



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura

Unidad Zacatenco

PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS DE
CONTENCIÓN USANDO FACTORES PARCIALES DE
SEGURIDAD, PARA DETENER DESLAVES EN EL
SURESTE DEL PAÍS (VERACRUZ Y TABASCO).

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

JESUS CARRASCO CRUZ

Director de tesis: ING. ROSA MARÍA MILÁN VALDÉS
Codirector: M. en C. MARIO DE JESÚS MÍRELES GÓMEZ



México, D.F., Septiembre de 2007

A las personas, que con esfuerzos, sacrificios, paciencia y amor; para quienes me han motivado, apoyado, y confiaron en mi. Que me han formado en todos los aspectos de la vida y para las cuales una palabra no seria suficiente pero que al mismo tiempo lo dice todo.

*Gracias Papás.
Aurelio Carrasco y Margarita Cruz*

A mis hermanos que en su manera siempre han estado conmigo y me han apoyado y que siempre podré contar con ellos.

Juan y Arturo

Y sobre todo a la persona que encuentra la felicidad cuando yo la encuentro. Cuando yo vivo algo hermoso, lo vive a través de mi. Que me daría el mundo entero si fuese capaz. Gracias Mamá. La más bella palabra y llamarla más dulcemente: madre mía.

Jesús Carrasco C.

Solo con una ardiente paciencia
Conquistaremos la espléndida ciudad
Que dará luz, justicia y dignidad a todos
Así no habrá cantado en vano que nos
Detenga.

Pablo Neruda

Agradecimientos.

A David, Carlos, Arturo, Lalo, Julio, Ángel, y a todos mis amigos de la secundaria 200 que con su alegría me relajaron en los momentos de tensión

A mis amigos de verdad, que siempre han estado presentes aunque sea a distancia me han apoyado y a aquellos que en poco tiempo se han vuelto parte, y aquellas pocas personas que marcaron emocionalmente mi vida...

A mis profesores que más que por sus enseñanzas sus buenos consejos y ejemplos que nunca he de olvidar

Prof. Guillermina Saucedo, Rosalía Monterrosa

...y a todos aquellos que me ensayaron más que solo letras y números.

A mis asesores que han hecho realidad este proyecto y al Ing. y amigo Mario de Jesús Míreles Gomes que debí causarle mucho trabajo y que sin su guía nunca lo hubiera logrado

“A todas las personas que he conocido y son tan pocas las palabras, que no podré agradecerles a todos los que un día me brindaron su amistad,

...y todos aquellos que hicieron posible la confección y elaboración de este trabajo.”

Jesús Carrasco Cruz
México D.F. Septiembre 2007



INTRODUCCIÓN

El propósito de una estructura de contención es el resistir los esfuerzos ejercidos por la tierra contenida detrás de ella, evitar fallas y transmitir esos esfuerzos en forma segura al suelo para evitar un derrumbe de tierras. En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza en sentido contrario para contener la masa inestable, y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible de moverse.

La utilización de muros es una forma de manejar cortes y terraplenes. Los muros actúan como una barrera relativamente concentrada que sirve de elemento contenedor a un cuerpo inestable de suelo.

El empleo de muros de contención para estabilizar deslizamientos es una práctica común en todo el mundo, pero su éxito ha sido limitado por la dificultad que existe en el análisis de cada caso en particular y por las diferencias que existen entre las fuerzas reales que actúan sobre el muro.

En un caso de deslizamiento, los procedimientos de análisis están basados en criterios de presiones activas-pasivas, así como en las teorías de presión de tierras de Rankine, Coulomb y Terzaghi.

Uno de los mayores problemas al construir un muro, es evitar que falle por deslizamiento en el pie del muro, debido a la concentración de esfuerzos en ese punto, que levanta el muro y son muchos los casos conocidos de fracasos en el empleo de muros para controlar deslizamientos rotacionales.

Por lo cual se tiene que considerar diferentes factores para seleccionar el tipo de muro de contención:

- a. Localización del muro de contención propuesto, su posición relativa con relación a otras estructuras y la cantidad de espacio disponible
- b. Topografía actual y localización del nivel freático
- c. Altura de la estructura propuesta y topografía resultante de la colocación de la estructura.





- d. Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción, vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en estructuras o servicios vecinos.¹

Existen varios tipos de estructuras de retención, y cada una de ellas tiene un sistema diferente de transmitir las cargas, de acuerdo a su diseño y características propias; entre las cuales podemos encontrar:

Muros Rígidos.

Muros Flexibles

Tierra Armada

Estructuras Ancladas y enterradas

Toda estructura de contención lleva un análisis para identificar las condiciones específicas de drenaje subterráneo y superficial en el sitio, así como la manera de como este cambia con el tiempo, para evitar posibles fallas ó daños a la estructura. Sin olvidar los conceptos del empuje de tierras sobre el muro, analizando los efectos que se tendrán para cada teoría utilizada (Rankine, Coulomb ó Terzaghi), los cuales nos guiaran para comprender los fenómenos que ocurren en el muro; de igual forma estudiar la capacidad de carga que ejercerá el muro sobre el suelo que lo retiene, para poder calcular y diseñar una buena cimentación al muro.

De igual forma van surgiendo nuevos mecanismos para la construcción, que facilitan ó mejoran las obras, en el caso de muros de contención se ha observado la eficacia y mejoras del empleo de geotextiles y rellenos ligeros de materiales plásticos en los muros que mejoran su resistencia ó propiedades, para un mejor resultado.

Objetivo

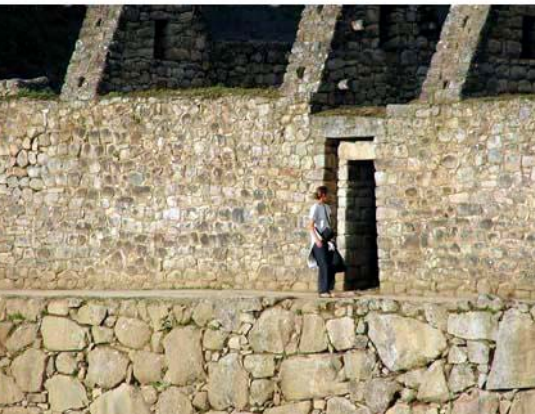
Diseñar muros de contención a base de concreto armado y refuerzos de geotextil (geomallas y georedes) tomando en cuenta los factores parciales de seguridad para detener deslaves en los DDV de PEMEX Gas en el sureste del país (Veracruz y Tabasco)

¹Ordóñez C., Alberto, Estructuras de Contención o anclaje, “Muros de Contención”, pp. 1-2





Antecedentes.





ANTECEDENTES

Una de las aplicaciones más ampliamente usadas de la mecánica de suelos, se refiere a la estabilidad de estructuras que resisten presiones laterales (muros de contención)

No se sabe ciertamente quien fue su creador y precursor, ni sus verdaderos motivos de construcción, pero ciertamente se sabe que muchos de ellos eran empleados ó construidos por los mismos motivos que en la actualidad, servir de contención. Ya sea para resguardarse de los constantes derrumbes de tierra producto de fenómenos naturales o bien para construir estructuras de retención de tierra para el aprovechamiento de sus recursos.

Los primeros muros de retención de tierras, tenía la función de un almacén para granos. Estos trabajan fundamentalmente a flexión por carga lateral y a compresión vertical debida a su peso propio generalmente despreciable.

Los muros también desempeñan la función de cimiento, al transmitir las presiones o cargas suministradas por los pilares o por las alfardas que se apoyan en la coronación del muro. Aunque esta situación se mantiene en los muros de sótano.

Anteriormente no se diseñaban analíticamente los muros, pero de igual forma eran construidos de manera satisfactoria. No hay registro del primer muro construido, pero se puede decir que surgieron en Europa donde se han hallado restos de viviendas ó edificaciones conocidas como Palafitos, que todavía existen, en pueblos de muy diversos niveles culturales. Los asentamientos antiguos de mayor concentración se hallan en los lagos de Suiza y en las zonas colindantes de Alemania, Francia e Italia

Los primeros diseños de los palafitos se encuentran en su forma más característica en Irlanda y Escocia, y que se apoyaban en piedras, ramas o montículos de barro rodeados, que se consideran como los primeros muros de contención, pilotes cortos y postes que se hincan en el fondo del agua.²

² Enciclopedia Encarta 2006, *Palafitos*.





Al igual que las comunidades palafíticas, los habitantes de Zelanda, tuvieron la necesidad de diseñar muros de contención a los alrededores de la provincia que se ubica al suroeste de los países bajos. Ya que la mayor parte del relieve de la provincia se caracteriza por su uniformidad, sobre todo en las zonas que están por debajo del nivel del mar y que han sido ganadas a éste mediante la construcción de diques y muros de contención (Zeeland significa ‘tierra ganada al mar’).

Al igual que en Europa, en América el inicio de los muros de contención fue muy similar al de las comunidades palafíticas, ya que a principios del siglo XVI, el navegante italiano Américo Vesputio asoció los palafitos del lago venezolano de Maracaibo con las viviendas de Venecia.

También en Colombia, se han encontrado vestigios de diferentes muros en la ciudad de Buriticá 200 o Ciudad Perdida, entre los siglos X y XVI de nuestra era, yacimiento arqueológico colombiano situado en el departamento del Atlántico, en la sierra Nevada de Santa Marta. Que está ubicado en el valle medio del río Buriticá, entre los 500 y los 2.000 m de altitud. Y con una intrincada infraestructura lítica por lo escarpado del terreno.³

En este lugar, los taironas se vieron en la necesidad de modificar el terreno para lograr una mayor superficie plana en la que levantar sus viviendas; para ello construyeron terrazas sostenidas por muros de contención, en algunos casos de más de 9 m de altura, que evitaban la erosión.

Y siendo un aspecto general en diferentes culturas ya sea de Europa ó de América, se podría decir que la iniciación de los muros de contención fueron creados ó desarrollados para evitar el ataque de los cuerpos de agua (mar, lagos, lagunas, etc.) a las comunidades cercanas a él, por ende el hallazgo de estos en las Marismas, que se encuentran cerca de la costa, generalmente en torno a la desembocadura de un río. Y que por su alto contenido orgánico, constituyen suelos muy fértiles que, el hombre explota estas tierras protegiéndolas del mar mediante la construcción de diques o muros de contención.

Conforme fue avanzando la tecnología y surgieron nuevos inventos como el concreto, que sirvió para reforzar los nuevos muros para contener mayor

³ Enciclopedia Encarta 2006, *Muros de Contención en América*.





resistencia. Pero fue hasta que se tuvo la creación del acero cuando se tuvo un verdadero auge a la creación de nuevos y diferentes tipos de muros, ya que en la mayoría de los trabajos de construcción, el concreto se refuerza con armaduras metálicas, sobre todo de acero; este concreto armado se conoce como concreto reforzado.

El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas cortantes elevadas. El acero que se introduce en el concreto suele ser una malla de alambre o barras sin desbatar o trenzadas. El concreto y el acero forman un conjunto que transfiere las tensiones entre los dos elementos. La función básica del acero es reducir las fuerzas cortantes en ciertos puntos de la estructura.

No fue sino hasta que se realizaron los primeros análisis del problema de la presión lateral de la tierra, que fueron publicados por Charles Agustín Coulomb en el año de 1776. Estos análisis se distinguieron por su claridad y sencillez debido a las suposiciones deducidas de las observaciones en el campo respecto a la forma de la superficie de falla.⁴

En el año de 1857 Rankine publica su teoría de empuje de tierras, basándose esencialmente en las mismas suposiciones de Coulomb, excepto que no toma la fricción en el muro, lo cual eminentemente simplifica el problema de la presión lateral de tierra.⁵

Los métodos de hoy en día están, basados en las teorías anteriores.

Pero es hasta que los trabajos realizados por el Dr. Karl Terzaghi, después de 1920, dieron avances en este campo y dio una mejor comprensión a las suposiciones hechas y en las limitaciones de las dos teorías clásicas (COULOMB y RANKINE), las cuales ahora pueden ser aplicadas con mejor entendimiento y confianza.⁶

⁴ Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Fracción 6 Muros de Contención" en las N.T.C., pp. 16

⁵ Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Fracción 6 Muros de Contención" en las NTC., pp.17

⁶ Ordóñez C., Alberto, Estructuras de Contención o anclaje, "Muros de Contención", pp. 20-32



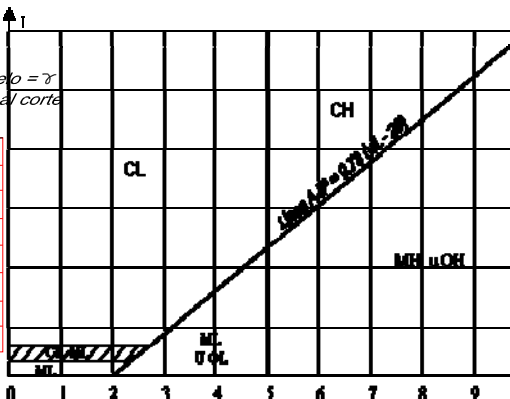
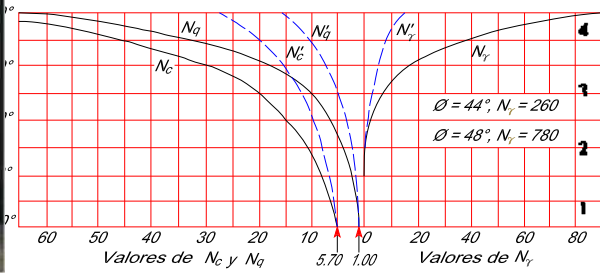


Marco Teórico.



zapata, ancho B
 carga por unidad de área de zapata
 resistencia por corte general $q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_r$
 resistencia por corte local $q'_d = \frac{2}{3} cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_r$
 zapata cuadrada, ancho B
 Carga unitaria $q_{dis} = 1.2 cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_r$

Base rugosa
 Peso unitario del suelo $= \gamma$
 Resistencia unitaria al corte $s = c + \sigma \tan \theta$





1.1 PROPIEDADES DE LOS SUELOS

En mecánica de suelos, más en cualquier otra rama de la ingeniería civil, es necesaria la experiencia para actuar con éxito. Pero como la experiencia personal no llega nunca a ser lo suficientemente extensa, el ingeniero se ve muchas veces obligado a basarse sobre informes acerca de experiencias ajenas. Si estos informes contienen una descripción adecuada de las condiciones del suelo, constituyen una fuente estimable de conocimientos; de otro modo pueden conducir a conclusiones erróneas.

Por esta razón, uno de los principales propósitos perseguidos en los esfuerzos recientes para reducir los riesgos inherentes a todo trabajo de suelo ha consistido en buscar métodos para diferenciar los distintos tipos de suelos de una misma categoría. Las propiedades en que se basa dicha diferenciación se conocen con el nombre de *Propiedades Índice y Mecánica* y los *ensayos de clasificación* necesarios para determinarlas (Pruebas).

