de soporte han sido diseñadas a partir de las teorías expuestas por Rankine y Coulomb, distan de ser óptimas y están afectadas de hipótesis que están lejos de representar un ideal de perfección en lo que refiere un acercamiento a la realidad; pero, en muchos casos, son las de más fácil aplicación y manejo, en principio, resulta animador para el ingeniero (E. Juárez)

Los diagramas de presión aparente en elementos de retención han ido evolucionando y sufrido cambios desde aquel remoto modelo de Terzaghi en 1967. Estos son la herramienta de mayor uso para el diseño de sistemas de retención.

2.7.1.1 Estado de empuje en reposo

Empuje en reposo se refiere al estado de esfuerzos o de deformaciones que existen en la masa de suelo antes de realizar una excavación o construir una estructura. Este estado de esfuerzos se muestra como el círculo "O" del diagrama de Mohr de la Fig. 2.7.1.1.1

El coeficiente de empuje en reposo K_0 ha sido determinado con la siguiente relación:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad 2.7.1.1.2$$

Donde:

ϕ ángulo de fricción efectivo del suelo

2.7.1.2 Estado de empuje activo

Es el valor mínimo posible que el empuje horizontal puede alcanzar a cualquier profundidad. Este estado se desarrolla cuando la pared, muro o ademe se desplaza o gira hacia afuera del suelo, permitiendo que el suelo se expanda horizontalmente en la dirección del movimiento del muro. El estado de esfuerzos resultante se presenta en el diagrama de Mohr de la Fig. 2.7.1.1.1 como el círculo "A". Cuando un plano vertical, como lo es un muro flexible se flexiona por la acción del empuje horizontal cada elemento de suelo se expande lateralmente en dirección del movimiento, movilizand su resistencia al esfuerzo cortante,

produciendo una consecuente reducción del empuje lateral. El valor mínimo posible se alcanza cuando se moviliza el máximo esfuerzo cortante y se presenta un estado de falla.

En la Fig. 2.7.1.1.1 se muestra la orientación del plano de falla referido al círculo de Mohr, cuyo coeficiente se expresa como:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad 2.7.1.2$$

2.7.1.3 Estado de empuje pasivo

Es el valor máximo posible que el empuje horizontal puede desarrollar cuando la pared, muro o ademe se desplaza o gira contra el suelo, comprimiendo a éste horizontalmente. El estado resultante es el empuje pasivo. En la Fig. 2.7.1.1.1 del diagrama de Mohr el círculo "P" representa este estado. Si el plano vertical del muro se desplaza contra el suelo, como en el caso del empotramiento de una tablestaca o la reacción de un muerto de anclaje, el empuje lateral se incrementa hasta alcanzar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. El valor máximo posible se alcanza cuando se moviliza el máximo esfuerzo cortante y se presenta un estado de falla.

El coeficiente de empuje pasivo se presenta gráficamente en la Fig. 2.7.1.1.1 y cuyo valor respecto al círculo de Mohr es:

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad 2.7.1.3$$

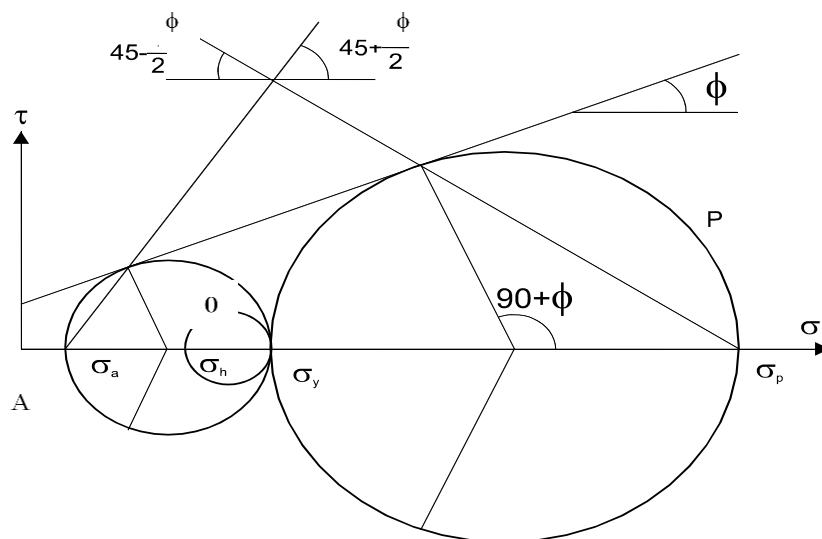


Figura 2.7.1.1.1 Estado activo, pasivo y reposo

2.7.1.4 Teoría de Rankine

La teoría de Rankine se fundamenta en la suposición de que el muro o ademe no produce cambios en el plano de contacto entre muro y suelo; también supone que en la corona del muro o ademe la superficie del terreno es un plano, horizontal o inclinado y la superficie de falla también es plana. Cuando en la teoría de Rankine se alcanza uno de los estados límite se desarrollan las superficies de falla que se presentan en la Fig. 2.7.1.4.1

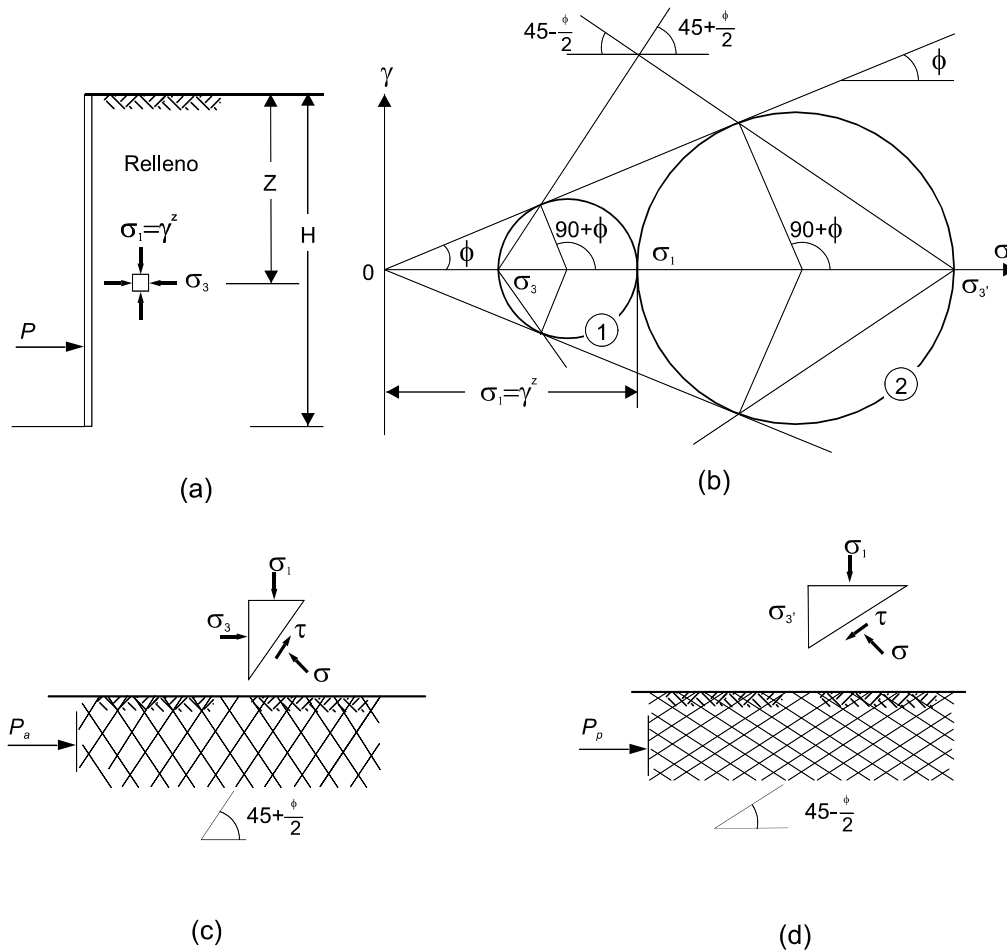


Figura 2.7.1.4.1 Estados límite de falla de Rankine. (a) elemento en suelo granular; (b) círculos de Mohr para los casos activo y pasivo; (c) y (d) planos de deslizamiento para los casos activo y pasivo

La teoría de Rankine se caracteriza por los dos estados límite de equilibrio plástico, el estado natural del suelo se representa por un prisma a cierta profundidad sometido a una presión vertical la cual es el producto de su peso específico por la profundidad a la que se encuentra el prisma

$$\sigma_v = \gamma h$$

2.7.1.4.2

Esta presión vertical está asociada a una presión horizontal σ_h . La relación entre la presión vertical y horizontal es un coeficiente K que en el estado de reposo se le denomina K_0

El empuje de reposo se refiere al estado en que los desplazamientos del elemento de retención son igual a cero, para su cálculo se utiliza la ec 3.9

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma_m K_0 H^2 \quad 2.7.1.4.3$$

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad 2.7.1.4.4$$

donde:

- K_0 coeficiente de presión de tierras en reposo
- σ_h esfuerzo horizontal
- σ_v esfuerzo vertical
- γ_m peso volumétrico del suelo

Suponiendo un elemento de retención en una masa semi-infinita de suelo como se muestra en la figura 2.7.1.4.1. Si el elemento de retención se mueve hacia la izquierda, se producirá una reducción de la presión horizontal. A medida que el elemento de retención se desplaza, la masa de suelo entra en equilibrio plástico, llegando al límite de falla, en ese momento la relación entre la presión horizontal y la presión vertical se indica con el coeficiente de presión de tierras activo k_a .

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad 2.7.1.4.5$$

Si el elemento de retención se mueve en dirección de la masa de suelo, la presión vertical permanecería constante y la presión horizontal aumentaría hasta llegar a la línea de falla, en este caso la presión horizontal será mayor que la presión vertical, la relación entre ambas presiones está dada por el coeficiente de presión de tierras pasivo, k_p .

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad 2.7.1.4.6$$

2.7.1.5 Empuje de tierras (Diagramas de presión aparente)

Los diagramas de presión aparente actúan en las paredes verticales de la excavación, para diseñar cualquiera de los sistemas de contención mencionados dentro de los subcapítulos anteriores, es indispensable determinar las fuerzas producidas por el empuje lateral de la tierra contenida.

El tema del diseño de soporte lateral de las excavaciones con paredes verticales es un tema que ha mantenido ocupada la atención de ingenieros constructores desde hace ya un par de siglos, Charles Coulomb propuso en 1776 un método para determinar el empuje lateral de la tierra sobre muros de contención rígidos, al aplicar este método se encontraron

que los valores de los empujes teóricamente calculados eran, generalmente, menores que los reales; derivó en algunas fallas de las excavaciones debidas a la ruptura de puntales. El método de Coulomb fue abandonado debido a las respuestas que habían tenido las estructuras que siguieron este método, que siguieron usando el método empírico basado en experiencia y observaciones anteriores.

