



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN**

**“FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO Y ANÁLISIS EN LA  
ESTABILIDAD DE TALUDES”**

**DESARROLLO DE UN CASO PRÁCTICO**

**PARA OBTENER EL GRADO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA: JUAN CARLOS CARBALLO VÁZQUEZ**

**DIRECTOR DE CASO PRÁCTICO: M. EN I. LUIS POMPOSO VIGUERAS MUÑOZ**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## CONTENIDO

<b>I. CONCEPTOS BÁSICOS.....</b>	<b>4</b>
CARACTERÍSTICAS FISIográfICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	5
I.1. RELIEVE.....	5
I.2. HIDROGRAFÍA.....	7
I.2.1. ALTIPLANO.....	8
I.2.2. REGIONES MEDIA Y HUASTECA.....	10
I.3. CLIMA.....	13
I.4. TIPOLOGÍA Y DESARROLLO DE FALLAS EN TALUDES.....	14
I.4.1. INTRODUCCIÓN.....	14
I.4.2. TIPOS DE MOVIMIENTOS.....	19
I.4.3. FACTORES CONDICIONANTES Y DESENCADENANTES.....	30
I.4.4. TIPOLOGÍA Y PELIGROSIDAD.....	44
I.5. PROPIEDADES MECÁNICAS.....	47
I.5.1. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.....	48
I.5.2. PRUEBAS TRIAXIALES Y EL CÍRCULO DE ESFUERZOS DE MOHR.....	48
I.6. INYECCIONES MORTERO FLUIDO.....	57
I.6.1. INYECCIONES ASCENDENTE.....	59
I.6.2. INYECCIONES DESCENDENTE.....	59
I.7. ATAGUÍA.....	60
I.7.1. ALTURA DE LAS ATAGUÍAS.....	61
I.8. PILAS SECANTES.....	61
I.8.1. TÉCNICA DURO/DURO.....	64
I.8.2. TÉCNICA SUAVE/DURO.....	65
I.8.3. PERFORADORA ROTATORIA.....	66
I.8.4. PERFORADORA DE HÉLICE CONTINUA.....	66
I.8.5. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA SECCIÓN DE LA TÉCNICA.....	67
I.9. ANCLAS ACTIVAS.....	68
<b>II. MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO.....</b>	<b>86</b>
II.1. MÉTODO DE DOVELAS.....	92
II.2. MÉTODO DE BISHOP.....	94
II.3. MÉTODO DE JAMBU.....	94
II.4. MÉTODO DE SPENCER.....	95
II.5. MÉTODO DE MORGENSTEN-PRICE.....	95
II.6. MÉTODO DE SARMA.....	95
<b>III. APLICACIÓN DE LA PROGRAMACIÓN PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES ..</b>	<b>96</b>
III.1. USO DE SOFTWARE SLIDE 5.0.....	98
<b>IV. EJEMPLO DE APLICACIÓN.....</b>	<b>104</b>
IV.1. TALUD EN VERDE VALLE.....	105
IV.2. PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN.....	108
IV.3. CÁLCULO DEL ANCLAJE.....	110
IV.4. ANÁLISIS DEL TALUD EN VERDE VALLE.....	111
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>115</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>117</b>

## INTRODUCCIÓN

**CAPÍTULO I.** Se describen cada uno de los temas que se nos ayudarán al análisis y diseño óptimo al problema de la estabilidad de taludes que se presentó en la autopista de Río Verde- Ciudad Valles, localizada en el estado de San Luis Potosí, para poder tener como resultado un proceso constructivo adecuado y una solución constructiva más eficiente y económica.

**CAPÍTULO II.** En este apartado se presentan los métodos de equilibrio límite más importantes que definen una solución matemática mediante un factor de seguridad con el que se pretende tener una estabilidad en el talud óptima, garantizando la seguridad de la carretera que se construirá.

**CAPÍTULO III.** En esta parte del trabajo se relata la forma en la que funciona el programa de computadora Slide 5.0 que optimiza el cálculo del factor de seguridad, minimizando tiempos facilitando la forma de obtener la solución adecuada en el problema de estabilidad de taludes.

**CAPÍTULO IV.** Se describen todos los valores de las variables que se presentan en la construcción de la solución a la que se llegó, así también la revisión de esta solución, para poder hacer un análisis efectivo de las conclusiones esperadas.

**OBJETIVO.** En este trabajo se presenta una herramienta eficaz, en el análisis y diseño de la estabilidad de taludes mediante los métodos de equilibrio límite garantizando su estabilidad y seguridad adecuada. También se pretende modelar un talud en condiciones naturales, y así mismo este talud se modelará con su solución constructiva y de operación.

**ALCANCE.** Se define la modelación de la solución de pilas tangentes ancladas generando una ataguía con ayuda del software de computadora llamado "Slide 5.0" mediante los cálculos del equilibrio límite.

# I. CONCEPTOS BÁSICOS

## **“FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO Y ANÁLISIS EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES”**

### **CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO.**

#### **I.1. RELIEVE**

La superficie estatal forma parte de las provincias: Llanura Costera del Golfo Norte, La Mesa del Centro y La Sierra Madre Oriental. Figura 1.

Tiene varias altitudes, también tiene planicies y montañas en forma de escalón: el más bajo en la zona de la huasteca; el segundo la línea montañosa que forman las sierras del Rosal, Taponá, Venado o Moctezuma, Ahualulco y San Luis o San Miguelito; el siguiente peldaño lo forma una planicie entre las sierras de San Miguelito al oeste y la de Álvarez al este y en el extremo norte, el desierto de El Salado.

Al noreste de la ciudad de San Luis Potosí está ubicado un conjunto de sierras formadas por rocas sedimentarias y continentales.

La mayor elevación es Cerro Grande con una altitud de 3 180 metros sobre el nivel del mar (msnm), Sierra de Catorce con 3 110 msnm y la Sierra El Mastrante con 2 590 msnm. Casi la totalidad de área restante está integrada por bajadas que tienen altitudes aproximadas a 2 000 metros. Tabla 1.



**Figura No 1. Relieve del estado de San Luis Potosí.**

Sus principales elevaciones son:

Nombre	Altitud (metros sobre el nivel del mar)
Cerro Grande	3 180
Sierra de Catorce	3 110
Sierra Coronado	2 810
Sierra Los Picachos del Tunalillo	2 770
Sierra San Miguelito	2 630
Cerro El Fraile	2 620
Picacho Las Hendiduras	2 590
Sierra Los Librillos	2 570
Sierra El Jacalón	2 500
Sierra Camarón	2 380
Picacho El Bejuco	1 960
Sierra El Tablón	1 840

**Tabla No 1. Principales elevaciones del estado de San Luis Potosí.**

## I.2. HIDROGRAFÍA

La hidrografía del territorio potosino tiene orígenes, expresiones y comportamientos claramente diferenciados. En el Altiplano está formada por un conjunto de cuencas cerradas y endorreicas, por corrientes de temporal, mantos subterráneos y algunos manantiales. En la región Media, por manantiales, cuencas cerradas y, de mayor importancia, los sistemas hidrológicos de la cuenca del Río Verde y el río Alaquines. En la **Huasteca** se localizan los recursos hidráulicos más abundantes del estado, cuyos sistemas hidrológicos están constituidos por arroyos de caudal permanente, gran cantidad de manantiales, lagunas y la cuenca del río Pánuco, una de las más importantes del país. Figura 2.

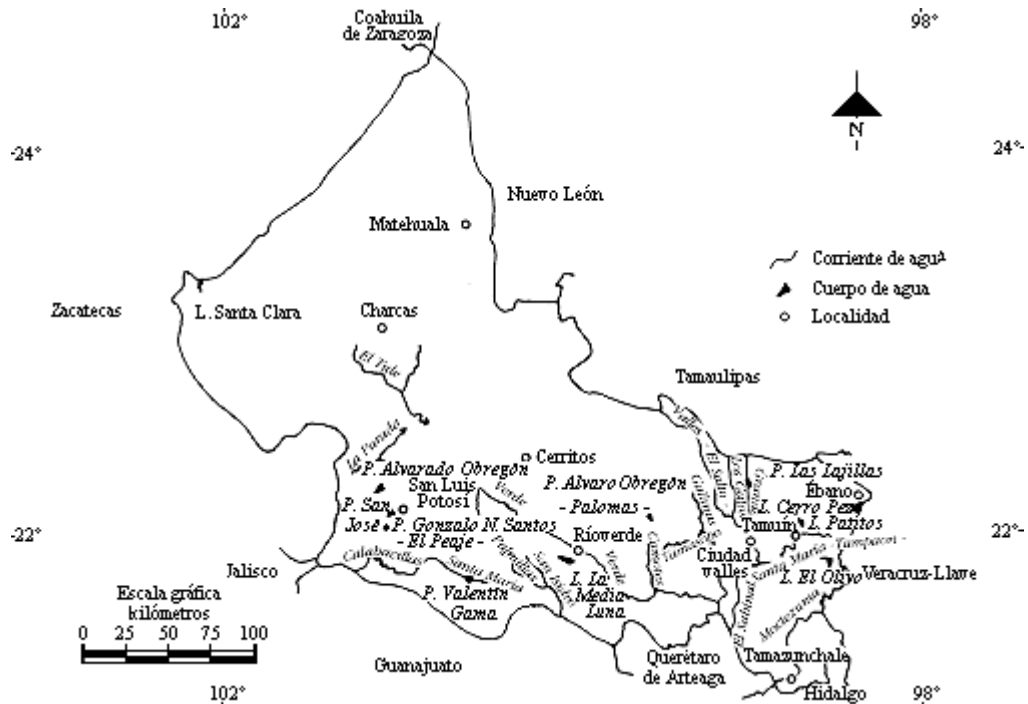


Figura No 2. Corrientes y cuerpos de agua en San Luis Potosí.

FUENTE: CGSNEGI Carta hidrológica aguas superficiales, 1: 1 000 000



### **I.2.1. ALTIPLANO**

La región carece de ríos, sólo torrenteras y arroyos que desaguan en lagos o aguazales, aguas de temporal que se pierden en algún sótano de una región de carso.

Las cuencas endorreicas del Salado son varias. Las más importantes son las de San Luis Potosí, Mexquitic, Ahualulco, Matehuala y Cedral. En las cuencas cerradas del Altiplano revisten extraordinaria importancia las aguas subterráneas, especialmente las de los acuíferos localizados en Villa de Arista, Municipio de San Luis Potosí y Villa de Reyes.

En la época de lluvias se forman corrientes conocidas con los nombres de Santiago, en el municipio de San Luis Potosí, que alimenta la presa de San José; Saucito, Paisanos y Mexquitic, que almacenan sus aguas en la presa Álvaro Obregón; hacia el este la de la Tinaja y Barranca y al sur Española. Estos arroyos van disminuyendo de profundidad conforme se acercan al centro de la planicie; las mayores pérdidas de agua se deben a la evaporación, que es muy elevada. Otros arroyos más al norte son el de San Elías, Charcas, Cañada Verde, Venado, El Tule y Santa Catarina. Al Oeste, de cierta importancia está el de La Parada, al que se le unen otros y dan lugar a un conjunto de aguas que se precipitan sobre el Cañón de Bocas.

En el norte, por Cedral, existen los arroyos de la Majada y el de Potrerillos, que descienden de la Sierra de Catorce, y el del Jicote, que baja de la Sierra de Caracol al norte de San Isidro. Los arroyos más importantes al sureste de Matehuala hasta el poblado de Refugio son Blanco Chico, San Pablo y Gavia; al sureste, en Villa de Guadalupe y Guadalcázar hay numerosos resumideros que influyen en la disminución de la longitud del curso de los arroyos; el más importante pasa por el rumbo de Las Negritas y desaparece en los resumideros de Custodio, a donde llegan también el de Buenavista, La Monta y Maravillas; entre Custodio y Puerta de la Rinconada, el más importante es el arroyo de la Calzada.

Al occidente, en las cercanías de Salinas, todos los arroyos y torrentes se depositan en los lagos Azogueros, de agua dulce, y Santa María del Peñol Blanco, de agua cargada de cloruro de sodio, fuente de la industria salinera que da nombre al lugar.

Hay otras cuencas que forman aguazales o barreales, como las de El Tapado, la Hedionda, Concordia y Hernández.

En Illescas hay una gran cuenca que culmina en el lago de Santa Clara y un poco más al norte, en Santo Domingo, existe uno de los más grandes lagos de la región. Hay muchos lagos pequeños en esta zona, cuya característica primordial son sus aguas cargadas de sales, carbonatos y sulfatos de sodio.

En la región del Altiplano nos encontramos con zonas de sótanos que absorben toda el agua que escurre de las sierras que los rodean y forman drenes subterráneos que corren a grandes profundidades en las regiones de carso. Cuando las aguas se filtran a poca profundidad, como es el caso de las zonas semidesérticas, los mantos llegan a perderse por evaporación. En el Valle de San Luis, que es una cuenca cerrada, el agua de los arroyos del poniente, que por ser riolítica no absorbe el agua de las lluvias, arroja grandes volúmenes después de cada tormenta, agua que se estanca en las partes bajas del valle donde se forman pantanales.

Los únicos cuerpos profundos de agua que hay en el Altiplano son los artificiales, formados por muros de retención o presas, como las de San José, del Peaje y Álvaro Obregón.

Buena parte de los recursos acuíferos de la región se obtienen de los pozos y los manantiales. Quizá estos últimos no tengan el gasto que presentan en la región Media o en la Huasteca, sin embargo, constituyen el sustento de la región, por lo que valdría la pena mencionarlos someramente. En la zona alta del territorio, se localizan los manantiales de la Hedionda, Ramos y Cruces, de agua delgada y potable. En Cedral los de Agua Grande, Babulecas, La Punta, Pila de Cedros y La Laguna, que han disminuido en los últimos años. En San Juan de Vanegas hay uno de agua tibia, clara y alcalina que se utiliza en un balneario y para regadío. El de Laureles en Villa de

la Paz y Matehuala; el de Magdalenas en Villa de Guadalupe; el de Aguas del Venado, el de Charco Azul en Moctezuma. Entre Venado y Moctezuma hay otros manantiales como El Zauco, Buenavista, Ranchito, Salitre, San Diego y Agua de Enmedio. Está también el manantial de El Cuate en el municipio de Villa Hidalgo; el de Villa de Guadalupe en el municipio del mismo nombre. El de Ojo de Agua en Ramos, el de Santa María al norte de Salinas, el de Cañada del Lobo, localizado al sur de la ciudad de San Luis Potosí y los de Tepetate, Santiago y Santa Rosa en el municipio de Villa de Arriaga. Los de Puerta del Río, Ojo de León y el de Sabino en las cercanías de Villa Juárez y Cerritos. En el sur del Altiplano se encuentran los de La Providencia en Ahualulco; Los Azules y Gogorrón en Villa de Reyes; el de Ojo Caliente en el pueblo del mismo nombre. Cerca de Santa María del Río se encuentra el manantial de Lourdes, cuyas aguas tienen propiedades curativas.

### **I.2.2. REGIONES MEDIA Y HUASTECA**

Los sistemas hidrológicos de la región Media y la Huasteca se encuentran estrechamente vinculados: las corrientes más importantes de la Huasteca tienen su origen en la región Media. Con el objeto de no forzar arbitrariamente su descripción, resulta más apropiado analizarlos en conjunto.

En la región Media, la cuenca del río Alaquines contiene al río de Alaquines, cuya corriente llega hasta la zona pantanosa de Las Tablas. En el municipio de Ciudad del Maíz, al oeste de la Sierra Madre Oriental, el arroyo más importante lo forman los ríos de Rinconada, el de Cañada y el del Puerto; entra en la planicie del Guajolote, después de pasar por el Cañón Retumbador; muy cerca del Guajolote, y su curso se vuelve subterráneo y se pierde en la caverna llamada Pozo del Tepetate.

El Río Verde, que a su vez recibe aguas del río San Nicolás, atraviesa la planicie de la región Media, pasa por el lado norte de las poblaciones de Ciudad Fernández y Río Verde y cambia de dirección hacia el sureste en las cercanías de esta última; rumbo a San Cirio de Acosta recibe las

aguas del río Vielma al sureste de San José del Tapanco; prosigue su curso y se introduce por el Cañón de Vaqueros, después forma la cascada de Pinihuán y recibe las aguas del Rayón; continúa sobre los límites de los municipios de Rayón y Lagunillas y sigue por la parte norte del municipio de Santa Catarina hasta unirse con el Santa María. En su curso alto, en terrenos del municipio de San Nicolás Tolentino, se construyó la presa de Las Golondrinas.

El río Santa María recibe en el municipio de Villa de Reyes los arroyos de Enramadas, Fuerte y Tierranueva (en uno de sus afluentes, en Tierranueva, se construyó la presa de La Muñeca). Atraviesa el municipio de Tierranueva y sale del territorio potosino, todavía en el Altiplano; recibe las aguas del Bagres y continúa por Guanajuato para volver a San Luis Potosí por el sureste del municipio de San Ciro de Acosta; vuelve a salir y a tocar tierras potosinas en el sureste de Lagunillas y sirve de límite natural entre Querétaro y San Luis Potosí. Al sur del municipio de Santa Catarina recibe las aguas del Río Verde y se interna nuevamente en el estado en dirección norte, entre los municipios de Aquismón y Tamasopo. Ya en la Huasteca recibe las aguas del Río Frío o Gallinas que provienen del norte sobre el límite de Tamasopo y Aquismón; éste a su vez ha recibido las aguas del río Tamasopo; después de recibir las aguas del río Gallinas, que en su confluencia forma las cascadas de Tamul, sigue en dirección este y toma el nombre de Tampaón por el norte de Aquismón y continúa por el sur de Ciudad Valles. En las cercanías del Pujal recibe las aguas del río Valles que se forma con las corrientes del río del Salto que, en las cercanías de El Naranjo, forma la cascada conocida como El Salto; otra corriente que recibe el Valles es la del Mesillas. De la confluencia del Valles con el Santa María hacia el este continúa con el nombre de Tampaón. Hacia el noreste de Tanlajás recibe las aguas del río Coy o Parrodi, que atraviesa el municipio de Tanlajás de suroeste a noroeste; después de recibir este afluente continúa hacia el norte y se interna en el municipio de Tamuin, donde recibe el nombre de río Tamuin, pasa por la población de este nombre y continúa hacia el este, donde recibe las aguas del río Moctezuma en los límites con el estado de Veracruz.

El río Moctezuma, de largo cauce y poderosa corriente, se origina en la Cuenca de México, recibe las aguas del Cuautitlán, del Tepeji, del Tula y del San Juan del Río, y penetra al estado en

el sureste por el valle de Tamán. En las cercanías de Matlapa recibe la corriente del río Amajac que baja de las serranías del estado de Hidalgo. El Amajac, a su vez, ha engrosado su caudal con las aguas del Río Claro, en cuya confluencia luchan ambos por el cauce común, corriendo un trecho sin mezclarse. Atraviesa el Moctezuma los municipios de Matlapa y Tamazunchale en dirección suroeste-noreste y continúa en dirección norte sobre los límites de los municipios de Axtla y Tampacán; recibe las aguas del río Axtla que se forma por los ríos Huichihuayán y Tancuilín que provienen de la Sierra Madre; prosigue en dirección noreste hacia los municipios de Tampamolón y Tanquián de Escobedo, toma hacia el oriente y sigue por los límites del estado con Veracruz. Al oriente de los municipios de San Vicente Tancuayalab y Tamuin, recibe las aguas del río de Tempoal que viene de Veracruz y, ya engrosada su corriente, se une con el Tamuin para formar el Pánuco. Al oriente de Vichinchijol se introduce definitivamente al estado de Veracruz por donde continúa hasta llegar al mar.

Debido a su conformación orográfica y a la recepción de diversas fuentes acuíferas, la región Media y la Huasteca muestran numerosos depósitos superficiales de agua. En la cuenca de Cerritos, San Bartolo y Pastora hay una serie de viejos lagos, convertidos ahora en pantanos. En San Ciro y San Rafael hay cuencas cerradas que, cuando llueve mucho, forman lagos superficiales. En la llanura costera encontramos algunos lagos extensos y profundos, difíciles de alcanzar porque están rodeados de tierras pantanosas. Los principales son los de Chajil, El Tigre, Capón, Lavaderos y las lagunas de La Pez y Las Lajillas.

Los manantiales son numerosos y grandes en estas dos regiones. Hay en la región Media manantiales de mucho gasto como San Tiburcio, en Villa Juárez; Buena Vista, con agua azufrosa, en Huaxcamá; El Carrizalejo, El Sabinito y San Bartolo en la misma región. El Nacimiento, de aguas alcalinas y potables en San Diego de Rioverde; el del Ojo de Agua y la Media Luna cerca de Rioverde; el de los Peroles al noreste de la Cuenca del Río Verde, Los Antojitos, La Virgen, El Álamo, Palma Larga, Las Magdalenas, Agua Sonadora, Charco Azul, Charco Senatado, Sabino, Carrizalito y el de la Rosa de Castilla, cerca de Rio verde, el de San Sebastián de agua caliente y azufrosa, cerca de San José del Tapanco. El de Cárdenas y Canoas; el de Lagunillas, llamado El

Nogal; el de Rayón que surte este pueblo. El de Concepción en Ciudad del Maíz y el de Tanlacú en Santa Catarina.

En la vertiente oriental de la Sierra Madre hay una gran cantidad de manantiales. Abultaría demasiado esta descripción intentar un listado de ellos; baste, pues, destacar algunos de los más notables y señaladamente bellos: Taninul, Tamán, Xilitla, Huichihuayán, Coy y Choy.

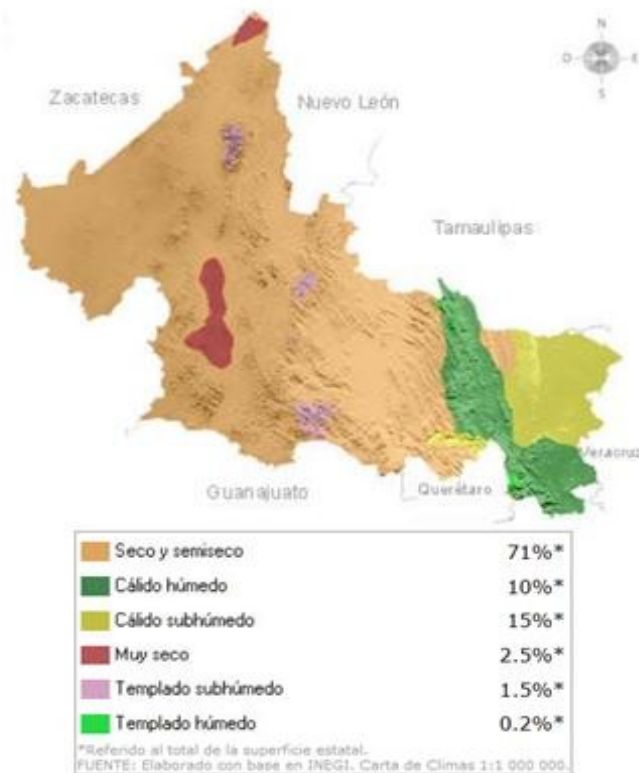
### **I.3. CLIMA**

El clima que predomina es el seco y semiseco ya que se presenta en el 71% de la superficie del estado localizado en las región conocida como El Salado, el 15% está representado por el clima cálido subhúmedo, localizado en la parte este de la Sierra Madre Oriental, el 10% está representado por clima cálido húmedo, el cual se localiza hacia la Llanura Costera del Golfo, el 2.5% es clima muy seco localizado en la Mesa del Centro, el 1.5% es templado subhúmedo y se localiza en las llanuras que se encuentran entre las sierras, también se presenta clima templado húmedo en un porcentaje muy pequeño del 0.2 hacia el sureste del estado. Figura 3.

La temperatura media anual del estado es de 21°C, la temperatura mínima promedio es de **8.4°C** que se presenta en el mes de enero y la máxima promedio es alrededor de **32°C** se presenta en el mes de mayo.

Las lluvias se presentan durante el verano en los meses de junio a septiembre, la precipitación media del estado es alrededor de **950 mm** anuales.

La actividad agrícola se realiza principalmente en la zona de la huasteca, donde se presentan los climas cálidos húmedos y subhúmedos, con cultivos como el maíz, cártamo, frijol, cebada, caña de azúcar, naranja, café, limón agrio, tuna y mango.



**Figura No 3. Climas representativos del estado de San Luis Potosí.**

## I.4. TIPOLOGÍA Y DESARROLLO DE FALLAS EN TALUDES

### I.4.1. INTRODUCCIÓN.

En cualquier parte de la superficie terrestre la gravedad empuja continuamente los materiales hacia niveles inferiores.

Los problemas que presenta la estabilidad de taludes, tanto naturales como excavados, han sido objeto de análisis en varios dominios de la actividad humana y con especial atención en los inclinados en la ingeniería civil.

El término más comúnmente usado para designar los movimientos producidos en los taludes es el deslizamiento. Dicho término, de acepción muy extendida, implica movimientos de taludes formados por diferentes clases de materiales, roca, suelo, rellenos artificiales o combinaciones de los mismos a través de una superficie de rotura determinada.

Dada la diversidad de inestabilidades que se producen, parece más adecuado utilizar el término movimiento de taludes, para englobar todos los tipos de roturas que puedan sufrir estos.

### **Influencia del tipo de material**

La naturaleza intrínseca del material mantiene una estrecha relación con el tipo de inestabilidad que puede producirse, condicionando y pudiendo estimarse de antemano la susceptibilidad de cada material, a que se desarrolle un movimiento determinado.

Los terrenos en los que se producen los movimientos, pueden dividirse en tres grupos:

- Macizos rocosos
- Suelos
- Materiales de relleno

El primer grupo se identifica con los medios rocosos, en los que existen una serie de discontinuidades naturales antes de iniciarse un movimiento.

Los suelos constituyen un agregado de partículas con diferente grado de consolidación, que pueden desarrollarse “in situ” formando una cobertura de los macizos rocosos o bien pueden haber sufrido un cierto transporte.



Como materiales de relleno se consideran los depósitos acumulados debido a la realización de determinadas obras o actividades, generalmente compuestos de materiales heterogéneos.

Sobre los diversos grupos actúan una serie de factores controladores, cuya interrelación origina que se produzca uno u otro tipo de movimientos.

### **Medios rocosos**

La distinta naturaleza de las rocas que forman los macizos rocosos implica una problemática determinada en su comportamiento ante la estabilidad de taludes.

Un macizo rocoso constituye un medio discontinuo que esencialmente se compone de bloques sólidos separados por discontinuidades. A partir de esta definición, se puede deducir que las propiedades tenso-deformacionales de los macizos rocosos son de naturaleza anisótropa.

El comportamiento de un macizo rocoso, generalmente depende de las características de las discontinuidades (estratificación, diaclasas, fallas, esquistosidad, líneas de debilidad, etc.) que presenta, así como la de la litología de la roca matriz y su historia evolutiva.

En las discontinuidades ha de considerarse el tipo y origen, distribución espacial, tamaño y continuidad, espaciado, rugosidad, naturaleza del relleno, presencia de agua, etc.

De la roca matriz ha de conocerse su naturaleza, características resistentes, meteorización, alterabilidad, etc.

Generalmente los diferentes tipos de rotura que se producen en los medios rocosos siguen superficies preexistentes, aunque cuando los macizos están fuertemente fracturados pueden desarrollarse nuevas superficies de corte, similares a las producidas en suelos.

El conocimiento del conjunto de características mencionadas constituye el paso previo en el análisis de estabilidad de taludes naturales y diseño de desmontes a excavar en medios rocosos.