Propiedades Índice:

Definición: Es una propiedad cualitativa fácil de medir en suelos y rocas tanto en campo como en laboratorio mediante la cual se puede inferir un comportamiento más complejo de un suelo (G. F. Sowers, 1979). Las propiedades índice servir para una orientación que profundiza el estudio a través de ensayos, su uso debe limitarse a la etapa preliminar y a un estimado del diseño.⁷

Por eso, el comportamiento de los suelos en el terreno depende no solo de las propiedades significativas de los granos de su masa, sino que también de aquellas propiedades que tienen su origen en el acomodamiento de las partículas dentro de ellas.

De ahí que resulte conveniente dividir las propiedades índices en dos clases: *Propiedades de los granos del Suelo* y *Propiedades de los agregados del Suelo*. Las principales propiedades de los granos del suelo son la forma y el tamaño, y en los suelos arcillosos, las características mineralógicas de las partículas mas pequeñas. Las propiedades más significativas de los agregados de

⁷ D. Hurtado, Flores M. Guerrero Escamilla, *Una visión actual de las propiedades índice*, Art. 6, Vol., 1.





suelo son a su vez las siguientes: para suelos sin cohesión, la densidad relativa y, para los suelos cohesivos, la consistencia.

Para el cual el término *agregado* se refiere al suelo mismo, en contraposición con cada uno de sus elementos constituyentes. Cualitativamente, los agregados de suelo pueden diferir en textura, estructura y consistencia. Cuantitativamente, pueden diferir en porosidad, densidad relativa, contenido de humedad y de gas, y también en consistencia.⁸

Los datos cualitativos se obtienen en el terreno por inspección visual y sirven como base para preparar los perfiles de las perforaciones y obtener otras informaciones que permitan describir la sucesión de los estratos del subsuelo. Los datos cuantitativos se obtienen por medio de ensayos de laboratorio ó ensayos in situ. Sin estos datos, toda descripción de un suelo resulta inadecuada.

Para la obtención de los datos se emplean algunos de las siguientes pruebas de laboratorio:

1. Identificación de tipos Suelos.- Es uno de los primeros objetivos de la mecánica de suelo, ya que por medio de: textura, color, apariencia, olor, etc. Se le enseña al Ing. A ver con que tipo de suelos se esta manejando.
2. Determinación del contenido de Humedad.- Establece el procedimiento para determinar la humedad del suelo cuyas partículas son menores que 50 mm, esto se hace a través de una diferencia de pesos de las muestras en los estados húmedos y secos.
3. Determinación del Peso Volumétrico Natural.- Determina el peso específico de una muestra de suelo y diferenciar la relación existente entre el peso de la muestra y el volumen de la misma
4. Densidad de Suelos.- Forma el procedimiento para clasificar a los suelos y gravas, debido principalmente a la diferencia que presentan el peso de las partículas y saber con que tipo de suelo estamos trabajando y de las partículas que contiene. Con la densidad de suelo podemos definir un breve y posible comportamiento del suelo o de la muestra obtenida.

⁸ Terzaghi Karl, Peck B. Ralph, *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica*, “Articulo 6”, pp. 22



5. Análisis Granulométrico.- Consiste en la determinación de los diferentes tamaños de partículas que componen al suelo, a través del cribado con diferentes tipos de mallas, que permite separar la fracción gruesa (malla N° 200) de la fina para obtener la curva granulométrica de distintos estratos.
6. Determinación del Limite Liquido.- Se realiza 3 veces, con diferentes humedades de tal forma que obtengamos valores entre los 6 y 25 golpes mediante la copa de Casagrande el cual usa material cribado de la malla N° 40. *Fig. (1).*



Cribas y copa de Casagrande

Fig. (1).

7. Determinación del Limite Plástico.- Se realiza 3 veces, formando rollitos de 3mm de espesor hechos de una pasta de suelo y que al alcanzar los 3mm se desmorone, diciendo que llegó a su límite plástico.
8. Prueba de plasticidad.- Se determina la propiedad de un material que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ó agrietarse el material.⁹

Propiedades Mecánicas (para obtener propiedades estáticas)

Definición: Las mecánicas son las que describen el comportamiento de los suelos bajo esfuerzos inducidos y cambios del medio ambiente. Para el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos las más importantes son: la permeabilidad, la compresibilidad, la resistencia al esfuerzo cortante, la resistencia a la fluencia lenta, coeficiente de amortiguamiento, la relación tensiones-deformaciones, consolidación, etc.

⁹ Material proporcionado en el seminario de titulación: “Diseño Geotécnico de Cimentaciones”.



Se dice que un material es permeable cuando contiene vacíos continuos. Como tales vacíos existen en todos los suelos, incluyendo las arcillas más compactas y en todos los materiales de construcción no metálicos, comprendidos el granito sano y la pasta de cemento, dichos materiales son permeables. Además la permeabilidad de los suelos tiene un efecto decisivo sobre el costo y las dificultades a encontrar en muchas operaciones constructivas, como lo son, por ejemplo, la velocidad de consolidación de un estrato de arcilla blanda bajo el peso de un terraplén ó las excavaciones a cielo abierto en arena bajo el agua.¹⁰

Cuando el agua circula a través de un material permeable, el escurrimiento se produce a lo largo de caminos que se desvían en forma errática, aunque muy poco, de curvas que se denominan líneas de filtración. Si las líneas de filtración son rectas y paralelas, se dice que la filtración es lineal.¹¹

Para el análisis de la consolidación que presentan los cuerpos al disminuir su volumen cuando se aumenta la presión (p) tiene muchos aspectos, además si dicha presión produce un cambio de las otras propiedades mecánicas del suelo, como su resistencia al corte, producirá una carga denominada presión efectiva. Condiciones tan desfavorables del suelo base que se perciben fácilmente, de modo que los proyectistas reconocen generalmente las posibles dificultades y establecen sus fundaciones para atravesar la capa blanda y descansar sobre estratos firmes.

Dos fenómenos más son de un interés especial en relación con la consolidación de los suelos en general. Estos son: la forma en que progresa con el tiempo la consolidación y el cambio de volumen causado por la remoción temporaria de la carga.

Las relaciones entre tensiones y deformaciones determinan en los suelos el asentamiento de las estructuras soportadas por éstos, como asimismo el cambio de presión ó empuje provocado por pequeños movimientos de los muros de sostenimiento u otros elementos de soporte ó de retención. Cuando el asentamiento de un suelo ó estructura se debe esencialmente a la consolidación de estratos de suelo situados entre capas de materiales relativamente

¹⁰ Terzaghi Karl, Peck B. Ralph, *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica, op. cit.*, pp. 45

¹¹ Terzaghi Kart, Peck B. Ralph, *Mecánica de suelos en ingeniería practica, ley de Darcy, op. cit.*, pp. 46



incomprensibles, aquel puede ser calculado ó estimado, para el cálculo de los asentamientos.

Por ello, las estimaciones de asentamiento pueden hacerse solamente sobre la base de la experiencia lograda en observaciones que se refiere al asentamiento de otros edificios soportados por suelos similares; aun así se requerirá un conocimiento de las influencias que sobre el asentamiento ejercen el tamaño del área cargada, la profundidad de la fundación y otros factores.

Para determinar la resistencia el esfuerzo cortante, así como la cohesión en suelos finos se puede lograr por medio de compresión triaxial, en sus diversas variantes (UU, CU y CD).

9. Prueba Triaxial.- Esta prueba es la más común para determinar las propiedades esfuerzo-deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga. Una muestra cilíndrica de un suelo es sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras. A continuación se incrementa el esfuerzo axial hasta que la muestra se rompe. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento, son los esfuerzos principal mayor y principal menor respectivamente. Al incremento de esfuerzo axial, se denomina esfuerzo desviador.



Fig. (2).



Fig. (3).

Las pruebas triaxiales son las siguientes:

Prueba U.U.- (no consolidada no drenada). Esta prueba sirve para obtener los asentamientos instantáneos, determinar la cohesión, el ángulo de fricción interna y la capacidad de carga en los suelos, para esto se requiere 3 especímenes a diferente presión confinante, las cuales serán colocadas en un recipiente hermético para no perder humedad, y ser colocadas en la cámara triaxial, y ser cubiertas con una membrana de látex. Para evitar que entre agua al dar confinamiento al suelo.

Se coloca la cámara en la prensa, utilizando la manivela se sube la cámara hasta que el micrómetro que indica la carga se mueva una unidad y enseguida se introduce el agua que dará la presión confinante, con la cual se va a ensayar. Se coloca la manivela en la tercera muesca; esto es para que la prensa funcione por medio del motor a una velocidad constante (1.14 mm por minuto), se ajustan los 2 extensómetros (el que registra unidades de carga y el de unidades de deformación) en cero.

Se aplica la carga, tomándose lecturas de unidades de carga y unidades de deformación a cada 30 seg. o cada minuto, hasta que se registren 2 unidades de carga iguales. También se dejan de tomar lecturas o se suspende el ensaye, si la muestra de suelo presenta una deformación del 20% con respecto a la altura inicial. Para obtener la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna (ϕ), se usan los círculos de Mohr.



Fig. (4).



Fig. (5).

Prueba C.U.- (consolidada no drenada), la muestra es llevada a la falla por rápido incremento de la carga axial, de manera que no exista cambio de volumen. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión Triaxial cerrando la válvula

de salida de las piedras porosas de la bureta (válvula que conecta el interior de la muestra de suelo con el exterior de la cámara de compresión).

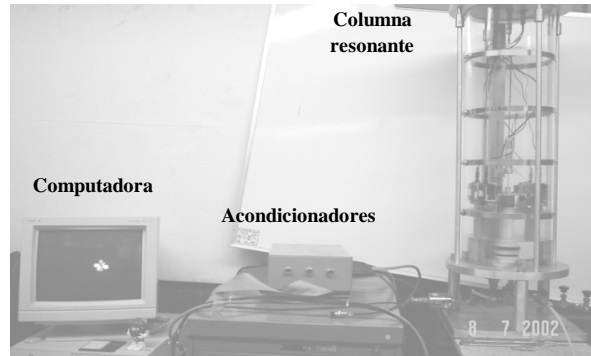


Fig. (6).

Se podría pensar que todo esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión intersticial, ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la parte sólida del suelo, pero en una prueba de compresión Triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde el principio.

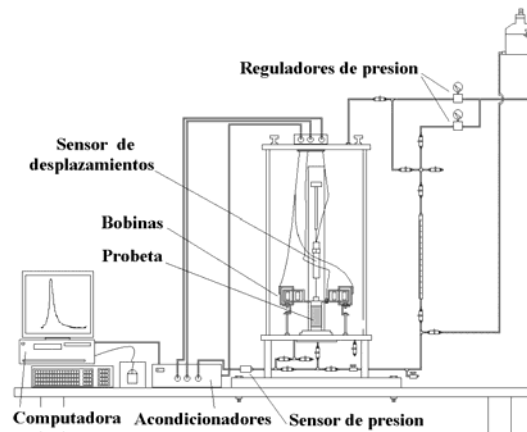


Fig. (7).

Prueba C.D.- (consolidada drenada), Pueden medir las variaciones de volumen dentro de la muestra, es decir, las variaciones de volumen que experimenta el índice de vacíos, esto se debe a que el agua contenida en ellos comienza a salir lentamente, lo que permite un reacomodo de las partículas sólidas del suelo. La diferencia esencial con respecto a la prueba anterior corresponde al hecho de abrir la válvula de la bureta, esto con el propósito de desalojar el agua contenida en los poros de la muestra de suelo que se esta ensayando, además se cuenta el hecho de que las velocidades de aplicación de la carga son mucho mas lentas que en el ensayo C.U.

10. Prueba de Consolidación.- En esta prueba se comprime una pastilla inalterada del suelo por medio de cargas controladas, y se miden las deformaciones que tiene una muestra sumergida que soporta carga axial que sufre a medida que pasa el tiempo. De esta prueba se obtienen datos que intervienen en el cálculo de los asentamientos probables de una cimentación y el tiempo en que éstos se completarán.

Clases de consolidación. Puede ser PRIMARIA o SECUNDARIA. Primaria, cuando cargado el suelo, la reducción de volumen se debe a la expulsión del agua, fenómeno en el que se transfiere la carga soportada por el agua al esqueleto mineral, esta es la consolidación propiamente dicha, típica del caso de los suelos de ciudad de México y de la Torre de Pisa, y con la que nace la Mecánica de Suelos (Terzaghi, 1925). Secundaria, cuando la consolidación se da por reajuste del esqueleto mineral y luego de que la carga está casi toda soportada por este y no por el agua.

11. Prueba de Corte directo.- consiste en hacer deslizar una porción de suelo, respecto a otra a lo largo de un plano de falla predeterminado mediante la acción de una fuerza de corte horizontal incrementada, mientras se aplica una carga normal al plano del movimiento.



Fig. (8).

Corte Directo no consolidados – no drenados.- El corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal (vertical). Si el suelo es cohesivo, y saturado, se desarrollará exceso de presión de poros. Este ensayo es análogo al ensayo Triaxial no consolidado – drenado.

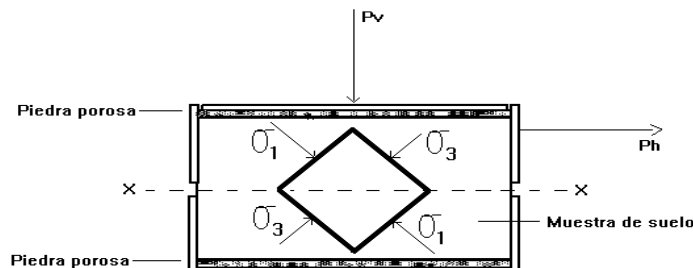
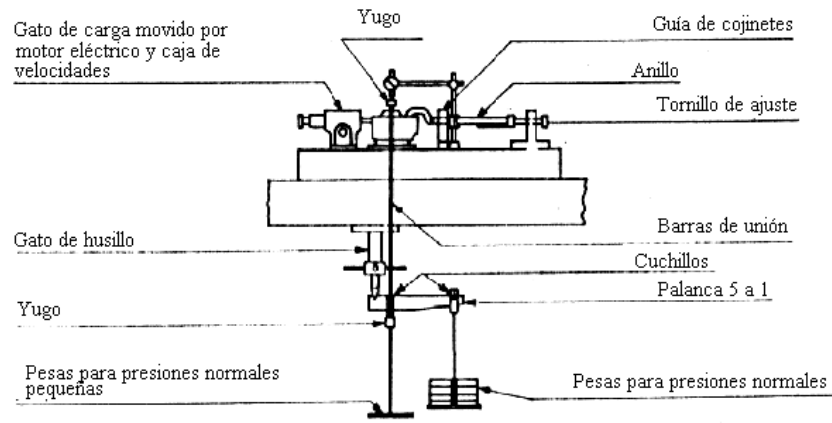
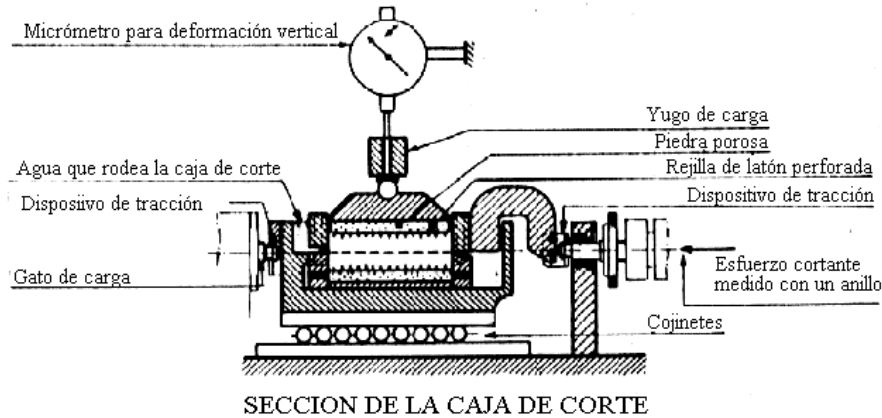


Fig. (9).