Años más tarde, Rankine en 1857, publicó su nuevo modelo teórico basado en un análisis matemático más elegante; esta nueva teoría corrió en el mismo destino que la de Coulomb. Evidentemente fue abandonada a teoría y se siguieron realizando excavaciones en base al conocimiento empírico.

Fue hasta 1936, cuando el padre de la mecánica de suelos K. Terzaghi, en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, demostró la influencia de los desplazamientos de la estructura de contención en la estructura de contención en la magnitud y distribución de la presión lateral ejercida por la tierra sobre la propia estructura.

Midió las reacciones en los apoyos de una pared móvil en una caja llena de arena, y comparándola con los valores teóricos obtenidos de las ecuaciones de Rankine, estableció dos conclusiones de relevancia en la práctica.

1.-Si la pared rígida se desplaza paralelamente a sí misma como se observa en el diagrama (a) de la figura 2.7.1.4.1 , en un orden de $0.001H$ a $0.002H$,donde H es la altura de la pared, la magnitud del empuje total y la distribución de la presión lateral son iguales a las obtenidas con el modelo teórico de Rankine. Implica que basta un pequeño desplazamiento lateral del muro para crear en la masa de suelo el estado de deformación plástica ideal que supone la teoría.

2.-Cuando el desplazamiento de la pared rígida se produce girando alrededor de un eje horizontal coincidente con su lado inferior, en una cantidad δl , como se muestra en el diagrama (b) de la figura 2.7.1.5 se obtiene el mismo diagrama de distribución lineal con igual magnitud del empuje total que se obtiene con la teoría de Rankine.

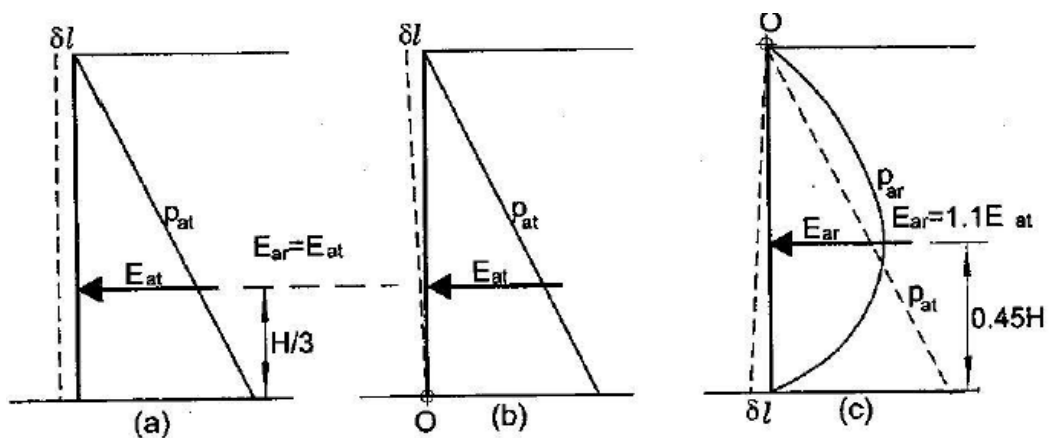


Figura 2.7.1.5 Influencia del desplazamiento del muro en la distribución de la presión lateral activa.

Estas dos formas de desplazamiento: traslación y rotación respecto a la base, se presentan en muros de contención rígidos; es decir de mampostería y concreto, en los que la estabilidad depende solamente del peso propio, es decir que en la cara libre no existe algún soporte que restrinja el desplazamiento.

En cambio en excavaciones con un sistema de contención a base de soportes como lo pueden ser anclas, puntales, troqueles o ademadas, que son más flexibles, al ir colocando los elementos de la parte superior se restringe el desplazamiento en esta parte y, a medida que continúa profundizándose la excavación y se van colocando más elementos de contención, la parte inferior del ademe o pila se desplaza girando alrededor del punto de apoyo de los elementos de contención superiores.

Las mediciones experimentales del empuje ejercido por el suelo indican que si la pared se desplaza en su parte inferior la distribución de la presión sigue una ley curva, semejante a una parábola; como se ilustra en el diagrama (c) de la figura 2.16. La magnitud del empuje total observado E_{ar} , dado por el área bajo la curva, llega a ser aproximadamente 10% mayor que la del diagrama triangular teórico de Rankine E_{at} . El punto de aplicación del empuje E_{ar} se encuentra a una altura aproximada de $0.45H$ sobre la base de la pared móvil.

La flexibilidad de los elementos verticales induce desplazamientos adicionales del suelo en contacto con el elemento, formando superficies de curvatura variables, dependiendo de la flexibilidad de estos elementos, de la posición de elementos de apoyo (ancas, puntales) y de la carga aplicada al ser colocados. Tal heterogeneidad de los desplazamientos del sistema de soporte origina igual heterogeneidad de las curvas de distribución de la presión de la tierra.

Ante esto se han ido realizando y proponiendo diagramas de presión simplificados para el diseño de sistemas de soporte temporal de excavaciones.

2.7.1.6 Modelo de Terzaghi, 1967

El primer diagrama en realizarse fue el propuesto por Terzaghi y Peck derivado de las excavaciones hechas en las arcillas de Chicago, que es un diagrama trapecial.

Para un caso más general de un suelo cuya resistencia al corte está constituida por cohesión y fricción presentaron los diagramas que se muestran en la figura 2.7.1.6.1

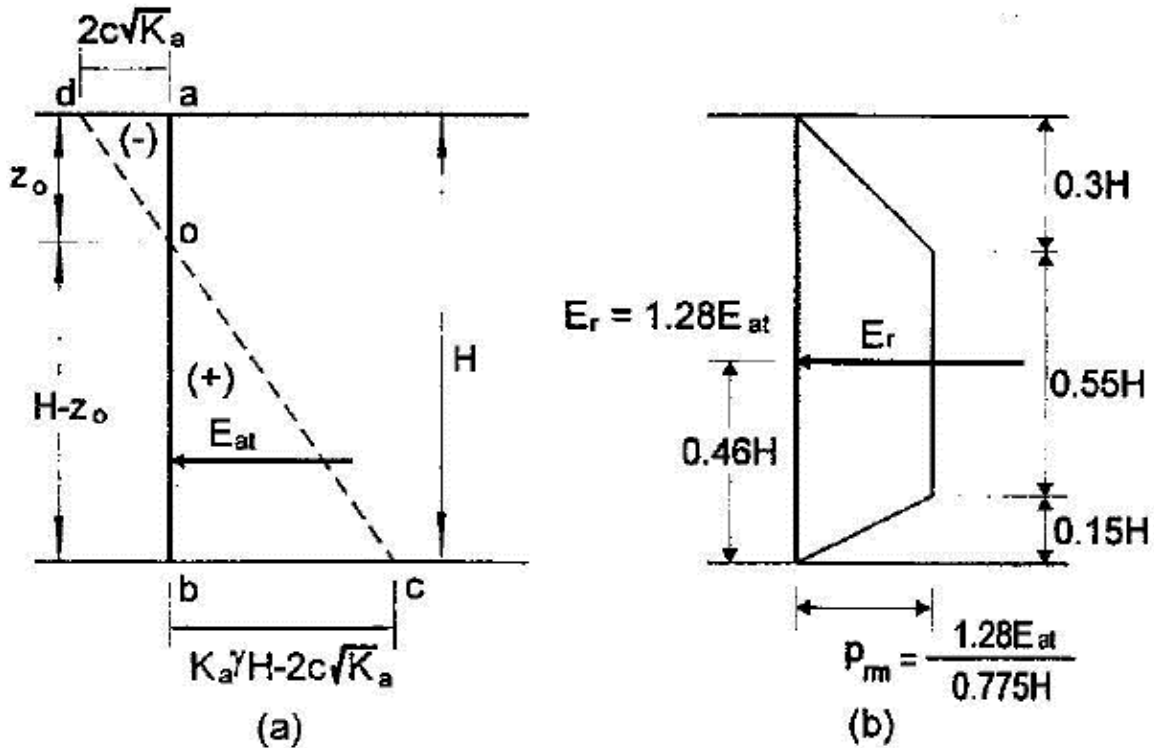


Figura 2.7.1.6.1 a) Diagrama teórico de Rankine para suelo cohesivo-friccionante b) Diagrama trapecial envolvente de presión redistribuida obtenido de (a)

El valor del empuje activo teórico es el área del triángulo de presiones, OBC expresado por:

$$E_{at} = 0.5(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) \left(H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \right) \quad 2.7.1.6.2$$

Esta ecuación permite definir el diagrama trapecial de presión redistribuida para cualquier caso de suelo homogéneo, cuya resistencia al corte pueda variar entre la de una arena sin cohesión ($c=0$) y una arcilla sin fricción ($\phi=0$), cuando el nivel freático es más profundo que la excavación.

Al paso de los años se han cuestionado y estudiado las publicaciones de grandes investigadores y científicos, esto ocurre también en la geotecnia, donde los diagramas publicados por Terzaghi y Peck en el ya lejano 1967 han sufrido modificaciones por diversos autores. En la Tabla 2 se presenta una comparativa evolutiva del cálculo de empuje lateral en las paredes de excavación, comenzando por la propuesta por Terzaghi y Peck y su trabajo en el metro de Chicago, hasta la propuesta por Sabatini en 1999 publicado por la FHWA

Reference	b ₁	b ₂	b ₃	Range of maximum pressure ordinate, p	Total load
Terzaghi and Peck (1967)	0.25	0.50	0.25	0.2γH - 0.4γH	0.15γH ² - 0.30γH ²
Schnabel (1982)	0.20	0.60	0.20	0.2γH ⁽¹⁾	0.16γH ²
Winter (1990)	0.20	0.60	0.20	0.2γH - 0.32γH ⁽¹⁾	0.16γH ² - 0.26γH ²
Ulrich (1989)	0.25	0.50	0.25	0.2γH - 0.4γH	0.15γH ² - 0.30γH ²
FHWA-RD-75-130 (1976)	0	1.0	0	0.15γH - 0.30γH	0.15γH ² - 0.30γH ²
This work ⁽²⁾	0.17 ⁽³⁾	0.66	0.17 ⁽⁴⁾	0.2γH - 0.4γH	0.17γH ² - 0.33γH ²

- Notes: (1) Assumes $\gamma = 19.6 \text{ kN/m}^3$
(2) Diagram for multiple levels of ground anchors
(3) Assumes $H_1 = H/4$ (see figure 27)
(4) Assumes $H_{n+1} = H/4$ (see figure 27)

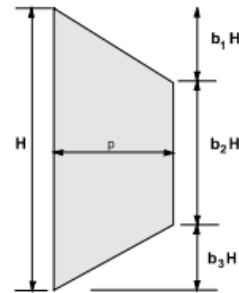


Tabla 2 Resumen de diagramas de presión aparente para excavaciones temporales en arcillas duras

2.7.2 Revisión y análisis de anclas

2.7.2.1 Fuerza de anclaje

Consideremos el talud de la figura 2.7.2.1.1. Considerando una superficie de falla plana, el factor de seguridad se define

$$FS = \frac{\sum F_R + AN}{\sum F_A} \quad 2.7.2.1.2$$

donde AN es la fuerza resistente (en kN/m) proporcionada por el sistema de anclaje.