### **Suelos**

Las diferencias de comportamiento que presentan estos materiales frente a los rocosos, se deducen de su definición como: conjunto de partículas sólidas, sueltas o poco cementadas, más o menos consolidadas, de naturaleza mineral, fragmentos de roca, materia orgánica, etc., con fluido intersticial rellenando huecos y que han podido sufrir transporte o desarrollarse in situ. El comportamiento de las masas de suelo se asemeja al de un medio continuo y homogéneo. Las superficies de rotura se desarrollan en su interior, sin seguir una dirección preexistente.

Básicamente suelen diferenciarse estos materiales atendiendo a su génesis:

Transportados: coluviones, aluviales, glaciares, etc.

Desarrollados in situ: eluviales.

Existen definiciones de tipo de gradacional desde el punto de vista de la ingeniería civil, así:

- Derrubios: generalmente superficiales con alto contenido en material grueso.
- Depósitos de barro: compuesto por materiales con pocos gruesos y cuya fracción más fina puede oscilar entre arenas no plásticas y arcillas de alta plasticidad.

La dinámica de estos materiales depende de las propiedades y características de sus agregados. Habrá que considerar:

- Tamaño, forma y grado de redondez de las partículas más gruesas.

- Proporción del contenido en arenas y/o arcillas.
- Contenido en agua del suelo y situación del nivel freático, etc.

Toda esta serie de características confieren a los suelos una resistencia intrínseca que constituyen el factor dominante de su estabilidad.

Cuando se desarrollan superficies de rotura en el contacto suelo-roca, las características de la estrecha franja del contacto difieren de las generales del suelo.

### **Rellenos.**

Se agrupan bajo esta denominación todos aquellos depósitos artificiales, realizados por la demanda de ciertas actividades, como construcción de obra civil (terraplenes, presas de tierra, etc.) o bien como cúmulo de materiales de desecho, sobrantes, estériles, etc. (vertederos y escombreras).

Las consideraciones técnicas del comportamiento de estos rellenos tienen una gran semejanza con él de los materiales tipo suelo.

Los movimientos que se producen siguen la pauta de los que tiene lugar en los suelos, desarrollándose a través del material, según una superficie no determinada previamente.

Dicho comportamiento puede modificarse en determinados casos, cuando las características de los materiales en contacto difieran considerablemente. Tal es el caso de los terraplenes a media ladera, en los que pueden producirse movimientos en el contacto de los materiales que constituyen el núcleo y cimiento del terraplén respectivamente.

También pueden existir movimientos condicionados por materiales de distintas características, en el caso de presas de tierra con núcleos inclinados, vertederos no controlados, etc.

#### **I.4.2. TIPOS DE MOVIMIENTOS.**

La inestabilidad de taludes se traduce en una serie de movimientos, que pueden ser clasificados en base a distintos criterios. Cuando los movimientos producidos son complejos y combinación de varios tipos, pueden conjugarse los términos más sencillos para su completa definición.

La fase de reconocimiento y clasificación del tipo de movimiento es de gran importancia ya que pueden condicionar el análisis y conclusiones de control y estabilización del mismo.

##### **Desprendimientos.**

Se define como desprendimiento, una masa separada de un talud (desmonte, acantilado, etc.) mediante una superficie de corte normalmente pequeña y cuyo recorrido se realiza en gran parte, a través del aire.

Frecuentemente estas inestabilidades afectan a bloques aislados, aunque también a masas rocosas, originando en este caso movimientos de terreno con resultados catastróficos.

Estos fenómenos suelen producirse en zonas constituidas geológicamente por alternancias sedimentarias de capas resistentes y débiles.

Los mecanismos que pueden conducir a inestabilidades, generalmente sucesivos y complementarios, son: meteorización o extrusión de capas blandas, concentración de presiones en el borde y rotura flexotracción.

Las posibilidades de que se produzcan estas inestabilidades por descalce vienen condicionadas por una serie de factores como: fracturación, buzamientos de la serie estratigráfica, inclinación del terreno y disposición respecto al buzamiento, resistencia comparativa de los estratos más rígidos, potencia relativa de los estratos resistentes respecto a los estratos menos competentes, etc.

Existe una gran variedad de formas resultantes de los mecanismos que originan la inestabilidad: basculamiento de bloques, rotura por su base, deslizamiento de un estrato, etc.

A continuación se describe el mecanismo de rotura previa con tracción, ya que los otros mecanismos suelen ser combinación de diferentes tipos.

Dicho mecanismo es relativamente raro ya que la mayoría de los macizos se encuentran fracturados dando lugar a bloques individualizados.

En una serie alternante de capas débiles y competentes se empieza a descalzar la capa competente suprayacente por acción de una meteorización diferencial.

Cuando progresa el descalce, se produce una concentración de presiones en el borde de la roca débil subyacente. Si la roca que constituye la capa suprayacente es poco resistente, puede aparecer una rotura de la misma por flexotracción, con basculamiento de bloque. Si la capa es competente y está individualizada en bloques por fracturación, también se produce un basculamiento debido a la excentricidad del peso.

La concentración de presiones en el borde de la capa débil subyacente produce un asentamiento diferencial, pudiendo originar la rotura en cuña de la misma y originándose la caída del bloque por rotura de pie.

Los fragmentos originados por los desprendimientos presentan recorridos varios, pudiendo el material caer libremente, saltar o rodar, dependiendo de la inclinación del talud.

Según el tipo de mecanismo que produzca los desprendimientos, la velocidad con que se desarrollan varía. Una vez originada la grieta de tracción, suelen desarrollarse de forma rápida afectando a los materiales que han quedado formando cornisas o voladizos.

### **Vuelcos (toppling)**

Estos movimientos implican una rotación de unidades con forma de columna o bloque sobre una base, bajo la acción de la gravedad y fuerzas ejercidas por unidades adyacentes o por inclusión de agua en las discontinuidades.

Este tipo de movimientos puede culminar en otros tipos, desprendimientos, deslizamientos, etc., dependiendo de los aspectos geométricos del material involucrado según la distribución de las discontinuidades.

Los vuelcos se pueden considerar exclusivos de medios rocosos, condicionados por la disposición estructural de los estratos hacia el interior del talud y un sistema de discontinuidades bien desarrollado.

Existen variedades de estos movimientos como:

- a) Vuelco por flexión

Tiene determinadas características que le confieren cierta singularidad entre los vuelcos.

Se desarrolla bajo un mecanismo compuesto por flexiones pseudocontinuas del material, individualizado en columnas, debido a una serie de movimientos acumulados a lo largo de las discontinuidades.

Cuando se desencadena el movimiento, por transmisión de la carga en el pie del talud, el mecanismo progresa hacia el interior del macizo rocoso, originando grietas de tracción con profundidad y anchura variables.

b) Vuelcos de bloques

Es característico de aquellos macizos rocosos que contiene sistemas de discontinuidades ortogonales, dando lugar a una geometría de columnas divididas en bloques. El empuje sobre los bloques inferiores origina su desplazamiento y una vez producido, el movimiento progresa hacia la parte superior del talud. Cuando las columnas menos esbeltas son desplazadas hacia afuera del talud, por la carga que efectúan las ya giradas, se reinicia el proceso.

c) Vuelco mixto

Es un caso que participa de las características de los dos anteriormente descritos. Se produce cuando los bloques son alargados. Debido a flexiones en el pie del talud e intermovimientos relativos de las distintas unidades.

**Deslizamientos.**

Son movimientos que se producen al superarse la resistencia al corte del material y tienen lugar a lo largo de una franja relativamente estrecha del material.

Generalmente las superficies de deslizamientos son visibles o pueden deducirse razonablemente.

La velocidad con que se desarrollan estos movimientos es variable, dependiendo de la clase de material involucrado en los mismos.

El movimiento puede ser progresivo, produciéndose inicialmente una rotura local, que puede no coincidir con la superficie de rotura general, causada por una propagación de la primera.

La masa desplazada puede deslizar a una distancia variables de la superficie original de rotura, solapándose con el terreno natural y marcado éste una superficie de separación bien definida.

Sobre los flancos y superficies sobre la que se produce el movimiento se originan estrías (slickensides) indicativas de la dirección del movimiento.

### **Desplazamientos rotacionales**

Tienen lugar a lo largo de una superficie de deslizamientos interna, de forma aproximadamente circular y cóncava.

El movimiento tiene una naturaleza más o menos rotacional, alrededor de un eje dispuesto paralelamente al talud.

La salida de las superficies circulares sobre las que se produce la rotura puede originarse en tres partes diferentes del talud, según las características resistentes del material, altura e inclinación del talud, etc.



Si la superficie de rotura corta al talud por encima de su pie, se denomina superficie de rotura de talud.

Cuando la salida se produce por el pie del talud y queda por encima de la base de dicho talud, recibe el nombre de rotura de pie de talud.

Si la superficie de rotura pasa bajo el pie del talud con salida en la base del mismo y alejada del pie, se denomina superficie de rotura de base de talud.

En la superficie del terreno suelen aparecer grietas concéntricas y cóncavas hacia la dirección del movimiento, con un escarpe en su parte alta, tanto más acusado cuanto mayor desplazamiento sufra la masa deslizada.

La velocidad de estos movimientos varía de lenta a moderada, teniendo gran influencia la inclinación de la superficie de rotura en el pie del deslizamiento. Si el perfil de la superficie deslizada se inclina hacia el monte, se mejora el equilibrio en la masa inestable, decreciendo el momento inductor y pudiéndose llegar a detener el desplazamiento.

### **Deslizamientos traslacionales**

En este tipo de deslizamientos la masa de terreno se desplaza hacia afuera y abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o suavemente ondulada, con pequeños movimientos de rotación. Comúnmente el movimiento de la masa deslizada hace que esta quede sobre la superficie original del terreno.

Los deslizamientos traslacionales están controlados por discontinuidades (estratificación, esquistosidad, diaclasas, fallas, etc.), influyendo la variación de la resistencia al corte entre estratos de diferente naturaleza, diferente grado de meteorización, distintos tipos de relleno en

discontinuidades, etc. Generalmente se desarrollan en macizos rocosos, con discontinuidades bien marcadas.

El progreso de estos deslizamientos tiende a ser indefinido, siempre que la inclinación de la superficie de deslizamiento sea lo suficientemente grande, y la resistencia al corte inferior a las fuerzas desestabilizadoras.

Dentro de un deslizamiento traslacional pueden existir varias unidades pseudoIndependientes, denominándose entonces deslizamiento quebrado. Cuando la masa deslizada consta de una unidad no muy deformada o varias unidades estrechamente relacionadas, se denomina tipo bloque.

Existen deslizamientos traslacionales de gran variedad en su tamaño, formados por la intersección de dos discontinuidades o superficies de debilidad.

Si ambas superficies se inclinan en sentido diferente, se denominan cuñas directas. Cuando la inclinación es hacia el mismo sentido reciben el nombre de cuñas inversas.

El deslizamiento se produce a lo largo de la línea de intersección de las superficies, cuando se inclina a favor del talud y con menor pendiente que éste.

Cuando coinciden una serie de discontinuidades estructurales y geométricas determinadas, en un macizo rocoso, pueden aparecer deslizamientos peculiares denominados pandeos (buckling). Este fenómeno aparece cuando la estratificación es subvertical y existe gran diferencia, entre al menos dos de las tres dimensiones que definen geoméricamente la estructura. Si existe una serie de diaclasas pseudoortogonales a la estratificación, pueden producirse pandeos por flexión de placas fracturadas.

Generalmente en los deslizamientos de tipo traslacional el movimiento se produce de forma rápida.

### **Extensiones laterales**

Estos movimientos no son frecuentes, si bien aparecen cuando concurren determinadas características geológicas complejas.

El movimiento consiste en una extensión lateral controlada por superficies de corte y/o fracturas de tensión. Pueden aparecer sobre macizos rocosos con diferente competencia o bien sobre materiales con carácter de suelo.

El mecanismo de rotura suele ser complejo, pudiendo comprender formas de traslación, rotación flujo y licuación del material.

Cuando estos mecanismos se producen en medios rocosos se desarrollan con lentitud. Por el contrario, en materiales de tipo suelo son rápidos o muy rápidos, iniciándose súbitamente.

Con carácter genérico pueden subdividirse en dos tipos:

- Movimientos que comprenden una extensión, sin que se reconozca o exista una superficie basal neta de corte o se produzca un flujo plástico. Son propios de crestas modeladas en medios rocosos estratificados.
- Movimientos que pueden comprender una extensión y fracturación del material más competente (roca o suelo), debido a una licuación o flujo plástico del material subyacente. Simultáneamente en los materiales superiores pueden producirse fenómenos de subsidencia,

traslación, rotación e incluso licuación y flujo, dependiendo de la naturaleza intrínseca del material.

### **Coladas**

Se contemplan bajo esta denominación ciertos movimientos producidos en materiales rocosos, caso menos frecuente, y en materiales de tipo suelo, constituyen las coladas en sentido crítico.

Los que tienen lugar en roca son propios de macizos estratificados, con una disposición proclive a desarrollar fenómenos de pandeo y que han sufrido un intenso plegamiento. Pueden considerarse como coladas de unidades de roca intacta.

En las coladas de materiales tipo suelo existen una serie de factores que tienden a diversificarlos u originar subtipos. Así la granulometría del material y el contenido en agua son los dos factores más determinantes en el desarrollo de este tipo de procesos.

Los mecanismos son producto de una continua deformación bajo esfuerzos imperceptibles, que implica una distribución de velocidades variable, de extremadamente lenta a muy rápida.

### **Coladas en roca**

Son poco frecuentes y propias de macizos rocosos no muy competentes, con una estratificación definida y afectados por plegamientos u otras manifestaciones de comportamiento plástico. Incluyen deformaciones que se distribuyen entre fracturas grandes o pequeñas e incluso entre microfracturas sin aparente conexión entre ellas. No existe una concentración de desplazamiento continuo sobre una superficie definida, entre unidades relativamente intactas.

Estos movimientos son generalmente muy lentos y más o menos estables, afectando a zonas superficiales o de cierta profundidad.

### **Coladas en suelos**

Se reconocen como coladas en sentido estricto debido a la semejanza de comportamiento con los fluidos viscosos. Son propios de materiales tipo suelo.

Las superficies de deslizamiento no suelen estar bien definidas y si se producen son efímeras.

El límite entre la masa que se ha movido y la que permanece "in situ" puede estar marcado por una estrecha franja, en la que se producen movimientos diferenciales o con una diferente distribución de la resistencia al corte.

La velocidad con que tienen lugar suele ser muy rápida, aunque existen casos de extrema lentitud.

En este tipo de coladas existen una serie de características generales como son: grandes desplazamientos de la masa movida y el efecto fluidificante del agua como parte del proceso.

Existe una completa gradación de coladas en suelos, atendiendo a la granulometría de los mismos, contenido de agua, movilidad y carácter del movimiento. Seguidamente se comentan las características de los subtipos más representativos.

- Reptaciones (creep): constituyen deformaciones continuas, generalmente superficiales y extremadamente lentas, que pueden aparecer acompañando a otros tipos de movimientos de los materiales subyacentes.

Tradicionalmente se ha considerado que estos movimientos presentan desplazamientos imperceptibles. Sin embargo, los nuevos procedimientos de medida han permitido determinar que realmente se producen movimientos perceptibles que preceden inmediatamente a la rotura catastrófica.

- Colada de derrubios (debris flow): característico de materiales con un elevado porcentaje de fragmentos gruesos. La masa que desliza se divide en pequeñas partes con movimiento lento. Cuando este es rápido y progresivo suele utilizarse el término avalancha.
- Coladas de barro (mud flow): se produce en materiales con al menos un 50 % de fracción fina y con un contenido en agua suficiente, para permitir fluir al material.

Existe una diversidad de características influyentes en estos movimientos que permiten una amplia definición de los mismos. Así, se habla de soliflucción cuando interviene el fenómeno hielo-deshielo en la parte más superficial de los suelos, coladas de materiales finos sin contenido de agua, etc.

### **Movimientos complejos**

Son el resultado de la combinación de más de un tipo de los diferentes movimientos descritos anteriormente. También se consideran como tales aquellos que presentan diferentes estados en el desarrollo de los movimientos.

Se puede incluir la combinación múltiple de un mismo tipo de rotura y también aquellos movimientos en que la distribución interna de las velocidades de la masa que desliza, pueda o no asemejarse a un fluido viscoso.

Consecuentemente las diferentes velocidades con que se producen estos movimientos, así como su distribución espacial, vienen condicionada por los tipos de movimientos que componen la rotura.

### **I.4.3. FACTORES CONDICIONANTES Y DESENCADENANTES.**

En el análisis de los movimientos es de primordial importancia el reconocimiento de los factores que condicionan la estabilidad de los taludes y aquellos otros que actúan como desencadenantes de los movimientos. El conocimiento de ambos factores permite una evaluación del peligro existente y, por tanto, las medidas necesarias para evitar o corregir los posibles movimientos.

La susceptibilidad de que se produzcan movimientos en los taludes está condicionada por la estructura geológica, la litología, las condiciones hidrogeológicas y la morfología propia de un área determinada.

Una variación de algunos de los condicionantes mencionados, producida por causas naturales o debidas a la actividad humana, puede traducirse en un incremento o disminución del esfuerzo de corte cuyo efecto inmediato desencadena la inestabilidad de una masa de terreno.

La gran variedad de movimientos en los taludes es reflejo de la diversidad de factores que pueden originarlos. Se describen a continuación algunos de los factores más importantes que influyen en la inestabilidad de los taludes.

#### **Factores naturales**

Fundamentalmente constituyen factores condicionantes cuando se trata de agentes que integran la meteorización, siendo los agentes erosivos los que tiene una mayor incidencia como

factores desencadenantes, así como los fenómenos de carácter tectónico que influyen en la corteza terrestre.

Existe una distribución geográfica en donde se da un predominio de unos u otros factores, que facilitan o producen determinadas inestabilidades.

La orientación de los taludes hacia el N favorece que se produzcan determinados factores condicionantes de la estabilidad.

Las áreas con una determinada climatología o ciertas condiciones de sismicidad y vulcanismo, constituyen entornos más proclives a que se desarrollen factores condicionantes y desencadenantes de los movimientos, respectivamente.

### **El agua**

Constituye el agente natural de mayor incidencia como factor condicionante y desencadenante en la aparición de inestabilidades.

Dadas las diversas formas con que se presenta en la naturaleza, se describen los efectos que produce según su procedencia.

#### a) Ríos y oleaje

Las corrientes de agua con su poder erosivo y de transporte constituyen un gran factor desencadenante, tendiendo a conseguir el perfil de equilibrio de las laderas de los valles por lo que discurren. Pueden actuar de forma continua con desigual importancia, según la intensidad de la corriente, produciendo socavaciones en el pie de los taludes, que disminuyen o eliminan su soporte en la base e incrementan el esfuerzo de corte en los materiales.



La acción de los ríos se incrementa notablemente cuando se modifican las condiciones normales del caudal y geometría, así, durante las máximas avenidas aumenta su poder abrasivo y de socavación debido al carácter esporádico y tumultuoso.

El oleaje también contribuye al modelado de los acantilados costeros, actuando como un factor desestabilizador de los mismos.

Durante los periodos de tormenta, el oleaje produce una socavación en el pie de los acantilados. El violento choque de las olas lanza fragmentos de piedras contra la costa, produciendo una degradación de la estabilidad de la misma, dependiendo de la competencia de los materiales.

También se producen vibraciones que pueden suponer un factor condicionante de la estabilidad a través de discontinuidades. Debido a la refracción de las olas por cambio de dirección de sus frentes, los salientes de las costas son los que más intensamente sufren sus efectos.

El retroceso generalizado de los acantilados por efecto de las olas, hace que éstos constituyan un factor condicionante de la acción de los ríos que desembocan en la costa. Cuando el acantilado se erosiona rápidamente, el valle fluvial queda colgado, bajando el nivel de erosión del río.

#### b) Aguas subterráneas

Se consideran como tales, las corrientes y niveles subterráneos y el agua distribuida en el interior de la red de fracturación de un macizo rocoso o de forma intersticial en los suelos, que condicionan la estabilidad de los mismos.

Ejercen una serie de disoluciones y otros cambios físico-químicos en el terreno, que disminuyen las características resistentes del mismo.

En regiones kársticas, su progreso puede producir el hundimiento de cavernas afectando a los taludes más próximos.

La absorción del agua de infiltración produce una continua expansión y contracción de los suelos, en períodos alternantes de lluvia y sequía, que varía las características resistentes de los mismos.

Cuando el agua se halla confinada puede producir subpresiones en los materiales suprayacentes. Puede originar la licuación de suelos arenosos por un aumento de la presión intersticial, debido a bruscos cambios en el nivel freático.

Cuando discurre entre las discontinuidades, aumenta la presión entre las mismas y actúa como lubricante según el contenido en minerales arcillosos.

c) Lluvia

Constituye un factor desencadenante de inestabilidades, contribuyendo a aumentar la acción de diversos factores condicionantes: meteorización, acción de las aguas subterráneas, etc.

El impacto de las gotas de lluvia sobre los suelos produce salpicaduras que levantan y dejan caer las partículas, tendiendo a transportarlas hacia niveles inferiores de la vertiente. Consecuentemente, se origina una removilización superficial de los suelos, que puede disminuir la capacidad de infiltración del mismo, al taponar las partículas movidas las aberturas naturales del suelo.

Cuando el régimen de lluvias es torrencial, al agua caída se canaliza en zonas deprimidas causando acciones similares a las corrientes de agua.

Aumenta las subpresiones del terreno al infiltrarse por discontinuidades y grietas, y produce una sobrecarga debida a su propio peso.

Cuando se trata de materiales cohesivos, se puede dar una absorción de agua por los minerales arcillosos y producirse un hinchamiento de los mismos, incrementándose las presiones efectivas del terreno

### **Hielo y nieve**

Se pueden diferenciar cuantitativamente los efectos de las masas de hielo y nieve que forman los glaciares y los producidos por la acción hielo-deshielo del agua que contiene el terreno.

Los glaciares en su recorrido modelan los valles, debido a los fragmentos rocosos que contienen y que aumentan el poder abrasivo del hielo, originando escarpadas paredes rocosas.

El repetido crecimiento y fusión del hielo en que se transforma el agua intersticial del terreno y la contenida en las discontinuidades, produce una disgregación mecánica de la estructura del mismo. Esta se traduce en una reducción de la cohesión y ensanchamiento de las discontinuidades condicionando al terreno ante la acción de otros factores.

También se produce una dificultad del drenaje del talud a través de su superficie.

Las acumulaciones de nieve en algunos puntos producen sobrecargas y aumentan el contenido en agua del terreno durante la fusión, dando paso a la acción específica del agua.

**Sismicidad y vulcanismo**

Constituyen factores desencadenantes de grandes deslizamientos, pudiendo ocasionar daños graves.

Cuando ocurre un sismo se generan una serie de vibraciones, que se propagan como ondas de diferente frecuencia. La aceleración, vertical y horizontal asociada a esas ondas, origina una fluctuación del estado de esfuerzos en el interior del terreno afectando al equilibrio de los taludes. Así se puede producir una perturbación de la trabazón intergranular de los materiales, disminuyendo su cohesión. En algunas arenas finas saturadas sin drenaje y arcillas, el desplazamiento o rotación de los granos puede dar como resultado una súbita licuefacción del suelo, como consecuencia de un incremento de presión del agua intersticial. Esta acción sísmica es compleja y origina unos fenómenos de deformacionales que pueden ser de tipo sismotectónico o sismogravitacional.

El primer tipo es manifestación de los movimientos que se producen en la corteza, a lo largo de fallas, plegamientos, etc., producidos durante terremotos de intensidad mayor de 6,5 (escala de Mercalli). Las características de la deformación dependen de la naturaleza de los esfuerzos con independencia de las fuerzas gravitacionales.

Los fenómenos de deformacionales de tipo sismogravitacional tienen una dinámica específica. Los materiales movilizados se extienden sobre áreas mucho mayores que los movimientos debidos a la gravedad, particularmente si ha habido vibraciones de larga duración. Originan grandes deslizamientos, avalanchas, desprendimientos y coladas.

El factor sísmico de mayor incidencia en los movimientos de los taludes es la intensidad de la sacudida, a partir de 6,5 (escala de Mercalli), y en menor medida su duración.

En las regiones sísmicamente activas, los terremotos son la causa predominante de los movimientos de taludes.

Los volcanes en actividad llevan asociados movimientos sísmicos de características específicas en cuanto a su intensidad, frecuencia, etc. originan modificaciones en las laderas que forman sus conos y en los materiales depositados sobre los mismos (hielo, nieve, derrubios, etc.).

El campo de esfuerzos existente en los conos volcánicos puede modificarse como resultado de una dilatación de las cámaras magmáticas, cambios en el nivel del magma de los mismos y aumento de los temblores armónicos que continuamente se dan. Dichos fenómenos alteran el equilibrio de los taludes que rodean a los cráteres, produciendo generalmente fallas y colapsos.

### **Actividad biológica**

No constituye un factor determinante en la estabilidad de los taludes, aunque condiciona de forma notable la acción de otros factores, que pueden originar movimientos en los taludes.

Tienen especial interés las acciones que ejerce la vegetación, en sus aspectos positivos y negativos. La cubierta vegetal, a través de sus raíces ayuda a mantener la estabilidad de los taludes debido a que sirve de unión entre los componentes de los suelos. También contribuye al drenaje absorbiendo parte del agua contenida en el terreno y atenúa la degradación superficial del mismo, dificultando la acción de otros factores.

En su aspecto negativo, existen raíces capaces de disgregar el terreno y desplazar bloques de magnitud considerable, debido a sus efectos mecánicos en grietas y fisuras, actuando a modo de cuñas.

La deforestación de ciertos taludes incide adversamente en el régimen de agua en las capas más superficiales, contribuyendo a la actuación de otros factores desestabilizadores.

La actividad de organismos animales, contribuye en menor medida a crear inestabilidades. Así la acción de gusanos, roedores, etc., modifica el interior del terreno facilitando el desarrollo de otros factores.

### **Subsidencia regional**

Diversos estudios y evidencias han puesto de manifiesto los movimientos que existen en la corteza terrestre, en orden a establecer un equilibrio de la misma. Uno de los reflejos de estos movimientos es la subsidencia, de cierta importancia en la estabilidad de taludes.

Actúa como un factor que condiciona gradualmente la estabilidad de los taludes y desencadena movimientos, cuando está asociada a fenómenos sismo-tectónicos.

Se consideran como subsidencias regionales, los desplazamientos verticales que se producen en los niveles del mar y de la tierra, en grandes áreas de la corteza terrestre.

También existen subsidencias estrechamente relacionadas con grandes accidentes tectónicos y otras que acompañan a movimientos más violentos y constituyen acciones de reajuste posterior. Estas tienen un carácter local.

Las subsidencias tienen una desigual distribución espacial y se desarrollan de forma gradual y muy lenta, prácticamente imperceptibles, salvo las que acompañan a sismos.

El efecto que causa es un progresivo aumento del ángulo del talud, que contribuye a la aparición de algunos deslizamientos. Produce un cambio en los esfuerzos existentes en el interior del terreno, alterando las condiciones de equilibrio por un aumento en el esfuerzo de corte. Es necesario que el talud esté próximo a las condiciones de equilibrio límite, para que este pequeño y lento movimiento tenga efectos notables.

**Actividad humana**

El desarrollo de los países incluye un conjunto de actuaciones adecuadas a crear una infraestructura que permita el progreso de los mismos.

Destacan los sectores dirigidos a procurar los recursos naturales y aquellos que permitan los servicios necesarios para su transformación y distribución. Dos de las parcelas más importantes son la minería y las obras civiles.

La actividad humana que se deriva constituye una de las causas con mayor incidencia en los movimientos de taludes. Aunque éstos generalmente tienen consecuencias de menor entidad que los producidos por causas naturales, a veces producen daños de mayor cuantía.