Corte Directo consolidado – no drenado.- Se aplica la fuerza normal, se observa el movimiento vertical del deformímetro hasta que pare el asentamiento antes de aplicar la fuerza cortante. Este ensayo puede situarse entre los ensayos triaxiales consolidado – no drenado y consolidado – drenado.¹²



Corte Directo consolidado - drenado.- La fuerza normal se aplica, y se demora la aplicación del corte hasta que se haya desarrollado todo el asentamiento; se aplica a continuación la fuerza cortante tan lento como sea posible para evitar el desarrollo de presiones de poros en la muestra. Este ensayo es análogo al ensayo Triaxial consolidado – drenado.

Para suelos no cohesivos, estos tres ensayos dan el mismo resultado, esté la muestra saturada o no.

¹² Polanco Rodríguez Abraham, Manual de practicas de laboratorio de mecánica de suelos II



1.2 CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

Desde el instante mismo en que las propiedades físicas de los suelos se tornaron en un motivo de interés, y dada la complejidad y prácticamente la infinidad de suelos se requirió de un sistema de clasificación completo, naciendo así varios sistemas basados en las características granulométricas, ganaron popularidad rápidamente.

Un sistema de clasificación que pretenda cubrir hoy las necesidades correspondientes, debe basarse en las propiedades mecánicas de los suelos, por ser lo fundamental para aplicaciones ingenieriles. A la vez esta base debe ser cualitativa, puesto que un sistema que incluye relaciones cuantitativas y cualitativas respecto a las propiedades mecánicas resultaría, excesivamente complicado y de engorrosa aplicación práctica; además, un sistema útil de clasificación debe de servir para normar el criterio del técnico respecto al suelo de que se trate. Una de las principales funciones de un sistema seria proporcionar la máxima información normativa, a partir de la cual el técnico sepa en que dirección profundizar su investigación.¹³

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS).

Este sistema esta basado en el usado en Aeropuertos, creado por el doctor A. Casagrande en la universidad de Harvard, hasta el grado que puede decirse que es el mismo con ligeras modificaciones. El sistema fue propuesto en 1942 y se utilizó por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de América, que lo aplicó para la construcción de aeropistas

Este sistema reconoce las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constituidos por partículas menores de la malla N° 200. Si puede usarse como base de clasificación en los materiales granulares. El sistema divide a los suelos en 2 grandes fracciones: la gruesa, formada por partículas mayores que la malla N° 200 y menores que la malla de 3” y la fina que pasan la malla N° 200.¹⁴

¹³ Juárez Badillo, Rico Rodríguez, “Clasificación e Identificación de suelos”, en *Mecánica de Suelos. Tomo 1 Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, pp. 149

¹⁴ Juárez Badillo, Rico Rodríguez, “Clasificación e Identificación de suelos”, pp. 150





Posteriormente este sistema dio origen al SUCS (sistema unificado de clasificación de suelos) también realizado por el doctor A. Casagrande y siendo utilizado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejercito de Estados Unidos, por el U.S Burean of Reclamation y subsecuentemente por muchas otras organizaciones de aquel país y del resto del mundo, hasta en la actualidad. Este sistema divide a los suelos en tres grupos principales: Suelos Gruesos, Suelos Finos y altamente orgánico (suelos-turbas).

El sistema distingue ambos por el cribado a través de la malla 200 (0,074mm). En el terreno, la separación se realiza observando si las partículas individuales pueden o no ser distinguidas a simple vista. Si se juzga que más del 50% en peso del suelo consisten en granos que pueden distinguirse separadamente, aquél se considera de grano grueso. Los suelos de granos gruesos se dividen en gravas (G) y arenas (S) según tengan más ó menos del 50% de granos visibles retenidos en la malla N° 4 (mayores de 1mm). A su vez, cada uno de estos tipos de suelos se divide en 4 grupos:

W: *bien graduados* (coeficiente de uniformidad $U > 4$); limpios ($< 5\%$ que pasa la malla 200: partículas menores de 0,074mm).

P: *pobrementemente graduados* (con granulometría discontinua, o $U < 4$ para gravas ó 6 para arena); limpios ($< 5\%$ de partículas menores de 0,074mm).

M: *bien graduados*; sucios ($> 12\%$ de partículas menores de 0,074mm); finos arcillosos ó plásticos ($I_w > 7$, ubicado por encima de la línea A en la grafica de plasticidad).

C: *pobrementemente graduados*; sucios ($> 12\%$ de partículas menores de 0,074mm); finos limosos ó no plásticos ($I_w < 4$ ubicado por debajo de la línea A de la carta de plasticidad).¹⁵

Según su composición, estos tipos de suelos se representan con símbolos como GW y SP. Para los materiales límites se utilizan símbolos dobles como GW – GP

Si un suelo está compuesto de una combinación de dos clases distintas de material, como en el caso anterior, se utiliza el nombre del material predominante como sustantivo y el del que entra en menor proporción como adjetivo calificativo. Por ejemplo, arena limosa indica un suelo en el que predomina la arena, que contiene una pequeña cantidad de limo. Una arcilla arenosa es un suelo con las propiedades de las arcillas, que contiene una cantidad apreciable de arena.

¹⁵ Terzaghi Karl, Peck B. Ralph, *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica*, pp. 39.





Los suelos de granos finos se dividen en tres grupos: limos inorgánicos (*M*), arcillas inorgánicas (*C*) y limos y arcillas orgánicos (*O*). Cada uno de ellos se subdivide a su vez en los que tienen límites líquidos menor de 50% (*L*) ó mayores de 50% (*H*)

La distinción entre las arcillas inorgánicas *C*, los limos inorgánicos *M* y los suelos orgánicos *O* se realizan con la carta de plasticidad. Los suelos *CH* y *CL* se representan por puntos situados encima de la línea *A*, mientras que los suelos *OH*, *OL* y *MH* les corresponden puntos por debajo de ésta. En cuanto a los suelos *ML*, exceptuando algunas pocas arenas finas arcillosas, también vienen representados por puntos debajo de la línea *A*. *Fig. (11)*.

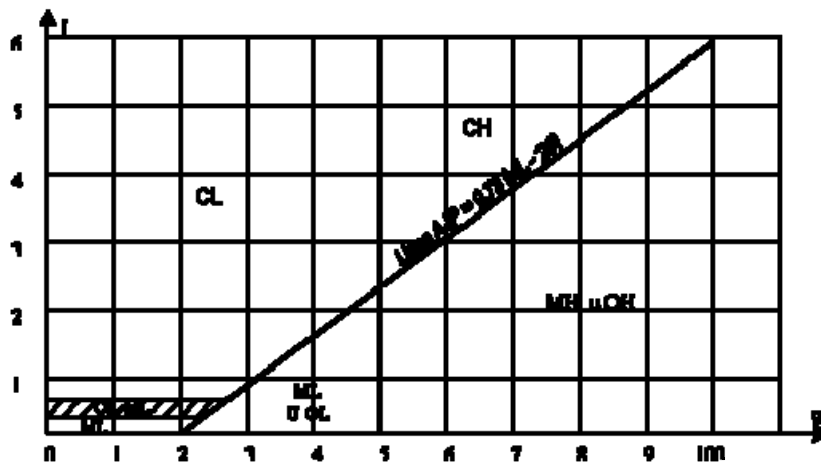


Fig. 11

Los suelos orgánicos *O* se distinguen de los inorgánicos *M* y *C* por su olor característico y su color oscuro o, en su caso dudoso, por la influencia que el secado a estufa ejerce sobre el límite líquido. En el terreno, los suelos de granos finos se pueden diferenciar por su resistencia seca, por su reacción ante un ensayo de sacudimiento ó por su rigidez cuando la humedad está cerca del límite plástico. Las características pertinentes de indican en la tabla 1. Los materiales limítrofes se representan con un símbolo doble, como *CL-ML*.¹⁶

Grupo	Resistencia seca	Reacción al ensayo de sacudimiento	Rigidez en el límite plástico
ML	Ninguna ó muy baja	Rápida a lenta	Nula
CL	Mediana a alta	Nula ó muy lenta	Mediana
OL	Muy baja a mediana	Lenta	Pequeña
MH	Muy baja a mediana	Lenta a nula	Pequeña a mediana
CH	Alta a muy alta	Nula	Alta
OH	Mediana a alta	Nula a muy lenta	Pequeña a mediana

Tabla (1)

¹⁶ Terzaghi Karl, Peck B. Ralph, *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica*, pp. 40.





El sistema unificado permite una clasificación digna de confianza sobre la base de algunos ensayos de laboratorio poco costosos. Con experiencia, también provee una base práctica para la clasificación visual en el terreno. Como todos los procedimientos basados en la granulometría ó en las propiedades de los suelos amasados, no alcanza a tomar en consideración las características de los materiales intactos como se presentan en la naturaleza. Por ello en la descripción de las propiedades ingenieriles de las masas ó depósitos de suelos solo puede servir como punto de partida.¹⁷

Antes de contar con el SUCS se contaban con otros sistemas para poder clasificar un suelo; tales como: *la clasificación basada en la granulometría*, que a pesar de sus limitaciones tuvo y tiene amplio uso, especialmente para descripciones generales ó preliminares. En este tipo de clasificación se asignan nombres de suelo tales como “limo” ó “arcilla” a diferentes fracciones granulométricas. Las convenciones más ampliamente aceptadas se muestran en la forma grafica en la Fig. (12). Desde un punto de vista ingenieril, la clasificación es preferible a otras (Glossop y Skempton). También se emplearon métodos a *base de gráficos ó diagramas* para la identificación de los suelos por medio de los nombres de sus elementos principales como el adoptado por Bureau of Public Roads, Fig. (13), (Rose, 1924), en la cual cada uno de los tres ejes coordenados sirve para representar una de las tres fracciones granulométricas: Arena, Limo y Arcilla.¹⁸

Tamaño de la partícula D	Milímetros (mm)			Micrones, $1\mu = 10^{-3}mm$			Milicrones, $1\mu\mu = 10^{-4}mm$				
	100	10	1	1000	100	10	1	1000	100	10	1
Bureau of Soils 1890-95	Grava			Arena	Limo	Arcilla'					
	1			0.05	0.005mm						
Atterberg 1905	Grava	Arena gruesa	Arenafina (Mo)	Limo	Arcilla						
	2.0	0.2	0.002	0.002mm							
M. I. T. 1931 (recomendado)	Grava	Arena	Limo	Arcilla							
	2.0	0.06	0.002mm								
Descripción	Macroscopico			Microscopico			Submicrosc.				
	Muy grueso	Grueso	Fino	Muy fino	Coloidal						
Log D (mm)	1	0	-1	-2	-3	-4	-5	-6	Dispersión molecular Molécula de agua. diam. = 0.4 $\mu\mu$		

Fig. (12).

¹⁷ Tabla del SUCS ver nexos, pp 108.

¹⁸ Terzaghi Karl, Peck B. Ralph, *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica*, pp. 37-38



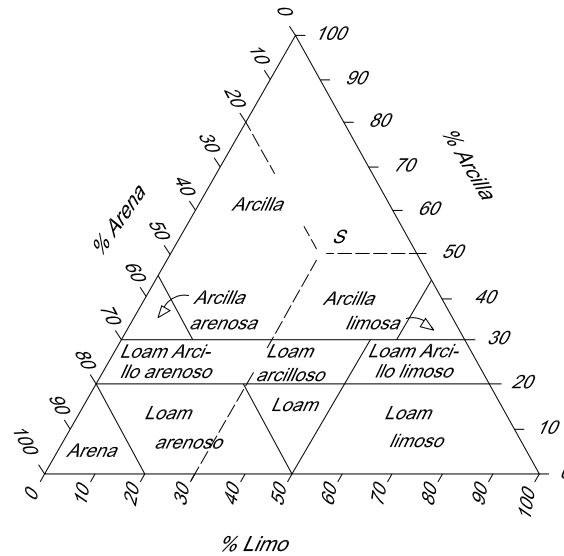


Fig. (13).

Actualmente además de contar con el SUCS, como máxima referencia, hoy en día también se emplean otros dos métodos de clasificación como lo son: el Sistema AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) y el *Unified Soil Classification System* (también ASTM). El sistema de clasificación AASHTO se usa principalmente para clasificación de las capas de carreteras. No se usa en la construcción de cimentaciones.

El Sistema de Clasificación de Suelos AASHTO fue propuesto originalmente por el Highway Research Board's Committee sobre clasificación de materiales para subrasantes y caminos de tipo granular (1945). De acuerdo con la actual forma de este sistema, los suelos pueden clasificarse según ocho grupos principales, A-1 al A-8, en base a su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad. Los suelos comprendidos en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso y aquellos en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son de grano fino. La turba, el lodo y otros suelos altamente orgánicos quedan clasificados en el grupo A-8. Éstos son identificados por inspección visual (tabla 2)





Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra total pasan por la malla no. 200)						
	A-1		A-3	A-2			
Clasificación del grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-12-6	A-2-7
Análisis por cribas (%)							
Malla no. 10	50 máx						
Malla no. 40	30 máx	50 máx	51 mín				
Malla no. 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Para la fracción que pasa la malla no. 40							
Límite líquido (<i>LL</i>)				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (<i>PI</i>)	6 máx		No plástico	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Calificación de la capa	Excelente a buena						
Clasificación general	Materiales de lodo y arcilla (Más del 35% de la muestra total pasa por la malla no. 200)						
Clasificación del grupo	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 ^a A-7-6 ^b			
Análisis por cribas (%)							
Malla no. 10							
Malla no. 40							
Malla no. 200	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín	
Para la fracción que pasa la malla no. 40							
Límite líquido (<i>LL</i>)	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	41 mín	41 mín	
Índice de plasticidad (<i>PI</i>)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	11 mín	11 mín	
Tipo usual de material	Principalmente suelos limosos			Principalmente suelos arcillosos			
Calificación de la capa	Regular a pobre						
^a Si $PI \leq LL - 30$, es un A-7-5.							
^b Si $PI > LL - 30$, es un A-7-6.							

Tabla 2¹⁹

¹⁹ Braja M. Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, Capítulo Uno, Propiedades geotécnicas del suelo y del suelo reforzado, pp. 18





1.3 GEOTEXTILES (GEOMALLAS Y GEOREDES)

El geotextil es una lámina de fieltro punzonado, no tejido, fabricado a partir de fibras especiales de poliéster o de polipropileno. La unión de sus fibras se realiza gracias a un sistema mecánico que compacta y entrelaza las fibras por un proceso de agujado y posterior termofijado mediante calor.