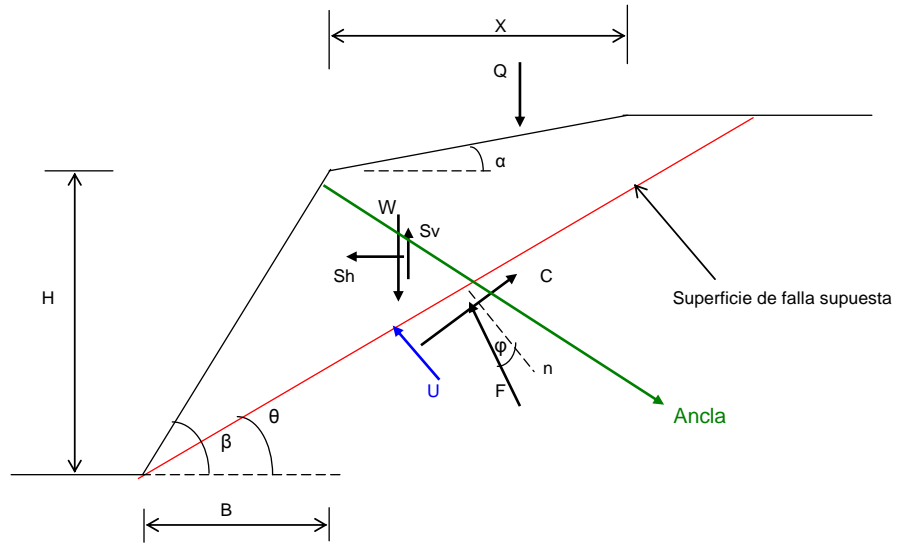


Figura 2.7.2.1.1 Fuerzas que actúan en el cuerpo del talud

De acuerdo con la figura 2.7.2.1.1

$$V = W + Q - S_v \quad 2.7.2.1.3$$

$$\Sigma F_R = cL + (V \cos \theta - S_h \sin \theta - U) \tan \phi \quad 2.7.2.1.4$$

$$\Sigma F_A = V \sin \theta + S_h \cos \theta \quad 2.7.2.1.5$$

El factor de seguridad del talud se calcula variando el ángulo θ hasta que se obtiene el factor de seguridad mínimo.

2.7.2.2 Determinación de la fuerza de subpresión hidráulica

Consideremos que la condición hidráulica es la mostrada en la figura 2.7.2.2.1

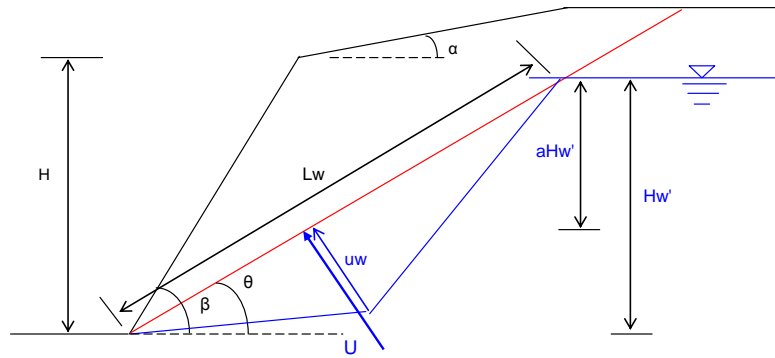


Figura 2.7.2.2.1 Fuerzas de subpresión

$$L_w = \frac{H_w'}{\text{sen}\theta} \quad 2.7.2.2.2$$

$$u_w = aH_w' \gamma_w \quad 2.7.2.2.3$$

$$U = \frac{u_w L_w}{2} = \frac{a(H_w')^2 \gamma_w}{2 \text{sen}\theta} \quad 2.7.2.2.4$$

2.7.2.3 Fórmulas para el cálculo del factor de seguridad

Para el empleo de las ecuaciones 2.7.2.1.4 a 2.7.2.2.2 se pueden utilizar las siguientes fórmulas (figura 2.7.2.3.1)

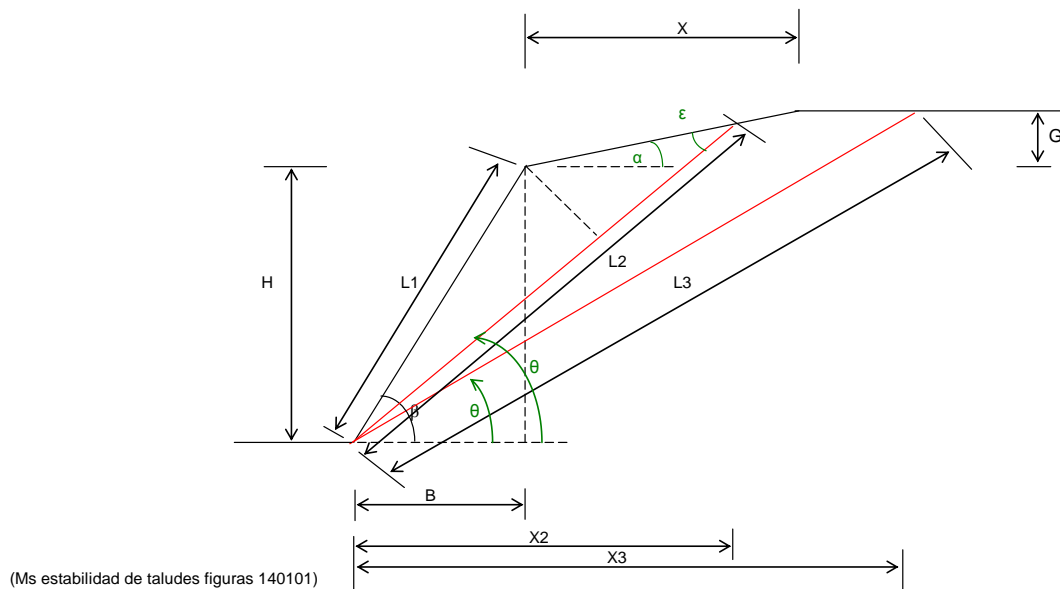


Figura 2.7.2.3.1 Geometría del talud

$$\varepsilon = \theta - \alpha \quad 2.7.2.3.2$$

$$B = \frac{H}{\tan \beta} \quad 2.7.2.3.3$$

$$L_1 = \frac{H}{\text{sen} \beta} \quad 2.7.2.3.4$$

$$L_2 = \frac{\text{sen}(180^\circ - \beta + \alpha)}{\text{sen} \varepsilon} L_1 \quad 2.7.2.3.5$$

$$y = L_1 \text{sen}(\beta - \theta) \quad 2.7.2.3.6$$

$$G = X \tan \alpha \quad 2.7.2.3.7$$

$$L_3 = \frac{H + G}{\text{sen} \theta} \quad 2.7.2.3.8$$

$$X_2 = L_2 \cos \theta \quad 2.7.2.3.9$$

$$X_3 = \frac{H + G}{\tan \theta} \quad 2.7.2.3.10$$

$$W = \gamma A \quad 2.7.2.3.11$$

$$C = c L \quad 2.7.2.3.12$$

c_{sh} = coeficiente sísmico horizontal

c_{sv} = coeficiente sísmico vertical

$$S_h = c_{sh} (W + Q) \quad 2.7.2.3.13$$

$$S_v = c_{sv} (W + Q) \quad 2.7.2.3.14$$

Si $X_2 - B < X$

$$A = \frac{L_2 y}{2} \quad 2.7.2.3.15$$

Si $X_2 - B > X$

$$A = \frac{(H + G)X_3}{2} - \frac{HB}{2} - BG - \frac{XG}{2} \quad 2.7.2.3.16$$

2.7.2.4 Análisis de la fuerza de anclaje

Supongamos que hacemos el análisis de estabilidad de un talud y que, usando la ecuación 1 con $AN = 0$ obtenemos un factor de seguridad FS menor que el factor de seguridad de diseño FS_d . Si decidimos usar un sistema de anclaje, usamos la ecuación 1 con $FS = FS_d$. Con las ecuaciones 2.7.2.1.4, 2.7.2.1.5 y 2.7.2.4.1 variamos AN y θ hasta que se satisfaga la siguiente expresión

$$FS_d = \frac{\Sigma F_R + AN}{\Sigma F_A} \quad 2.7.2.4.1$$

2.7.2.5 Anclas de tensión

La fuerza de anclaje está dada por

$$AN = T_N \tan \varphi \quad 2.7.2.5.1$$

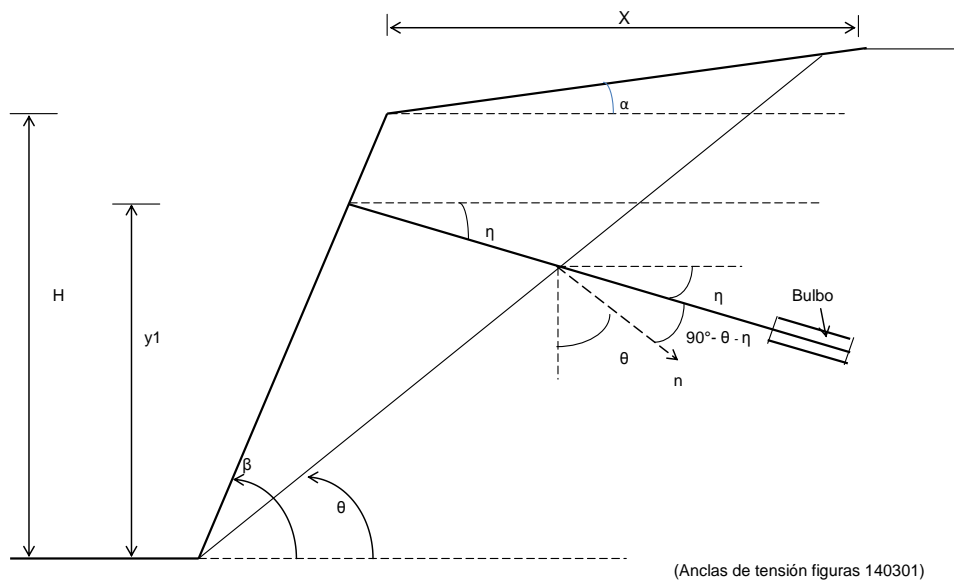


Figura 2.7.2.5.2 Geometría del talud con anclas

T_N = fuerza normal (kN/m) sobre la superficie de falla del talud, proporcionada por el sistema de anclaje

Pero (figura 2.7.2.5.2)

$$T_N = T \cos(90^\circ - \theta - \eta)$$

donde T (en kN/m) es la fuerza de tensión en el sistema de anclaje. Sustituimos en la ecuación 2.7.2.5.1 y despejamos T

$$T = \frac{AN}{\cos(90^\circ - \theta - \eta) \tan \varphi} \quad 2.7.2.5.3$$

T es la fuerza de tensión en el sistema de anclaje (figura 2.7.2.5.2), en kN/m. La fuerza en un ancla será igual a T multiplicada por la distancia horizontal entre anclas y dividida entre el número de hileras de anclas. Denominemos por T_1 la fuerza de tensión en un ancla.