**Excavaciones**

Constituyen uno de los factores desencadenantes más extendidos, debido a la necesidad de las mismas en las obras civiles (desmontes, túneles, etc.).

Necesitan de un detallado estudio que garantice la estabilidad de los taludes creados.

Producen una variación del estado de equilibrio del terreno, traduciéndose en subsidencias, descalces de potenciales superficies de deslizamiento, desequilibrio de masas, etc.

**Voladuras**

Los efectos inmediatos de las voladuras son los derivados de las características de la onda que se propaga y de los gases que se originan. Pueden actuar como desencadenante de los movimientos, condicionando y disminuyendo la estabilidad de los macizos rocosos.

El comportamiento del terreno, como medio transmisor, depende principalmente de sus características resistentes a la tracción, existencia de discontinuidades que supongan superficies de reflexión de la onda, contenido de agua, etc.

La onda de compresión origina la apertura de grietas radiales alrededor de la carga y la de tracción fragmenta el material. También se pueden producir plastificaciones del mismo.

Las vibraciones producidas actúan como pequeños sismos y pueden darse proyecciones de diversos tipos de material.

Como consecuencia se amplía la red de fracturación preexistente en el terreno, creando nuevas superficies potenciales de deslizamiento.

El impacto de los mayores fragmentos puede ocasionar inestabilidades puntuales en zonas próximas.

En la actualidad existen técnicas suficientemente desarrolladas, que limitan los riesgos derivados del uso de las voladuras.

### **Sobrecargas**

Las sobrecargas son un factor condicionante de los movimientos que modifican el entorno natural en el que se produce dicha acción:

Es el resultado del incremento de peso, debido a diversos tipos de construcciones, sobre el terreno natural. Así, la construcción de rellenos y terraplenes, acoplos de materiales de diversa índole, etc. También puede producirse por el peso del agua infiltrada en el terreno, como consecuencia de fugas en conducciones, alcantarillado, canales, depósitos, etc.



El efecto producido es, generalmente, un incremento del esfuerzo de corte del terreno y cuando se trata de suelos con alto contenido de arcilla, se origina un aumento de la presión intersticial. De esta forma se modifican las condiciones de equilibrio existente en el terreno, pudiendo darse diferentes tipos de movimientos.

### **Actividad minera**

Se incluye la explotación de canteras, minería a cielo abierto y subterráneo.

Las dos primeras actividades participan de los riesgos de las excavaciones, aumentados por el carácter provisional de los taludes excavados, principalmente en los comienzos de las explotaciones.

La explotación subterránea de los recursos naturales ha sido causa de movimientos importantes en la superficie.

La degradación que sufren las cámaras y galerías de explotaciones abandonadas puede conducir a hundimientos de las mismas.

Estos fenómenos pueden reflejarse en la superficie del terreno originando subsidencias, más notables cuanto menor sea la cobertura de terreno sobre las galerías.

Como resultado, se produce un aumento de la diferencia de altura en los niveles del terreno y una relajación del mismo en las áreas de tensión que rodean a la subsidencia.

### **Geomorfología e identificación de los movimientos**

La configuración actual de un terreno indica la posibilidad o no de que se produzcan movimientos y que tipo será el más frecuente.

La formación e historia de los movimientos está fuertemente influenciada por el factor tiempo. Es importante distinguir qué grado de actividad presenta un determinado tipo de movimiento. Pueden distinguirse los activos, potenciales y fósiles según grado decreciente de actividad. Estos últimos son los que no pueden activarse bajo las condiciones climatológicas y morfológicas actuales, aunque sí bajo acciones humanas.

Una vez que se ha establecido el movimiento de un talud, seguidamente ha de identificarse el tipo de movimiento que se desarrolla.

Es frecuente que los mecanismos iniciales que originan los movimientos sean distintos, pero no su aspecto final. Debido a la diversidad de movimientos en los taludes se describen una serie de características que los acompañan y que permiten su reconocimiento.

Los desprendimientos y vuelcos desarrollados en medio rocosos suelen presentar una serie de grietas tras los escarpes, controlados por los sistemas de discontinuidades. Los escarpes son de forma irregular y cuasiverticales bajo los que se acumula el material caído, formado por fragmentos irregulares y mezclados, que generalmente apuntan el mecanismo que ha producido el movimiento.

En los vuelcos se observa en coronación una serie de unidades, susceptibles de continuar el movimiento.

Si el material es de tipo suelo presenta semejantes características, aunque con formas más irregulares, pudiendo movilizar gran cantidad de terreno.

Una idea de la intensidad y grado de actividad se puede deducir de la presencia o no de vegetación sobre los escarpes y grietas, así como los impactos de los bloques sobre los árboles próximos.

- Los deslizamientos rotacionales son más frecuentes en materiales de tipo suelo y macizos rocosos muy fracturados. Presentan numerosas grietas y crestas de diferente forma y significado. En coronación y en la zona de deflación se desarrollan grietas escalonadas curvas con su concavidad hacia el deslizamiento. En la zona de acumulación, se suceden una serie de crestas y grietas transversales y radiales. Los escarpes se disponen escalonados, siendo de mayor altura hacia la coronación, de forma cóncava hacia el deslizamiento, verticalizados en su parte superior y suavizándose hacia abajo. Presenta numerosas estrías y surcos que indican la dirección del movimiento. Es frecuente el encharcamiento y sugerencia de agua en el borde del material acumulado.

Cuando estos movimientos se originan en medios rocosos muy fracturados, las grietas de coronación tienden a seguir las discontinuidades preexistentes. La zona de deflación contiene una serie de bloques algo fragmentados, con pequeñas deformaciones plásticas. El borde puede estar escalonado con pequeños flujos de barro.

Las extensiones participan de muchas de las características mencionadas, dependiendo su distinción del criterio que aporta la experiencia.

- En medios rocosos y materiales de tipo suelo, producto de la meteorización de las rocas de las laderas, puede producirse deslizamientos traslacionales, aunque con mayor frecuencia en los primeros.

Tienen unos rasgos morfológicos característicos que sirven para su identificación. Así, en coronación existen grietas subverticales que circundan al deslizamiento y bloques sueltos. La geometría del escarpe principal, está condicionada por la distribución espacial de las discontinuidades. Suele ser de forma irregular verticalizado en su parte superior y suavemente inclinado en la inferior, según la superficie por la que se desliza. El material deslizado puede

estar aproximadamente en su postura original, estando formada su zona de acumulación por fragmentos de roca de tamaño variable.

Si el deslizamiento se origina en material de tipo suelo, suele presentar pequeños escarpes con grietas verticales, que divergen hacia debajo de la ladera. El material se presenta poco distorsionado en la cabeza y sin signos de rotación, compuesto de una o algunas unidades, cuyos pies presentan surcos en la superficie.

- Las coladas presentan aspectos variados en su morfología, de acuerdo con el tipo de material afectado y según el contenido en agua del mismo.

Cuando se producen en medios rocosos, están controladas por los sistemas de discontinuidades, originando una forma muy irregular del escarpe y los flancos. Suelen carecer de la zona de cabeza y el material desplazado está constituido por fragmentos rocosos distribuidos de forma caótica.

Si las coladas involucran materiales de tipo suelo y dependiendo del contenido en agua, la característica principal es la irregularidad de sus formas. Suelen presentar alguna o ninguna grieta en coronación, con un escarpe principal con formas aserradas o de V, generalmente alargadas y estrechas, canalizando el material.

El cuerpo del material desplazado puede tener forma cónica, constituido por bloques de diferente tamaño englobados en material fino. Se pueden observar estructuras debidas al flujo y surcos de drenaje.

El material se acumula formando extensiones laterales en forma de lóbulos, conteniendo árboles entremezclados y demás vegetación.

#### **I.4.4. TIPOLOGÍA Y PELIGROSIDAD.**

Existe una relación de dependencia entre los distintos tipos de movimientos y sus consecuencias. Sin embargo, dicha dependencia ha de matizarse y aparecen conceptos como los de riesgo y peligrosidad.

En los movimientos de los taludes hay una serie de factores que influyen en las consecuencias que pueden originar. Dichos factores son:

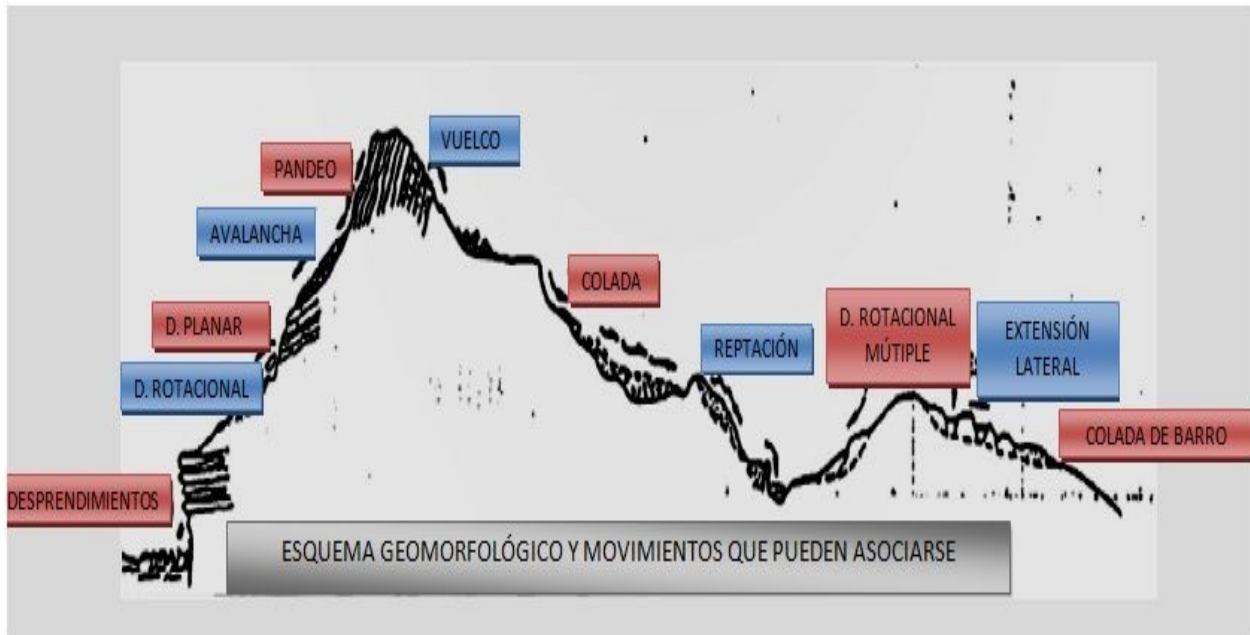
- a. La velocidad con que se desarrollan el fenómeno.
- b. El volumen de material involucrado.
- c. La frecuencia con que se producen los movimientos.

La velocidad con que se producen los movimientos depende de:

- Pendiente del talud
- Forma de la superficie de rotura
- Propiedades físicas de los materiales

Como consecuencia existe una relación de los diferentes movimientos y la velocidad con que se desarrollan.

El volumen de material involucrado es variable y depende de la amplitud de la zona en la que se pueda desarrollar un cierto tipo de movimiento. Figura No 4.



**Figura No 4. Esquema geomorfológico y de los movimientos que pueden asociarse.**

Existen movimientos que involucran un volumen menor de  $1 \text{ m}^3$  (desprendimientos, vuelcos) y otros que pueden movilizar millones de  $\text{m}^3$  (deslizamientos traslacionales, avalanchas, etc.).

Clasificación de los movimientos según su velocidad (Schuster y Fleming, 1982. Cortesía de A.S.C.E.) Tabla No 2.

**Tabla No 2.**

Clasificación de los movimientos según su velocidad (Schuster y Fleming, 1982. Cortesía de A.S.C.E.)	
Descripción	Velocidad
Extremadamente rápidos	$\geq 10 \text{ m/seg}$
Muy rápidos	$10 \text{ m/seg} - 1 \text{ m/min}$
Rápidos	$1 \text{ m/min} - 1 \text{ m/día}$
Moderados	$1 \text{ m/día} - 1 \text{ m/mes}$

<b>Lentos</b>	1 m/mes – 1 cm/año
<b>Extremadamente lentos</b>	≤ 1 cm/año

La frecuencia con que pueden aparecer determinados movimientos depende de la repetitividad de las circunstancias que favorezcan las inestabilidades. Dichas circunstancias pueden tener carácter cíclico u ocasional y tener diferente origen (climáticas, sísmicas, etc.).

Existe una interrelación de los conceptos de riesgo y peligrosidad relativa a los movimientos de los taludes.

El riesgo supone la posibilidad de que se produzca una inestabilidad debida a determinadas circunstancias.

La peligrosidad consiste en evaluar las consecuencias de esa inestabilidad, a nivel humano o material.

No es fácil apreciar el nivel de riesgo para cada fenómeno. Normalmente cuando coexisten varios tipos de fenómenos, se tratará de identificar el que tenga mayor riesgo.

El nivel de riesgo se ha de apreciar evaluando todos los parámetros determinantes de su estabilidad: topografía, discontinuidades, hidrología, etc. También ha de comprender la posibilidad del movimiento, la trayectoria más probable y los antecedentes de la zona.

Una apreciación completa del nivel de riesgo ha de comprender varias observaciones del posible fenómeno y siempre tendrá carácter subjetivo. Los niveles de riesgo se pueden dividir en cuatro categorías:

- Riesgo débil
- Mediano

- Elevado
- Muy elevado

El establecimiento de uno u otro nivel de riesgo han de basarse en tablas de síntesis que faciliten y contemplen de forma sistemática los diferentes parámetros.

La peligrosidad depende de la zona en que pueda originarse el movimiento. Aumenta con la posibilidad de que afecte a zonas urbanas, redes viarias, etc. También depende de la velocidad con que se produzca el movimiento, y del volumen involucrado. Generalmente existe una relativa interrelación entre estos tres aspectos.

El seguimiento sistemático de un determinado movimiento permite analizar su evolución y proporciona una importante información sobre su peligrosidad.

## **I.5. PROPIEDADES MECÁNICAS**

Las propiedades mecánicas permiten llegar a un diseño adecuado, considerando los tres problemas más comunes:

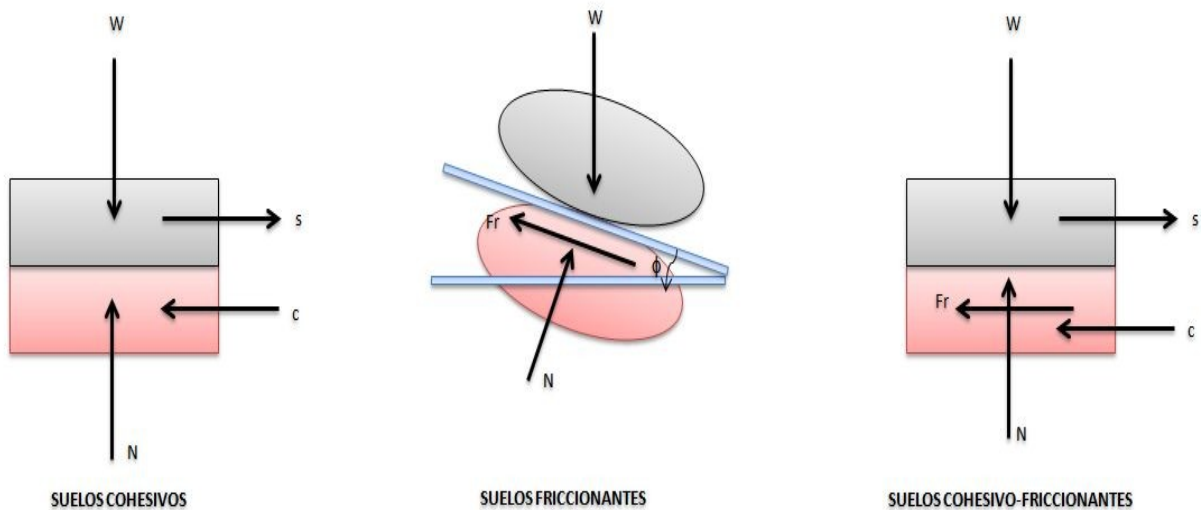
1. Estado límite de falla (trata sobre la estabilidad de las estructuras)
2. Estado límite de servicio (se refiere a los hundimientos totales y diferenciales que sufrirá la cimentación y la superestructura)
3. Flujo de agua a través de los suelos que influyen en el comportamiento de los mismos.

Para realizar estos análisis se necesitan obtener parámetros por medio de pruebas de campo o ensayos de laboratorio de permeabilidad, deformabilidad, resistencia y propiedades dinámicas, en muestras inalteradas o en su defecto tratar de reproducir en el laboratorio su grado de compacidad en estado natural.



### I.5.1. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

Se define a la resistencia al corte, o resistencia al esfuerzo cortante de un suelo como el valor máximo, o límite, de la resistencia al corte que se puede inducir dentro de su masa antes de que ceda. La evaluación de los parámetros de resistencia al corte es parte necesaria de los procedimientos analíticos y de diseño relacionado con los cimientos, muros de retención y pendiente de terreno. En esencia, la resistencia al corte en el seno de una masa sólida se debe al desarrollo de la resistencia a la fricción entre partículas adyacentes, de modo que los análisis se basan principalmente en el modelo de fricción. Figura No 5.



**Figura No 5. Modelos físicos de fricción para diferentes suelos.**

### I.5.2. PRUEBAS TRIAXIALES Y EL CÍRCULO DE ESFUERZOS DE MOHR.

La resistencia al esfuerzo cortante del suelo no se mide directamente por medio de pruebas triaxiales, sino que deben determinarse por medio de cálculos empleando los esfuerzos principales observados  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  corresponden a un estado de falla en el espécimen, cuando

menos un punto del círculo de esfuerzos debe representar una combinación de esfuerzos normal y de corte que causen la falla en algún plano de dicho espécimen. Además, si se conocen las coordenadas de ese punto, puede determinarse la inclinación del plano en el que se produjo la falla, si se conoce el ángulo  $\alpha$ .

Si se ejecuta una serie de pruebas con diferentes valores de  $\sigma_3$  y se construye el círculo de esfuerzos correspondiente a la falla para cada una de las pruebas, cuando menos en un punto en cada círculo debe representar los esfuerzos normal y de corte asociados a la falla. Al aumentar el número de pruebas indefinidamente, es evidente que la envolvente de los círculos de falla, representa el lugar geométrico de los puntos asociados a la falla de las especímenes. A la envolvente se le conoce con el nombre de la línea de ruptura para el material dado, bajo las condiciones específicas de la serie de pruebas. Para los materiales en general, la línea de ruptura puede ser curva, y puede tener una intersección  $c$  con el eje de los esfuerzos cortantes. Como se muestra en la figura No 6.

Como todos los valores de resistencia al corte  $t$ , correspondientes a la línea de ruptura representan falla, se designan como valores de la resistencia al esfuerzo cortante, y el eje vertical se llama eje de la resistencia al esfuerzo cortante. Si se considera recta la línea de ruptura, puede representarse por:

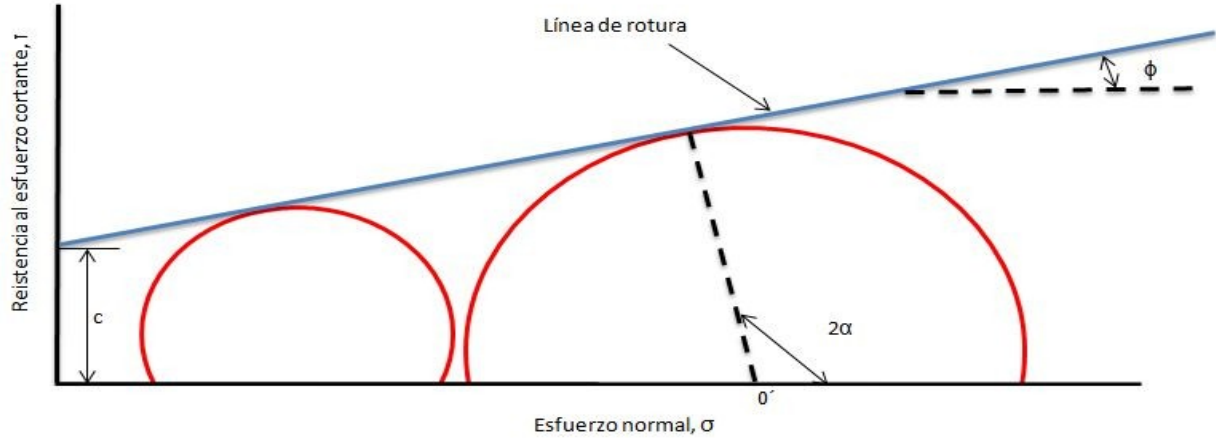
$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Conocida con el nombre de ecuación de Coulomb. Por las propiedades geométricas, puede verse que para cualquier círculo de falla:

$$2\alpha = 90^\circ + \phi$$

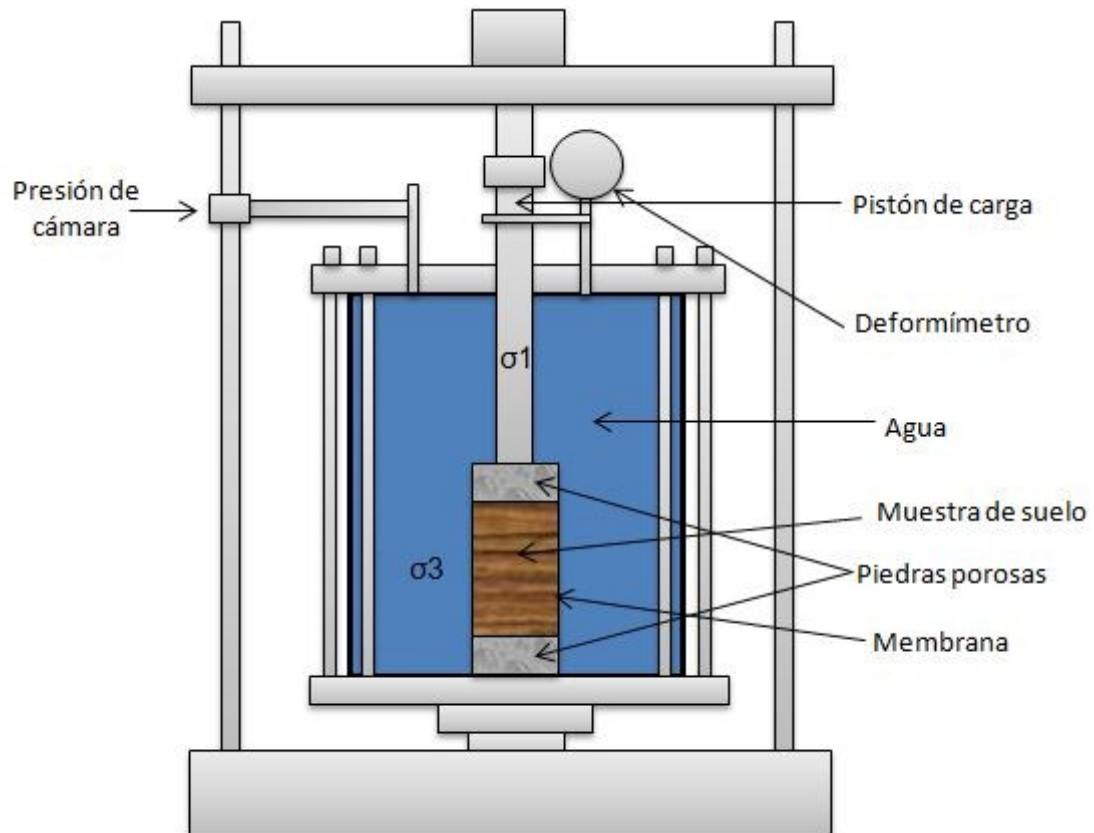
Por lo tanto, el ángulo entre los planos en que ocurre la falla y el plano en el que actúa el esfuerzo principal mayor es:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$



**Figura No 6. Diagrama de ruptura de Mohr.**

La envolvente de Mohr de los suelos puede llevarse a cabo por medio de la prueba de compresión triaxial. Esta prueba se realiza envolviendo en una membrana impermeable un espécimen cilíndrico del suelo que se desea probar, cuyas bases quedan en contacto con cabezas sólidas provistas de piedras porosas que sirven de filtro; los filtros están conectados a tubos delgados provistos de válvulas que permiten gobernar la salida o entrada del agua al espécimen. Dichos tubos de drenaje están conectados a una bureta graduada mediante la cual se puede conocer el volumen de agua expulsado o absorbido por el suelo. La unión entre la membrana y las cabezas se ata con banda de hule para garantizar un sello hermético. Todo el conjunto queda encerrado en una cámara que se conecta a un tanque de agua a presión. La tapa superior de la cámara es atravesada por un vástago delgado que pasa por un depósito de grasa a presión, el que evita las fugas de agua a lo largo de la pared del vástago y reduce a un mínimo de fricción de esta con la tapa. (Figura No 7).



**Figura No 7. Esquema de una cámara triaxial.**

La prueba de compresión triaxial puede ejecutarse de diferentes maneras:

- a) Prueba rápida o sin drenaje. En este caso se le aplica una presión de agua a la cámara que se transmite hidrostáticamente al espécimen, actuando sobre la membrana y las cabezas. Las válvulas de drenaje se cierran antes de aplicar la presión de agua, y permaneciendo cerradas se comienza a cargar axialmente la muestra de suelo desde el exterior de la cámara, aplicando al vástago una carga creciente hasta alcanzar la falla, que generalmente se presenta a lo largo de un plano inclinado. Un micrómetro marca las deformaciones longitudinales del espécimen.
- b) Prueba rápida-consolidada. En este tipo de prueba se aplica la presión al agua de la cámara y se abren las válvulas de drenaje del espécimen permitiendo que la presión

de los fluidos de los poros, producida por el incremento de presión aplicada al espécimen, se disipe completamente, es decir, se permite la consolidación total de la probeta de suelo bajo la presión aplicada exteriormente. La observación de las deformaciones longitudinales mediante el micrómetro y del volumen de agua expulsada que se registra en la bureta graduada a través del tiempo suministran datos para trazar la curva de consolidación correspondiente e identificar el tiempo en el que se ha logrado la totalidad de la consolidación primaria.

Una vez alcanzado el 100 % de consolidación primaria se procede a cerrar las válvulas de drenaje y a incrementar el esfuerzo axial, aplicando carga al vástago hasta hacer fallar la probeta.

Mientras que en la prueba rápida o sin drenaje el contenido de agua del espécimen de suelo permanece constante, en la rápida consolidada cambia dicho contenido de agua porque se permite la salida de los fluidos (agua y gases) durante el proceso de consolidación bajo la presión lateral.

- c) Prueba lenta. De igual manera que en la prueba anterior, en la prueba triaxial lenta se permite la consolidación completa del suelo bajo la presión de la cámara, pero las válvulas de drenaje no se cierran al aplicar la carga axial sobre el vástago. Además, la aplicación de la mencionada carga axial se hace en incrementos pequeños colocados a intervalos de tiempo suficientemente largos para garantizar que la presión de poro generada por el incremento anterior se disipe de manera completa antes de aplicar el siguiente. En estas condiciones puede decirse prácticamente que los esfuerzos aplicados exteriormente a la probeta son siempre esfuerzos efectivos o intergranulares, ya que la presión de poro puede considerarse nula durante todo el proceso.

- d) Prueba gigante. En esta prueba triaxial se emplean especímenes de 15 cm de diámetro y una relación de esbeltez de 2.5 a 3. Esta prueba tiene por objeto ensayar agregados gruesos como gravas, arenas o mezclas de ellos; el procedimiento de prueba es igual a los ya explicados.

Considerando al suelo como homogéneo e isotrópico y despreciando los efectos de la restricción impuesta al espécimen por las cabezas sólidas, el estado de esfuerzos de un elemento cualquiera del interior del espécimen puede representarse mediante el círculo de Mohr para el caso de esfuerzo plano, como se muestra en la figura No 9, en la que el esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) es igual a la presión de la cámara, y  $\sigma_1$  (esfuerzo axial) igual a la presión de la cámara más el incremento de esfuerzo axial debido a la carga aplicada al vástago.