Los geotextiles cuentan con diversos campos de aplicación en los cuales se emplea como lámina separadora para la conducción de drenajes y la protección de láminas impermeabilizantes. Aplicándose en embalses, cubiertas ajardinadas, carreteras, ferrocarriles, vertederos, túneles, *muros de contención*, campos deportivos, consolidación de terraplenes, edificación, etc.

Los cuales logra con las siguientes funciones:

Separar. Evita la mezcla de materiales con diferentes propiedades físicas o químicas, evitando contactos por incompatibilidades.

Filtrar. Evita la migración de finos y retiene las pequeñas partículas que pueda transportar el agua evitando la obstrucción del sistema de drenaje y la contaminación de materiales seleccionados por partículas de terreno.

Drenar. Gracias a su estructura tridimensional, permite la conducción de líquidos y gases liberando al terreno o a sistemas de impermeabilización de la presión que puedan ejercer estos, por ejemplo bajo las láminas de impermeabilización en balsas y vertederos.

Reforzar. Mejora la calidad del suelo al aumentar la capacidad portante y la estabilidad del mismo, distribuyendo las cargas y mejorando la compactación del suelo. Los materiales permanecen así inalterables y se precisa menor grosor de árido. Por ejemplo, bajo carreteras o bajo el balasto en ferrocarriles.

Proteger. Gracias a su resistencia mecánica, en especial al antipunzonamiento y a su estructura tridimensional, protege a las láminas de impermeabilización de las presiones y tensiones causadas contra aristas y objetos punzantes del terreno,





evitando las perforaciones y un desgaste prematuro de las láminas impermeabilizantes.

GEOMALLAS.

Las geomallas son geosintéticos constituidos por un conjunto de costillas paralelas conectadas y con aberturas, para permitir la trabazón del suelo o piedra, cuya función principal es la de refuerzo. Definir el tipo de aplicación y los mecanismos de refuerzo para determinar las propiedades mecánicas y de interacción con el suelo que son relevantes para el caso particular, constituye el inicio del procedimiento para un diseño confiable y seguro.

Una clasificación primaria de las geomallas implica subdividir las en biaxiales y uniaxiales. Las geomallas uniaxiales se usan en las aplicaciones en que los esfuerzos están definidos en una sola dirección. Las geomallas biaxiales se emplean en aplicaciones donde los esfuerzos tienen básicamente una distribución al azar.

Para la construcción de muros de suelo reforzado, siendo una alternativa a las soluciones rígidas y convencionales como muros de concreto, en obras como accesos a puentes, intercambios viales, vías expresas, estacionamientos; en aplicaciones residenciales, industriales y de transporte en general.

El uso adecuado de las geomallas para reforzar el suelo, es una alternativa técnica e industrial, a los muros de contención convencionales. Ya que los muros de contención de concreto armado se unen a las geomallas, las cuales, gracias a su resistencia a la tensión y a su trabazón con el suelo, refuerzan el suelo de una manera uniforme, Adicionalmente, la notable flexibilidad de la estructura del suelo reforzado, permite utilizarla sobre suelos de baja capacidad de carga, ajustándose a los asentamientos y absorbiendo pequeñas deformaciones.

De esta forma, se obtienen ventajas técnicas considerables, debido a que ya no tiene que tomar los empujes del suelo natural al aumentarse considerablemente la resistencia friccionante del suelo, gracias a la inclusión de las geomallas. Cuando se diseña apropiadamente, La estructura trabaja con un alto factor de seguridad y tiene una gran capacidad para soportar altos niveles de cargas dinámicas y estáticas.



GEOREDES

Las georedes están compuestas por una estructura de tres dimensiones de capas y filamentos paralelos entretnejidos que crean canales de gran capacidad de flujo. Son producidos por extrusión de Polietileno de Alta Densidad (HDPE) y son resistentes a agentes químicos y biológicos que normalmente presentan el suelo y los desechos. *Fig. (14)*

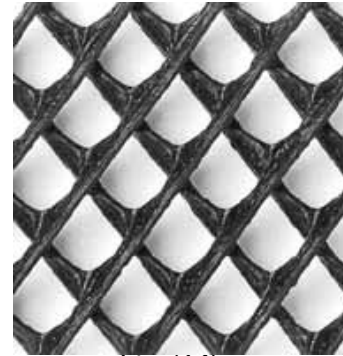


Fig. (14).

También son estabilizadas para resistir contra la degradación de rayos UV. Las georedes son estructuras de forma romboidal y disponibles en muchos casos con espesores entre 3 y 13 mm y con masa por unidad de área entre 450 y 2500 g/m².

Ya que son fabricadas con hilos de poliéster flexible recubiertos de cloruro de polivinilo/poliamida configurando una red tridimensional. Proporcionan una solución efectiva a los problemas derivados de suelos extremadamente pobres y taludes inestables.

Las redes de polietileno son fabricadas especialmente para la ingeniería civil, para la recuperación y estabilización de terrenos. Colaboran con en el control de la erosión superficial del terreno. Algunas GEOREDES están estabilizadas con tratamiento anti-U.V. al igual que unas geomallas y son resistentes a sales, álcalis y ácidos que se encuentran en los suelos, aglomerados asfálticos, hormigones, etc. Se caracterizan por: Buena adaptabilidad al terreno

Las georedes tienen actualmente distintas aplicaciones tales como:

- Muros de contención
- Estabilización de bases
- Refuerzo de taludes
- Sistemas de refuerzo

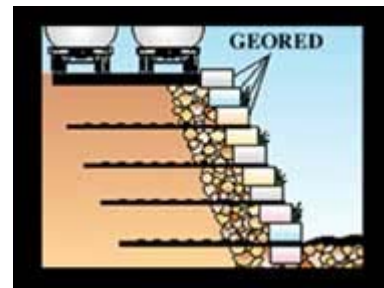


Fig. (15).

Que al emplearse en cualquiera de los casos anteriores podemos obtener siguientes ventajas:

FLEXIBLE:

Los hilos de poliéster flexible pueden cortarse a medida fácilmente con unas tijeras o un cuchillo.

No se requiere ningún trabajo adicional de estabilización, ya que no se enrolla una vez instalado.

Los costes de transporte se reducen enormemente, ya que la flexibilidad minimiza el espacio ocupado por un rollo.

LIGERA:

Asegura un incremento en la productividad de la mano de obra ya que su ligereza requiere menos esfuerzo para su transporte

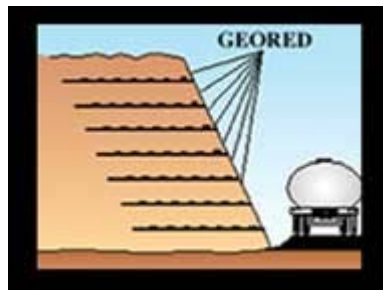


Fig. (16).

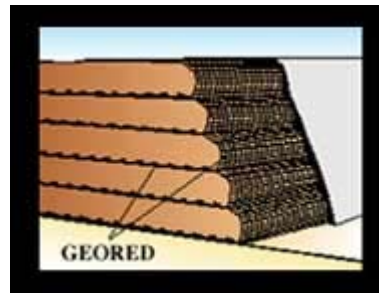


Fig. (17).



1.4 CONDICIONES DE DRENAJE (SUBTERRÁNEO Y SUPERFICIAL)

Todo ingeniero que tiene que ver con problemas de estabilidad de masas de tierra, tienen la sensación fuertemente arraigada de que el agua juega un papel muy importante en los derrumbes, deslizamientos ó flujos a que tienen que enfrentarse con tanta frecuencia; puesto que la correlación entre época de lluvias e intensidad de las mismas con las fallas es infalible, que se repite año con año y, además, las señales del efecto del agua que es posible ver después de la falla, cuando no se controla con las necesarias precauciones puede ser uno de sus principales enemigos, y la necesidad de un sistema de drenaje.

El efecto de los cambios estructurales progresivos, y de la degradación de la resistencia en el material constitutivo de una ladera ó un talud es probablemente muy importante muchas veces, pero siempre resulta muy difícil anticipar la parte, que los cambios en el contenido de agua ó el flujo puedan tener en tales efectos, constituye uno de los factores más difíciles de establecer cuando se analiza la influencia del agua y del como evitarla.

En relación al agua que se infiltra en el subsuelo y afecta las obras puede expresarse por uno de los dos siguientes criterios:

1. Mantener el agua alejada de las zonas en que puede hacer daño.
2. Controlar el agua que entre a las zonas peligrosas por métodos de conducción y eliminación.²⁰

Para eso es mejor criterio aceptar la presencia del agua y sus caprichos, dotando a la estructura de tierra de obras interiores y exteriores de encauzamiento y eliminación que proporcionen al agua caminos más fáciles por donde ir, pero por los que fluya libremente, en forma gravitacional, a las presiones más bajas que sea posible. Ya que con este criterio deberán contemplarse todos los métodos que más adelante se exponen.

Tipos de Drenaje

Como se ha mencionado se requiere de varios métodos para evitar y poder satisfacer las necesidades de la acumulación del agua. Por lo tanto se requerirá

²⁰ Rico Alfonso, Del Castillo Hermilo, La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas, Tomo 1, pp. 404



de un sistema propiamente diseñado de drenaje natural ó artificial para dar las condiciones necesarias. Existen esencialmente dos tipos de drenaje en obras:

- Drenaje Subterráneo.
- Drenaje Superficial.

DRENAJE SUPERFICIAL.

El drenaje superficial es más importante que el subterráneo, más en sitios en donde lo requiera, deben ser drenados desde un principio. Para su análisis se divide en dos,²¹

- Drenaje Longitudinal (Obras de Captación ó Defensa).-

Es el que se desarrolla paralelamente al eje propuesto. Las obras que comprenden el drenaje longitudinal son las siguientes:

Cunetas.- Es el canal que se ubica en los cortes en uno ó ambos lados contiguo a la línea de hombros para drenar el agua que escurra por el talud *Fig. (18)*.

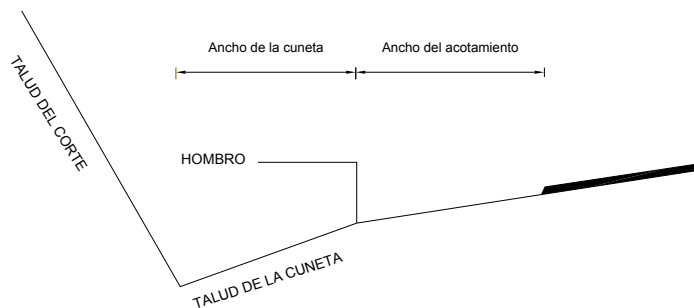


Fig. (18).

Contracuentas.- Es el canal que se ubica arriba de la línea de ceros de los cortes, para interceptar los escurrimientos superficiales del terreno natural, debiendo construirse con pendiente de 0.5%, con el fin de evitar que llegue el agua que corre por los taludes de los cortes. Generalmente son de sección trapezoidal, con un ancho de plantilla de 50cm., y taludes con pendiente $\frac{1}{2}:1$; su profundidad normalmente es de 30cm. en material compacto. La longitud de estas estructuras será la necesaria para llevar las aguas hasta desembocar en un cauce u hondonadas adyacentes.

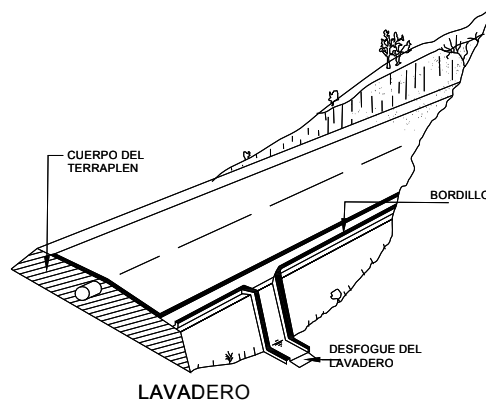
²¹ Míreles Gómez, Mario de Jesús, Tesis de licenciatura, *op. cit.*, pp 288

- Drenaje Transversal

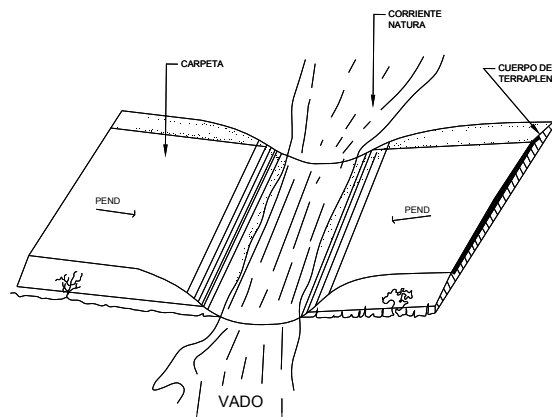
Consiste en obras que permitan el paso de cauces naturales, y/o desalojen el excedente de precipitaciones, cuyo eje de desarrollo es perpendicular al eje propuesto.

Las obras que pretenden el drenaje transversal son:

Lavaderos ó Vertedores.- Son obras complementarias de drenaje, que se construyen para desalojar el agua en demasía de la superficie del terreno (carretera u obra) y evitar la erosión. En los cortes deberán ubicarse en lugares en donde se interrumpió un escurrimiento natural. Descargándola a una caja amortiguadora al pie del lavadero. Regularmente se construyen de mampostería, concreto hidráulico ó metálico. *Fig. (19).*



Vados.- Son estructuras diseñadas que el agua pueda circular sin dañar ó perjudicar la obra, y permitiendo la circulación (vehículos, etc.) en todo momento. Se construyen de mampostería, concreto hidráulico ó concreto asfáltico. *Fig. (20)*





Anclas Estabilizadoras.- Se utilizan para estabilizar paredes y bóvedas de túneles, ejecutados en roca u otro material que presente desprendimientos. El perno de anclaje consistirá en una varilla de acero con ranura y cuña metálica en la punta y con rosca, placa de apoyo y tuerca de sostén en el otro extremo. Fig. (21):

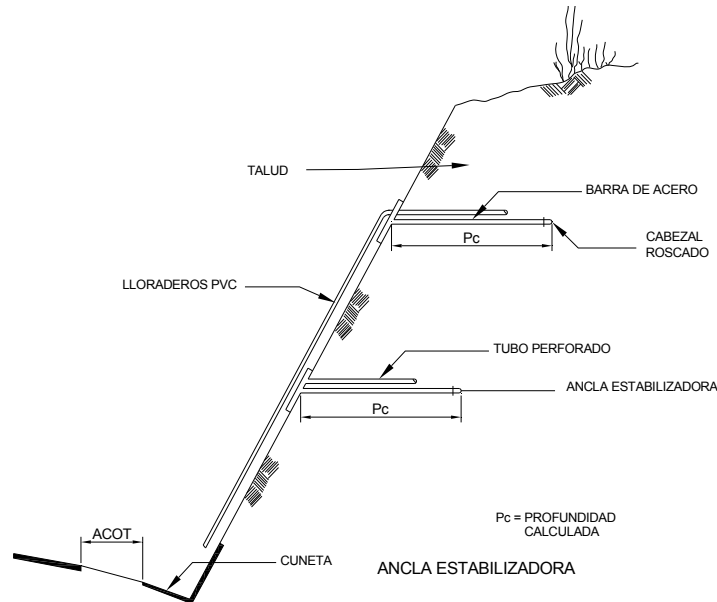


Fig. (21).