El área A_1 de un ancla la obtenemos

$$A_1 = \frac{T_1 (FS_y)}{f_y} \quad 2.7.2.5.4$$

La longitud de empotramiento de un ancla, L_e , se obtiene de la siguiente forma (figura 5)

$$T_1 = \frac{1}{FS_{adh}} \omega_1 (\alpha_1 c + \sigma_4 \tan \delta) L_e + \frac{1}{FS_p} p_p A_{bulbo} \quad 2.7.2.5.5$$

ω_1 = perímetro de la pieza

c = cohesión del suelo

σ_4 = presión media de confinamiento sobre el área lateral del ancla

δ = ángulo de fricción interna entre suelo y ancla

α_1 = coeficiente que depende de la consistencia del suelo

De acuerdo con la figura 2.7.5.2.11

$$x_{B1} = \frac{y_1}{\tan \beta} \quad 2.7.2.5.6$$

$$x_{A1} = \frac{y_{A1}}{\tan \beta} \quad 2.7.2.5.7$$

$$y_{E1} = x_{E1} \tan \theta \quad 2.7.2.5.8$$

$$\frac{y_{E1} - y_1}{x_{E1} - x_{B1}} = -\tan \eta \quad 2.7.2.5.9$$

$$x_{E1} = \frac{y_1 + x \tan \eta}{\tan \theta + \tan \eta} \quad 2.7.2.5.10$$

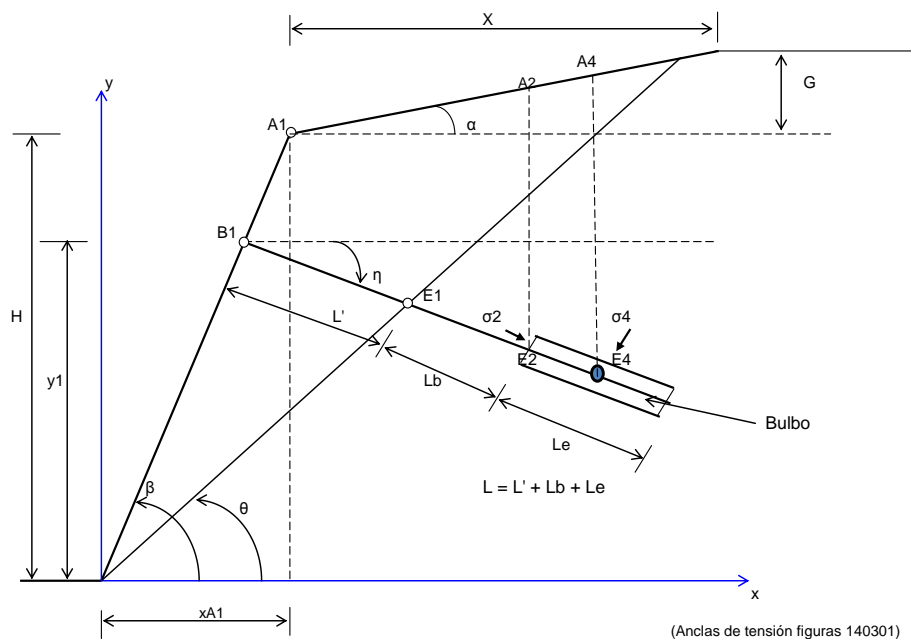


Figura 2.7.2.5.11 Obtención de la presión media a la mitad de L_E

$$L' = \frac{x_{E1} - x_{B1}}{\cos \eta} \quad 2.7.2.5.12$$

$$x_{A4} = x_{B1} + \left(L' + L_b + \frac{L_e}{2} \right) \cos \eta \quad 2.7.2.5.13$$

$$y_{A4} = y_{A1} + (x_{A4} - x_{A1}) \tan \alpha \quad 2.7.2.5.14$$

$$x_{A2} = x_{B1} + (L' + L_b) \cos \eta \quad 2.7.2.5.15$$

$$y_{A2} = y_{A1} + (x_{A2} - x_{A1}) \tan \alpha \quad 2.7.2.5.16$$

$$y_{E2} = y_{B1} - (x_{A2} - x_{B1}) \tan \eta \quad 2.7.2.5.17$$

Si $X_{A4} - X_{A1} < X$

$$p_{v4} = q + \gamma \left[y_{A4} - y_1 + \left(L' + L_b + \frac{L_e}{2} \right) \text{sen} \eta \right] \quad 2.7.2.5.18$$

Si $X_{A4} - X_{A1} > X$

$$p_{v4} = q + \gamma \left[X \tan \alpha + H - y_1 + \left(L' + L_b + \frac{L_e}{2} \right) \text{sen} \eta \right] \quad 2.7.2.5.19$$

Si $X_{A2} - X_{A1} < X$

$$p_{v2} = q + (y_{A2} - y_{E2}) \gamma \quad 2.7.2.5.20$$

Si $X_{A2} - X_{A1} > X$

$$p_{v2} = q + (H + X \tan \alpha - y_{E2})\gamma \quad 2.7.2.5.21$$

$$\sigma_4 = p_{v4} (K_o \text{sen}^2 \eta + \cos^2 \eta) \quad 2.7.2.5.22$$

$$\sigma_2 = p_{v2} (K_o \cos^2 \eta + \text{sen}^2 \eta) \quad 2.7.2.5.23$$

p_p = presión pasiva sobre el bulbo, dada por

$$p_p = N_\varphi \sigma_2 + 2c \sqrt{N_\varphi} \quad 2.7.2.5.24$$

$$N_\varphi = \frac{1 + \text{sen} \varphi}{1 - \text{sen} \varphi} \quad 2.7.2.5.25$$

De acuerdo con la figura 2.7.2.5.11, la longitud total del ancla, L, vale

$$L = L' + L_b + L_e \quad 2.7.2.5.26$$

Para obtener la longitud L del ancla, damos un valor a L_b y suponemos una magnitud de L_e ; a continuación usamos las ecuaciones 2.7.2.5.6 a 2.7.2.5.26 para calcular T hasta que

Para obtener la longitud L del ancla, usamos la ecuación 2.7.2.5.5 procediendo por iteraciones dando diferentes valores a L_e , hasta que la magnitud calculada de T_1 con la ecuación 2.7.2.5.5 coincida con la magnitud de T_1 determinada a partir de la ecuación 2.7.2.5.3 (T_1 es igual a T multiplicada por la separación horizontal de las anclas y dividida entre el número de hileras). Para lograr lo anterior, se da un valor a L_b y se aplican las ecuaciones 2.7.2.5.6 a 2.7.2.5.26.

$$T_1 = \frac{1}{FS_{adh}} \omega_1 (\alpha_1 c + \sigma_4 \tan \delta) L_e + \frac{1}{FS_p} p_p A_{bulbo} \quad 2.7.2.5.27$$

2.7.2.6 Anclas en roca

Consideremos una masa de roca con una discontinuidad (figura 6). La discontinuidad forma un ángulo θ con la horizontal. El procedimiento de análisis es similar al de los incisos anteriores, pero ahora la superficie de falla tiene una inclinación definida θ .

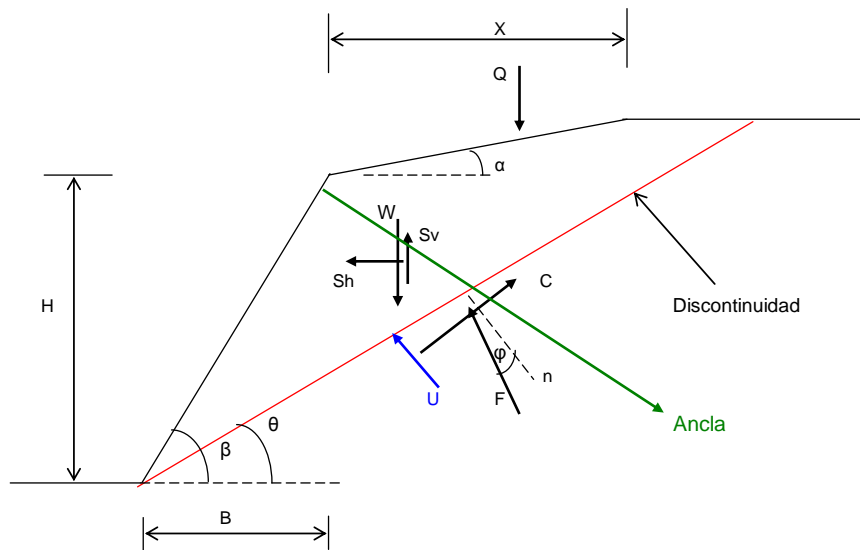


Figura 2.7.2.6.1 Masa de roca con una discontinuidad

Sean c_b y ϕ_b los parámetros de resistencia en la fisura de la roca. El factor de seguridad lo hallamos con las ecuaciones 2.7.2.6.2 a 2.7.2.6.5

$$FS = \frac{\Sigma F_R + AN}{\Sigma F_A} \quad 2.7.2.6.2$$

donde AN es la fuerza resistente (en kN/m) proporcionada por el sistema de anclaje.

$$V = W + Q - S_v \quad 2.7.2.6.3$$

$$\Sigma F_R = c_b L + (V \cos \theta - S_h \sin \theta - U) \tan \phi_b \quad 2.7.2.6.4$$

$$\Sigma F_A = V \sin \theta + S_h \cos \theta \quad 2.7.2.6.5$$

La fuerza de anclaje la hallamos despejando AN de la ecuación 2.7.2.6.6

$$FS_d = \frac{\Sigma F_R + AN}{\Sigma F_A} \quad 2.7.2.6.6$$

$$AN = (FS_d) \Sigma F_A - \Sigma F_R \quad 2.7.2.6.7$$

La fuerza de tensión en el sistema de anclaje con la ecuación 2.7.2.6.8

$$T = \frac{AN}{\cos(90^\circ - \theta - \eta) \tan \varphi} \quad 2.7.2.6.8$$

T es la fuerza de tensión en el sistema de anclaje (figura 2.7.2.5.2), en kN/m. La fuerza en un ancla será igual a T multiplicada por la distancia horizontal entre anclas y dividida entre el número de hileras de anclas. Denominemos por T₁ la fuerza de tensión en un ancla.