El espécimen en una prueba triaxial está sometido a esfuerzos de compresión que actúan a lo largo de tres ejes que forman ángulos rectos entre sí. La aplicación de estos esfuerzos puede considerarse en etapas. Primero, usando la presión del agua de la cámara se aplica un esfuerzo de confinamiento ( $\sigma_3$ ) de tal manera que  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  presión en la cámara. Si no se drena esta etapa, la presión de poro aumentará hasta  $U_0$ , si se permite el drenado, el volumen específico cambiará a  $V_0$ .

Después se continúa la prueba aumentando la carga axial de tal manera que el esfuerzo de compresión vertical aumente en  $\Delta\sigma_1$ ; esto es  $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1$ . Los dos esfuerzos laterales permanecen iguales:  $\sigma_2 = \sigma_3 =$  presión en la cámara. Cuando se presenta la falla al corte (o se alcanza la carga última), el esfuerzo de compresión vertical habrá aumentado en  $\sigma_d$ , que recibe el nombre de esfuerzo desviador (máximo o último) y la presión de poro se habrá incrementado a  $U_f$ .

Como en los lados del espécimen no se desarrollan esfuerzos cortantes, los esfuerzos verticales y laterales son esfuerzos principales:

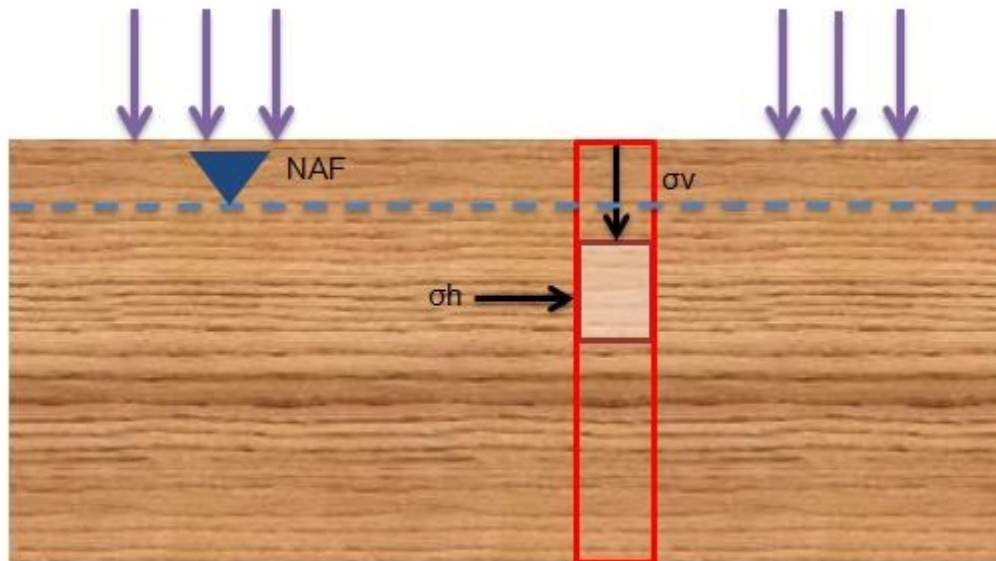
Esfuerzo axial vertical,

$\sigma_1$ = esfuerzo principal mayor.

Esfuerzo horizontal,

$\sigma_3$ = esfuerzo principal menor.

(Figura No 8).



**Figura No 8. Esquema de esfuerzos en el suelo.**

Si para un mismo material se ejecutan varias pruebas de compresión triaxial del mismo tipo, empleando en cada una de las pruebas un valor diferente de  $\sigma_3$ , se requerirá en cada caso un valor de  $\sigma_1$  para alcanzar la falla.

Trazando un círculo de esfuerzos en cada valor de  $\sigma_3$  y el correspondiente  $\sigma_1$  que produjo la falla, se obtiene una serie de círculos, que representan el estado de esfuerzo de diversos especímenes probados en el momento de la falla. La envolvente de tales círculos recibe el nombre de línea de resistencia intrínseca o envolvente de Mohr.

La forma de la envolvente de falla varía con el material, según éste sea granular, cohesivo o intermedio. Para un mismo suelo depende de su relación de vacíos, grado de saturación y tipo de prueba.

Con esta envolvente se determinan la cohesión y ángulo de fricción interna.

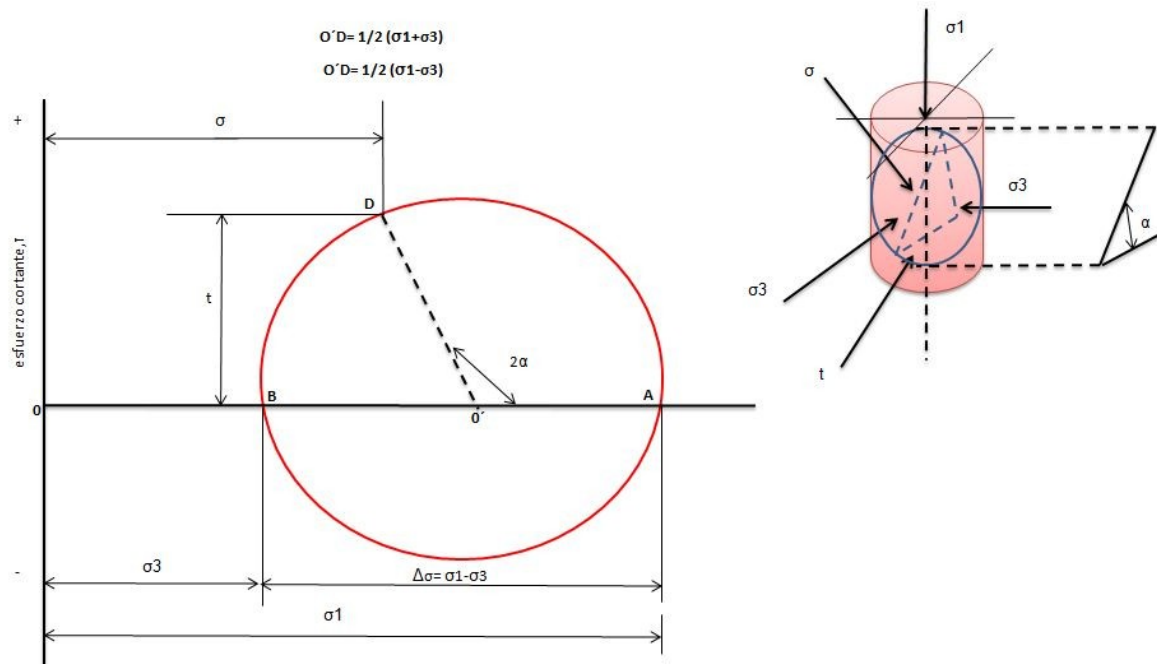
En virtud de que casi para cualquier suelo es posible obtener una gran variedad de envolventes de Mohr, dependiendo de las condiciones en que se desarrollen las pruebas, se crea la necesidad de establecer un criterio para decidir sobre el tipo de prueba que se empleará en un problema práctico y las condiciones en que deban de prepararse los especímenes.

Como la finalidad primordial de todos los ensayos es obtener datos que sean representativos de las características mecánicas de los suelos en cada paso particular, es indispensable que las determinaciones de resistencia de los suelos al esfuerzo cortante reproduzcan en laboratorio las condiciones de relación de vacíos, grado de saturación, grado de consolidación, estado de esfuerzo y rapidez de aplicación de las cargas.

Por ejemplo, considérese el caso de la determinación de la estabilidad de un talud formado por material permeable.

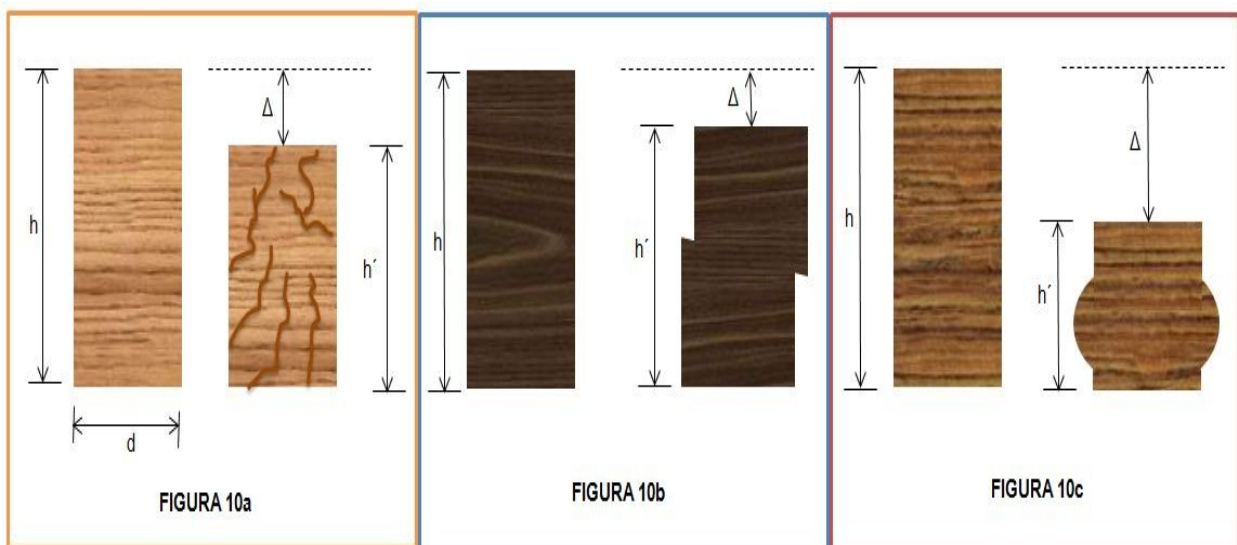
Si el talud no está expuesto a saturación y se conserva seco, el análisis deberá basarse en los resultados de una prueba triaxial rápida y sin drenaje, efectuada en especímenes secos cuya relación de vacíos sea igual a la del material del talud. Por el contrario, si la saturación del material durante la época de lluvias es inevitable, los especímenes deberán estar saturados y la prueba será del tipo rápida-consolidada.





**Figura No 9. Esfuerzos en un espécimen probado en la cámara triaxial e inclinación  $\alpha$  del plano de falla con la horizontal y el círculo de esfuerzos de Mohr.**

Una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre sí o de una parte de la masa del suelo con respecto al resto del mismo. Tabla No 3.



**Figura No 10. Tipos de falla al esfuerzo cortante.**

A medida que se corta el espécimen bajo la carga axial en aumento, aumentará su diámetro. En un suelo ligeramente preconsolidado el corte será menos definido en general (a). En suelos densos o muy preconsolidados el espécimen se cortará claramente a lo largo de una superficie de deslizamiento bien definida al alcanzar el esfuerzo máximo; a esto se le llama falla frágil de deslizamiento (b). En suelos sueltos o normalmente consolidados se presentará flexibilidad plástica sin la formación de una superficie de deslizamiento, produciendo una forma abarrilada (c). Figura No 10.

Tabla No 3. Ensayos de laboratorio (Hunt, 1984)		
Ensayo	Parámetros medidos	Comentarios
<b>Compresión triaxial CD</b>	$C', \phi'$	Mejor método para valorar las resistencias en presiones efectivas.
<b>Compresión triaxial CU</b>	$C', \phi', C, \phi$	Valores resistentes ligeramente superiores a la realidad a causa de la disminución de la $w$ hasta la preconsolidación.
<b>Compresión triaxial UU</b>	$S_u$	Valor de laboratorio más representativo de la resistencia al corte sin drenaje.
<b>Corte directo</b>	$C', \phi'$	El mejor método para valorar la resistencia residual. En arenas flojas los valores son ligeramente inferiores a los deducidos del triaxial.
<b>Compresión simple</b>	$q_u = 2.S_u$	Valores normalmente más bajos que la realidad.
<b>Penetrómetro de bolsillo</b>	$q_u = 2.S_u$	Válido para poseer unos índices de resistencia orientativos.

## L.6. INYECCIONES MORTERO FLUIDO

Las inyecciones consisten en un conjunto de operaciones necesarias para rellenar huecos o fisuras no accesibles al terreno, su objetivo fundamental es mejorar las características mecánicas del suelo (incremento de resistencia, disminución de la deformabilidad, etc.) así como la disminución de la permeabilidad. Las finalidades de los tratamientos de inyección

pueden ser la mejora de las características resistentes del terreno, reducir su permeabilidad, colmatar los huecos del terreno y el sellado con estructuras.

El fluido de inyección es variable, pudiendo ser exclusivamente químico (resinas y mezclas). Las presiones en las inyecciones convencionales no suelen sobrepasar los 50 bar.

El mortero fluido es un mortero de peso ligero que puede ser utilizado como relleno en obra civil. Por sus propiedades rellena con mayor facilidad huecos o espacios a diferencia de un concreto o mortero convencional.

**Usos:**

- Como relleno para bases y sub-bases en pisos, pavimentos, cimentaciones
- Relleno para encofrado de tuberías y servicios conexos
- Relleno de cavernas y tanques abandonados
- Entortados de losas
- Estabilidad de taludes (según tipo y origen)
- Para nivelación de firmes en casas habitación

**Ventajas:**

- Autonivelante por su gran trabajabilidad y condiciones mecánicas
- Edad de resistencia a los 28 días
- No requiere vibrado ni compactado
- Es excavable
- Permite ser aserrado
- Permite un ahorro respecto a otro tipo de relleno utilizado
- Presenta baja conductividad térmica

- Su permeabilidad es similar a la de un suelo arcilloso

### **I.6.1. INYECCIONES ASCENDENTE**

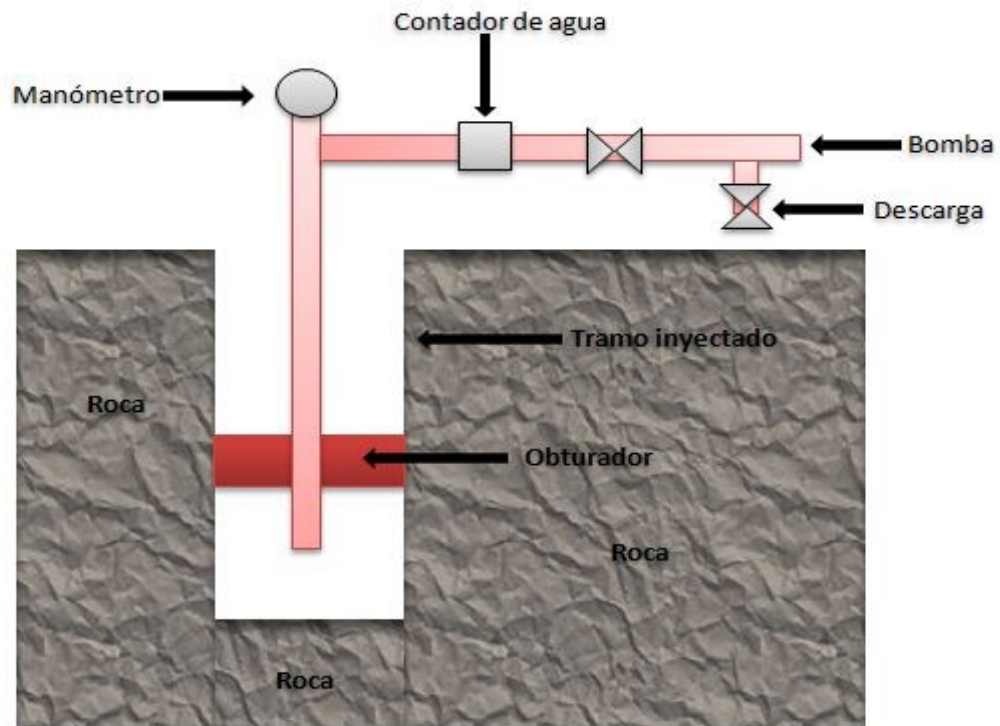
- Se pone la cañería
- Se infla el packer (con prs.)
- Se inyecta la lechada a presión
- Se espera el inicio del fraguado
- Se desinfla el packer
- Se retira un trozo de cañería para inyectar otro tramo

### **I.6.2. INYECCIONES DESCENDENTE**

- Se hace un tramo de perforación
- Se inyecta
- Se vuelve a perforar y se inyecta
- Es bastante más caro y lento porque obliga a retirar equipo de perforación, instalar equipo de inyección y volver a cambiar
- Es más seguro y controlable

Los dos métodos dan resultados idénticos. El primero es más económico puesto que separa perfectamente las operaciones de perforación de la inyección; pero no siempre es posible. En particular si la roca está muy fracturada, puede haber derrumbes en la perforación o también un corto-circuito del obturador.

Antes de inyectar el mortero se inyecta agua, midiendo el gasto y la presión. De esta manera, se realiza un “ensayo de agua” que da a conocer la permeabilidad de la roca y permite fijar la composición de la mezcla que se va a inyectar. Figura No 11.



**Figura No 11. Esquema del proceso de inyección.**

## **I.7. ATAGUÍA**

Son paredes provisionales, destinadas a defender la excavación de la cimentación contra la invasión del agua, facilitando el avance de la excavación y la construcción en seco del cimient.

Deben ser resistentes al empuje de agua e impermeables a su filtración; por lo tanto es inútil emplear ataguías sobre terrenos muy permeables, porque de nada serviría la impermeabilidad de las paredes, si por el fondo del terreno filtran aguas abundantes, imposibles de agotar.

Sobre terrenos muy permeables sería preciso un dragado previo, hasta alcanzar el terreno impermeable, cuando lo haya, y construir entonces la ataguía sobre este terreno. La elección del tipo depende de las condiciones del lugar. Por ejemplo, profundidad del agua, profundidad y tipo de la excavación, tipos de suelo, velocidad de flujo en la corriente de agua, niveles de

marea y riesgo de daño ocasionado por escombros flotantes o hielo. Así también depende de la disponibilidad y facilidad del transporte hacia el lugar de una planta de construcción pesada y materiales.

Generalmente, la elección del tipo de ataguías y los diseños detallados deben basarse en un extenso conocimiento de las condiciones del suelo a través de un número adecuado de perforaciones y de un estudio cuidadoso sobre los materiales disponibles y la estadística de los flujos e hidrográficas de la corriente de agua.

### **I.7.1. ALTURA DE LAS ATAGUÍAS**

Está determinada por el nivel de las aguas durante la época en que deban ejecutarse los cimientos, y según el tiempo que se calcule que ha de ser necesario para la construcción total del cimiento.

En obras fluviales, las paredes de las ataguías deben ser un poco superiores al estiaje, cuando se admita suficiente este periodo para ejecutar el cimiento.

Cuando se presume que no bastarán los meses de estiaje, hay que dar a la ataguía la altura necesaria para quedar por encima de las crecidas ordinarias, ya que sería costosísimo prevacerse contra una avenida extraordinaria.

En obras marítimas, las ataguías deben tener una altura superior a la de las pleamares.

### **I.8. PILAS SECANTES**

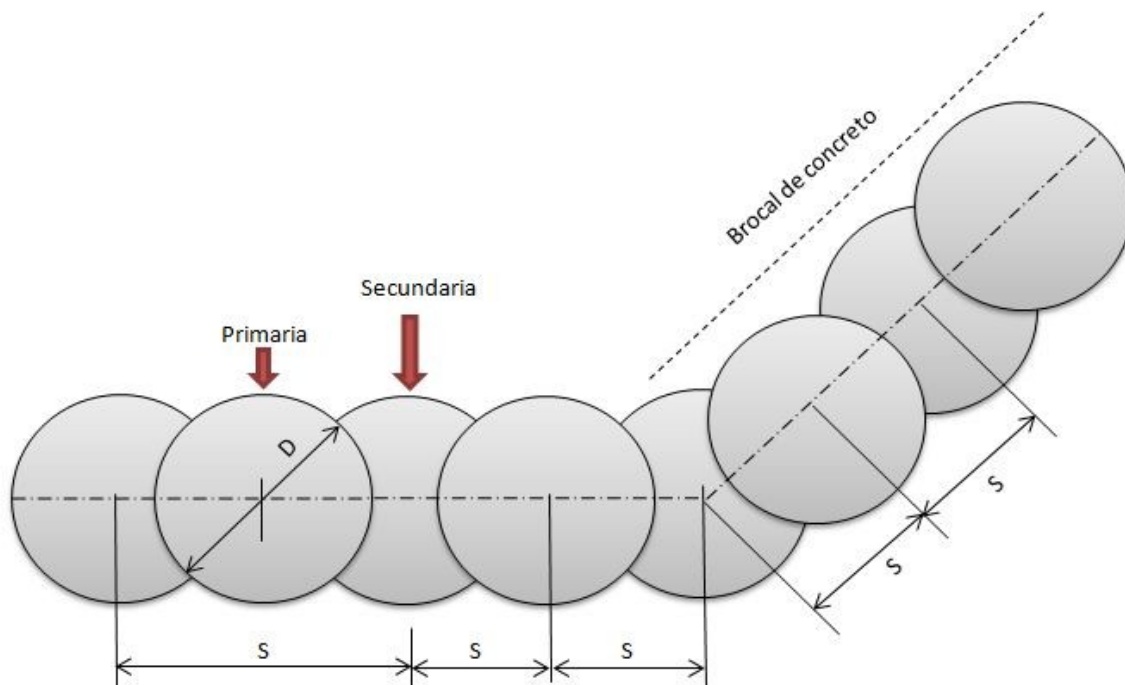
El procedimiento general se refiere al uso de pilas coladas en sitio para formar una barrera. Las pilas secantes fueron utilizadas en la década de los cincuenta, unos 30 años después de la

introducción de la construcción de pilas. La demanda se presentó durante la reconstrucción de Europa después de la Segunda Guerra Mundial, cuando se necesitaron métodos que permitieran construir con edificios colindantes, o en lugares confinados.

Se utilizan particularmente en áreas donde el ruido o las vibraciones al hincar tablestacas en las colindancias son indeseables, o en sitios con acceso o altura restringidos.

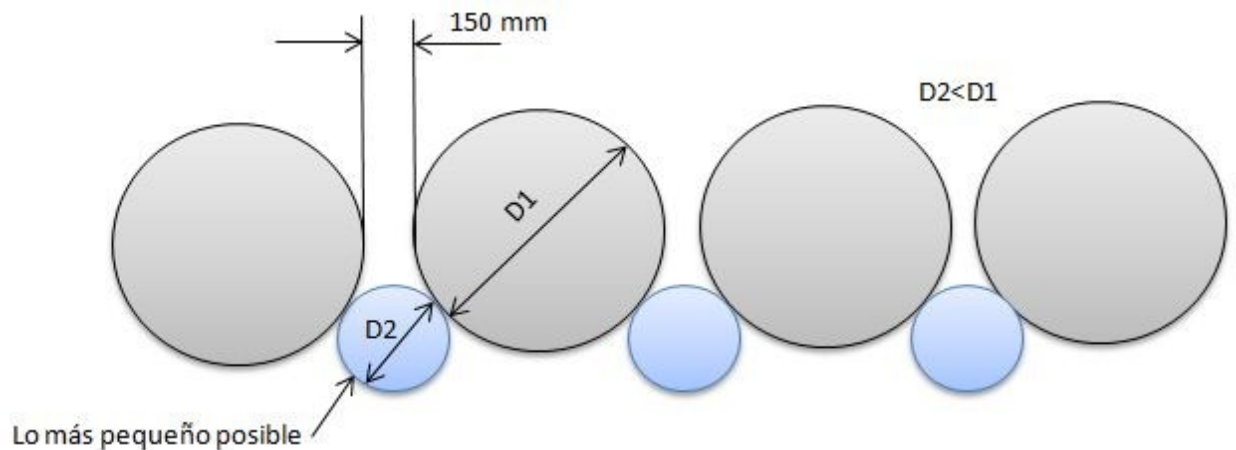
Existen diversas variantes:

- a) Se construyen pilas “primarias”, separadas entre 0.8 y 0.9 veces su diámetro y son intersectadas por pilas “secundarias”, para formar una estructura cerrada, que actúe como una barrera para el flujo de agua y prevenir la migración del suelo entre los elementos (Figura No 12). Cuando las pilas secundarias se encuentran adyacentes a las primarias, se les conoce como pilas tangentes.



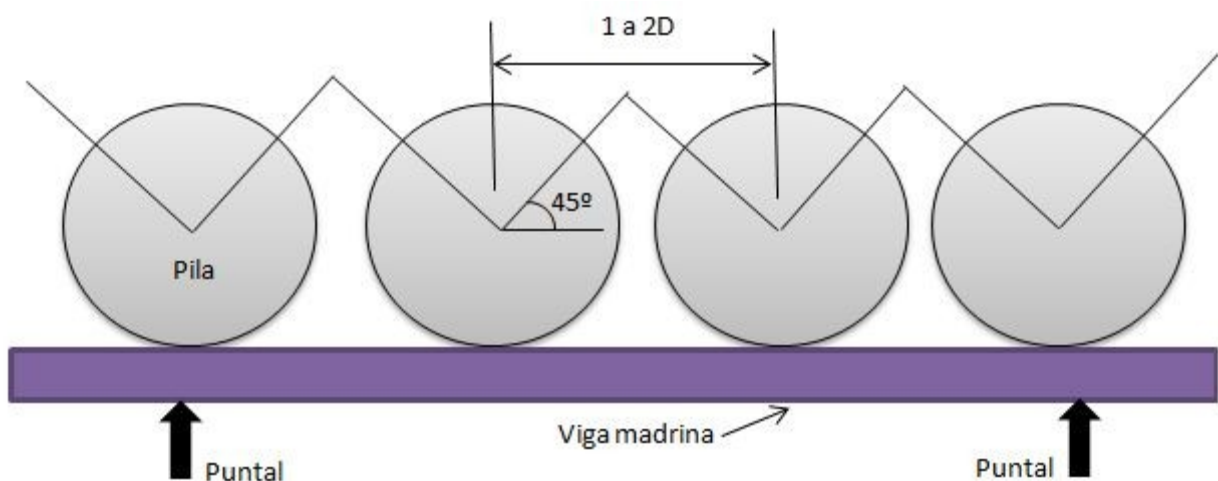
**Figura No 12. Esquema de la primer variante de pilas secantes.**

- b) Se sigue una secuencia similar a la anterior, pero las pilas secundarias son de menor diámetro y se encuentran fuera del eje de las primarias; este procedimiento puede requerir tratamientos posteriores como inyecciones (Figura No 13).



**Figura No 13. Esquema de la segunda variante de pilas secantes.**

- c) Solo se construyen pilas primarias, separadas entre 1 y 2 diámetros; este procedimiento se utiliza en suelos que desarrollen arqueado entre las pilas (Figura No 14).



**Figura No 14. Esquema de la tercer variante de pilas secantes. Pilas separadas.**



Las pilas secantes evolucionaron en paralelo con los equipos de perforación, ya que una de las principales características del método es que se requiere un gran control en la verticalidad de la perforación. En los suelos en que es necesario colocar un ademe antes de la perforación, en los años treinta, el problema se resolvía perforando con el sistema Benoto y posteriormente se han utilizado osciladoras hidráulicas; también es posible colocar el ademe directamente con una perforadora con par de torsión alto.

En los años cuarenta se empezaron a utilizar perforadoras de hélice continua para construir pilas secantes, con la técnica conocida como augercast. Este procedimiento se ha mejorado con el incremento en el par de torsión de los equipos de perforación.

Los procedimientos de construcción se pueden clasificar de acuerdo a la manera en que se construyen las pilas primarias.