Para el caso de regular el agua capilar, y mediante un previo estudio en el campo se utilizaran drenes que sirven como drenaje superficial. Generalmente este tipo de subdrenes se construyen de acuerdo a la Fig. (22).

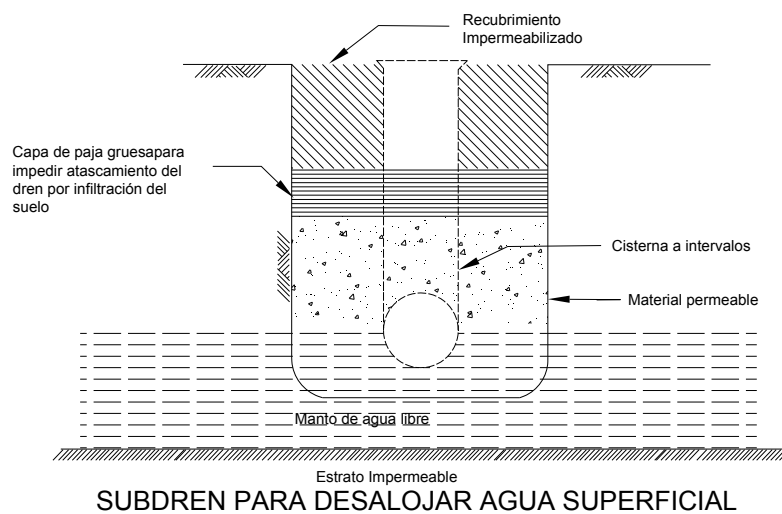
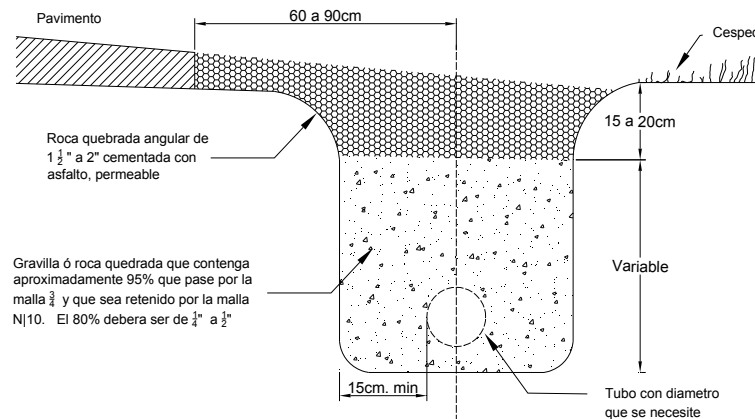


Fig. (22).



Drenaje Interceptor de Esgurrimientos

Tiene como propósito fundamental evitar que el agua lateral llegue al camino. Para estos casos en que el agua acomete tanto superficial como subterránea, se recomienda colocar interceptores como se muestra en la *Fig. (23)*. Debe tenerse especial cuidado de que si la obra no presenta acatamientos revestidos y las áreas adyacentes al camino puedan desprender partículas que obstaculicen el dren, la cepa debe de cerrarse con material impermeable.



SUBDREN PARA AGUA SUPERFICIAL COMO CAPILAR

Fig. (23).

Alcantarillas.- Una alcantarilla es un conducto cerrado para dar paso al agua de la superficie por debajo de una carretera, ferrocarril u otro terraplén y continúa su curso en forma normal. La pendiente de una alcantarilla y sus condiciones de entrada y salida se determinan por la topografía del lugar. *Fig. (24)*

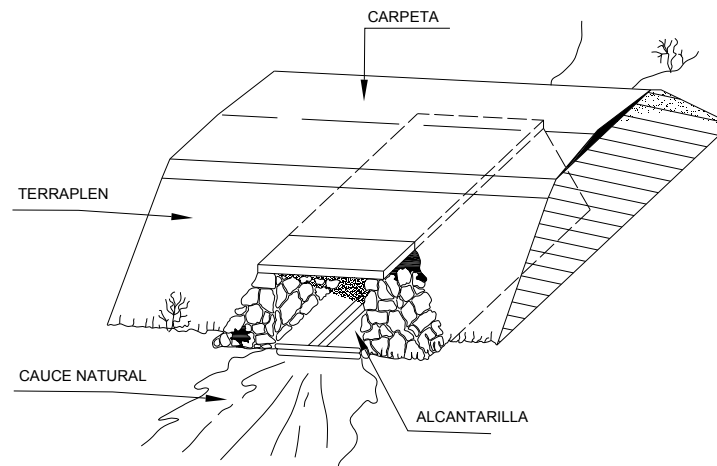


Fig. (24).



La alcantarilla consta de las siguientes partes:

- El Cañón. Forma el canal de la alcantarilla y es la parte fundamental de la estructura.
- Los Muros de Cabeza. Se utilizan para impedir la erosión alrededor del cañón, para guiar la corriente y evitar que el terraplén invada el canal. Dichos muros se pueden suprimir alargando el cañón.

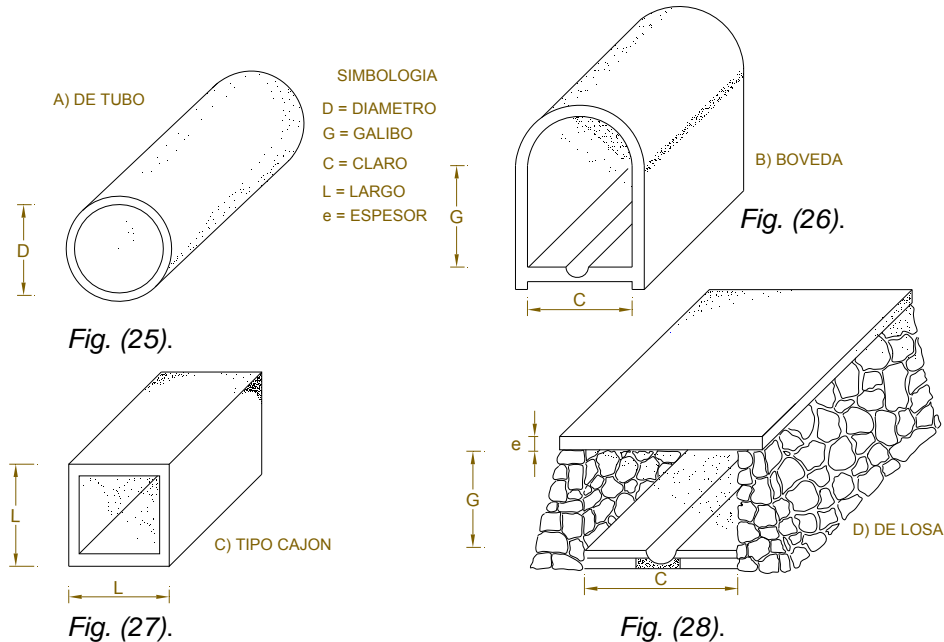
Según la forma del cañón las alcantarillas se dividen en:

- a) De Tubo.- Estas alcantarillas son de tubos prefabricados, de metal corrugado, concreto simple ó reforzado ó de fierro fundido, plástico extruido, etc.; se pueden construir inmediatamente después del terraplén. Estas estructuras se recomiendan para cualquier caso excepto cuando la pendiente transversal sea muy fuerte. *Fig. (25).*
- b) De Bóveda.- Son las indicadas cuando el terraplén es alto y la cimentación firme; están formadas por un cañón de sección rectangular y un semicírculo en la parte superior, generalmente de mampostería. Las dimensiones se expresan, primero el diámetro ó claro horizontal y luego la altura del parámetro vertical de la parte rectangular.

El claro horizontal en los proyectos se expresan en función del radio del círculo y varía de 0.5 a 2.0 m. y de 0.25 en 0.25m; el gálibo o parte vertical de la obra varía de 0.5 en 0.5m. y de 1.00 a 5.00 m. *Ver Fig. (26)*

- c) De Cajón.- Existen dos tipos de alcantarillas de cajón, las de tipo de fondo y lados de concreto simple con cubierta de concreto reforzado y el tipo de cajón reforzado en sus cuatro lados *Fig. (27)*
- d) De Losa.- Están constituidas por una losa comúnmente plana de concreto armado y apoyadas en estribos de mampostería, concreto o mixtos. Las dimensiones del claro varían de 0.50m a partir de 1.00 hasta 6.00; el gálibo varia de 0.75 a 6.00m (en este tipo de obra deberán darse las dimensiones del claro y del gálibo en ese orden). *Fig. (28)*





Comúnmente existen tres tipos de estas estructuras:

Losas de Colchón.- Se construyen cuando no es posible alojar otro tipo de estructuras, en lugares donde hay arroyo. Y cañadas poco profundas, puede llevar un colchón de tierra de 4.00 m según especificaciones de la S.C.T.

Losas en Subrasante.- Estas obras se proyectan con un colchón mínimo de 0.20m que será de material de revestimiento.

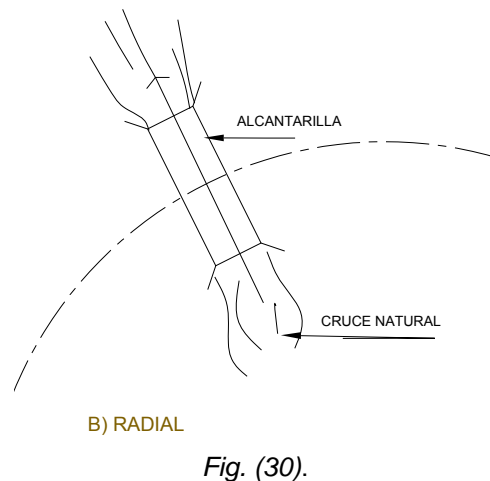
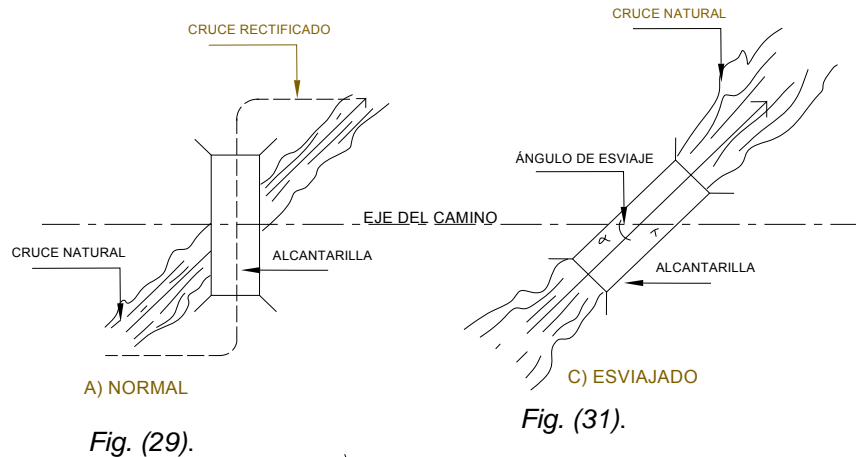
Losa en Rasante.- se utilizan en casos especiales, cuando la rasante del camino tenga una altura obligada en cruce con la obra, es decir, la parte superior de la superestructura será de la rasante del camino.

Clasificación de las alcantarillas según el cruce.

Cruces Normales.- se dice que un cruce es normal cuando el ángulo formado en el eje de la corriente y el del camino es de 90° Fig. (29)

Cruces Radiales.- Cuando la alcantarilla esta localizada en una curva circular, es decir, cuando tiene la dirección de un radio. Fig. (30)

Cruces Esviajados.- Es cuando el eje de la corriente y el del camino no forma el ángulo de 90° Fig. (31).



DRENAJE SUBTERRANEO

Es sabido, que una parte del agua atmosférica que se precipita a la tierra, se infiltra a través de las capas superficiales del terreno, formando así de la provisión de agua subterránea, ya sea estancada ó corriente.

El drenaje subterráneo es similar desde muchos aspectos al superficial; ya que las capas impermeables de algunos estratos, forman canales bien definidos ó vasos de almacenamientos de agua subterránea. El drenaje subterráneo es la manera de proporcionar conductos para desalojar el escurrimiento de esa agua rápidamente. Ya que cada proyecto debe atacarse de manera individual y de



acuerdo a las condiciones que imponga este, resolviendo siempre la causa y no el efecto.

Antes de proyectar cualquier obra de drenaje subterráneo se deberá observar y calificar que tipo de agua se encuentra en el lugar en cuestión, si esta estancada ó en corriente y si cruza ó no el proyecto. Los suelos de estructura gruesa son los más permeables, y por lo tanto, los más indicados para drenar ó filtrar superficies que lo requieran.

El drenaje subterráneo puede ser con ó sin obras auxiliares, sin obras auxiliares, consiste básicamente en colocar, bases de material permeable como: gravas, piedras, arenas, escorias y otras. No obstante debe recordarse que estas capas permeables pueden servir únicamente como filtro para un depósito de agua, si el suelo que se encuentra por debajo no es suficientemente permeable, por lo que deberán instalarse obras auxiliares para drenaje. El drenaje con obras auxiliares, los fines que persigue son: El control del agua capilar y la captación y eliminación del agua subterránea.²²

Métodos comunes de Subdrenaje

Zanjas Abiertas.- Su empleo es esencialmente en zonas bajas y planas, ordinariamente se usa una sola franja y se localiza a pocos metros fuera del camino y paralelamente a él. Su utilización es reducida debido a que consisten en excavaciones abiertas sin revestimientos y su mantenimiento es excesivo debido a continuos derrumbes de las paredes y asolvamientos. Normalmente se emplean como dren superficial aunque esto acorta más su vida útil. Con frecuencia son de gran profundidad y consecuentemente peligrosas y antiestéticas.

Drenes Ciegos.- Consisten en zanjas rellenas de piedra quebrada ó grava. Cuando se han construido en forma adecuada trabajan satisfactoriamente en considerables factores de tiempo. Pueden ser paralelos ó transversales al camino, comúnmente se construyen uno de cada lado, precisamente bajo las cunetas. Deben tener pendiente uniforme y desaguar adecuadamente. Debe tenerse gran cuidado en graduar el material para evitar atascamientos.

²² Míreles Gómez, Mario de Jesús, Estudio analítico del proyecto de la carretera México Acapulco, Tesis de licenciatura, pp. 289-290



Una mejor solución que dos drenes paralelos al camino es colocar uno solo al centro del mismo, con profundidad suficiente para aliviar el nivel freático en ambas orillas del camino y tapar con material de revestimiento; aunque esto en ocasiones origina una zanja débil a la orilla del camino. El material de relleno debe ser de tamaño uniforme en sus dimensiones y de medianas dimensiones.