El área A₁ de un ancla la obtenemos

$$A_1 = \frac{T_1 (FS_y)}{f_y} \quad 2.7.2.6.9$$

La longitud de empotramiento de un ancla, L_e , se obtiene de la siguiente forma (figura 2.7.2.5.11)

$$T_1 = \frac{1}{FS_{adh}} \omega_1 (\alpha_1 c + \sigma_4 \tan \delta) L_e + \frac{1}{FS_p} p_p A_{bulbo} \quad 2.7.2.6.10$$

ω_1 = perímetro de la pieza

c = cohesión del macizo rocoso

σ_4 = presión media de confinamiento sobre el área lateral del ancla

δ = ángulo de fricción interna entre roca y ancla

α_1 = coeficiente que depende de la consistencia de la roca

El resto del procedimiento es similar al empleado en incisos anteriores.

3.- Marco metodológico

En este capítulo se tratará de establecer una metodología para resolver el caso de estudio y además de poder identificar la problemática de la estabilidad de un talud y como darle solución a la estabilidad por medio del diseño de anclas.

Es necesario realizar una exploración geotécnica de manera que se puedan obtener las propiedades del suelo a analizar, cabe mencionar que el número de estudios así como el número de pruebas de laboratorio dependerá del presupuesto que se tenga.

Existen diversos sondeos que se pueden realizar en campo el más común y eficiente es la Prueba de Penetración Estándar (SPT) el cual tiene como objetivos obtener la medida de la resistencia con un muestreador en un suelo, tomar muestras representativas del suelo y hallar la correlación entre el número de golpes, N, medido y la compacidad, el ángulo interna y la resistencia a la compresión simple por medio de tablas, así como saber bajo qué condiciones se presenta el talud, si está bajo presencia de agua o no.

Es necesaria también en dado caso se tenga una roca, la elaboración de un estudio de geología estructural para obtener el perfil geológico del sitio.

Una vez realizado el sondeo elegido por el ingeniero, se procederá a llevar las muestras obtenidas por la prueba al laboratorio, donde realizarán diversos estudios para analizar las pruebas. Un estudio muy común es realizar ensayo triaxiales para obtener las propiedades mecánicas de las diferentes muestras.

Por otra parte, es necesario realizar una clasificación del suelo en base a las muestras obtenidas para realizar una representación gráfica de la estratigrafía del suelo, esta clasificación puede estar regida por algún criterio como el SUCS o el AASHTO.

Es necesaria la obtención de los límites líquido y plástico para saber las condiciones de los diferentes estratos y estos límites se obtienen mediante la prueba de plasticidad.

Una vez obtenidos todos los resultados arrojados por las pruebas de laboratorio, se realizara un dibujo de manera esquemática el talud, dicho esquema deberá contener todos los datos necesarios para poder someter cualquier método convencional y calcular el factor de seguridad.

Se debe determinar si la estructura en cuestión es capaz de sostenerse por sí misma. Si no lo es, se debe elegir un método para estabilizar el talud. Ya que se haya elegido un método para el análisis de estabilidad y se haya obtenido el factor de seguridad, se comprará con un factor que sea mayor a 1.2 para fines de seguridad, si se encuentra por debajo de 1 quiere decir que la estabilidad del talud está en riesgo y es necesario de algún método de estabilización. Los parámetros necesarios para una comparación dependerán de la experiencia del ingeniero que esté llevando acabo, ya que estos parámetros no se han estudiado tan a fondo para establecer un parámetro absoluto (Deméneghi 2014). Ahora se procederá a dar una solución a la estabilidad para mejorar el factor de seguridad, existen diversos procesos constructivos y soluciones geotécnicas para estabilizar un talud, el que propone este trabajo es el de estabilidad de taludes por medio de anclas.

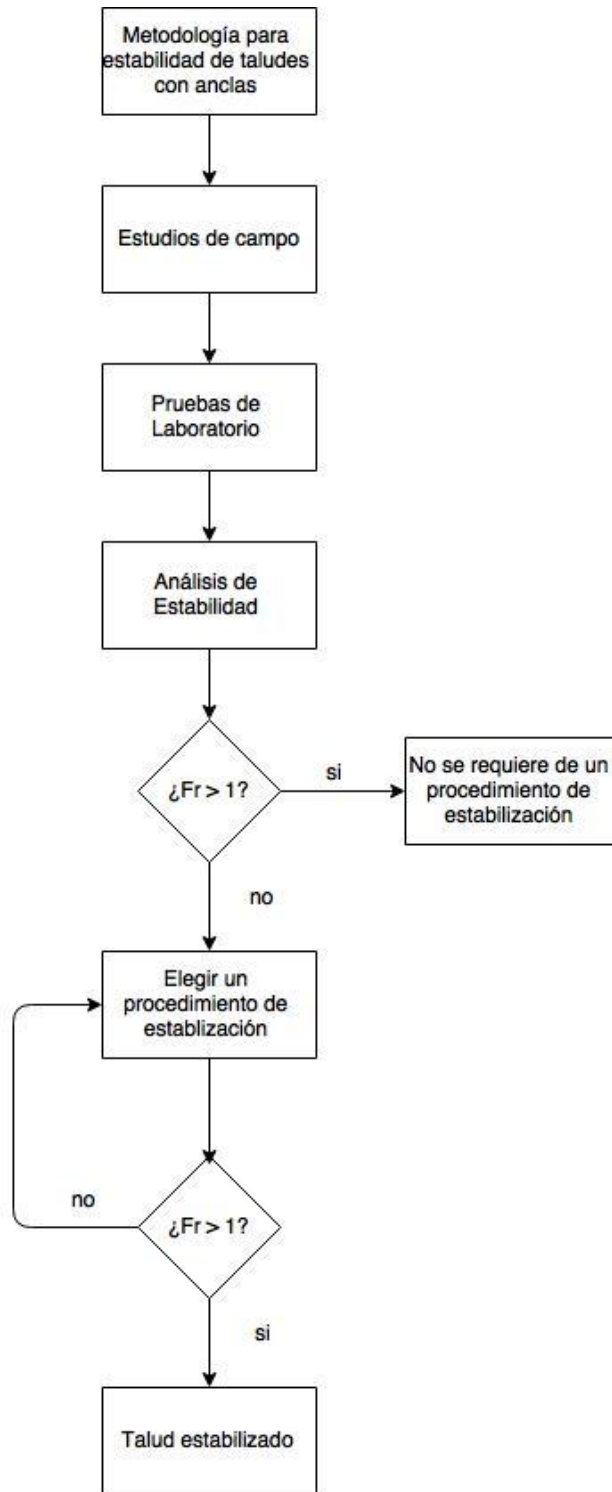


Figura 3.1 Diagrama de flujo de metodología alternativa propuesta

4.- Caso de Estudio

4.1 Aspectos generales del proyecto

El proyecto consiste en dar una solución al problema presentado en el predio ubicado en Raquel Banda Farfán N° 12, interior 12, en la colonia Bosques de Tarango, el problema consiste en la estabilización de un talud el cual fallo por saturación del suelo debido a las intensas lluvias que se presentaron en ese tiempo lo cual produjo un aumento en el peso de la masa del suelo y aumento del empuje activo provocando una falla por rotación la cual fue súbita y se perdió la mitad del jardín de la parte trasera de la casa el cual está localizado en el talud de una cañada, es de vital importancia que se estabilice el talud por que se podrían presentar mayores problemas en la casa debido a que podría presentarse una falla mayor y que la casa caiga a una cañada de 30 metros de profundidad y se produzca una catástrofe. Es necesario la realización de estudio de campo y de laboratorio para poder obtener las propiedades del suelo y así elaborar una solución bien sustentada. Todo el estudio del caso se hará entorno a la estabilización de un talud.

4.2 Zonificación del suelo donde se encuentra el proyecto

El predio como se comentó anteriormente se encuentra ubicado en Raquel Banda Farfán N° 12, interior 12, en la colonia Bosques de Tarango.

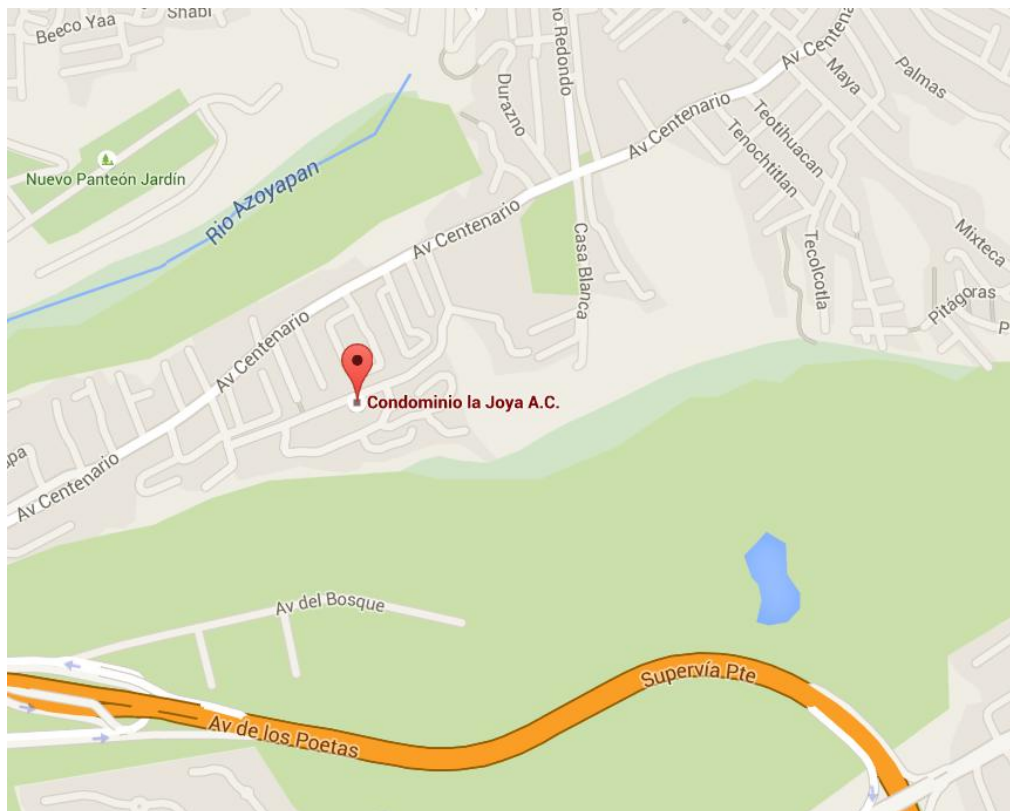


Figura 4.2.1 Ubicación del predio para caso de estudio

El desarrollo del proyecto se ubica dentro de la zonificación de lomas (Zona I) según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), como se observa en la figura 4.2.2