### **1.8.1. TÉCNICA DURO/DURO**

El desarrollo en Europa de equipos de perforación de pilas con pares de torsión entre 11,000 y 30,000 kg-m permitió que el rango de diámetros para pilas secantes se ubicara entre 60 y 150 cm, ya que las perforadoras tienen capacidad de atacar diversas condiciones de suelo, incluyendo concreto reforzado, sin necesidad de golpear con trépanos.

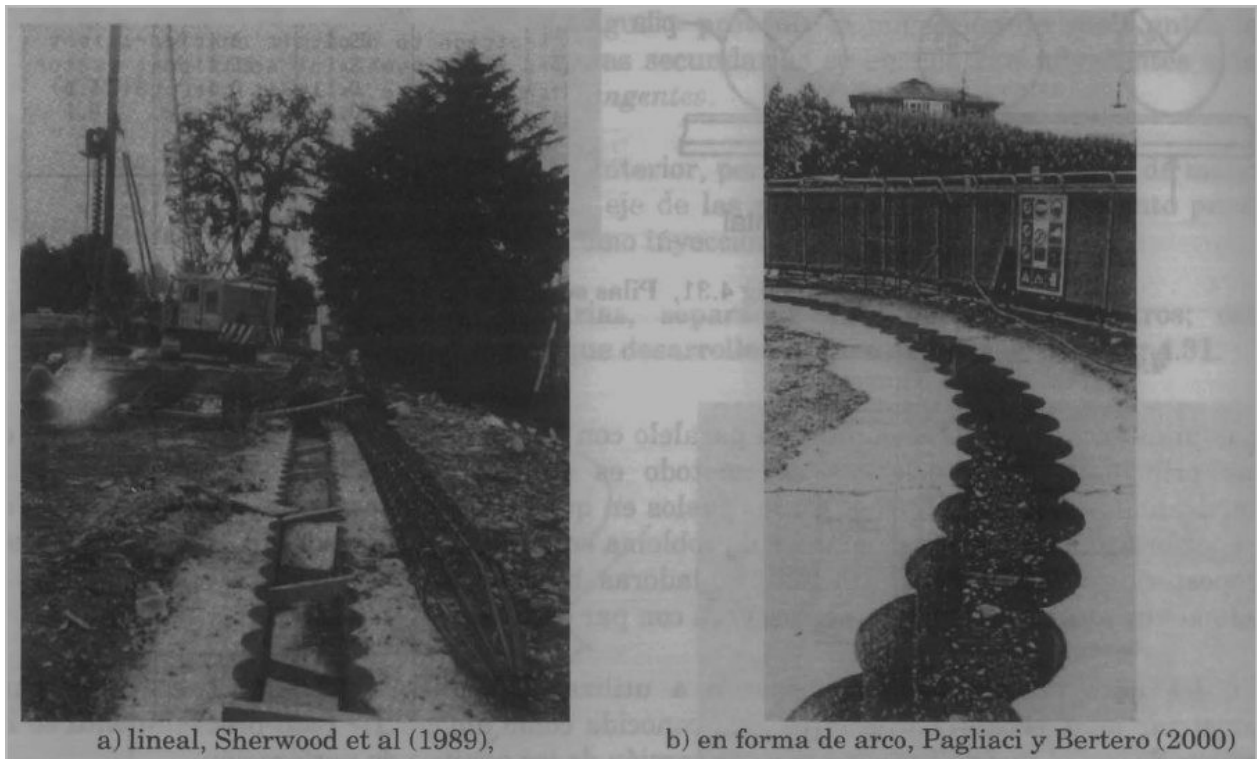
Con estos equipos, la técnica que se utiliza es la llamada duro/duro, en la cual las pilas primarias y secundarias se construyen con concreto reforzado o mortero de alta resistencia (hasta  $f'c$  de 350 kg/cm<sup>2</sup> si se utilizan equipos de hélice continua).

### I.8.2. TÉCNICA SUAVE/DURO

En este caso, las pilas primarias se construyen con una mezcla de cemento-bentonita, para poder perforar las pilas secundarias con mayor facilidad, utilizando equipos de menor par de torsión.

Esta técnica es de menor costo que la de duro/duro, debido a la menor resistencia de las pilas primarias y solamente las pilas secundarias son de concreto reforzado, por lo que está limitada a excavaciones someras o donde se tengan momentos flexionantes relativamente bajos.

Para la perforación se utiliza un brocal de concreto, que sirve como guía para ubicar las pilas primarias y secundarias, figura No 15. Las pilas se perforan a cada 5ª posición.



**Figura No 15. Brocales para guía de perforación de pilas secantes.**

### Acero de refuerzo y concreto

El acero de refuerzo y el concreto se colocan de diferente manera, dependiendo del tipo de perforadora utilizada:

#### I.8.3. PERFORADORA ROTATORIA

Se coloca después de efectuar la perforación, antes de colocar el concreto con tubería tremie, de manera similar a la construcción de pilas de cimentación (Paniagua, 2000). En la figura No 16 se muestran esquemas típicos del acero de refuerzo.

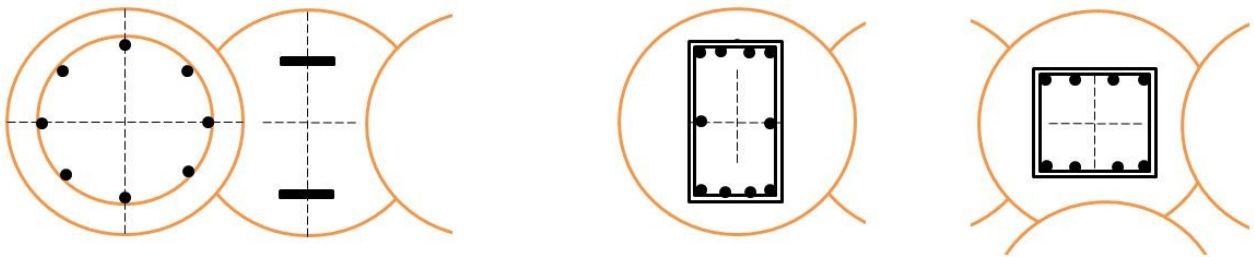
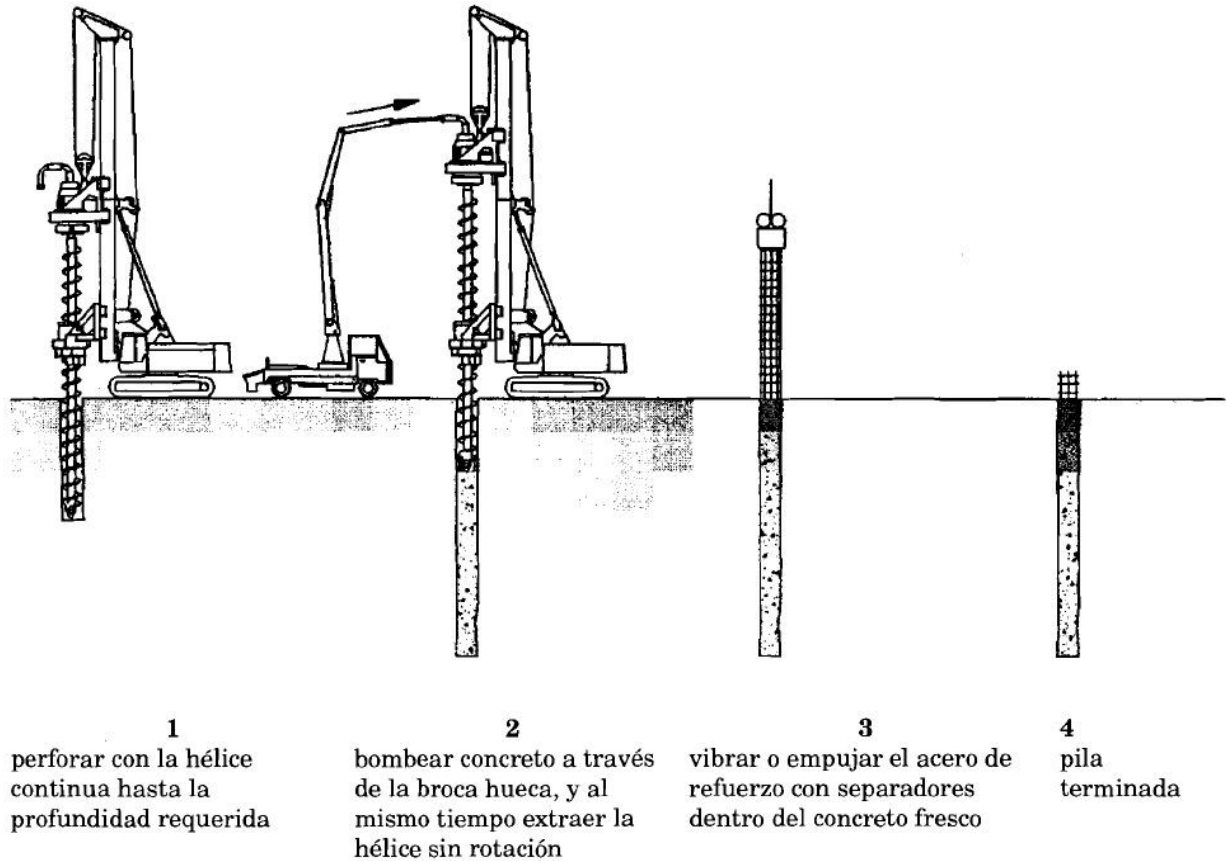


Figura No 16. Diversas opciones para acero de refuerzo en pilas secantes.

#### I.8.4. PERFORADORA DE HÉLICE CONTINUA

En este caso, se coloca el acero de refuerzo después de vaciar el concreto por dentro de la hélice continua, figura No 17; en algunos casos, auxiliándose de un vibrador en la parte superior.



**Figura No 17. Sistema de hélice continua.**

En algunos casos, es recomendable el colado de una trabe de concreto reforzado, que una la cabeza de las pilas construidas, para rigidizar y darle continuidad al muro.

### **I.8.5. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA SECCIÓN DE LA TÉCNICA**

Además de las consideraciones económicas, existen otros factores que influyen en la selección de la técnica de pilas secantes:

- Los métodos de hélice continua (HC) de par de torsión alto, en la actualidad, están limitados a una profundidad de alrededor de 22m en diámetros pequeños y menores profundidades para diámetros mayores

- Los equipos de HC de par de torsión bajo están limitados a profundidades menores de 18 m, y se ven afectados notablemente por las desviaciones de la verticalidad que pudieran presentarse.
- Los métodos con HC son los que generan menor vibración y ruido, en suelos sin obstrucciones.
- Para contenciones temporales, la técnica suave/duro puede satisfacer los requerimientos de la obra. Para estructuras permanentes, se requerirá evaluar las condiciones particulares, cuando se tienen colindancias cercanas.
- En condiciones adecuadas, un muro de pilas duro/duro puede competir en impermeabilidad con un muro Milán; sin embargo, con la profundidad, las pilas secantes tienen el riesgo de sufrir desviaciones, lo cual genera posibles vías de entrada de agua.
- Para muros mayores de 25 m de profundidad, las pilas secantes con ademe y el muro Milán son las únicas opciones disponibles y a más de 40 m de profundidad, solamente es posible utilizar muro Milán.

## **I.9. ANCLAS ACTIVAS**

También llamadas **anclas de tensión**, son tensadas antes de su uso, de modo que se induce una compresión al terreno previa a la actuación de cargas exteriores.

Constan esencialmente de: un bulbo adherente formado por inyección de lechada de cemento, que funciona como anclaje pasivo del tendón, situado en el extremo más profundo del taladro; el tendón propiamente dicho, situado a lo largo del resto del taladro en lo que se denomina longitud libre, y el anclaje activo, fuera del taladro y apoyándose en un elemento repartidor, que puede ser parte de la estructura fijada o en un muro de contención, tablestacado o retícula en las excavaciones. El conjunto se protege, después del tensado, con posteriores inyecciones de lechada de cemento u otros fluidos.

**Aplicaciones.** Su uso es, por lo tanto recomendado para la fijación de estructuras al terreno y para la contención de excavaciones en las que debe asegurarse la ausencia de movimientos. 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. En muchos países los sistemas de anclaje constituyen la solución preferida para proveer un sistema de soporte estable para muros de retención temporales o permanentes en excavaciones. En estas últimas suelen concebirse como la alternativa al uso de troqueles o puntales, la cual además es eficiente, económicamente competitiva y si se diseña y construye adecuadamente, también es segura.

Los anclajes se pueden utilizar en obras de muy diferente tipo pero es significativo que a nivel mundial, la mayor expansión en su uso se haya dado en la estabilización de excavaciones para cimentaciones en zonas urbanas o industriales. En nuestro país los sistemas de anclaje también han recibido la preferencia de muchos diseñadores geotécnicos para estabilizar excavaciones en este tipo de obras. En el valle de México se han empleado principalmente en la Zona de Lomas del Poniente, donde la presencia de materiales tobáceos o granulares con cementación ha favorecido su uso, aunque también se han utilizado en menor cuantía en las zonas de transición y casi nunca en la del Lago.

Las anclas y los sistemas de anclaje constituyen el sistema idóneo para estabilizar muchos cortes carreteros en rocas y suelos.

**Necesidad de un sistema de anclaje.** En términos muy generales, el objetivo de un sistema de anclaje es restablecer el equilibrio en taludes inestables o aumentar la seguridad de laderas o cortes preexistentes.

Por otra parte, el uso y aplicación de anclajes se ha visto favorecido por:

- a) El desarrollo de técnicas de perforación e inyección cada vez más eficientes,
- b) Las mejoras en la calidad de los aceros con el consecuente aumento de su durabilidad,
- c) La demanda originada por la construcción de excavaciones en grandes áreas y a mayor profundidad, incluso bajo el nivel freático.

**Ventajas.** El anclaje constituye un sistema constructivo versátil que permite:

- a) Adaptarlo a condiciones geotécnicas muy variadas,
- b) Utilizar la capacidad del suelo o roca donde se instala como medio de soporte,
- c) Ocupar menos espacio durante su instalación, comparado con el que se requiere en sistemas equivalentes (troqueles, puntales, taludes temporales),
- d) Mantener la estabilidad de taludes y cortes en situaciones especiales donde constituyen la única solución posible.

**Limitaciones.** En ocasiones existen restricciones al uso de los sistemas de anclaje en atención a las condiciones del medio donde se instalan, las cuales se deben a:

- a) La forma de trabajo de los sistemas de anclaje,
- b) Los procedimientos constructivos empleados para colocarlos y
- c) La existencia de ambientes agresivos.

Los sistemas de anclaje transfieren las fuerzas de tensión en las barras o torones al suelo circundante. Cuando se instalan en suelos arcillosos, la magnitud de las cargas que pueden transferirse está limitada por las propiedades mecánicas de dichos suelos (resistencia al esfuerzo cortante relativamente baja, alta deformabilidad y susceptibilidad de sufrir deformaciones diferidas o creep). Puede ocurrir que las restricciones del proyecto obliguen al

uso de anclas en estos materiales aceptando, a cambio, menor eficiencia y mayores costos; en estos casos, el costo unitario por unidad de fuerza puede llegar a elevarse considerablemente, con lo cual el anclaje baja su competitividad desde el punto de vista económico. Sin embargo, en años recientes se han propuesto diversos sistemas para superar estas limitaciones, es de esperarse que en el futuro los sistemas de anclaje en suelos arcillosos poco a poco se vuelvan más competitivos, como ya ocurre en otros países.

Por otra parte, los procedimientos constructivos pueden causar la degradación es estas propiedades por la alteración producida durante la perforación del barreno o por el fracturamiento hidráulico ocasionado durante la inyección del bulbo. Finalmente, la existencia de ambientes agresivos también puede limitar el uso de sistemas de anclaje debido al ataque de agentes químicos o los bulbos inyectados se utilizan aceros, resinas o morteros de inyección especiales, fundas protectoras, etc.

Por otra parte, la aplicación de anclajes impone la necesidad de un conocimiento tan detallado como sea posible de las condiciones estratigráficas locales y de las propiedades ingenieriles de los materiales existentes, lo cual supondría mayores costos de exploración y muestreo así como de experimentación de campo y de laboratorio. En zonas urbanas o en instalaciones industriales, la existencia de ductos, tuberías, túneles u otros obstáculos dentro del subsuelo es otra limitante para el uso y aplicación de las anclas. Asimismo, en ocasiones debe considerarse que la penetración de anclas puede invadir terrenos ajenos para lo cual es necesario contar con la anuencia de vecinos, preferentemente por escrito. Finalmente, debe señalarse que desde el punto de vista constructivo, la instalación de anclajes implica como imperativo el empleo de personal experimentado y especializado, así como el uso de equipo diseñado expresamente para este tipo de trabajos.



**Anclas en suelos**

- Como elementos de retención o soporte lateral en excavaciones profundas,
- 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 de muros de contención, entre otros,
- Como elementos para prevenir expansiones o para compensar subpresiones en losas de fondo o en piso de excavaciones,
- Como soporte de túneles,
- Para proporcionar fuerzas de reacción en pruebas de pilotes y
- Para preconsolidar suelos inestables e incrementar así su capacidad de carga

**Anclas en rocas**

- para proteger y estabilizar formaciones rocosas y taludes,
- como soporte en galerías, o cavidades en rocas, en sustitución de puntales troqueles o armaduras,
- para proteger taludes marginales y canales de navegación y
- para reforzar instalaciones fluviales o marinas existentes

**Descripción de los sistemas de anclaje**

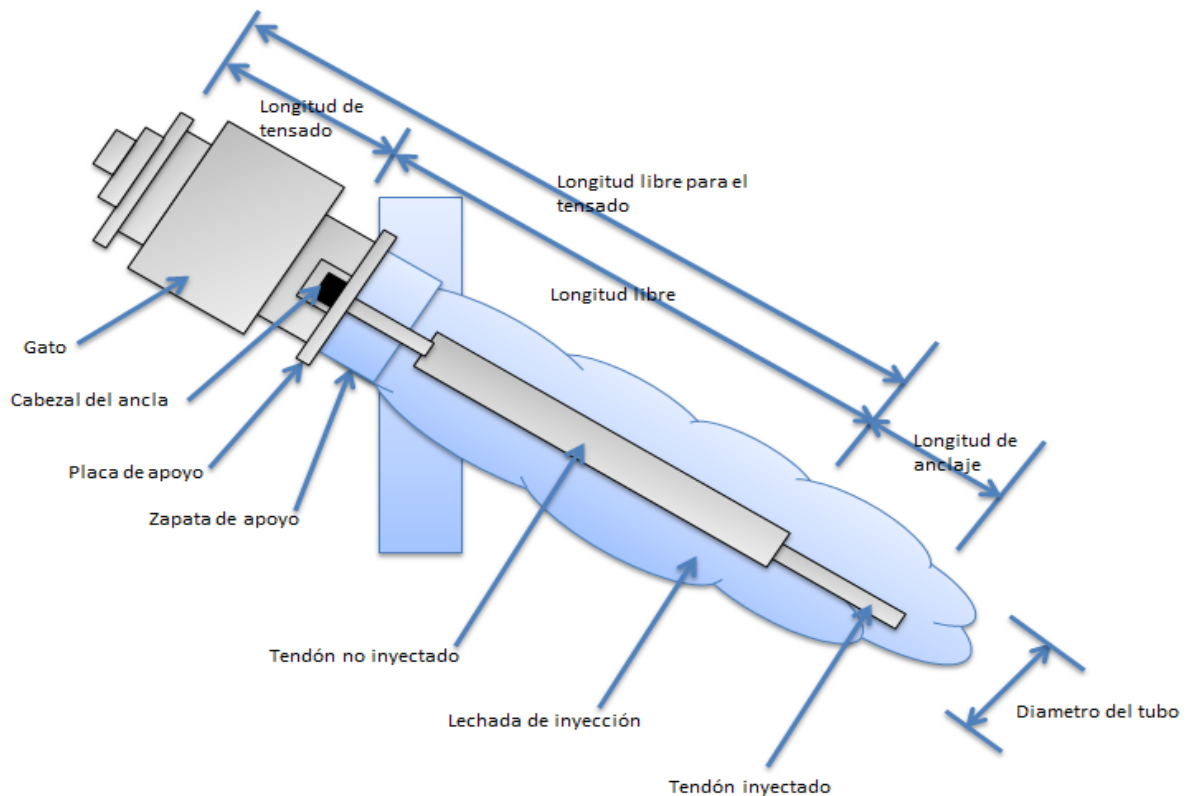
Los sistemas de anclaje se pueden utilizar en una gran variedad de materiales, desde macizos rocosos hasta suelos cohesivos. En casos específicos, el tipo de anclas que debe emplearse depende en buena medida de las características y propiedades del medio donde se instalen, de las particularidades y necesidades de cada proyecto y de consideraciones económicas. Algunos tipos de sistemas o técnicas de anclaje sólo se pueden utilizar en rocas mientras que otros se han concebido y diseñado específicamente para emplearse en

materiales blandos como arcillas. Finalmente, existen sistemas que se pueden adaptar para ser usados en una gama muy variada de materiales.

Partes constitutivas de un ancla (figura No 18).

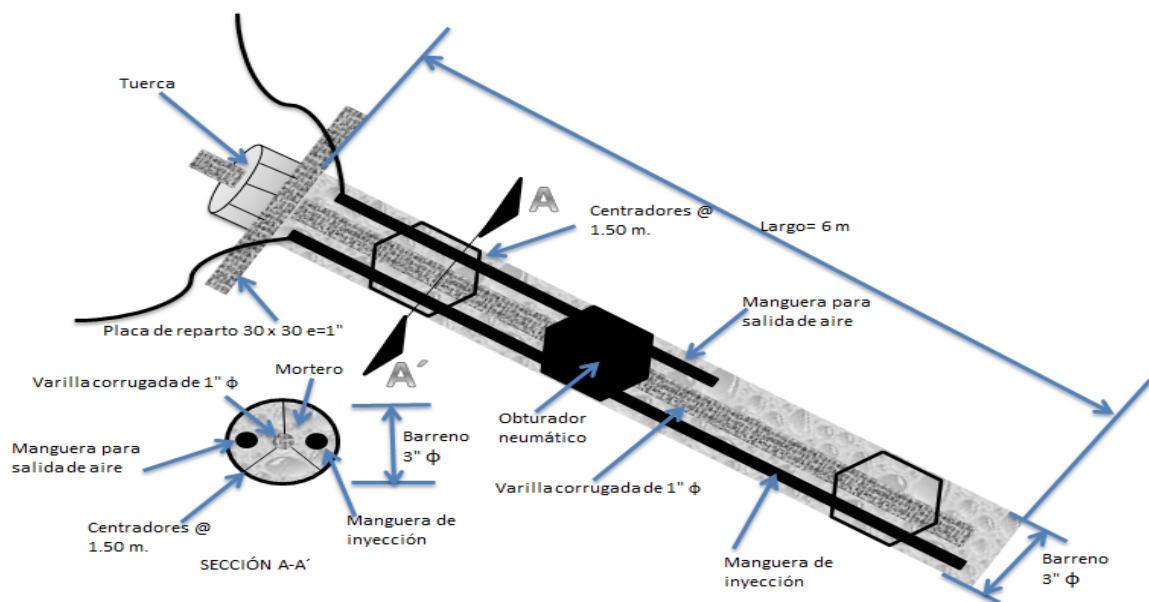
**Barreno para alojar el ancla.** El barreno se perfora en la cara del talud donde se va a colocar el ancla. Debe tener el diámetro suficiente para que penetren libremente y con facilidad las varillas o torones, además de permitir la entrada del mortero que circunda al ancla. Debe existir un espacio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

**Partes de un ancla.** Un ancla de tensión consta de tres partes principales (figura 20, 21 y 22).

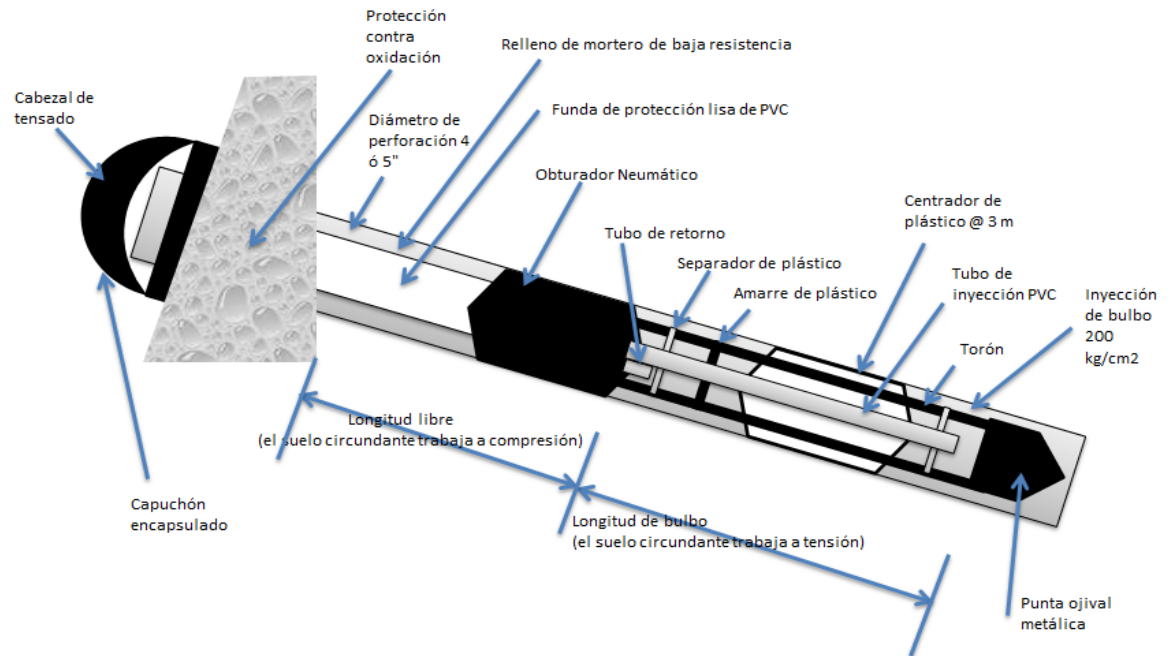


**Figura No 18. Principales componentes de un ancla.**

- 1) Bulbo de inyección (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 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 ancho o para efectuar pruebas de carga.