Si los drenes ciegos se construyen bajo las cunetas, el relleno debe cuidarse que sea de grano fino entre los 5 y 25cm. cercanos a la superficie hasta terminar en los últimos 6 u 8cms. con arena. *Fig. (32)*

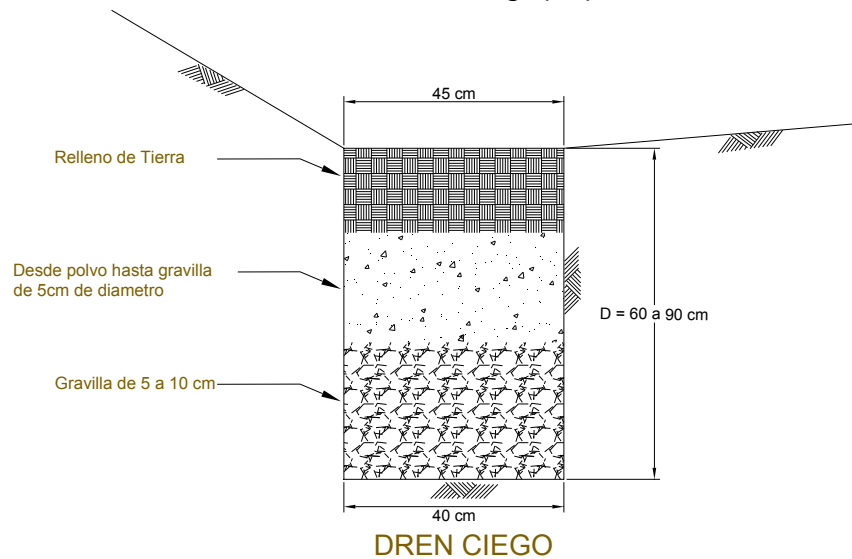
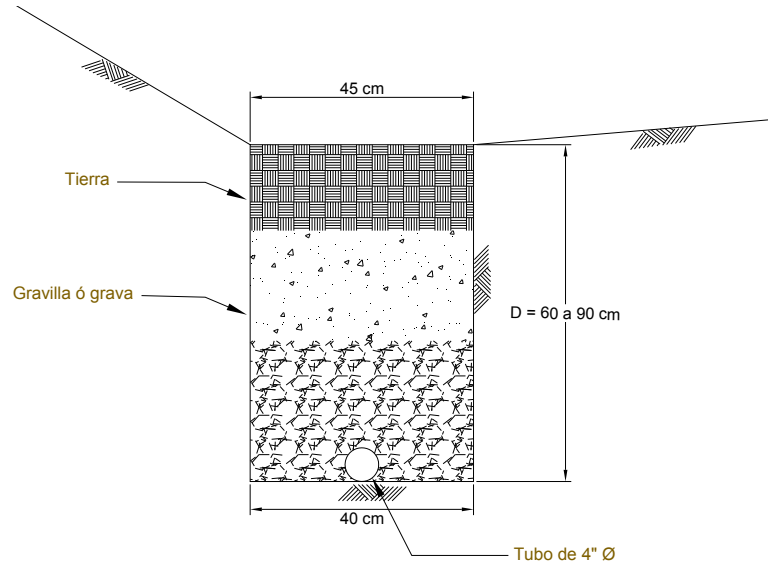


Fig. (32).

Drenes con tubo de barro ó concreto

También llamados drenes franceses, de mejores resultados para periodos largos que las zanjas abiertas y drenes ciegos aunque un poco más costosos. Su localización varia dependiendo de las necesidades, más ordinariamente es suficiente una línea de tubos inmediatamente bajo una de las cunetas laterales y a una profundidad de 90 a 120cms. bajo la rasante del camino. *Fig. (33)*



DREN FRANCES

Fig. (33).

En conclusión, el drenaje superficial es fundamental y se le dará preferencia, después de lo cual deberá proveerse de drenaje subterráneo donde las condiciones lo requieran.



1.5 EMPUJE DE TIERRAS

Los métodos que pueden emplearse para calcular los empujes de tierra sobre el muro de contención, sujeto a los efectos de acciones permanentes (base del muro, restricciones del movimiento del muro tipo de relleno y compactación del relleno) incluyendo las variables, y sus efectos son los siguientes:

Método Rankine.- Basado en la teoría de estado límite en plasticidad para un cuerpo que posee cohesión y fricción (o sólo alguna de las dos propiedades), y postulando que su comportamiento es de tipo rígido-plástico.

Método de Coulomb.- Basado en la teoría de Coulomb para un material friccionante (aunque también puede introducirse la cohesión).²³

MÉTODO DE RANKINE EN SUELOS FRICCIONANTES

Considérese un elemento de suelo de altura dz situado a una profundidad z en el interior de un semiespacio de suelo en reposo; sea la frontera del semiespacio horizontal. *Fig. (34)*

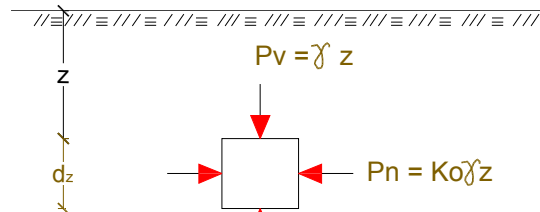


Fig. (34).

En tales condiciones, la presión vertical efectiva actuante sobre la estructura del elemento es:

$$P_v = \gamma z$$

Donde:

γ ; peso específico correspondiente al estado en que se encuentra el medio.

Bajo la presión vertical actuante, el elemento de suelo se presiona lateralmente y se origina así un esfuerzo horizontal, P_h , con base a la experiencia

²³ Sociedad Mexicana de Mecánica Suelos, V. Trueba L., "Fracción 6 Muros de Contención" en las N.T.C. pp. 3

se ha aceptado directamente proporcional a P_v .

$$P_h = K_o \gamma Z$$

La constante de proporcionalidad entre $P_v = \gamma_z$ y P_h se denomina coeficiente de presión de tierra en reposo: sus valores oscilan entre 0.4 y 0.8. El primer valor corresponde a arenas sueltas y el segundo a arenas intensamente apisonadas; una arena natural compacta suele tener un K_o del orden de 0.5. En el caso de arcillas sobreconsolidadas por desecación, K_o puede acercarse a 1. Durante el rehumedecimiento, el valor de K_o dependerá del agrietamiento preexistente y de las propiedades de expansión.

También pueden influir los fenómenos de precompresión en arenas a K_o . Es muy difícil determinar el valor de K_o en un lugar determinado, por medio de pruebas apropiadas, de manera que suele renunciarse a tal intento, aunque solo sea por razones de costo. En el diagrama de Mohr se representa el círculo que corresponde al estado de esfuerzos descritos para el elemento mencionado se obtiene un círculo tal como el 1, que evidente mente no es falla. Fig. (35).²⁴

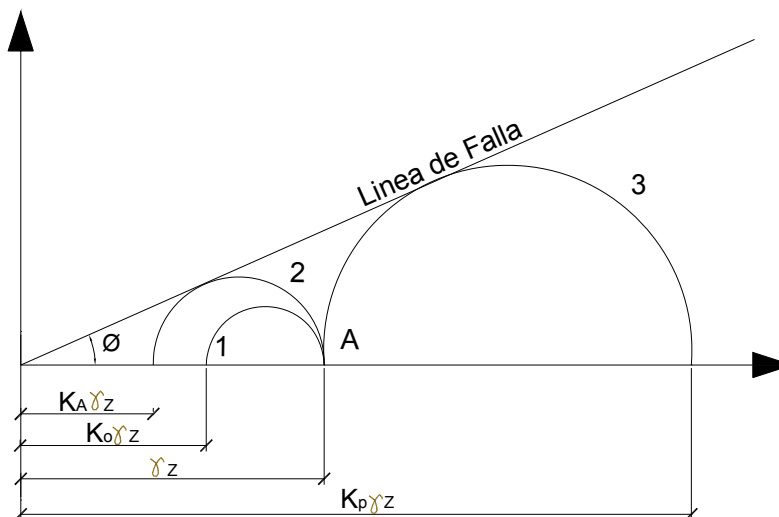


Fig. (35).

A partir de estas condiciones de esfuerzo en reposo se puede llegar a la falla por dos caminos de interés práctico. El primero consistirá en disminuir el esfuerzo horizontal manteniendo constante el vertical; llegando así el círculo 2 de falla con un esfuerzo principal menor

²⁴ Rico Alfonso, Del Castillo Hermilo, La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas, Tomo 1, “Empuje de Tierras”, pp. 237



$$\sigma_3 = K_A \gamma Z$$

Donde

K_A = coeficiente de presión activa de tierras

σ_3 = en este circulo corresponde a la presión horizontal

El segundo camino consistirá en tomar al esfuerzo γZ como el principal menor aumentando ahora por consiguiente la presión horizontal hasta llegar a un valor $K_P \gamma Z$, de modo que el circulo resultante sea tangente a la línea de falla.

Donde: K_P = coeficiente de presión pasiva de tierras.

De acuerdo con Rankine se dirá que un suelo está en estado plástico cuando se encuentre en estado de falla incipiente generalizado. Por lo que, caben dos estados plásticos prácticos. El que se tiene cuando el esfuerzo horizontal alcanza el valor mínimo $K_A \gamma Z$ y el que ocurre cuando dicha presión llega al valor máximo $K_P \gamma Z$. A estos estados se les denomina activo y pasivo respectivamente.

En el estado activo, se tiene.

$$\frac{Ph}{Pv} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{N\sigma} \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (1)$$

Se ve entonces que:

$$K_A = \frac{1}{N\sigma} = tg^2 (45^\circ - \phi/2) \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (2)$$

Valor del coeficiente activo de presión de tierra.

En el estado plástico pasivo, se tendrá:

$$\frac{Ph}{Pv} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = N\phi \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (3)$$

Resultando:

$$K_P = N\phi = tg^2 (45^\circ + \phi/2) \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (4)$$

Coeficiente pasivo de presión de tierras

Rankine observo, bajo el empuje del relleno, el muro cede y se desplaza, lo que disminuye la presión del relleno a valores abajo del correspondiente al reposo; provocando que la masa de suelo desarrolle su capacidad de autosustentación,





por medio de los esfuerzos cortantes que se generan. Si el muro cede lo suficiente, la presión horizontal puede llegar a ser la activa, valor mínimo que no puede disminuirse aun cuando el muro ceda más a partir del instante de su aparición.

Si las expresiones activa y pasiva dentro de la teoría de Rankine, que se obtuvieron para una profundidad z , se integra a lo largo de la altura H de un muro de retención, podrán obtenerse los empujes totales correspondientes.

Así para el estado plástico activo podrá escribirse con base a la ecuación 1.

$$Ph = \frac{Pv}{N\phi} = \frac{\gamma z}{N\phi} \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (5)$$

Presión horizontal actuante sobre el muro a la profundidad z , para el caso de relleno con superficie horizontal. En un elemento dz del respaldo del muro a la profundidad dz , obra el empuje.

$$dE_A = \frac{1}{N\sigma} = \gamma z dz$$

Supuesta una dimensión unitaria al papel; por tanto, en la altura H el empuje total será:

$$E_A = \frac{1}{N\phi} \int_0^H z dz = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (6)$$

Empuje total activo que ejerce un relleno de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical en un suelo puramente friccionante. En forma análoga para el estado plástico pasivo a partir de la ecuación 4 se llega al valor de empuje pasivo total.

$$E_p = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (7)$$

Válida también para muro de respaldo vertical y superficie de relleno horizontal, en suelo friccionante.

La estabilidad del muro, considerado como un elemento rígido, para efectos de cálculo, se puede considerar que el volumen de presiones lo sustituyen fuerzas





concentradas, cuya magnitud queda dada por E_A y E_P ; dada la distribución lineal, se infiere que el punto de aplicación de tales fuerzas está a un tercio de la altura del muro, medido a partir de la base.

En el caso de que la superficie del relleno sea un plano inclinado a un ángulo β con la horizontal, por un proceso de integración análoga al anterior se podrá llegar a las expresiones de los empujes activo y pasivo.

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right) \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (8)$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(\cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right) \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (9)$$

Un caso práctico de interés, es el que resulta de considerar la superficie de relleno, supuesta horizontal, de valor q (carga uniformemente distribuida por unidad de área) Este caso puede analizarse para el estado plástico activo.

$$\text{En este caso: } \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{N \phi} = K_A$$

Al obrar la sobrecarga q el esfuerzo vertical se transforma como sigue:

$$\sigma_1^* = \sigma_1 + q$$

Y horizontal en:

$$\sigma_3^* = \sigma_3 + \Delta \sigma_3 \quad \therefore \quad \frac{1}{N \phi} = \frac{\sigma_3 + \Delta \sigma_3}{\sigma_1 + q}$$

$$\sigma_3 + \Delta \sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N \phi} = \frac{q}{N \phi}$$

Donde:

Comparando con el caso de sobrecarga nula se deduce que:

$$\Delta Ph = \Delta \sigma_1 = q N \phi = K_A q \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (10)$$



De forma análoga para el caso pasivo, puede verse que el efecto de la sobrecarga uniforme es aumentar la presión en el valor.

$$\Delta Ph = \Delta \sigma_1 = qN \phi = K_p q \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (11)$$

Otro caso de interés práctico es aquel cuando parte del relleno horizontal arenoso tras del muro está en condición sumergida. Si H es altura total del muro en *Fig. (36)* es la altura de arena no sumergida, medida a partir de la corona, la presión vertical, del relleno es un punto bajo el nivel del agua será.²⁵

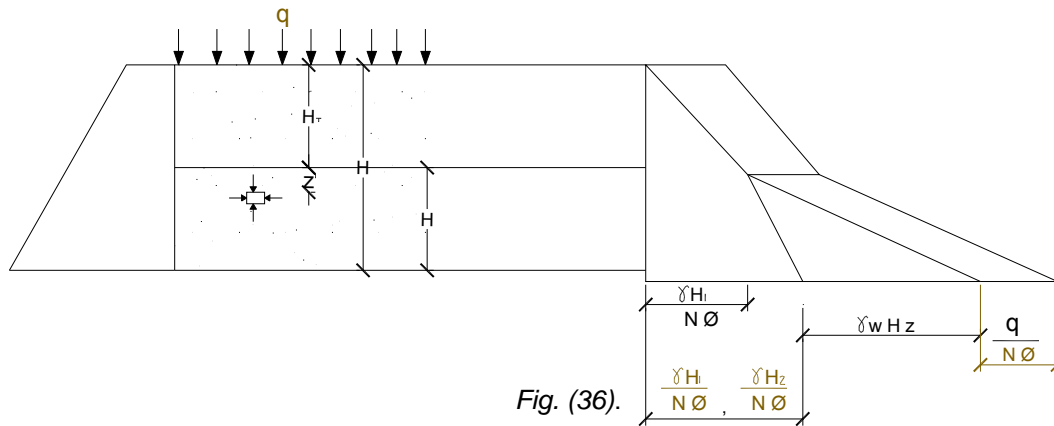


Fig. (36).

$$P_v = \gamma H_1 + z' \gamma' \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (12)$$

Por lo tanto la presión ejercida por la arena en forma horizontal bajo el nivel

freático será:

$$P_A = \frac{P_v}{N\phi} = \frac{1}{N\phi} (\gamma H_1 + z' \gamma') \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (13)$$

Presión hidrostática ejercida sobre el muro y bajo el nivel freático.

$$P_w = \gamma w z' \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (14)$$

De modo que el empuje total activo esta dado por:

$$E_A = \frac{1}{2N\phi} \gamma H_1^2 + \frac{1}{N\phi} \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2N\phi} \gamma^1 H_1^2 + \frac{1}{2} \gamma w H_2^2 \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (15)$$

A pesar del hecho que la arena esta sumergida hace disminuir el valor de γ a γ_1 , el empuje del muro aumenta de manera notable, ya que el efecto hidrostático del agua no afecta ningún termino reductor del tipo $1/N\phi$ Todas estas ecuaciones con frecuencia se aplican en la construcción de muros de retención de mampostería y concreto reforzado.