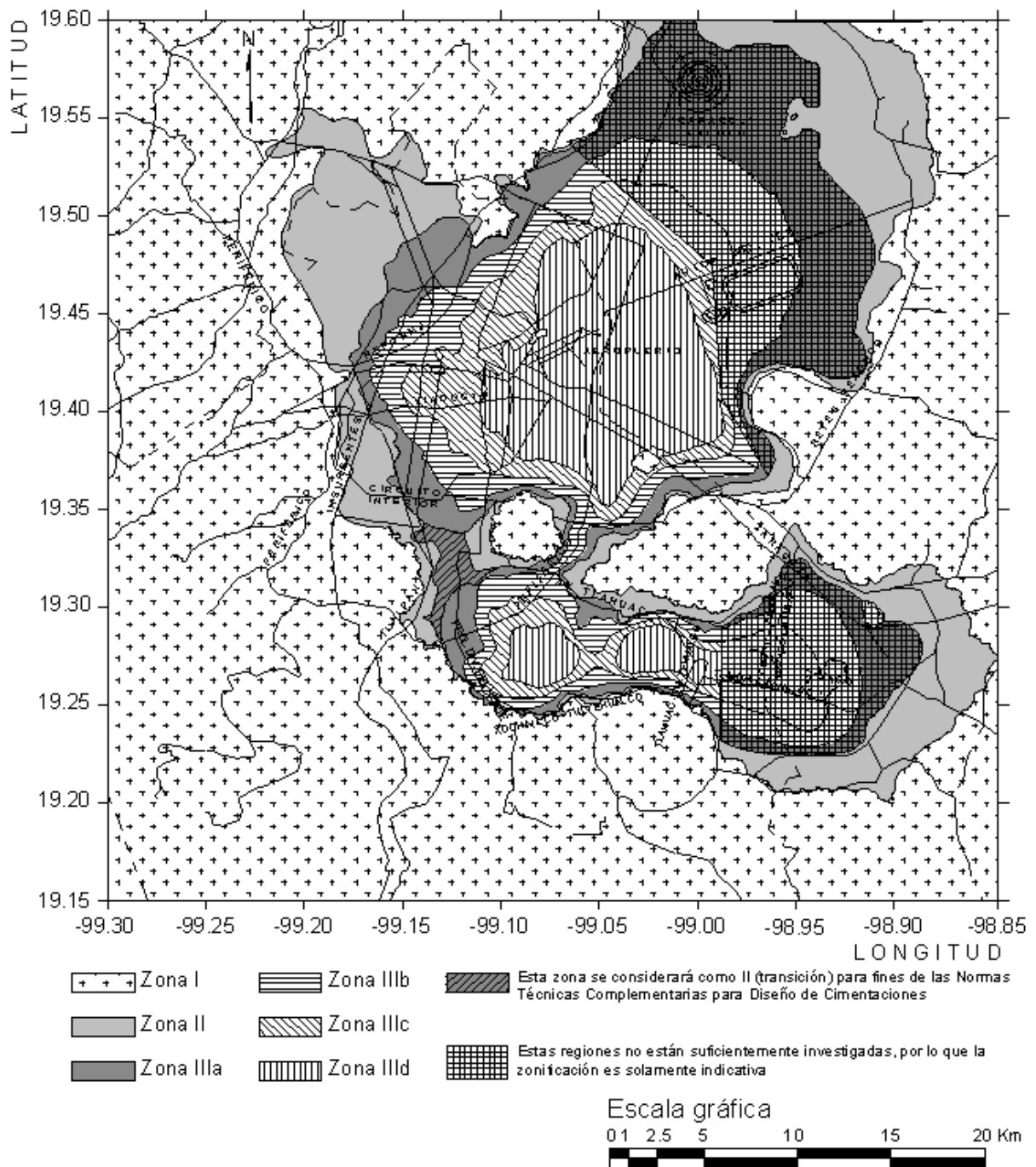


Figura 4.2.2 Zonificación del tipo de suelo para el Distrito Federal

También se presenta un croquis esquemático del predio a estudiar en el caso de estudio, así como marcar el lugar donde se realizaron los estudios de campo para obtener las propiedades del suelo.

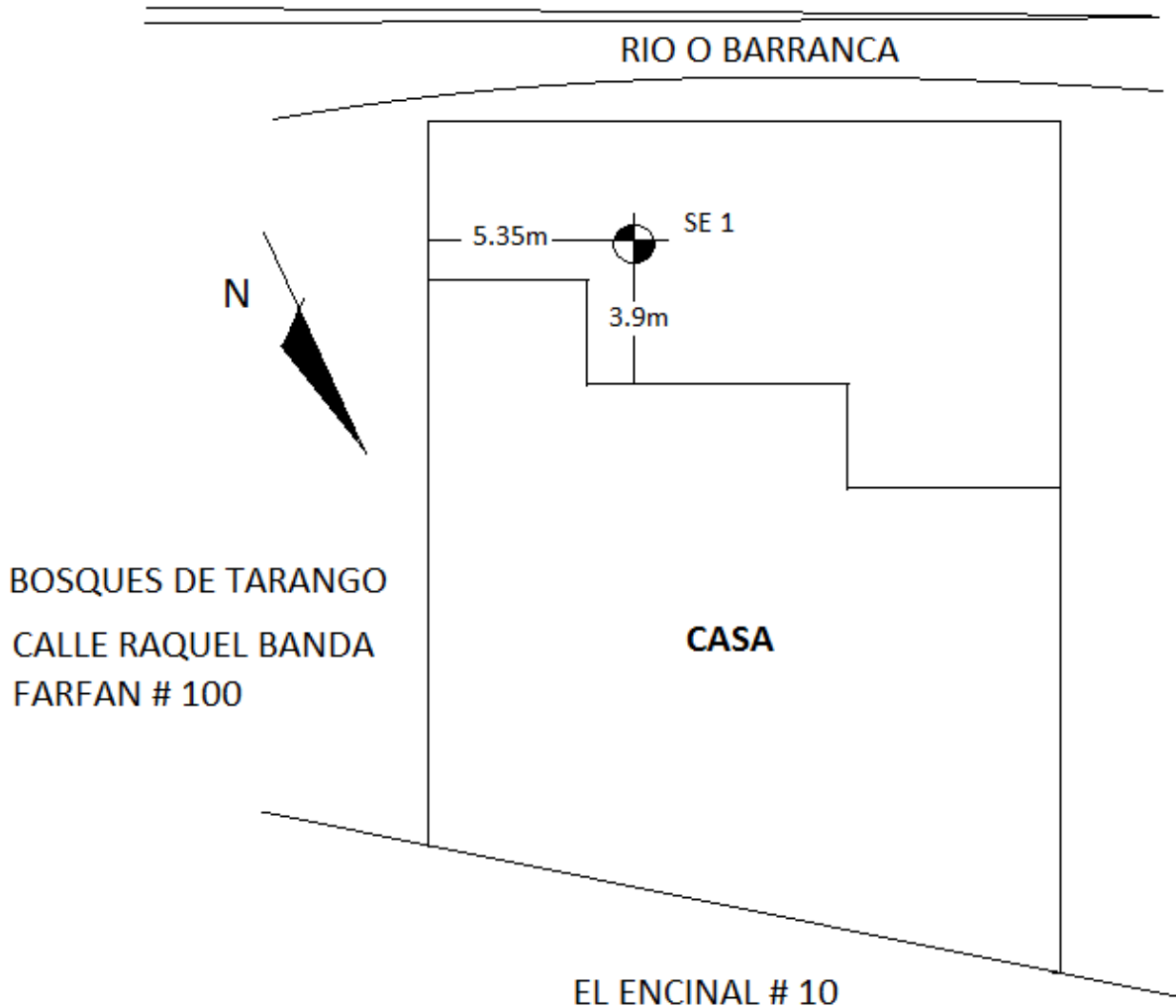


Figura 4.2.3 Croquis esquemático del predio y lugar donde se realizaron los estudios de campo

4.3 Estudios de campo y trabajos de laboratorio

Se realizaron estudios de SPT (Standard Penetration Test) con la finalidad de saber la estratigrafía del sitio, la compacidad relativa del suelo, consistencia del suelo y para obtener muestras alteradas para su uso en el laboratorio, estos resultados arrojados por la prueba de penetración estándar se muestran en la siguiente a continuación en la tabla 3.

TABLA 1
 SONDEO SPT-1
 OBRA: MURO DE RETENCIÓN
 UBICACIÓN: RAQUEL BANDA FARFAN N°
 102 INT 10
 BOSQUES DE TARANGO
 DELEGACIÓN ÁLVARO OBREGÓN
 MEXICO, D F

Estrato	Profundidad de	Descripción	No. de golpes	Compacidad o consistencia	Contenido de agua	SUCS	Límite líquido	Límite plástico	Índice plástico	% Grava	% Arena	% Finos
	m		N		%		%	%	%	G	S	F
1	0	2.40	Relleno de arcilla limosa a café oscuro, con grava	7	Media	20.10						
2	2.40	4.20	Relleno de arcilla limosa a café oscuro, con grava	4	Blanda	29.90						
3	4.20	6.60	Relleno de arcilla limosa a café oscuro, con poca grava	6	Media	42.70						
4	6.60	7.20	Relleno de arcilla limosa a café oscuro	8	Media a firme	27.90						
5	7.20	7.80	Relleno de arcilla limosa a café oscuro, con grava	7	Media	35.46						
6	7.80	8.40	Relleno de arcilla limosa a café oscuro	6	Media	44.70						
7	8.40	10.20	Arcilla arenosa a café oscuro, con grava	12	Firme	25.00						
8	10.20	11.40	Arcilla arenolimos a café	27	Muy firme	31.40	CL	42.5	19.4	23.1		
9	11.40	12.60	Arena limoarcillosa a café	25	Semicompacta	24.10						
10	11.40	20.00	Arena limoarcillosa a café, con grava	33	Compacta	23.90	SM			5.0	57.0	38.0

Profundidad del nivel de agua freática: No se encontró

N = No. de golpes de la prueba de penetración estándar
 S = % de arena
 F = % de finos

Tabla 3 Resultados arrojados por la prueba SPT

De acuerdo con el perfil estratigráfico de la tabla 3, el subsuelo en el sitio corresponde a la zona I (zona de lomas) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y está formado por un relleno de arcilla limosa café oscuro, de consistencia blanda a firme, hasta una profundidad de 8.4 m. Subyace un relleno de arcilla limosa café oscuro, de consistencia firme, hasta 10.2 m. Bajo éste se encontró una arcilla arenolimos a café de consistencia muy firme, hasta 11.4 m. De esta profundidad y hasta 20 m aparece una arena limoarcillosa café, con grava, en estado medianamente compacto a compacto. Las muestras extraídas del sondeo se utilizaron para someterlas a las siguientes pruebas: contenido natural de agua, clasificación visual y al tacto, granulometría y límites de plasticidad. Los resultados de estos ensayos se muestran en la tabla 4.