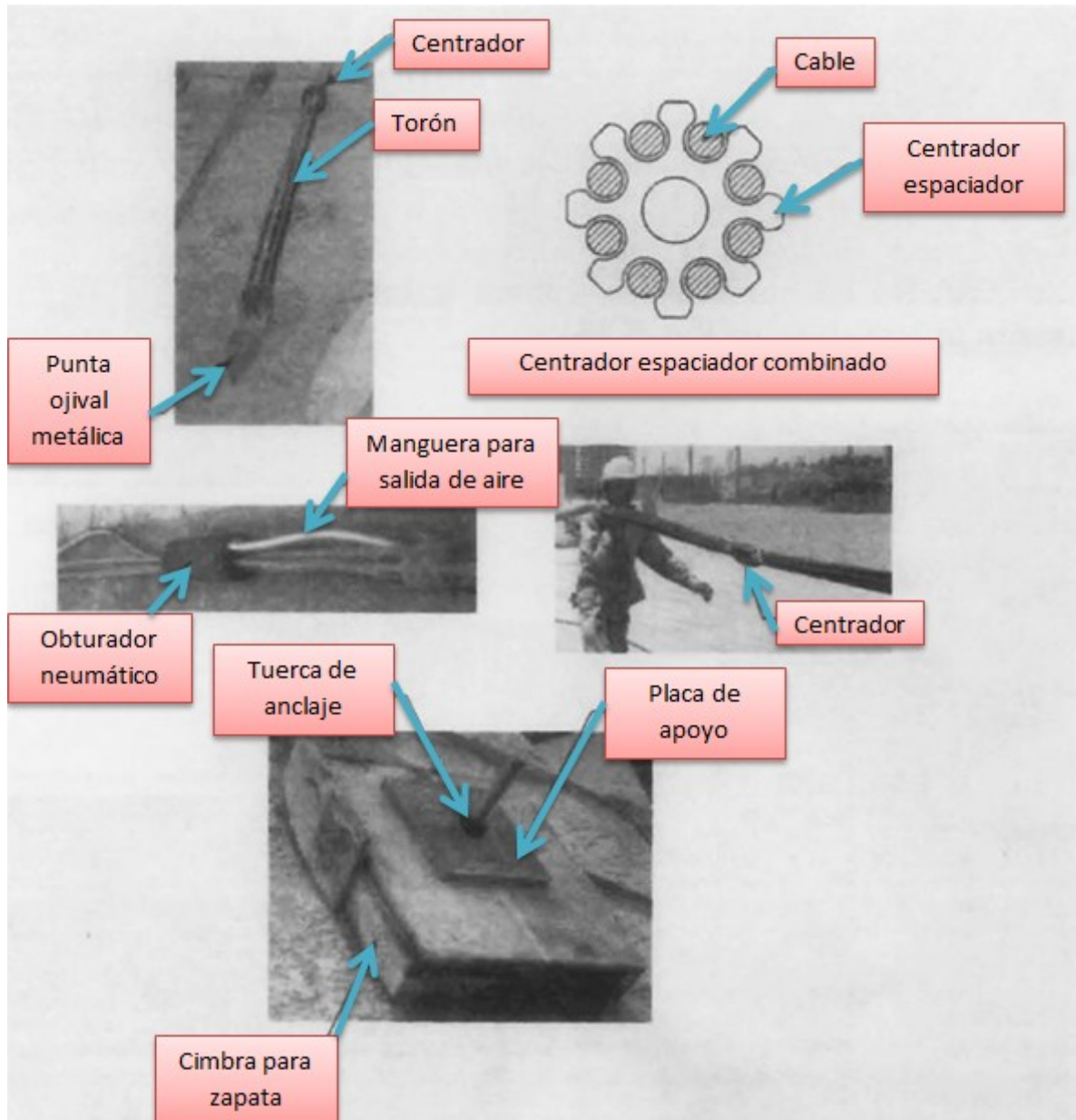


**Figura No 19. Principales componentes de un ancla de barra.**



**Figura No 20. Principales componentes de un ancla de torones.**

La función de la lechada principal es transferir la fuerza de anclaje al medio circulante; la lechada secundaria se coloca después del tensionado para proteger el ancla contra la corrosión. En la figura 19 y 20, se muestran las anclas de barra de acero y de torones con los dispositivos necesarios para su instalación, algunos de los cuales también se pueden ver en las figuras 21 a la 26.



**Figura No 21. Diversos dispositivos auxiliares en sistemas de anclaje.**

**Dispositivos auxiliares.** Los torones, cables o barras requieren de los siguientes dispositivos auxiliares 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 No 19 y 20.

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 ve en las figuras No 19 y 20; el tubo de inyección se coloca en el centro del barreno y la lechada de inyección sale a través de esos agujeros. Los torones o barra de acero se instalan alrededor del tubo de inyección, el cual abarca toda la longitud del barreno, desde su boca hasta el fondo del mismo.

3) obturador. Su función es sellar y aislar el bulbo de inyección del resto del barreno. Está constituido por un tapón de hule por el cual pasa el tubo de inyección (figuras No 21 a 23). El obturador se infla con aire para lograr un sello adecuado, lo cual se puede complementar inyectando el tramo superior del bulbo.

4) Separadores. Se trata de placas de material plástico con perforaciones circulares de sección circular o sección tipo “estrella” (Figuras No 19 a 22). El tubo de manguitos pasa por la perforación central de los separadores y las barras o torones por las perforaciones a su alrededor. Se colocan dentro del bulbo de inyección, a distancias suficientes para evitar que las barras se toquen entre sí durante su manejo y para evitar que toquen al tubo de inyección.

5) Opresores. Su función es oprimir los cables o torones para evitar movimientos no deseados durante la instalación (figura 19 y 20).

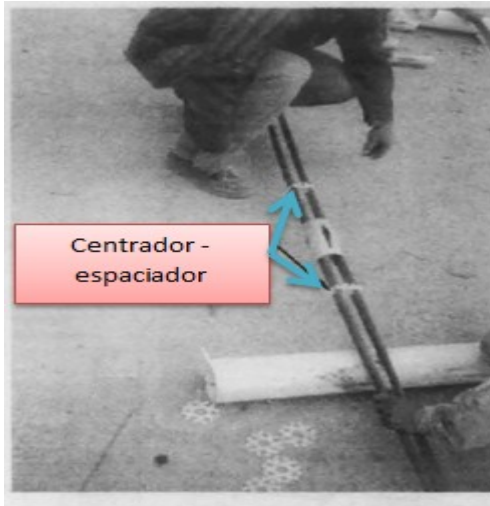


Figura No 22. Colocación de centradores y espaciadores .

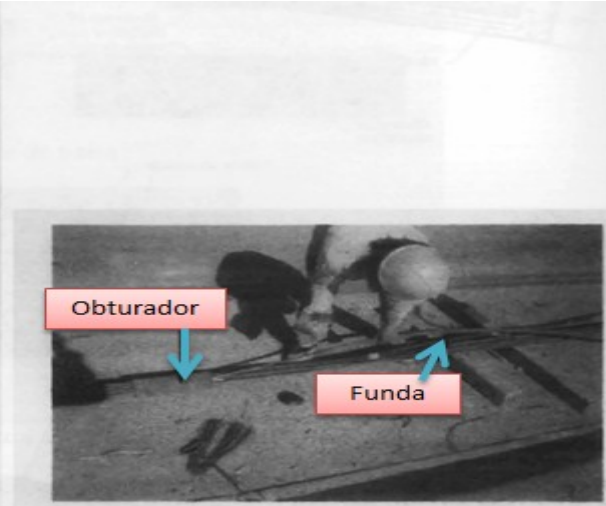
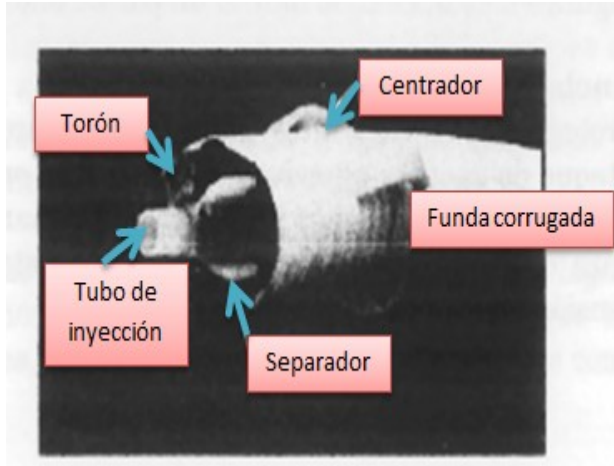


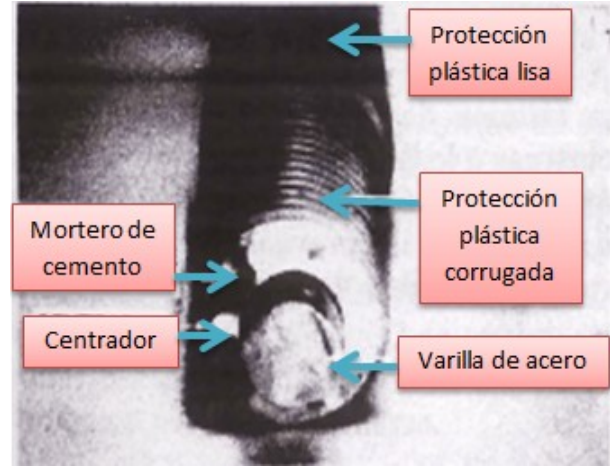
Figura No 23. Colocación de la funda en la longitud libre (se aprecia el obturador).



Figura No 24. Detalles del tensado de un ancla y de su apoyo.



**Figura No 25. Vista en corte de una barra de tensión.**



**Figura No 26. Detalle de un ancla de torones con funda corrugada en el bulbo de inyección.**

En nuestro país y en particular, en la ciudad de México, la fabricación de sistemas de anclaje con torones se lleva a cabo con criterios de calidad muy diversos, por lo cual pueden encontrarse anclas baratas y anclas de costo más alto. Las primeras siempre son de menor seguridad y poco protegidas contra la corrosión, lo cual termina por generar graves conflictos. Por ello, la fabricación de las anclas debe satisfacer con rigor todos los requisitos técnicos, desde la perforación hasta el tensado del ancla. En la figura No 27 se presenta un diagrama con la secuencia de actividades para la construcción de un sistema de anclaje, las cuales se describen brevemente a continuación.



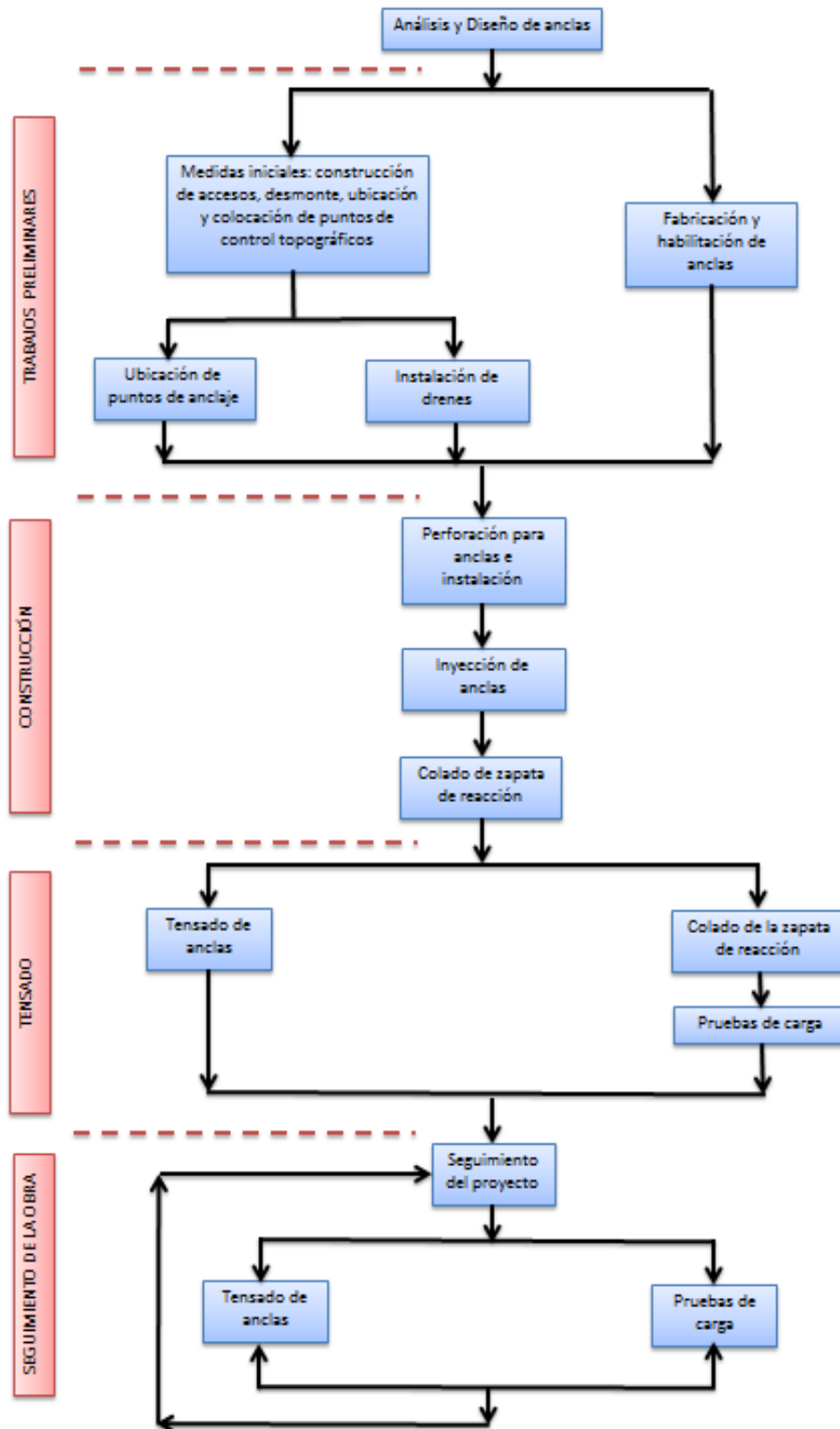


Figura No 27. Secuencia para la construcción de un sistema de anclaje.

a) Trabajos preliminares

**Medidas iniciales.** Son todas aquellas actividades que deben efectuarse antes de iniciar un proyecto de anclaje y sin las cuales no es posible realizarlo. Incluye la construcción de accesos al sitio del proyecto y el desmonte del predio, así como la ubicación y colocación de puntos de control topográfico.

**Ubicación de punto de anclaje y de bancos de nivel para el control topográfico.** Para ello se requiere la participación de topógrafos con el objeto de alcanzar la precisión requerida. Los puntos de anclaje se señalan en el terreno mediante estacas metálicas y los bancos de nivel con mojoneras debidamente empotradas dentro del terreno. Par la construcción de mojoneras se recomienda emplear mampostería o concreto.

**Cortes previos en taludes o excavaciones.** Antes de la instalación del sistema de anclaje puede requerirse efectuar cortes para perfilar el talud de acuerdo con el proyecto. La secuencia de los cortes, así como las dimensiones de los mismos, deben ajustarse rigurosamente las indicaciones y recomendaciones del estudio geotécnico. Cualquier cambio en la secuencia y geometría de los cortes deberá consultarse con los asesores geotécnicos del proyecto.

**Instalación de drenes.** Esta actividad depende de la secuencia de otras actividades como la ejecución de cortes previos o la construcción de estructuras de retención. Asimismo, el tipo, cantidad y distribución de los drenes individuales influyen en la selección del procedimiento constructivo idóneo.

b) Habilitación de anclas

La secuencia para habilitar un ancla depende de su tipo. Antes de su habilitación es necesario disponer en la obra de todos los elementos constitutivos del ancla. Como ejemplo, a

continuación se presenta la secuencia recomendada para instalar anclas constituidas por torones:

- 1) **Puntas ojivales de acero (cabezas de bala)** .Los extremos de los torones o barras se unen a la cabeza mediante resinas epóxicas. Para tal efecto las ojivas deben estar provistas de barrenos para introducir en ellos los extremos de los torones o barras. Posteriormente se vierte resina epóxica con lo cual los torones o barras quedan sólidamente unidos a las puntas ojivales. En anclas permanentes deben evitarse las uniones con soldadura pues los efectos térmicos reducen la capacidad de los torones. Los diámetros de estas puntas varían entre 4 y 6 pulg. Las puntas de acero no deben tener óxido y para garantizarlo, deberán limpiarse y pulirse con esmeril. Después de la limpieza se aplicará antioxidante tipo premier. Las cabezas de bala permiten la instalación del cuerpo del ancla en cualquier tipo de suelo, incluyendo materiales granulares o roca fracturada, garantizando que el torón esté libre de partículas de suelo antes de la inyección de morteros.
  
- 2) **Habilitación de torones.** Normalmente se utilizan conjuntos de seis y, en diseños especiales, hasta doce torones. Usualmente cada cable está formado por siete hilos con alma de acero. Los cortes deben hacerse con discos cortadores, nunca con soplete.
  
- 3) **Limpieza de los torones.** También deben estar libres de óxido por lo cual también deberán limpiarse con cepillos de alambre o, de ser necesario, con esmeril.
  
- 4) **Fijación de los torones a las puntas de acero.** Una vez terminada la limpieza, se podrán unir a las puntas cónicas.

**5) Colocación de separadores.** Los torones ya ligados a la punta cónica se extienden en toda su longitud sobre una superficie preferentemente plana. Los separadores se hacen pasar entre los torones hasta las posiciones preestablecidas y se fijan con alambción.

**6) Colocación de la manguera de inyección primaria.** El tubo de inyección se pasa por en medio de los torones atravesando los separadores. Esta manguera está provista de manguitos a través de los cuales se aplica la lechada de inyección primaria. Está constituido por manguera de poliducto de  $\frac{3}{4}$  pulg. De diámetro y debe llegar hasta el fondo del bulbo, a unos 10 cm. de separación del extremo superior de la punta ojival. Si se prevén reinyecciones se utilizará un tubo de manguitos de PVC de 1 pulg. De diámetro.

**7) Colocación del obturador.** El obturador se inserta por el extremo libre y se lleva hasta la distancia prevista, es decir, hasta alcanzar la longitud libre del ancla. En su extremo inferior se fija la manguera de retorno de la inyección primaria, la cual permite el desalojo de aire e impurezas del bulbo inyectado.

**8) Colocación de la manguera de inyección secundaria.** También pasa a través del centro de los separadores, desde el extremo libre de los torones hasta el extremo inferior del obturador.

**9) Engrasado de torones.** La longitud libre de los torones dentro de la funda de protección debe engrasarse, garantizado que la película de grasa grafitada sea de 0.25 mm, cuando menos.

**10) Colocación de la funda de protección.** Abarca la longitud libre del ancla y está constituida por un tubo liso de PVC. Su diámetro debe ser suficiente para contener los torones, la manguera de inyección y la manguera de retorno. Su extremo inferior debe quedar firmemente ligado al obturador y su extremo superior atraviesa la placa de apoyo.

### c) Perforación e instalación

**Perforación.** La selección de la perforadora depende del tipo de materiales que se encuentren en el sitio y de las condiciones locales en la obra; por ejemplo, en el caso de los materiales tobáceos del poniente de la ciudad de México, las perforaciones se realizan en diámetros de 4 ó 5 pulg. Con broca drag o tricónica; el fluido de perforación es aire a presión para la limpieza del barreno, aunque frecuentemente se utiliza agua, lo cual es inadmisibles para lograr una buena calidad del anclaje en materiales que alteren sus propiedades de resistencia al humedecerse. Eventualmente puede ser necesario perforar localmente a través de boleos, lo cual se realiza con martillo neumático a rotopercusión, desplazando con aire los detritus hacia la boca del barreno. Si el medio circundante está constituido por rellenos inestables, éstos deberán cementarse con una lechada gruesa de baja resistencia para reperforar posteriormente. Solo se admite agua con polímero cuando se compruebe que el daño al suelo es tolerable.

**Inyección del bulbo.** Para realizar la inyección del bulbo es necesario inflar el obturador y garantizar que realiza el sello entre la longitud libre y el bulbo mismo. Se introduce el mortero controlando la inyección con un manómetro en la boca del barreno. Como se indicó en el capítulo 5.4, la presión de inyección influye directamente en la capacidad del ancla; por ejemplo, en los materiales tobáceos del poniente de la ciudad de México se utilizan presiones de inyección de alrededor de  $5 \text{ kg/cm}^2$ . La resistencia del mortero varía entre  $120$  y  $220 \text{ kg/cm}^2$ .

**Habilitación del cabezal del ancla.** Incluye el colado de la zapata de apoyo y/o el colado o instalación de la viga madrina, la colocación de la placa de apoyo, de cuñas de alineamiento, del “queso” de torones y de cuñas de sujeción y/o tuercas.

**Tensado inicial.** Para tensar un ancla se utiliza un gato hidráulico que sujeta los extremos de los cables y, apoyado sobre el cabezal, permite aplicar controladamente la fuerza de tensión requerida. El tensado se lleva a cabo después de que ha ocurrido el fraguado del bulbo. Primero

se aplica la carga de asiento, colocando un gato en el cabezal del ancla; después se aplica la carga de trabajo, normalmente 1.2 veces la carga de diseño siguiendo la secuencia de una prueba de carga simple.

**Inyección secundaria.** Es un mortero de menor calidad y resistencia pero de mayor deformidad que el de la inyección primaria. Su función es proteger la longitud libre, ocupando el espacio entre la funda lisa y las paredes del barreno. Se cuela por gravedad después del tensado.

#### d) Protección y mantenimiento

**Protección externa.** Los componentes del cabezal de tensado se pintan con pintura epóxica anticorrosiva y además se engrasan con productos grafitados. Todo el conjunto queda encapsulado por un capuchón de PVC.

**Mantenimiento.** Este tipo de habilitado de anclas permite la revisión de la tensión del elemento. En caso de contar con tubos de manguitos también es posible post-inyectarlas. Su mantenimiento se reduce únicamente a la revisión periódica del capuchón y del cabezal de reacción.

**Anclas activas o de tensión.** Una vez instalado se pretensa la armadura hasta alcanzar su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza.

## **II. MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO**

Los métodos de cálculo para analizar la estabilidad de un talud se pueden clasificar en dos grandes grupos: (Figura No 28)

Métodos de cálculo en deformaciones. Consideran en el cálculo las deformaciones del terreno además de las leyes de la estática. Su aplicación práctica es de gran complejidad y el problema debe estudiarse aplicando el método de los elementos finitos u otros métodos numéricos.

Métodos de equilibrio límite. Se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tienen en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte. Se pueden clasificar a su vez en dos grandes grupos.

Métodos exactos. La aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura). Esto sólo es posible en casos de geometría sencilla como por ejemplo la rotura planar y rotura por cuñas.

Métodos no exactos. En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las ecuaciones de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución.

Se puede distinguir aquí entre los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, hoy prácticamente en desuso, y los métodos de dovelas que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales.



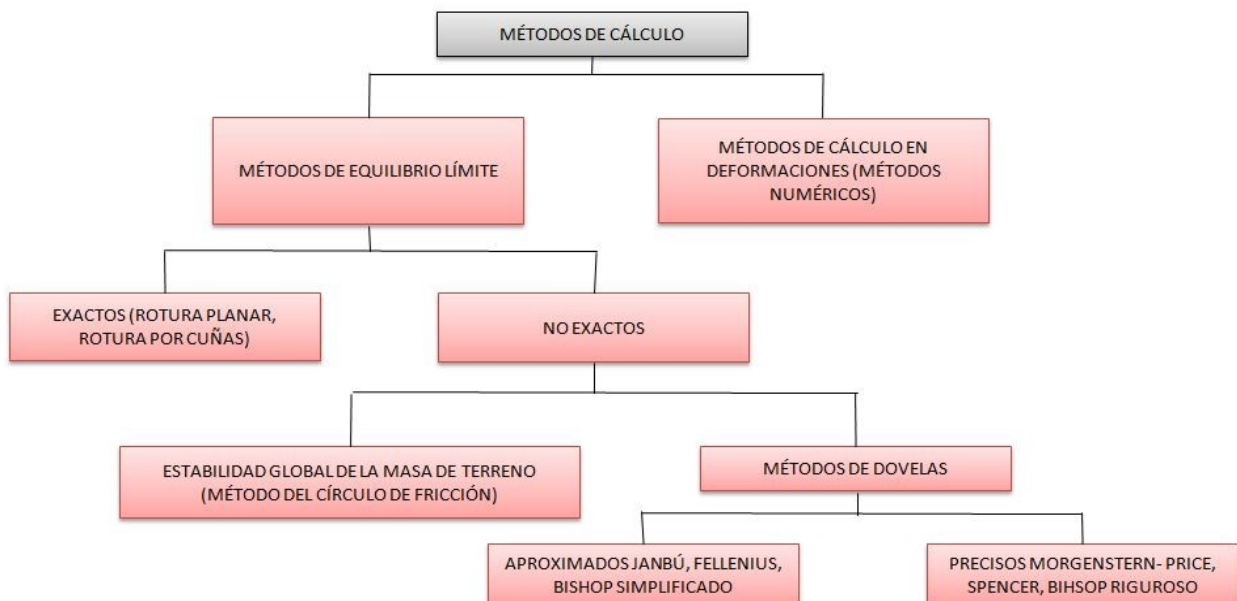
En el primer caso la hipótesis previa suele hacerse respecto a la distribución de tensiones normales en la superficie de deslizamiento. Tal es el caso del método de círculo de fricción o rozamiento.

En los métodos de dovelas dicha distribución no es un dato del problema sino un resultado de su resolución. Las hipótesis previas se refieren generalmente a las fuerzas laterales entre las dovelas y existe una gran variedad de métodos que consideran diferentes hipótesis.

Los métodos de dovelas pueden clasificarse en dos grupos:

Métodos aproximados: no cumplen todas las ecuaciones de la estática. Se pueden citar como ejemplos los métodos de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado.

Métodos completos o precisos. Cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los más conocidos son los métodos de Morgenstern- Price, Spencer y Bishop Riguroso.



**Figura No 28. Clasificación de los métodos de cálculo de estabilidad de taludes.**

**Métodos de equilibrio límite**

Los métodos de equilibrio límite son mucho más utilizados que los métodos de cálculo en deformaciones a pesar de que éstos proporcionan un análisis mucho más completo de la estabilidad de talud. Esto es debido a que los métodos de cálculo en deformaciones son mucho más largos y costosos en su ejecución, y a que los métodos de equilibrio límite están ampliamente contrastados en la práctica y se conocen sus límites y grados de confianza.

En la casi generalidad de los métodos de equilibrio límite la seguridad de un determinado talud se cuantifica por medio del factor (o coeficiente) de seguridad, FS, que se define como el cociente entre la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento y la necesaria para mantener el equilibrio estricto de la masa deslizante.

En la obtención del factor de seguridad se le supone constante en toda la superficie de deslizamiento, simplificación que será discutida más adelante.

Si se asume que la resistencia al corte de deslizamiento sigue la ley lineal de Mohr- Coulomb, los métodos de equilibrio límite aplican las ecuaciones de la estática a la masa deslizante suponiendo que los parámetros resistentes del terreno (la cohesión  $c$ , y la tangente del ángulo de rozamiento interno  $\text{tg } \phi$ ) se encuentran divididos por el FS. De las ecuaciones planteadas puede obtenerse el valor de FS.

Excepto en los casos en los que la geometría de las posibles superficies de deslizamiento permite el uso de métodos exactos, los métodos de cálculo empleados son, casi siempre, métodos de dovelas.

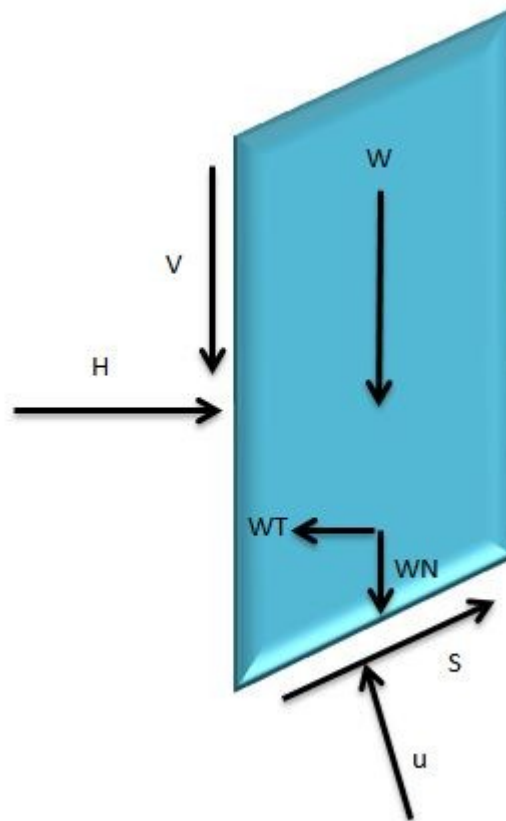
Cuando la superficie de rotura no es conocida (caso más frecuente) se calculan los factores de seguridad correspondientes a un cierto número de superficies y se define como factor de

seguridad del talud el mínimo obtenido, lo que implica suponer que la diferencia entre este valor y el verdadero mínimo es de poca importancia. Para ello el cálculo se realiza mediante tanteos sucesivos que permiten ir delimitando la superficie de rotura pésima.