²⁵Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Mecanica de Suelos Tomo 2, *op, cit.*, pp 129

METODO DE RANKINE EN SUELOS COHESIVOS

Considérese un elemento de suelo puramente cohesivo a la profundidad z . Si la masa de superficie horizontal de suelo está en reposo, la presión horizontal sobre el elemento, sometido a la presión vertical z , será $K_0 z$. En este caso el valor de K_0 depende del material y de su historia previa de esfuerzos.²⁶

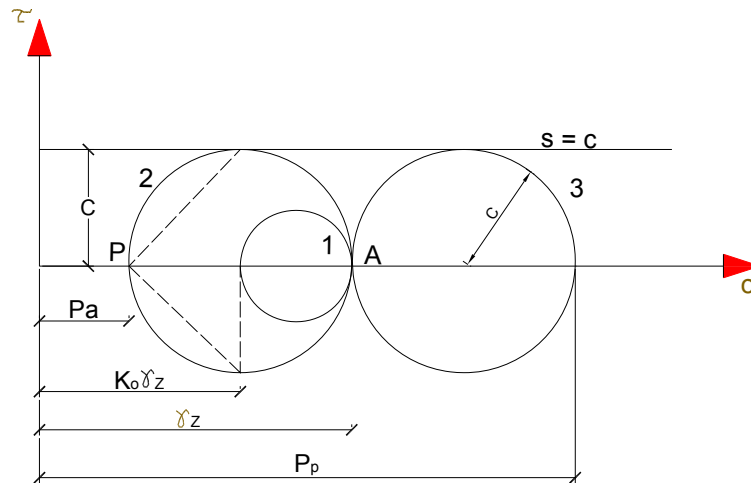


Fig. (37).

El círculo 1 representa el estado de esfuerzos del elemento mencionado. Si se permite la deformación lateral, el material puede llegar a la falla de dos modos Fig. (37) El primero permite que el elemento se deforme lateralmente, por disminución de la presión horizontal, hasta el valor mínimo compatible con el equilibrio: dicho estado está representado por el círculo 2 y corresponde al estado plástico activo en el cual las presiones valen:

$$\begin{aligned} \text{Horizontal} \quad P_A &= \gamma Z - 2C \\ \text{Vertical} \quad P_V &= \gamma z \quad \dots\dots\dots (16) \end{aligned}$$

Donde:

P_V ; esfuerzo principal mayor

P_A ; esfuerzo principal menor en el círculo de falla $2s = c$

En el círculo de falla 2 tangente a la envolvente secundaria que se obtuvo en prueba sin drenaje.

Otra forma es la de aumentar la presión horizontal hasta que, después de

²⁶ Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos Tomo 2, *op. cit.*, pp 131

sobrepasar el valor γz , alcance un esfuerzo tal que haga que el nuevo círculo de esfuerzos, círculo 3, resulte también tangente a la envolvente horizontal de falla. En ese momento se tiene el estado plástico pasivo y las presiones alcanzan valores de:

$$\begin{aligned} \text{Horizontal} \quad P_p &= \gamma z + 2C \\ \text{Vertical} \quad P_v &= \gamma z \quad \dots\dots\dots (17) \end{aligned}$$

Donde: P_p ; esfuerzo principal mayor.

Como en el caso de suelos friccionantes, se pueden obtener fórmulas para los empujes totales activo y pasivo integrado en la altura H del muro las respectivas presiones horizontales.

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad \wedge \quad (18)$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH \quad \wedge \quad (19)$$

Estos empujes horizontales que, pasan por el centroide (Z_o) del área de presiones, de la Fig. (38)

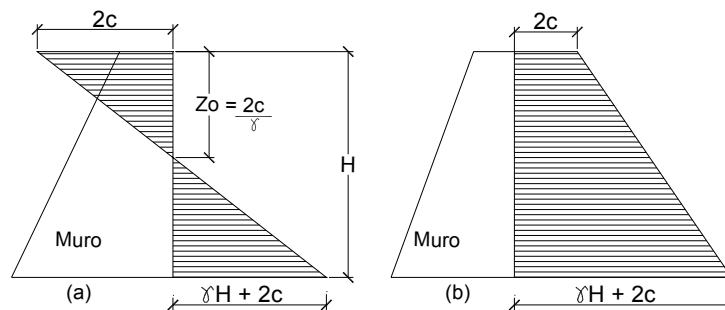


Fig. (38).

Si fuera horizontal la superficie de relleno tras el muro y si los estados plásticos correspondientes se desarrollaran por completo en el relleno. Para que un corte vertical que carezca de soporte se sostenga sin falla, la condición será $E_A=0$ lo que según la ecuación 18 conduce a:²⁷

$$\frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH = 0; \quad Hc = \frac{4c}{\gamma} \quad \wedge \quad (20)$$

Donde Hc ; altura crítica del material cohesivo

La fórmula 20 da valores poco altos de la altura estable real con respecto a la altura crítica del material y en el caso de emplearse en la práctica, se deberá

²⁷ Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos Tomo 2, pp 132.

afectar por un factor de seguridad de 2, como mínimo. Ya que no es un elemento de calculo confiable, sino un parámetro cuya variación con el tiempo es grande, difícil de prever y generalmente tendiente a disminuir el valor inicial

Como regla general, en obras de retención el proyectista no debe confiar en la teoría de Rankine por sugestiva que le parezca a primera vista, ya que siempre hay la posibilidad de que un relleno se sature de agua con más o menos rapidez; una excavación siempre induce un flujo hacia sus bordes. Así en cualquier caso, el material cohesivo tiende a disminuir la resistencia a fin de cuentas y un proyecto que se base en la resistencia del suelo por cohesión, que dará en condiciones inseguras al paso del tiempo.

El valor de la tensión en la superficie de relleno es $2c$ de la Fig. (38) y la profundidad a que se extiende la zona de tensiones $P_A = 0$, resulta ser:

Se muestra la distribución de presiones activas, así como la profundidad a que se extiende la zona de tensión. La parte (b) muestra la distribución teórica de la presión pasiva. Suponiendo que el suelo no trabajara a tensión, en el caso de estado activo debe admitirse que se desarrollarán grietas verticales, cuya profundidad estará dada por: $Z_o = \frac{2c}{\gamma}$

TEORÍA DE RANKINE EN SUELOS COHESIVOS Y FRICCIONANTES

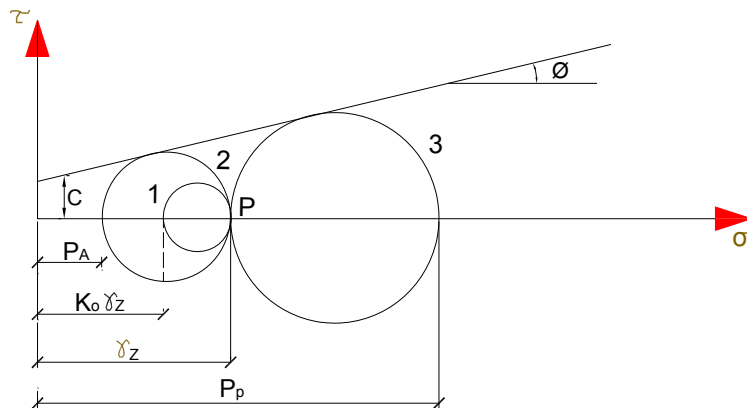


Fig. (39).

En la figura (24) se puede ver que un elemento de suelo a la profundidad z al que se considera en reposo, está sometido a un estado de esfuerzos representado por el círculo 1. Puede llegarse a la falla por disminución de la presión lateral ó por aumento de la misma a partir del valor $K_0 z$. Llegando así a 2 círculos representativos de los estados plástico, estado activo el circulo 2 y el pasivo el numero 3.



La relación entre esfuerzo principal máximo y mínimo está dado por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\phi + 2c\sqrt{N\phi} \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (21)$$

En el caso del estado activo:

$$P_A = \sigma_3 \quad y \quad \sigma_3 = \gamma z \quad \therefore \quad P_A = \frac{\gamma z}{N\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (22)$$

En lo que el estado pasivo:

$$\sigma_1 = P_P \quad y \quad \sigma_3 = \gamma z \quad \therefore \quad P_P = \gamma z N\phi + 2c\sqrt{N\phi} \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (23)$$

Los empujes correspondientes se obtendrán integrando las presiones a lo largo de la altura H del muro.

$$E_A = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} H \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (24)$$

$$E_P = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 + 2c\sqrt{N\phi} \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (25)$$

Al igual que en los suelos puramente cohesivos, en el caso del estado activo hay ahora una zona del diagrama de presiones que corresponde a un estado de tensión. La profundidad a que llega esta zona, contada a partir de la corona del muro, si $P_A = 0$ tenemos que:

$$\frac{\gamma z}{N\phi} = \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} \quad y \quad Z_0 = \frac{2c}{\gamma} - \sqrt{N\phi} \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (26)$$

La cual plantea cómo calcular la profundidad de la grieta que se formó por efecto de tensiones, el relleno llega a agrietarse y ha de tenerse en cuenta que dejen de producirse las tensiones, es por ello, que el punto de aplicación del empuje se podrá calcular únicamente con base en el triangulo inferior de presiones. Se puede calcular la altura crítica con la que es posible mantener sin soporte el suelo con corte vertical con el criterio $E_A = 0$. En tal caso:

$$\frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 = \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} H \quad y \quad H_c = \frac{4c}{\gamma} - \sqrt{N\phi} \quad \Lambda \quad \Lambda \quad (27)$$



METODO DE COULOMB

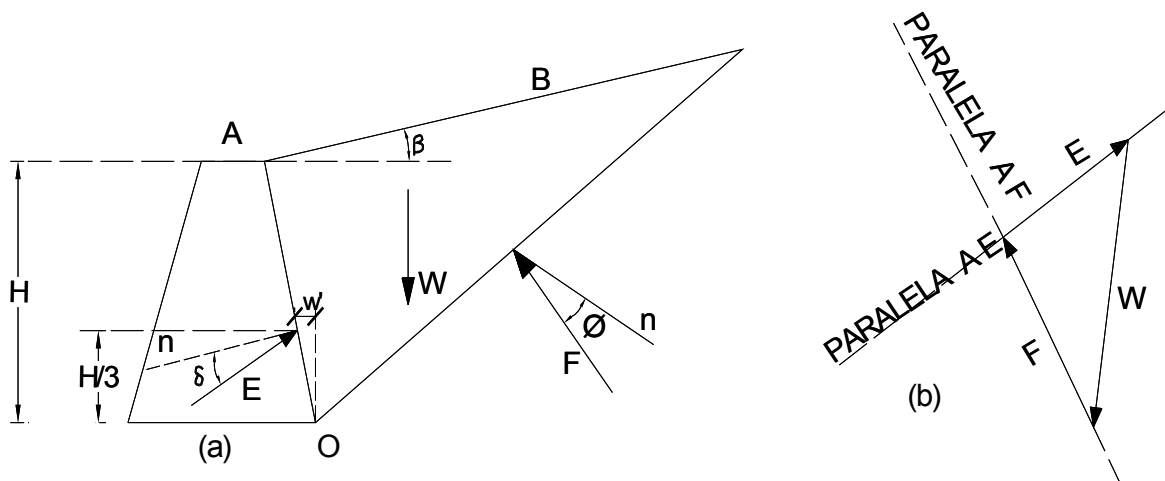
MÉTODO DE COULOMB PARA SUELOS FRICCIONANTES

Entre el respaldo de un muro de contención y el suelo friccionante se desarrollan fuerzas tangenciales debidas a los movimientos relativos entre ambos.

En el caso del empuje activo, el desplazamiento hacia el exterior del muro da lugar a un movimiento relativo del suelo hacia abajo. Dicho movimiento produce una fuerza de fricción tangencial, que actúa sobre el muro hacia abajo.

En el caso del empuje pasivo, la compresión horizontal del muro sobre el suelo suele ir asociado a un desplazamiento relativo, de este hacia arriba del muro, produciendo una fuerza tangencial ascendente, que actúa sobre el respaldo; en este caso el sentido de la fuerza puede invertirse en algunos casos, que deberán de determinarse por medio de un análisis específico.

Para este tipo de casos, se emplea el método de cuña, propuesto por Coulomb en 1776. Se considera en este método, que el empuje sobre un muro se debe a una cuña limitada por el paramento del muro, la superficie del relleno y una superficie de falla desarrollada dentro el relleno, que se supone plana.



La cuña OAB de la *Fig. (40)* tiende a deslizar bajo el efecto de su peso y por esa tendencia se producen esfuerzos de fricción tanto en el respaldo del muro como a lo largo del plano OB . Ya que las resistencias friccionantes se desarrollan por completo, las fuerzas E_A y F resultan inclinadas respecto a las normales



correspondientes a los ángulos δ y de fricción entre muro y relleno.²⁸

La acotación del ángulo δ queda, de modo que:

$$0 \leq \delta \leq \phi$$

Donde;

$\delta = 0$ corresponde al muro liso y es inesperado un valor menor para un ángulo de fricción

$\delta > 0$ cuando la falla se presenta en la inmediata vecindad del respaldo del muro, pero entre suelo y suelo.

Siguiendo Terzaghi, el valor δ se puede tomar en la práctica como:

$$\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi$$

Donde; δ ; se toma como el ángulo de fricción residual del suelo friccionante que constituya el relleno.

Considerando el equilibrio de la cuña, se ve que se debe cerrar el polígono dinámico constituido por W , F y E . Como W es conocida en dirección y magnitud, además se conocen las direcciones E y F , dicho polígono se puede construir para cada cuña dada. De esta forma se puede conocer la magnitud de empuje sobre el muro. No hay razón para que la cuña escogida sea la que produzca el empuje máximo.

Debe notarse que si el plano de falla que se escoge coincide con el respaldo del muro, el empuje correspondiente a esta cuña será nulo, y si el plano de falla que se elija forma un ángulo θ con la horizontal, el empuje es también nulo, resultando la fuerza vertical hacia arriba; como W es vertical hacia abajo, la única posibilidad de equilibrio será $W = F \text{ y } E = 0$.