También en la tabla se presenta la estratigrafía del suelo agrupada por estratos para tener una vista de manera general del problema que vamos a atacar.

Se realizaron estudios de contenidos de agua para saber bajo qué condiciones se encontraba el talud y si el suelo encontraba saturado así como para saber a qué profundidad de se encontraba el nivel freático (NAF) como se puede apreciar en la tabla 4

Como se puede observar en la tabla 4 el nivel freático (NAF) se encuentra por debajo de los 12 metros debido a que ninguna de las muestras se encuentra saturada por lo que se podrá realizar el análisis del talud bajo condiciones no drenadas y que no se encuentra saturado.

MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		CÁPSULA No.	Wcap g	Wcap + sh g	Wcap + ss g	w %	CLASIFICACIÓN VISUAL
	DE	A						
1	0.00	0.60	151	20.47	62.89	55.65	20.58	ARENA MEDIA A FINA POCA GRUESA COLOR CAFÉ OSCURO CON LIMO
2-D	0.60	1.20	117	20.39	65.97	58.33	20.14	ARENA MEDIA A FINA POCA GRUESA COLOR CAFÉ OSCURO CON LIMO
2-E	0.60	1.20	100	19.72	61.18	54.62	18.80	ARENA MEDIA A FINA POCA GRUESA COLOR CAFÉ OSCURO CON LIMO
3	1.20	1.80	71	20.49	81.42	71.29	19.94	ARENA MEDIA A FINA POCO GRUESA ARCILLOSA COLOR CAFÉ OSCURO CON RAICES.
4	1.80	2.40	66	20.42	67.81	59.57	21.05	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA MEDIA A GRUESA Y GRAVAS AISLADAS T. M. 1 IN.
5	2.40	3.00	94	20.04	88.25	72.34	30.42	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA MEDIA A GRUESA.
6	3.00	3.60	130	20.32	86.29	72.71	25.92	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA MEDIA A GRUESA.
7	3.60	4.20	111	20.46	61.38	51.17	33.25	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA MEDIA A FINA CON MATERIA ORGÁNICA.
8-D	4.20	4.80	3	12.37	56.09	43.94	38.49	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA FINA.
8-E	4.80	5.40	108	19.84	59.45	47.39	43.77	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA FINA.
9-D	4.80	5.40	101	20.34	69.66	54.89	42.75	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA FINA.
9-E	4.80	5.40	15	11.88	62.25	45.2	51.17	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA FINA.
10-D	5.40	6.00	93	19.94	57.13	45.68	44.48	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA FINA.
10-E	5.40	6.00	135	20.82	66.96	53.93	39.35	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON POCA ARENA GRUESA A MEDIA.
11-D	6.00	6.60	74	20.23	43.72	37.15	38.83	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON POCA ARENA GRUESA A MEDIA.
11-E	6.60	6.60	124	19.83	68.43	57.83	27.89	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON POCA ARENA GRUESA A MEDIA.
12-D	6.60	7.20	104	19.93	68.43	57.83	27.97	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON POCA ARENA GRUESA A MEDIA CON RAICES.
12-E	6.60	7.20	83	19.99	58.13	48.42	34.15	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON POCA ARENA GRUESA A MEDIA CON GRAVAS AISLADAS T. M. 3/4 IN CON RAICES.
13-D	7.20	7.80	113	20.11	66.27	54.1	35.80	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD.
13-E	7.80	7.80	85	19.83	74.47	59.88	36.43	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD.
14-D	7.80	8.40	68	20.3	71.27	54.77	47.87	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD.
14-E	7.80	8.40	112	20.59	68.84	54.68	41.54	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD.
15-D	8.40	9.00	110	19.39	83.83	70.41	26.30	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA ALTA PLASTICIDAD.
15-E	8.40	9.00	115	20.26	90.82	76.47	25.53	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA ALTA PLASTICIDAD.
16	9.00	9.60	97	19.86	78.71	68.71	20.47	ARENA MEDIA A FINA ARCILLOSA COLOR CAFÉ OSCURO.
17	9.60	10.20	119	20.76	66.2	57.2	24.70	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON POCO ARENA MEDIA A FINA Y GRAVAS AISLADAS T. M. 3/4 IN.
18-D	10.20	10.80	139	20.36	68.74	58.01	28.50	ARCILLA COLOR CAFÉ CLARO DE BAJA PLASTICIDAD.
18-E	10.20	10.80	81	20.28	65.49	56.58	24.55	ARCILLA COLOR CAFÉ CLARO DE BAJA PLASTICIDAD.
19-D	10.80	11.40	116	19.85	52.59	44.61	32.23	ARCILLA COLOR CAFÉ CLARO DE BAJA PLASTICIDAD.
19-E	10.80	11.40	126	19.94	37.25	33.2	30.54	ARCILLA COLOR CAFÉ CLARO DE BAJA PLASTICIDAD.
20-D	11.40	12.00	125	20.39	59.83	51.49	26.82	ARCILLA COLOR CAFÉ CLARO DE BAJA PLASTICIDAD.
20-E	11.40	12.00	78	20.67	103.4	87.10	24.54	ARCILLA COLOR CAFÉ CLARO DE BAJA PLASTICIDAD.
21-D	12.00	12.60	82	20.3	130.42	110.34	22.30	ARENA GRUESA A MEDIA ARCILLOSA COLOR CAFÉ CON GRAVAS AISLADAS T. M. 3/8 IN. %F = 38%
21-E	12.00	12.60	86	20.44	85.03	72.47	24.14	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON ESCASA ARENA MEDIA.
22	12.60	13.20	52	20.01	62.32	54.14	23.97	ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA MEDIA A FINA CON GRAVAS AISLADAS T. M. 1/2 IN.

Tabla 4 Contenidos de humedad arrojados por las pruebas de laboratorio

Se realizaron también pruebas triaxiales para obtener el peso volumétrico del terreno así como un estudio de geología estructural para obtener el un perfil geológico.

4.4 Análisis de Estabilidad del Talud

Una vez realizados los estudios pertinentes para la obtención de las propiedades mecánicas del suelo a analizar se procede a escoger cualquiera de los métodos para el análisis del talud y así obtener un factor de seguridad el cual nos servirá para cuestiones de diseño de las anclas.

Se tiene el esquema del talud que del cual se centrará el estudio del caso (figura 4.4.1).

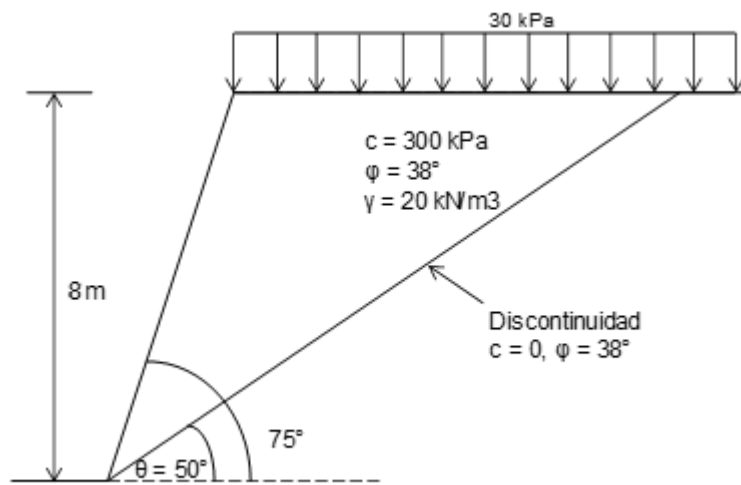


Figura 4.4.1 Esquema del talud a analizar

Se procederá a utilizar la metodología del profesor Deméneghi (2014) para la revisión del factor de seguridad del talud sin anclas para saber bajo qué condiciones estamos trabajando y para poder hacer una comparativa entre el factor obtenido sin anclas y con anclas.

Tomando en cuenta lo anterior se tiene (revisión del factor de seguridad del talud sin anclas):

$$x_{A1} = \frac{8}{\tan 75^\circ} = 2.14 \text{ m}$$

$$x_{A5} = \frac{8}{\tan 50^\circ} = 6.71 \text{ m}$$

$$A = \frac{(6.71 - 2.14)(8)}{2} = 18.29 \text{ m}^2$$

$$W = (18.29)20 = 365.8 \text{ kN}$$

$$Q = (6.71 - 2.14)30 = 137.19 \text{ kN}$$

$$S_h = 0.053(365.8 + 137.19) = 26.65 \text{ kN}$$

$$V = 365.8 + 137.19 = 502.99 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_R = (502.99 \cos 50^\circ - 26.65 \sin 50^\circ) \tan 38^\circ = 236.65 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_A = (502.99 \cos 50^\circ - 26.65 \sin 50^\circ) = 302.90 \text{ kN}$$

$$FS = \frac{236.65}{302.90} = 0.78$$

$FS \leq 1$ por lo tanto se requiere de anclas para aumentar el factor de seguridad.

Como se aprecia el resultado del factor de seguridad está por debajo de lo que marca la norma, la cual establece que el factor de seguridad debe estar por arriba de uno para no se genere una falla por capacidad de carga.

4.5 Diseño de anclas

A continuación se propondrá el diseño para el cálculo de anclas tomando en cuenta que el factor de seguridad tiene que ser mayor que uno. El factor de seguridad de diseño FS_d propuesto por los proyectistas fue de 1.4.