La aplicación del cálculo de variaciones a los métodos de equilibrio límite (CASTILLO Y REVILLA, 1975) permite obtener la superficie de rotura pésima de forma directa. La utilización de los métodos variacionales en los cálculos de estabilidad de taludes no está muy extendida a pesar de presentar ventajas interesantes.

Casi la totalidad de los métodos utilizados actualmente se basan en el denominado de las rebanadas, que consiste en dividir el macizo potencialmente deslizante en rebanadas verticales, calcular el equilibrio de cada una de ellas, y finalmente analizar el equilibrio global, obteniendo un FS que se define como la relación entre fuerzas o momentos resistentes y fuerzas o momentos motores.

El peso de la rebanada ( $W$ ) se descompone en un empuje tangencial ( $WT$ ) y otro vertical ( $WN$ ), paralelo y normal, respectivamente, a la base de aquella.  $WT$  origina una tensión cortante, a la que se opone la propia resistencia al corte ( $s$ ) del terreno, definida por la cohesión y la fuerza normal  $WN$  disminuida en la presión intersticial ( $u$ ). Las fuerzas  $V$  y  $H$ , con sus subíndices, definen la interacción entre rebanadas, y es la evaluación de estas reacciones internas lo que establece la diferencia fundamental entre los métodos. Figura No 29.



**Figura No 29. Fuerzas dentro de una rebanada.**

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

Una vez calculado FS para una determinada curva de rotura potencial, se repite el proceso para otra distancia, y así sucesivamente hasta obtener un mínimo para FS, suponiéndose entonces que esta será la curva pésima.

Como puede fácilmente deducirse, en el cálculo manual el proceso es lento y tedioso, prestándose a errores durante la manipulación de tan gran número de parámetros, y quedando siempre la incertidumbre de si el valor del FS que estimamos final 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 necesita un número significativamente elevado de horas de trabajo 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.

## II.1. MÉTODO DE DOVELAS

En este método se supone que la superficie potencial de rotura, es un arco circular de centro O y radio r. La masa de suelo (ABCD) sobre una superficie de rotura AC está dividida por planos verticales en una serie de dovelas de ancho b, como se ve en la figura. Se supone que la base de cada dovela es una línea recta. Para cualquiera de las dovelas, la inclinación de la base respecto a la horizontal es  $\alpha$ , y la altura, medida en la línea central, es h. se define al factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte disponible ( $\tau_f$ ), respecto a la resistencia al corte ( $\tau_m$ ) que hay que movilizar para mantener una condición de equilibrio límite, es decir:

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$

Se toma el mismo factor de seguridad para cada dovela, lo que implica que debe haber soporte mutuo entre dovelas, es decir, entre ellas deben actuar fuerzas. Se listan las fuerzas (por unidad de dimensión normal a la sección) que actúan en cada dovela.

1. El peso total de la dovela  $W = \gamma b h$  ( $\gamma_{sat}$  cuando corresponde).
2. La fuerza total normal en la base, N. En general, esta fuerza tiene dos componentes, la fuerza efectiva normal  $N'$  (igual a  $\sigma'$ ) y la fuerza de agua límite

ul, donde  $u$  es la presión de agua de poro en el centro de la base y  $l$  es la longitud de la base.

3. La fuerza de corte en la base  $T = \tau_m l$
4. Las fuerzas normales totales en los lados,  $E_1$  y  $E_2$
5. Las fuerzas de corte en los lados,  $X_1$  y  $X_2$ .

En el análisis debe incluirse también cualquier fuerza externa.

El problema estáticamente es determinado, y para poder obtener una solución, hay que efectuar algunas presunciones respecto a las fuerzas  $E$  y  $X$  interdovelas: la solución resultante del factor de seguridad no es exacta.

Considerando momentos alrededor de  $O$ , la suma de los momentos de las fuerzas de corte  $T$  en el arco  $AC$  debe igualar el momento del peso de la masa de suelo  $ABCD$ . Para cualquier dovela el brazo de palanca  $W$  es  $r \sin \alpha$ ; por lo tanto:

$$\Sigma T r = \Sigma W r \sin \alpha$$

Ahora,

$$T = \tau_m l = \frac{\tau^f}{F} l$$

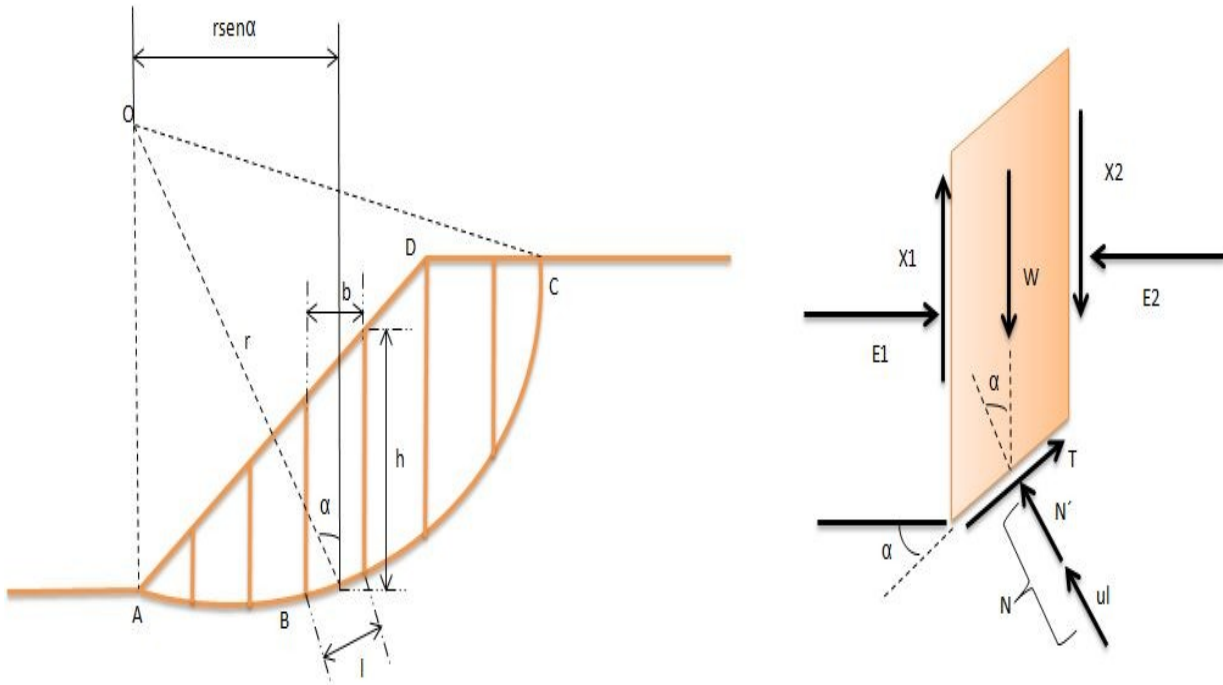
$$\Sigma \frac{\tau^f}{F} l = \Sigma W \sin \alpha$$

$$F = \frac{\Sigma \tau^f l}{\Sigma W \sin \alpha}$$

Para un análisis en términos de esfuerzo efectivo:

$$F = \frac{\Sigma (c' + \sigma' \tan \phi') l}{\Sigma W \sin \alpha} \quad \text{ó} \quad F = \frac{c' L a + \tan \phi' \Sigma N'}{\Sigma W \sin \alpha}$$

Donde  $L$  es la longitud del arco AC. La ecuación anterior es exacta, pero en la determinación de las fuerzas  $N'$  se introducen aproximaciones. Para un arco de rotura dado, el valor de  $F$  ha de depender del modo en que se estima las fuerzas  $N'$ . Figura No 30.



**Figura No 30. Fuerzas en el método de dovelas.**

## II.2. MÉTODO DE BISHOP

Originalmente desarrollado para roturas circulares, considera que las interacciones entre rebanadas son nulas. El cálculo se lleva a cabo buscando el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular, aunque en la versión posterior se puede aplicar a superficies no curvas definiendo centros ficticios.

## II.3. MÉTODO DE JAMBU

Diseñado para superficies no necesariamente circulares, también supone que la interacción entre rebanadas es nula, pero a diferencia de Bishop 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 empírico aplicable al FS. En versión posterior, en el denominado método riguroso, 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.

#### **II.4. MÉTODO DE SPENCER**

Este, también pertenecen a la categoría de los denominados rigurosos. Supone que de la interacción entre rebanadas aparece una componente de empuje con ángulo de inclinación constante, por lo que, mediante iteraciones, analiza tanto el equilibrio en momentos como en fuerzas en función de ese ángulo, hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el FS correspondiente. Es aplicable tanto a roturas circulares como generales.

#### **II.5. MÉTODO DE MORGENSTEN-PRICE**

Al igual que el anterior, también es de aplicación general, y trata de alcanzar tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas. La diferencia fundamental estriba en que la interacción entre rebanadas viene dada por una función que evalúa esa interacción a lo largo de la superficie de deslizamiento.

#### **II.6. MÉTODO DE SARMA**

Significó un cambio radical respecto a la filosofía de los anteriores, ya que se busca la aceleración horizontal necesaria para que la masa de suelo alcance el equilibrio límite. El FS es calculado reduciendo progresivamente la resistencia a cortante del suelo hasta que la aceleración se anula. Por sus características es aplicable a rebanadas no verticales, y suele ser muy utilizado en el cálculo por Elementos Finitos.



# **III. APLICACIÓN DE LA PROGRAMACIÓN PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES**

El continuo avance de la tecnología y el desarrollo de nuevas herramientas entre ellas los softwares o programas de computadora, en la actualidad nos sirven muchísimo, debido a todos los procedimientos que uno lleva a cabo como ingeniero civil, como organizacionales, administrativos, matemáticos, informáticos, logísticos etc.

La programación de computadoras es la alternativa a la cual debemos recurrir, ya que es una herramienta ideal de un estudiante o un ingeniero civil o de cualquier persona.

Desarrollar rutinas en software de computadora nos da muchas ventajas, reduce los tiempos de elaboración de análisis y con mayor calidad. Hay que saber introducir datos y saber interpretar los resultados de los softwares de computadoras. Aprendamos entonces, una metodología de cómo debe darse la serie de instrucciones a la computadora, para que resuelva esos problemas asociados a la carrera.

La programación a tenido un valor de suma importancia en la ingeniería como tal ya que es un punto importantísimo tener en cuenta el tiempo que requerirá y una visión a futuro, la programación en si es una herramienta fundamental en mi carrera. El propósito de la programación es crear softwares que exhiban un comportamiento deseado.

Los lenguajes de programación vienen a ser en este entorno una herramienta fundamental para las diferentes ramas del conocimiento y la ingeniería, y su aprendizaje es una necesidad imperiosa para nosotros los estudiantes, pues esta será la herramienta fundamental para avanzar en nuestro proceso de formación profesional.

El buen ingeniero no se debe limitar al manejo de programas o paquetes existentes, sino a construir software de alta calidad mediante el uso de metodologías, lenguajes de moldeado, lenguajes de programación orientado a objetos y herramientas de desarrollo, con el fin de resolver de manera óptima los problemas de su competencia. Seria considerable enseñarnos a

nosotros los estudiantes a representar nuestras ideas, el dominio del problema y la solución siguiendo procesos elementales de la ingeniería de software, sin pretender formar un ingeniero de sistemas.

### **III.1. USO DE SOFTWARE SLIDE 5.0.**

Slide 5.0 es un software disponible para el análisis de estabilidad de taludes. Este programa en 2D grafica con una amplia variedad de modelos y tienen opciones de interpretación de datos que permiten realizar un análisis completo y rápido. Es un software especializado para hacer pequeñas o grandes rutinas de programación para llevar a cabo tareas repetitivas e iterativas, para que realice revisiones y diseños.

Usando el programa Slide 5.0, se puede evaluar la estabilidad de falla circular y no circulares en taludes de suelos y roca.

Fácilmente se modela la geometría de un talud complejo, se dibuja como se haría en cualquier software de dibujo o importamos una imagen y digitalizamos encima de ella. Los taludes artificiales y naturales con estratos complejos, lentes de arcilla, se planean e incorporan fácilmente. El intérprete de los datos tiene un conjunto de herramientas que permite el despliegue conveniente de resultados ejemplares. Con Slide 5.0, se puede muy rápidamente y fácilmente crear un modelo, realizar el análisis de estabilidad e interpretar los resultados.

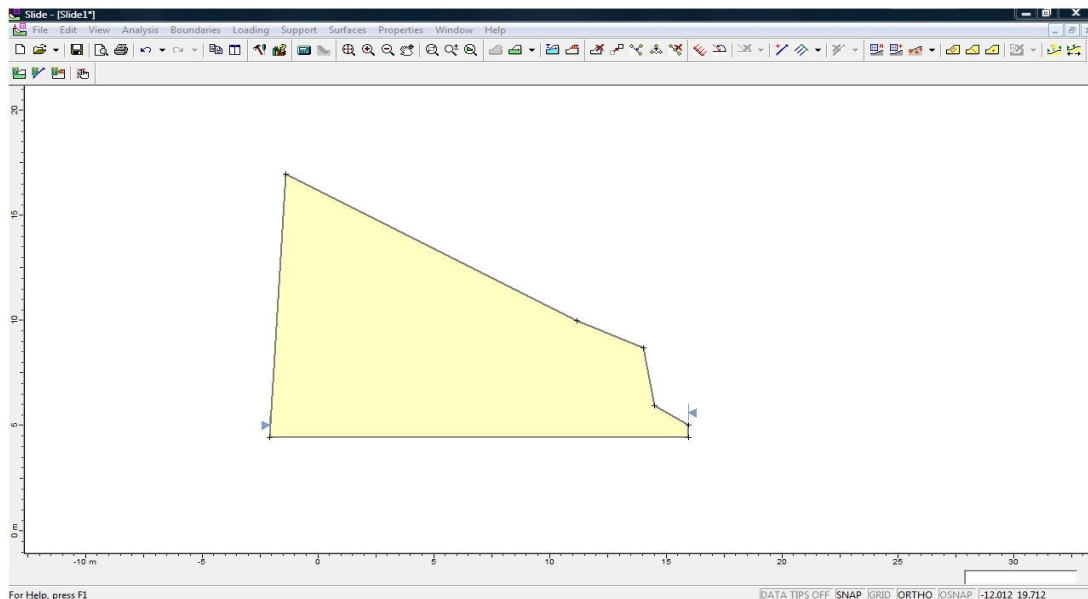
Slide 5.0 analiza la estabilidad en superficies de deslizamientos usando métodos de equilibrio límite con rodajas verticales. Analiza superficies de deslizamiento individuales o los métodos pueden ser aplicados para buscar y localizar la superficie del deslizamiento crítica para un talud dado.

Algunas características del programa:

- Métodos de búsqueda de la superficie crítica para superficies de deslizamiento circular o no circular.
- Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price y otros métodos de análisis.
- Múltiples materiales. Anisotrópicos, materiales no-lineales Mohr-Coulomb y otros.
- Agua subterránea a presión, red de presiones d poro, o el análisis de infiltración.
- Carga externa lineal, distribuida o sísmica.
- Soportes, geotextiles, pilotes. Análisis de fuerzas de apoyo requeridas.
- Vista de cualquiera o todas las superficies generadas por la búsqueda. Los resultados individuales detallados pueden trazarse para las superficies de deslizamiento.

La forma de procesar y modelar el cuerpo de un talud se explica a continuación.

1. Se ejecuta el programa y se dibuja el cuerpo del talud por medio de coordenadas como se muestra en la figura 31.



**Figura No 31. Dibujo muestra de un talud.**

2. Ya con el modelo dibujado se añaden las propiedades de resistencia obtenidas de las pruebas, sondeos o interpretación del ingeniero a cargo. Figura 32.

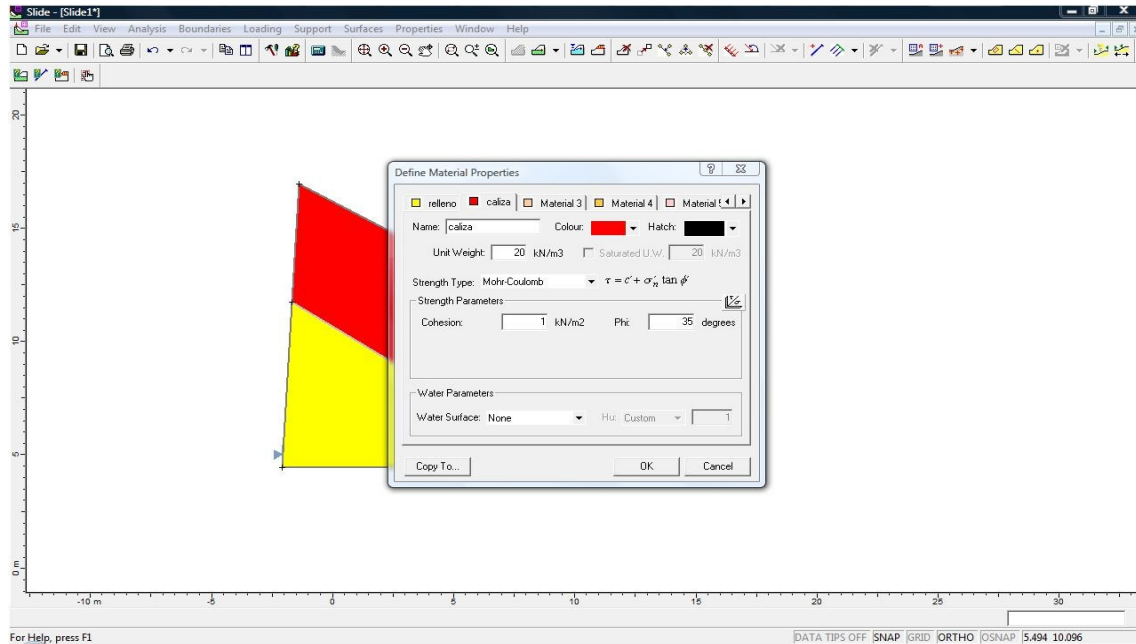


Figura No 32. Muestra del procesamiento de los parámetros de resistencia.

3. A continuación se incluyen las cargas que afectarán en el cuerpo del talud. Figura 33.

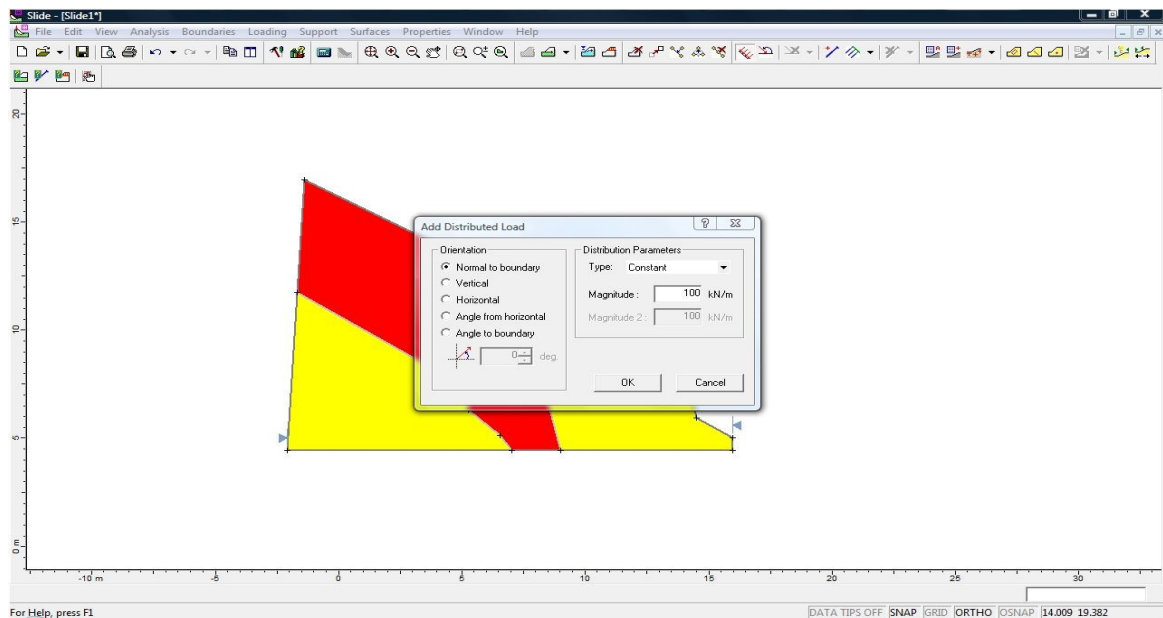
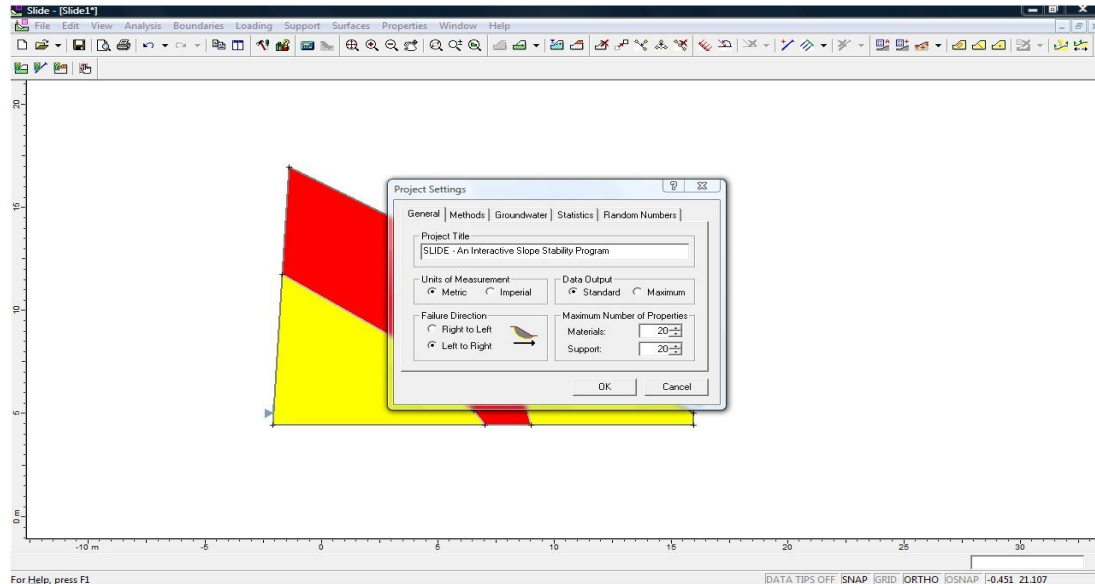


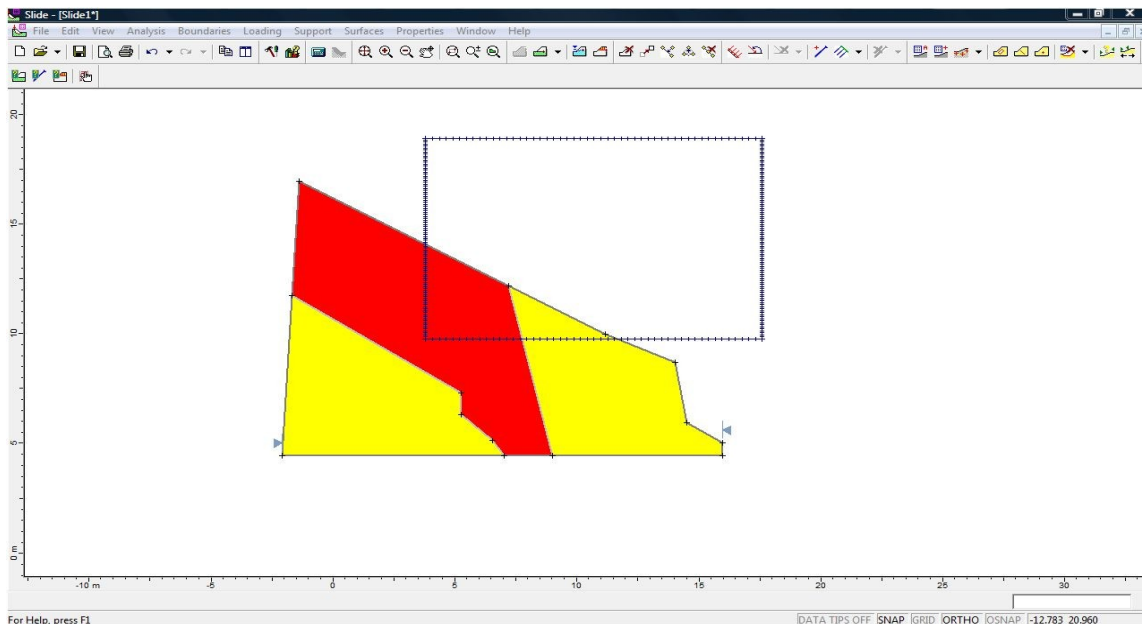
Figura No 33. Detalle del añadimiento de fuerzas.

4. Enseguida se eligen las teorías y el número de iteraciones mediante las cuales se efectuará el análisis del talud en cuestión. Figura 34.



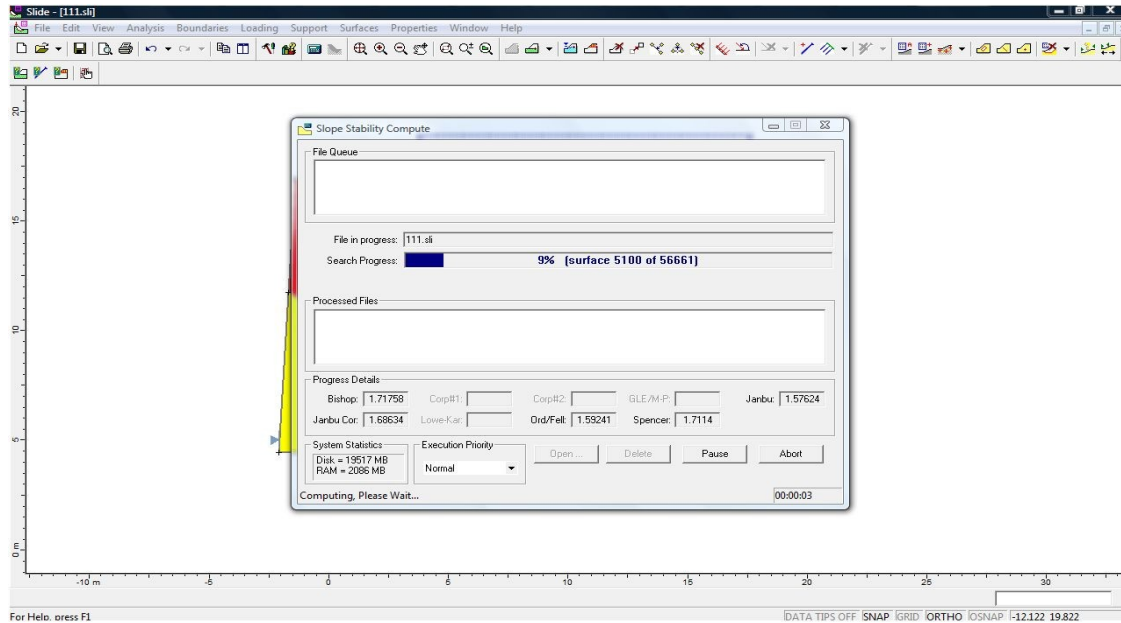
**Figura No 34. Perspectiva de la elección de las teorías.**

5. Una vez que se tienen todos los parámetros que encierra el talud se elige la zona de posible falla del talud, del que se tomará el factor de seguridad menor o más crítico. Figura 35.



**Figura No 35. Se elige la zona probable de falla.**

6. Se efectúa el análisis en busca del factor de seguridad más pequeño y de la probable zona de falla, para determinar su estabilidad y la posible solución. Figura 36.