Con base a lo anterior se tiene:

$$AN = (FS_d)\Sigma F_A - \Sigma F_R = (1.4)302.90 - 236.65 = 187.41 \text{ kN}$$

$\eta = 90^\circ - \beta$ Esto se hace para garantizar la perpendicularidad del ancla con respecto a la cara del talud.

$$T = \frac{AN}{\cos(90^\circ - \theta - \eta) \tan \varphi} = \frac{187.41}{\cos(90^\circ - 50^\circ - 15^\circ) \tan 38^\circ} = 264.67 \text{ kN/m}$$

Se proponen dos niveles de anclas con una separación horizontal de 2 m y = 6 m y y = 3 masi como una $f_y = 420 \text{ MPa}$

A continuación se calcula la fuerza de tensión T_1 de un ancla

$$T_1 = \frac{T(\text{distancia horizontal entre anclas})}{\text{No. de hileras}} = \frac{264.67(2)}{2} = 264.67 \text{ kN}$$

Ahora se calculará el área del ancla A_1 y se considera que $FS_y = 1.5$

$$A_1 = \frac{T_1 FS_y}{f_y} = \frac{264.67(1.5)}{420000} = 0.0009453 \text{ m}^2$$

Una vez obtenida el área se procede a determinar el diámetro de las barras que se requerirán:

$$D = \sqrt{\frac{A_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{0.0009453}{\pi}} = 0.0173 \text{ m}$$

Por resistencia estructural requerimos barras de 1.73 cm de diámetro. Los diámetros convencionales de un bulbo para anclas oscilan entre los 15 cm y los 45 cm para fines de diseño (Deméneghi, 2014). Para el problema en estudio se considerará un bulbo de 15 cm de diámetro. Se considera que el coeficiente que depende de la consistencia del suelo $\alpha_1 = 0.8$, el cual varía en el intervalo de 0.5 a 0.8 dependiendo del tipo de suelo y se obtiene con base a tablas de correlación que la mayoría del tiempo están regidas por la experiencia del propio ingeniero (Deméneghi, 2014). Se tomará en cuenta que el ángulo de fricción interna entre suelo y ancla está dado por $\delta = \frac{2\varphi}{3} = 25.33^\circ$ y que el primer nivel para colocar las anclas está situado a $z = 6$ m.

De acuerdo con la metodología de Deméngi para el cálculo de anclas que se menciona en la sección 2.7.2 y tomando en cuenta la figura 2.7.2.5.11 se tiene:

Para el primer nivel de anclas $y = 6$ m:

$$\frac{L'}{\text{sen}(\beta - \theta)} = \frac{\overline{OB}_1}{\text{sen}(\theta + \eta)}$$

$$L' = \overline{OB}_1 \frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}(\theta + \eta)}$$

$$\overline{OB}_1 = \frac{y_1}{\text{sen}\beta}$$

$$\overline{OB}_1 = \frac{6}{\text{sen}75^\circ} = 6.212m$$

$$L' = 6.212 \frac{\text{sen}(75 - 50)}{\text{sen}(50 + 15)} = 2.896m$$

Proponemos $L_e = 3$ m y un $L_b = 1$ m, cabe mencionar que la distancia de L_b por lo general siempre es propuesta de 1 m (Deméneghi, 2014).

$$p_{v4} = 30 + 2(20) + \left(2.896 + 1 + \frac{3}{2}\right)(20)\text{sen}15^\circ = 97.934kPa$$

$$\sigma_4 = p_{v4}(K_o \text{sen}^2 \eta + \cos^2 \eta)$$

$$K_o = 1 - \text{sen}(\varphi)$$

$$\sigma_4 = 97.934(0.384\text{sen}^2 15^\circ + \cos^2 15^\circ) = 93.893 \text{ kPa}$$

$$T_{1c} = \frac{1}{FS_{adh}} \omega_1 (\alpha_1 c + \sigma_4 \tan \delta) L_e + \frac{1}{FS_p} p_p A_{bulbo}$$

$$T_{1c} = \frac{1}{1.5} \pi (0.15) \left((0.8)(300) + 93.893 \tan \frac{2}{3} (38) \right) (3) + \frac{1}{1.5} (1391.37)(0.0176) = 268.087 \text{ kN}$$

$$T_{1c} = 284.479 \text{ kN} > T_1 = 264.67 \text{ kN}, \quad \therefore \text{Cumple}$$

Para el primer nivel se necesita una longitud de ancla de $L = L' + L_b + L_e = 2.896 + 1 + 3 = 6.896 \text{ m}$ aproximadamente 7 m, con un diámetro de bulbo de 15 cm y un diámetro de barra de tensión de 0.0175 m.

Se vuelve a realizar el mismo procedimiento para el segundo nivel y = 3 m

$$\frac{L'}{\text{sen}(\beta - \theta)} = \frac{\overline{OB_1}}{\text{sen}(\theta + \eta)}$$

$$L' = \overline{OB_1} \frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}(\theta + \eta)}$$

$$\overline{OB_1} = \frac{y_1}{\text{sen} \beta}$$

$$\overline{OB_1} = \frac{3}{\text{sen} 75^\circ} = 3.106 \text{ m}$$

$$L' = 3.106 \frac{\text{sen}(75 - 50)}{\text{sen}(50 + 15)} = 1.448 \text{ m}$$

Proponemos $L_e = 2.6$ m y un $L_b = 1$ m, cabe mencionar que la distancia de L_b por lo general siempre es propuesta de 1 m (Deméneghi, 2014).

$$p_{v4} = 30 + 5(20) + \left(1.448 + 1 + \frac{2.6}{2}\right)(20)\text{sen}15^\circ = 149.40\text{kPa}$$

$$\sigma_4 = p_{v4}(K_o \text{sen}^2 \eta + \cos^2 \eta)$$

$$K_o = 1 - \text{sen}(\varphi)$$

$$\sigma_4 = 149.40(0.384 \text{sen}^2 15^\circ + \cos^2 15^\circ) = 143.23\text{kPa}$$

$$T_{1c} = \frac{1}{FS_{adh}} \omega_1 (\alpha_1 c + \sigma_4 \tan \delta) L_e + \frac{1}{FS_p} p_p A_{bulbo}$$

$$T_{1c} = \frac{1}{1.5} \pi (0.15) \left((0.8)(300) + 143.23 \tan \frac{2}{3} (38) \right) (3) + \frac{1}{1.5} (1485.23)(0.0176) = 268.92\text{kN}$$

$$T_{1c} = 268.92\text{kN} > T_1 = 264.67\text{kN}, \quad \therefore \text{Cumple}$$

Para el segundo nivel se necesita una longitud de ancla de $L = L' + L_b + L_e = 1.448 + 1 + 2.6 = 5.048$ m aproximadamente 5 m, con un diámetro de bulbo de 15 cm y un diámetro de barra de tensión de 0.0175 m.

Para poder resolver la problemática que se presentó en este capítulo se utilizó la metodología propuesta y se determinó de manera exitosa un diseño de anclas para aumentar el factor de seguridad y así lograr la estabilidad del talud.

El resultado fue un diseño abarca las siguientes características:

- Dos niveles de anclaje a $y = 3$ m y $y = 6$ m con separación horizontal de 2 m entre anclas.
- Un bulbo para ambos niveles de 0.15 m de diámetro.
- Longitud de bulbo para el primer nivel de 3 m y para el segundo nivel de 2.6 m
- Una longitud total de anclaje de 7 m para el primer nivel y de 5 m para el segundo nivel.

5.- Conclusiones

En la actualidad, no existe una metodología general para analizar la estabilidad de taludes con anclas que sirva como apoyo para la toma de decisiones. La gran mayoría de la literatura nos proporciona herramientas, más no un procedimiento a seguir para poder resolver este problema tan común y frecuente que se presenta en las distintas obras de infraestructura civil.

Una parte importante para estabilizar un talud con anclas es realizar un análisis para calcular el factor de seguridad utilizando cualquier método convencional, todos los métodos son válidos pero no eficientes para el cálculo, la elección del método dependerá de las condiciones particulares del problema, tales como: Condiciones del suelo, condiciones climáticas, tiempo de ejecución, etc.

Después de haber elaborado una metodología para la estabilización de un talud con anclas y aplicarla en el caso de estudio se puede concluir lo siguiente:

- Antes de proponer la implementación de un sistema de anclaje para suelo o roca, debe hacerse un análisis de estabilidad para determinar si la estructura en cuestión es capaz de sostenerse por sí misma. Si no lo es, las anclas pueden aportar una fuerza estabilizante externa, tal que se alcance un factor de seguridad aceptable contra un tipo de falla. Una vez conocida la geometría de las anclas se debe hacer un análisis de estabilidad del conjunto formado por las anclas y la masa de suelo estabilizada.
- Las anclas se tensan con el fin de que los desplazamientos (principalmente los horizontales) del suelo y las estructuras asociadas, estén dentro de un rango aceptable. Esto se logra, únicamente, si el bulbo de anclaje está sujeto firmemente y la tensión del ancla se mantiene a lo largo de su vida útil.
- La metodología propuesta proporciona una herramienta para la toma de decisiones, sin embargo, el uso de ella queda limitado a consideración del ingeniero responsable. Dicha metodología, como ya se explicó previamente, es aplicable únicamente para estabilizar taludes mediante anclas, lo cual abre una línea de investigación futura que pueden implicar elaborar nuevos procedimientos para estabilizar taludes con otros métodos tratados en la literatura.
- El uso de anclas no es un método económico para estabilizar un talud y tampoco el más eficiente, el uso del método dependerá primordialmente del presupuesto y de las condiciones geotécnicas.
- Se obtiene un “insight” del caso de estudio que entre mayor sea la presión vertical la longitud del ancla será menor.

6.- Referencias

- [1] RCDF (2004), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" Administración Pública del Distrito Federal, Jefatura de Gobierno, zonificación
- [2] Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones"
- [3] Terzaghi, K. y Peck, R.G. (1967) "Soil mechanics in engineering practice", New York, N.Y., John Wiley & Sons, Inc.
- [4] Demenéghi Colina, A. (2014) "ANCLAS DE TENSION", México.
- [5] Juárez, E y Rico A (1998) Mecánica de suelos, Tomo 1, Fundamentos de la mecánica de suelos Ed. Limusa
- [6] Juárez, E y Rico A (1998) Mecánica de suelos, Tomo 2, Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos Ed. Limusa
- [7] Jaime, A. (1988) "Geotecnia y sismicidad en el Valle de México". Series del Instituto de Ingeniería N° D-29, México.
- [8] Taylor, D.W. (1948), "FUNDAMENTALS OF SOIL MECHANICS", John Wiley and Sons, New York.
- [9] Budhu, M. (2010), "SOIL MECANICS AND FOUNDATION", 3 Ed., John Wiley and Sons, New York.
- [10] Janbu, N. (1954), "STABILITY ANALYSIS OF SLOPES WITH DIMENSIONLESS PARAMETERS", Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- [11] Lambe, T.W., Whitman R.V, (1969), "SOIL MECHANICS", John Wiley and Sons, New York.
- [12] Braja M. Das, (2001), "FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA", Thomson Learning, California State University, Sacramento.
- [13] CFE (2008), "LIBRO DE GEOTECNIA"
- [14] Rico, A. y Del Castillo, H. (2000), "LA INGENIERÍA DE SUELOS EN LAS VÍAS TERRESTRES", 16° Reimpresión, Limusa, México.
- [15] Demenéghi Colina, A., Puebla Cadena, M., Sanginés García, H. (2005) "APUNTES DE MECÁNICA DE SUELOS", México.
- [16] Estrada Bautista, Verónica V., Soberanis Bello, Jonathán Jair (2014) "ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS", Tesis para obtener el título de ingeniería civil, Facultad de Estudios Superiores Aragón.