**Figura No 36. Slide en proceso de análisis.**

Este análisis se efectúa para un talud en su estado natural. Si se requiere el análisis en el que se añaden elementos de retención como micropilotes, geotextiles, etc., en este caso anclas, y se procederá mediante la siguiente guía.

1. Se siguen los pasos número 1 al 5 de manera normal.
2. A continuación se señalan las fuerzas activas el espaciamiento y la longitud de las anclas. Figura 37.
3. A continuación se procederá con el análisis de la solución propuesta.

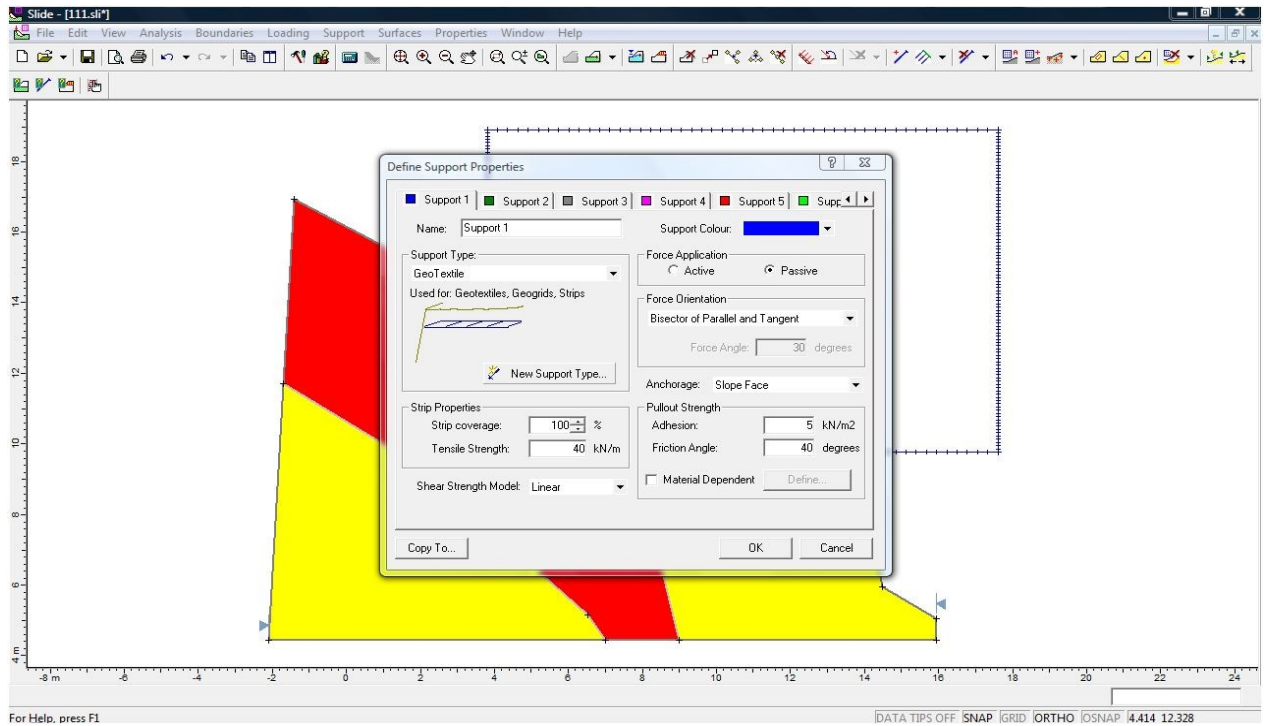
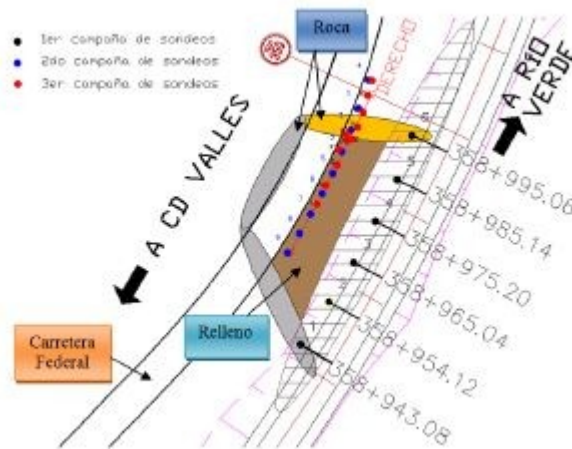


Figura No 37. Elección del método constructivo mediante anclas.



## **IV. EJEMPLO DE APLICACIÓN**





**Figura No 39. Trazo de la zona de estudio.**

Es por esto que en este tramo de la autopista en su construcción se presentará un talud debido al corte del subsuelo.

Se encuentra construyendo la autopista Río Verde-Ciudad Valles, en el estado de San Luis Potosí. Entre los kilometrajes 358+944 al 359+000, el trazo de la autopista en construcción es prácticamente paralelo a la carretera federal No. 70. La separación horizontal entre ambos trazos es del orden de 25 m y su desnivel de casi 20 m, estando por abajo el de la autopista.

El material que se debe excavar y retirar, para alojar el proyecto de la nueva autopista, incluye una formación de rocas sedimentarias cubierta por un relleno, que incluye:

- Caliza poco fracturada y ligeramente intemperizada.
- Lutita muy fracturada y muy intemperizada.
- Material de relleno, predominantemente arcilloso y con fragmentos pétreos de diversos tamaños, con diámetro máximo de 25 cm, que fue utilizado para conformar el terraplén de la carretera federal.

Los materiales mencionados anteriormente, se detectaron mediante la ejecución de 3 campañas de barrenos exploratorios. En algunos sondeos exploratorios de la segunda y tercer, campañas, se detectaron cavernas, tanto en la caliza como en la lutita.

Cabe mencionar que durante la construcción de la autopista, la carretera federal No. 70 deberá conservar sus condiciones normales de operación. En consecuencia, el procedimiento de excavación que se siga para alojar la nueva autopista, deberá conservar la estabilidad del terreno vecino, y en especial de la citada carretera federal.

Por lo anterior, se selecciona el procedimiento de excavación y estabilización, recomendables para tal fin, incluyendo los análisis de estabilidad correspondientes para confirmar su favorable aplicabilidad.

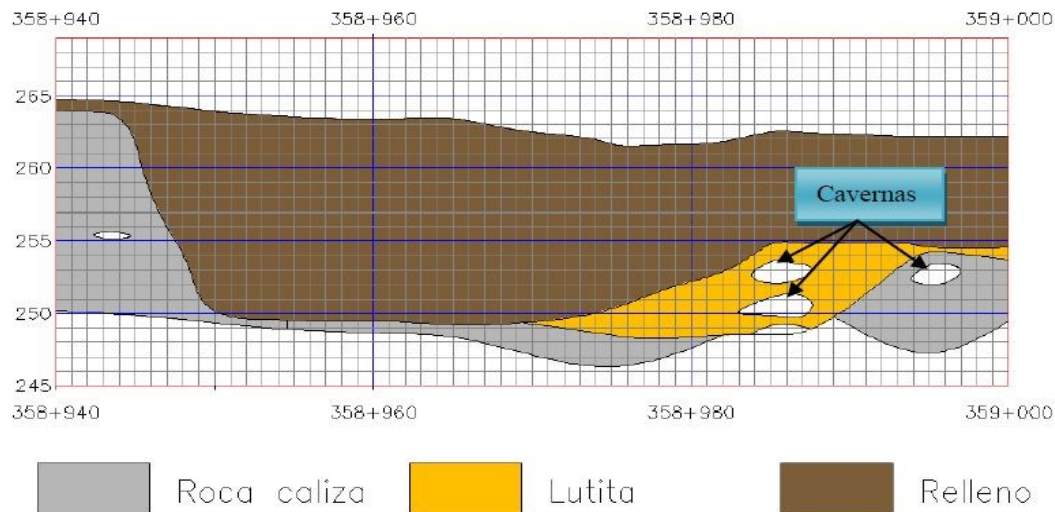
Conforme a las observaciones visuales y al tacto, realizadas en campo, el macizo de roca caliza, poco fracturada y ligeramente intemperizada, presenta una valuación RMR, entre 61 y 80, que la ubica como una “buena roca” clase II. Su cohesión y ángulo de fricción interna, determinados empíricamente en base a su clasificación geomecánica, son: 30 t/m<sup>2</sup> y 35°, respectivamente.

Por su parte, el macizo de roca lutita, muy fracturada y muy intemperizada, empacada en arcilla de consistencia media, presenta una valuación RMR, entre 21 y 40, que la ubica como una “roca mala” clase IV. Su cohesión y ángulo de fricción interna, determinados empíricamente en base a su clasificación geomecánica, son: 10 t/m<sup>2</sup> y 15°, respectivamente.

En algunos sondeos exploratorios realizados en la segunda y tercer, campañas, se detectaron cavernas, entre los cadenamientos km 358+983 al 359+997, alcanzando profundidades de hasta 15 m con respecto al brocal de los sondeos.

A continuación se muestra el perfil estratigráfico longitudinal, de los materiales encontrados en el sitio, entre los kilometrajes 358+940 al 359+000 de la autopista en construcción, a dos metros del acotamiento de la carretera federal. Dicha representación se realizó en base a la

información geotécnica obtenida en los sondeos exploratorios de las 3 campañas realizadas en el sitio. Figura No 40.



**Figura No 40. Corte longitudinal de la zona en estudio.**

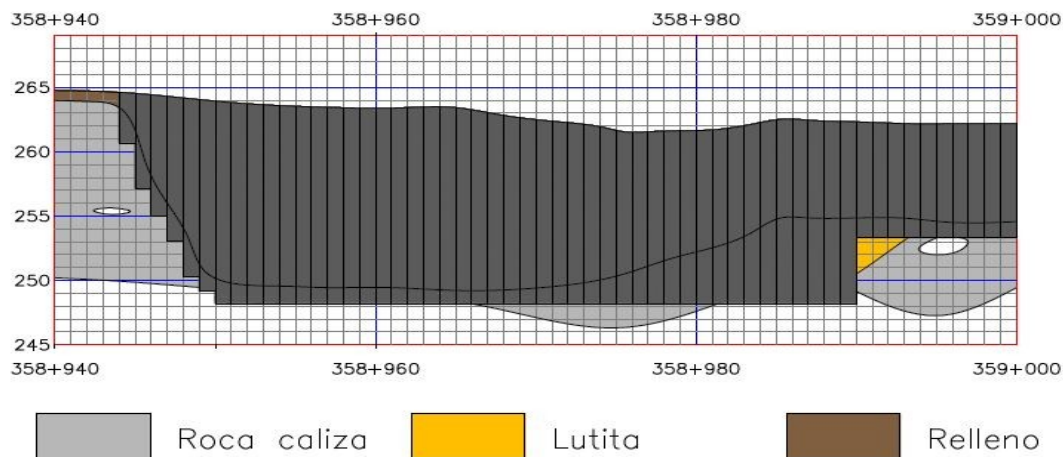
## IV.2. PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN

Para excavar el corte en cuestión, seguido del retiro del material que actualmente ocupa el espacio requerido para alojar la autopista en construcción, todo ello sin detener la operación normal de la cercana carretera federal, es necesario procurar una ataguía de retención, por ejemplo mediante el procedimiento constructivo que se describe a continuación.

En primer lugar, se deberán rellenar con mortero fluido o producto equivalente, las cavernas detectadas en la segunda y tercer campaña de exploración.

Una vez efectuado el relleno, se podrá llevar a cabo el procedimiento de excavación y estabilización, propuesto, el cual empieza por preformar una ataguía de retención, mediante pilas tangentes de 1.0 m de diámetro coladas in situ, las cuales se irán anclando a la roca vecina, conforme se realice la excavación, por niveles, del tramo. La longitud de las pilas debe

ser suficiente para penetrar 1 m en la roca caliza basal, del sitio. Conforme a la información obtenida se tiene previsto una configuración de las pilas como la que se muestra en la **figura No. 41**.



**Figura No 41. Esquema de la solución con pilas tangentes.**

Posteriormente a la construcción de la pantalla de pilas, se deberá realizar una excavación, por etapas, en la zona que albergará la autopista en construcción.

Las etapas de excavación serán de 3 m y se llevarán a cabo hasta retirar todo el material necesario para procurar los 12 o 15 m de profundidad que se necesitan para albergar el tramo de la autopista en construcción. En cada etapa de excavación se deberá instalar un sistema de anclaje activo, entre las pilas y los materiales competentes vecinos (roca caliza). La excavación que se tenga que llevar a cabo, por abajo del nivel de la ataguía de pilas, se realizará dejando un talud 1.2:1 (horizontal-vertical).

Las anclas deberán tener una carga de tensión disponible de 110 t y tendrán una inclinación hacia abajo de  $10^\circ$  con respecto a la horizontal. Su instalación debe realizarse con ayuda de perforaciones no menores a 10 cm de diámetro, en cuadrícula de 3 m de lado. La presión de inyección del bulbo, no será menor de 10 kg/cm<sup>2</sup> y tendrá una longitud de al menos 8.5 m, que

deberá encontrarse dentro de la formación de roca caliza del sitio. Cada línea de anclaje estará ligada mediante una viga madrina, con las características estructurales que defina un ingeniero estructurista.

### IV.3. CÁLCULO DEL ANCLAJE

Obtención de empujes aparentes para corte anclado.

La obtención de empujes se hará dividiendo el corte en 2 partes:

1. Contempla las pilas 1-41
2. Contempla las pilas 42-67

El cálculo de empujes se hará con base en los siguientes parámetros geotécnicos: (Tabla No 4)

<b>Tabla No 4</b>			
<b>Pilas 1-41</b>			
<b>Identificación</b>	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	c (t/m <sup>2</sup> )	$\Phi$ (°)
<b>Relleno equivalente</b>	1.80	12.20	20
<b>Pilas 42-67</b>			
<b>Identificación</b>	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	c (t/m <sup>2</sup> )	$\Phi$ (°)
<b>Relleno equivalente</b>	1.80	9.20	18

El cálculo de los empujes se hará con base en la normatividad AASHTO para muros anclados con base en la siguiente expresión.

$$P_a = \frac{K a * s * g * H^2 * 10^{-9}}{1.5 * H - 0.5 * H_1 - 0.5 * H_n + 1}$$

Donde:

$K_a$ = Ángulo de empuje en condición activa, adimensional.

$\gamma_s$ = Peso volumétrico del suelo, ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ )

$g$ = Aceleración producida por la fuerza de gravedad, ( $\text{m}/\text{s}^2$ )

$H$ = Profundidad total de excavación, (mm)

$H_1$ = Distancia entre la superficie del terreno y el anclaje ubicado a mayor altura, (mm)

$H_{n+1}$ = Distancia entre la base de la excavación y el anclaje ubicado a menor altura, (mm)

### Secuencia de cálculo

Tabla No 5	
<b>Pilas 1-41</b>	Pilas 42-67
<b><math>K_a = 0.49</math></b>	$K_a = 0.52$
<b><math>g = 9.81 \text{ m}/\text{s}^2</math></b>	
<b><math>H = 8000 \text{ mm}</math></b>	$H = 15000 \text{ mm}$
<b><math>\gamma_s = 1800 \text{ kg}/\text{m}^3</math></b>	
<b><math>P_a = 0.0527 \text{ Mpa}</math></b>	$P_a = 0.0983 \text{ Mpa}$
<b><math>P_a = 5.27 \text{ t}/\text{m}^2</math></b>	$P_a = 9.83 \text{ t}/\text{m}^2$
<b>Considerando una sobrecarga vehicular de <math>q_s = 2.00 \text{ t}/\text{m}^2</math></b>	
<b><math>P_{qs} = 0.98 \text{ t}/\text{m}^2</math></b>	$P_{qs} = 1.04 \text{ t}/\text{m}^2$
<b><math>P_{m\acute{a}x} = 6.25 \text{ t}/\text{m}^2</math></b>	$P_{m\acute{a}x} = 10.87 \text{ t}/\text{m}^2$

#### IV.4. ANÁLISIS DEL TALUD EN VERDE VALLE

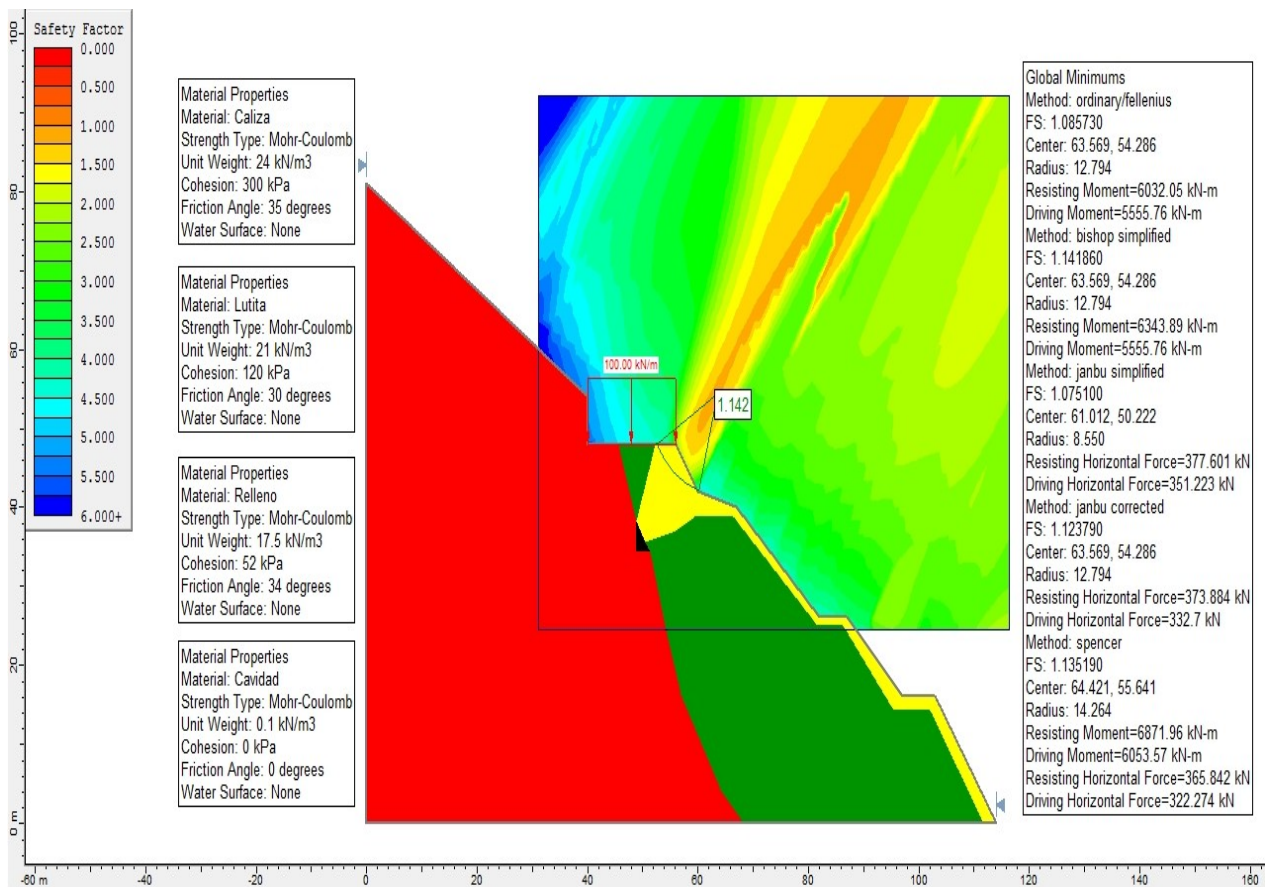
Se tienen todos los valores de las variables que se utilizarán en el análisis del talud en cuestión, de los que destacan los valores de los peso volumétricos de los materiales que conforman el cuerpo del talud, así también los parámetros resistentes de cohesión y de ángulo de fricción de los suelos y materiales de roca existentes en el sitio.



Los valores y especificaciones de los materiales que se usarán en la solución al problema de la estabilidad del talud, y estos son las pilas tangentes y las anclas activas (tensión).

Por otro lado un aspecto importante en el modelado del talud son las coordenadas de las elevaciones y las sobre cargas que se tienen en la carpeta de rodamiento de la carretera federal y algunas cargas que se toman en cuenta en el proceso constructivo de la carretera en proceso de ejecución.

Se aplican los criterios y los métodos de análisis de la elevación en estudio, después de este análisis se presentan los siguientes resultados. Figura 42.



**Figura No 42. Resultados del análisis del talud de forma natural.**

En la figura anterior se puede observar de manera general que el talud se encuentra en un equilibrio casi al límite de lo permitido ( $FS=1$ ), ya que en este análisis se obtiene como resultado un  $FS= 1.075$  siendo el valor más crítico de este análisis, por lo que para construir en el cuerpo del talud la carretera en cuestión será necesario darle una mayor resistencia a los materiales encontrados en el talud.

Como solución se obtuvo por una inyección de las cavernas encontradas, así también la construcción de pilas tangentes que a su vez tendrán mayor eficiencia ya que se usarán anclas activas que ayudarán en la estabilidad del talud. Figura 43.

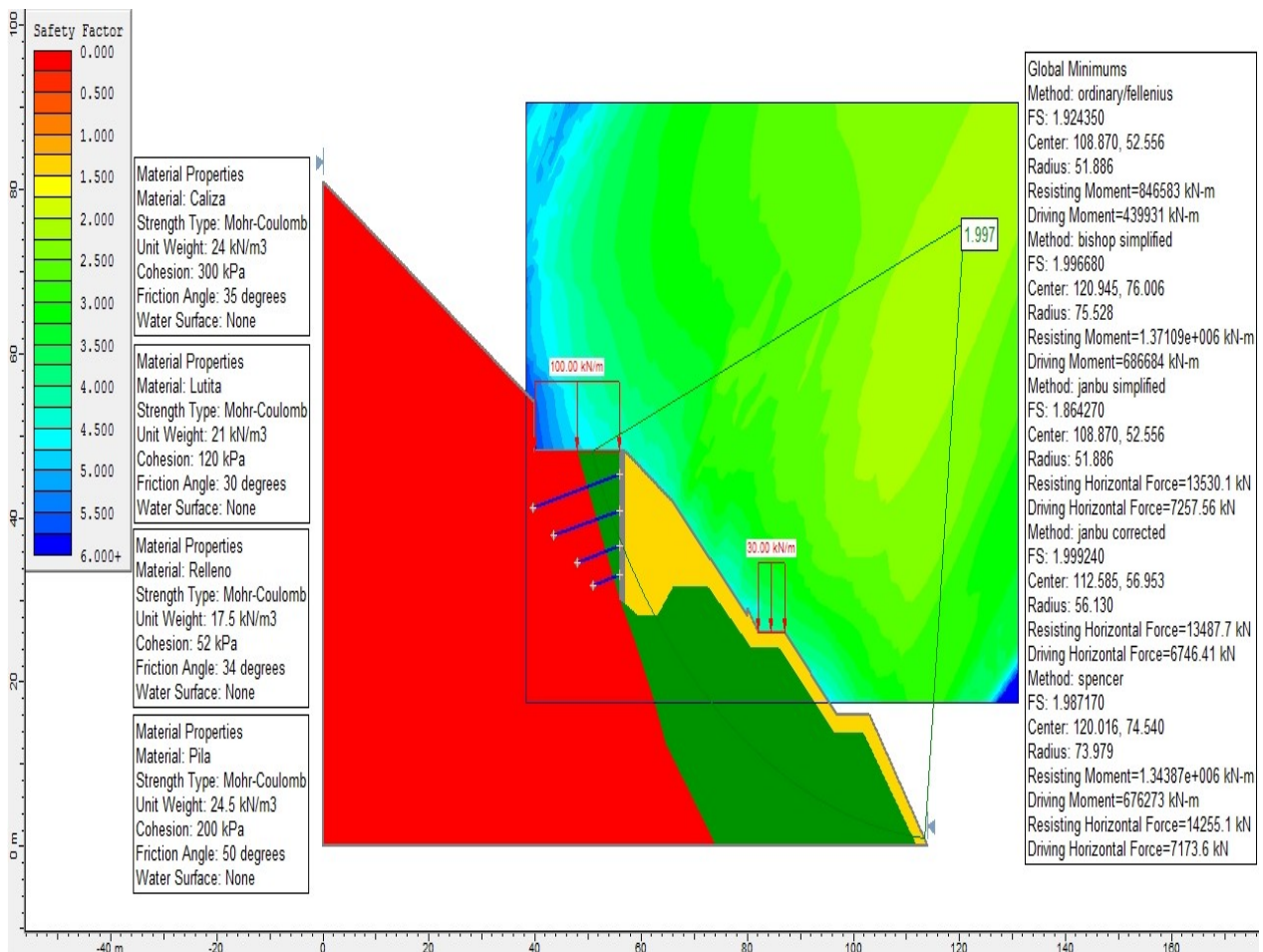


Figura No 43. Resultados del análisis del talud con la solución propuesta.

En la figura anterior se observan los resultados del análisis de la solución constructiva que se propuso, del que se obtuvo un  $FS= 1.86$ , lo que garantiza una estabilidad adecuada en el proceso constructivo, por lo que se ejecutó esta propuesta constructiva en el talud que se llevó a cabo de forma adecuada, tanto en el proceso de construcción y de operación.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

**Tabla No 6.**

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
<b>Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)</b>	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
<b>Bishop simplificado (Bishop 1955)</b>	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
<b>Janbu simplificado (Janbu 1968)</b>	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbu utiliza un factor de corrección $F_0$ para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
<b>Spencer (1967)</b>	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que a inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
<b>Morgenstern y Price (1965)</b>	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
<b>Sarma (1973)</b>	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las

			condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.
<b>Elementos finitos</b>	Cualquier forma de superficie de falla	Analiza esfuerzos y deformaciones	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.

Después del análisis del talud con ayuda del software Slide 5.0 se determinó que para la construcción y operación del mismo el factor de seguridad es del orden de 1.86 siendo el valor más bajo de todos los métodos que se estudiaron por lo que se concluye, que el talud es estable y no se prevé ninguna falla o deslizamiento del mismo.

Así bien, el procedimiento constructivo y el método de solución mediante pilas tangentes ancladas se concluye es el adecuado para este caso. No obstante el funcionamiento y modelado en el software genera cálculos precisos de manera congruente y eficaz en poco tiempo, lo que permite obtener mejores análisis en el tema de estabilidad de taludes.

## BIBLIOGRAFÍA

1. AYALA CARCEDO, F. J. Y ANDREU POSSE, F. J. "Manual de Ingeniería de Taludes" Publicaciones del Instituto Geológico y Minero de España (2006) páginas 456
2. ROBERT F. CRAIG "Mecánica de suelos", Logos Consorcio Editorial, S.A. (1974) páginas 318.
3. MUNI BUDHU "Soil Mechanics & Foundations", John Wiley & sons, Inc. (2000) páginas 615.
4. J. MICHAEL DUNCAN, STEPHEN G. WRIGHT, "Soil Strength and Slope Stability", John Wiley & sons, Inc. (2005) páginas 293.
5. ROY WHITLOW "Fundamentos de Mecánica de Suelos", Compañía Editorial Continental, S.A. de C.V. (1998) páginas 589.
6. JUAREZ BADILLO Y RICO RODRÍGUEZ "Mecánica de Suelos, tomo 2, Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos", Editorial Limusa (2010) páginas 704.
7. CRESPO VILLALAZ "Mecánica de Suelos y Cimentaciones" Editorial Limusa (2010) páginas 644.
8. SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. "Manual de Construcción Geotécnica I" (2002).
9. LUIS I. GONZÁLEZ DE VALLEJO, MERCEDES FERRER, LUIS ORTUÑO Y CARLOS OTEO, "Ingeniería Geológica" Editorial Pearson Prentice Hall, (2002) páginas 744.
10. R. B. PECK, W. E. HANSON, T. H. THORNBURN (1989). Ingeniería de Cimentaciones. Ed. Limusa.