En el caso de un relleno "friccionante" limitado por un plano sea inclinado ó de respaldo puede darse un tratamiento matemático a las hipótesis de Coulomb, y llegar a una fórmula concreta para el empuje máximo, como sigue:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi - w)}{\cos^2 w \cos(\delta + w) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + w) \cos(w - \beta)}} \right]^2} \quad \Lambda \quad (29)$$

²⁸ Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos Tomo 2, *op. cit.*, pp 138.





Donde:

E_A ; empuje activo máximo, según la teoría de Coulomb

ϕ ; ángulo de fricción interna de la arena

W ; ángulo formado ente el respaldo del muro y la vertical

β ; ángulo formado entre la superficie plana del relleno y la horizontal.

Si el muro es de respaldo vertical, $W = 0$ y la formula 29 se reduce, tenemos:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\text{Cos}^2 \phi}{\text{Cos}^2 \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{cos} \delta \text{cos} \beta}} \right]^2} \quad \Lambda \Lambda \quad (30)$$

Si además, el relleno es horizontal $\beta = 0$ de la expresión 30 se obtiene:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\text{Cos}^2 \phi}{\text{Cos} \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen} \phi}{\text{cos} \delta}} \right]^2} \quad \Lambda \Lambda \quad (31)$$

Debe notarse que si $\delta = 0$ la ecuación 31 conduce a la formula:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \text{Sen} \phi}{1 + \text{Sen} \phi} = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 \quad \Lambda \Lambda \quad (32)$$

De manera que en este caso coincidan las teorías de Rankine y Coulomb.

Coulomb no consideró el estado pasivo de esfuerzos, pero sus hipótesis se han aplicado a este caso, siendo posible obtener formulas similares a las presentadas para el caso activo. De hecho la formula para el caso pasivo es la misma que la EC. 29 con algunos cambios con ϕ por $-\phi$; δ por $-\delta$ y también el signo de radical del denominador; resultando

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\text{Cos}^2(\phi + w)}{\text{Cos}^2 w \text{cos}(w - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{cos}(w - \delta) \text{cos}(w - \beta)}} \right]^2} \quad \Lambda \Lambda \quad (33)$$



EMPUJE PASIVO DE SUELOS FRICCIONANTES, SEGÚN HIPÓTESIS DE COULOMB.

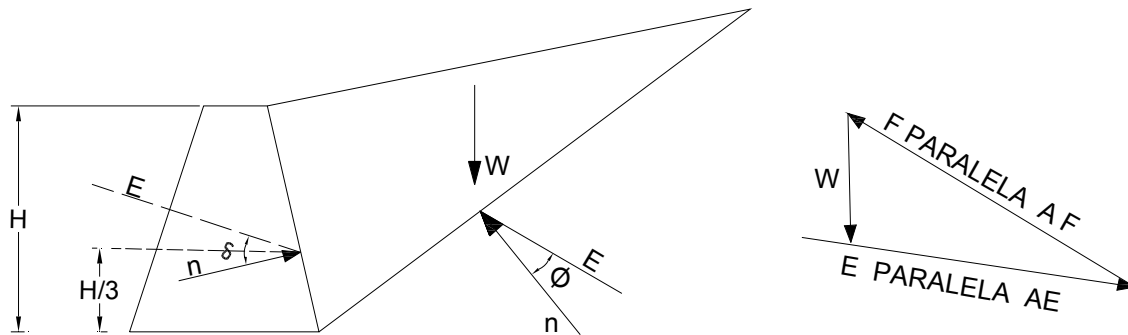


Fig. (41).

Si δ es grande la superficie de deslizamiento real aparta mucho del plano en la teoría de Coulomb, y ésta conduce a errores de importancia, fuera de la seguridad en la determinación del empuje pasivo. Fig. (41)

Terzaghi y Peck evalúan ese error hasta en un 30% si $\delta = \phi$, teniéndose valores más bajos para menores ángulos. En el caso de empuje activo la influencia del ángulo δ suele ignorarse en la práctica, ya que el valor de este es más pequeño.

La teoría de Coulomb no permite saber cuál es la distribución de presiones sobre el muro, pues la cuña de tierra que empuja se considera un cuerpo rígido sometido a fuerzas concentradas, resultantes de esfuerzos actuantes, en áreas de cuya distribución nada se especifica.

Para salvar esta dificultad el propio Coulomb supuso que todo punto de respaldo del muro representa el pie de una superficie potencial de deslizamiento. De esta manera se puede calcular el empuje sobre cualquier porción superior del muro, si se considera ahora un pequeño aumento en la altura de la porción, al calcular el nuevo empuje por diferencia con el anterior se tiene el incremento. ΔE de empuje; este incremento de altura que se haya considerado de la porción en ese segmento del muro.

Con este método se puede saber, con la aproximación que se desee, la distribución de presiones sobre el muro en toda su altura, por cuya centroide pasará el empuje resultante. Lo anterior conduce a la distribución hidrostática, con el empuje a la altura $H/3$ en muros con respaldo plano y con relleno también limitado por la superficie plana.

MÉTODO DE COULOMB EN SUELOS COHESIVOS Y FRICCIONANTES

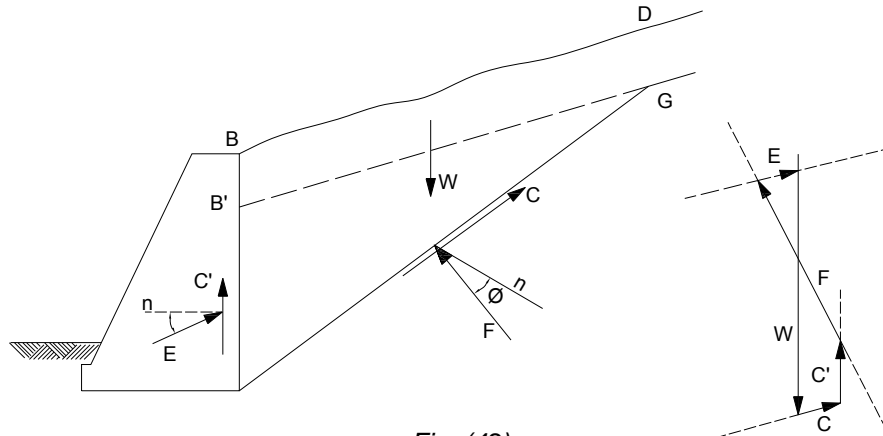


Fig. (42).

Se supone una cuña de deslizamiento según Fig. (42) su equilibrio queda garantizado por el de las siguientes fuerzas: el peso propio total (W), calculado como el producto del área de la cuña por el peso específico del suelo; la relación entre la cuña y el suelo, con 2 componentes, F debido a la reacción normal y a la fricción y C debida a la cohesión; la adherencia, C' , entre el suelo y el muro, y, finalmente, el empuje activo E .

Estas fuerzas deben formar el polígono cerrado que aparece en la Fig. (42), en la cuál se puede calcular el valor dE correspondiente a la superficie de falla supuesta. También se puede saber cuales son las fuerzas C y C' , tanto en dirección como en magnitud, si se multiplica el parámetro C del suelo por las longitudes AG y AB respectivamente.

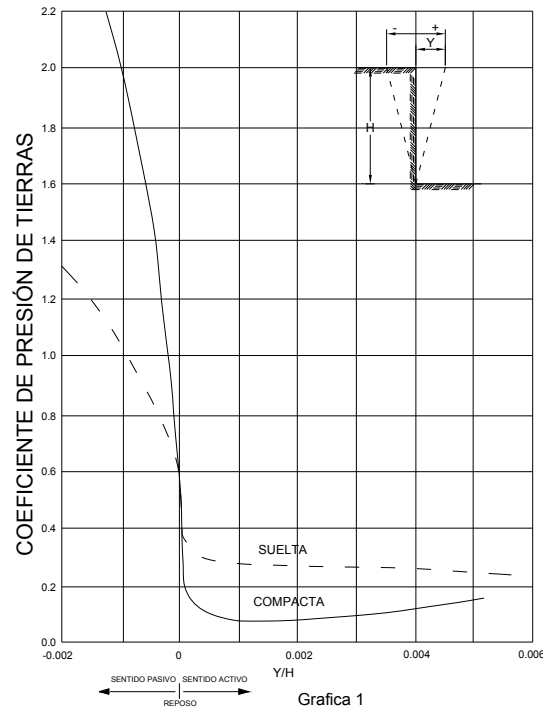
$$S = c + \sigma g \phi$$

MÉTODO EMPÍRICO DE TERZAGHI PARA EL CÁLCULO DE EMPUJES

Podría decirse que la utilización del método aproximado de Terzaghi es un criterio que permite estimar de manera gruesa los empujes de tierra en rellenos secos ó perfectamente drenados, aunque bastaría para el diseño de muros de contención de poca importancia, donde los empujes de tierra no sean determinantes para el diseño, es conveniente recurrir a métodos más racionales ó refinados cuando esas no sean las condiciones del proyecto.

En 1934 Terzaghi reportó los resultados de un estudio, hoy clásico, en que

se midieron las presiones laterales contra un muro rígido en función de la cadencia del muro ante el relleno; Terzaghi hizo girar el muro en torno a su base, en el sentido del empuje activo y pasivo, usando rellenos de arena suelta y compacta. (Gráfica 1)



Los resultados de varios estudios, demuestran que se necesita una deformación del 0.5% de la altura del muro para alcanzar la mitad de resistencia pasiva de Rankine, aunque puede ser necesario que el muro se encaje hasta 2% para que por completo se desarrolle la resistencia pasiva en arenas compactas y un 15% en arenas sueltas.

Es razonable pensar que en muros de mampostería ó concreto se puedan desarrollar las deformaciones necesarias para lograr empujes muy aproximados al activo de Rankine, a no ser de que se trate de muros muy rígidos y de gran sección, cimentados directamente sobre roca sana o se restrinja la deformación de las estructuras de algún modo.

MÉTODO DE TERZAGHI

Este método se basa en análisis de estabilidad de muros, de los que sólo unos cuantos habían fallado. El primer paso para la aplicación del método estriba en clasificar el material de relleno con el que se ha de trabajar en alguno de los 5 tipos. Los cuales son:



- I. Suelo granular grueso, sin finos.
- II. Suelo granular grueso con finos limosos
- III. Suelo residual con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable
- IV. Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos ó arcillas limosas
- V. Fragmentos de arcilla dura ó medianamente dura, protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre en los fragmentos

Los tipos de suelo IV y V no son deseables como suelo de relleno, debiéndose descartar siempre que sea posible; el tipo V en lo particular se debe rechazar en lo absoluto cuando haya riesgo de que entre agua en los huecos.

Si por alguna razón, se fuera a proyectar antes de conocer el material que se usaría como relleno, se deberá realizar el proyecto sobre las bases más desfavorables.

El método propuesto se aplica en cuatro casos, en los que se refiere a la geometría de relleno y la condición de cargas.

- 1) La superficie del relleno es inclinada a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel, en que se torna horizontal (Grafica 2)
- 2) La superficie de relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.
- 3) La superficie de relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

Para el primer caso el problema se puede resolver de la siguiente manera:

$$E_H = \frac{1}{2} K_H H^2 \quad K K \quad (34)$$

$$E_V = \frac{1}{2} K_V H^2$$

Componentes horizontales y verticales del empuje actuante en el plano vertical que pasa por el punto extremo inferior del muro, en el lado del relleno.



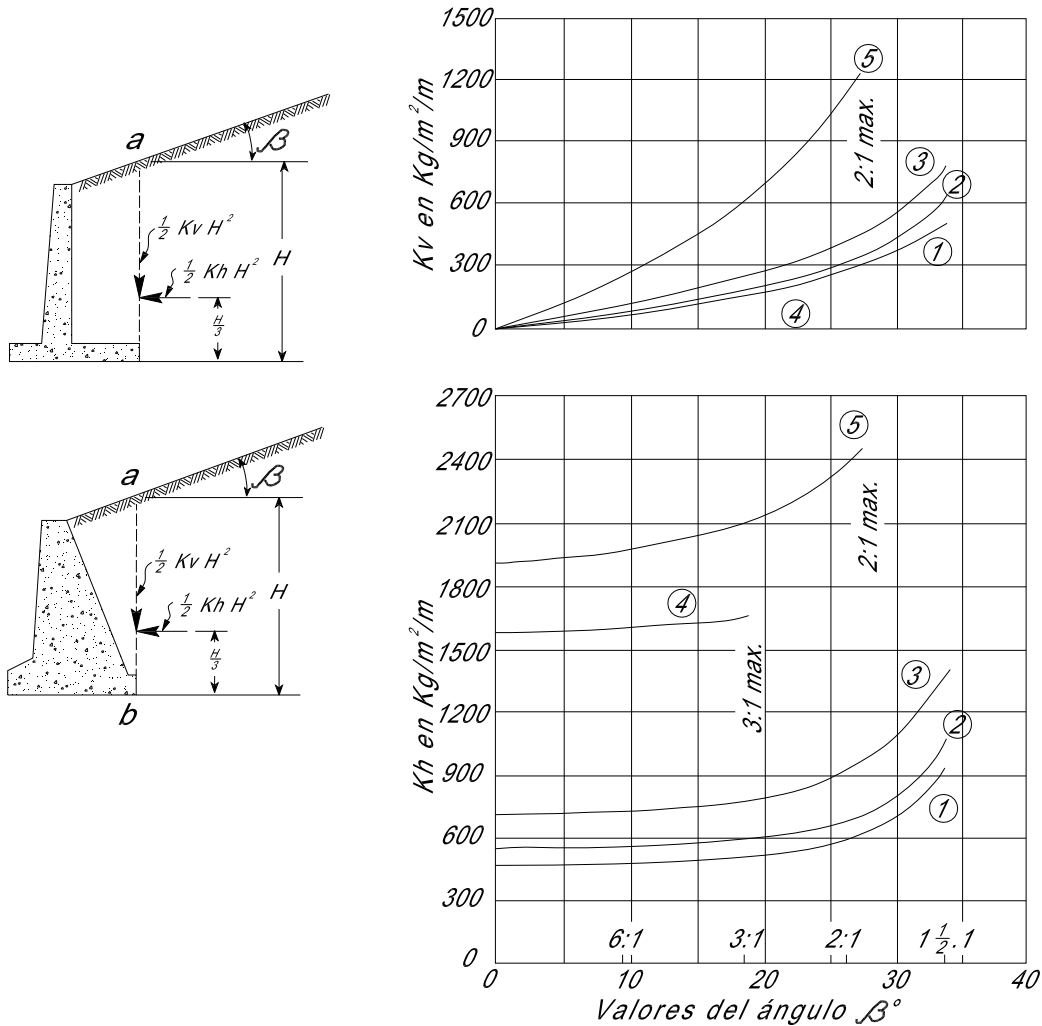


Gráfico (2) para determinar el empuje sobre muros que sostienen un relleno con superficie limite plana

Deberá notarse en la figura el criterio empleado para medir la altura H .²⁹

En el caso que se trabaje con rellenos del tipo V, el valor de H considerado en los cálculos se debe reducir en 1.20 respecto al usual y el empuje que se obtenga debe considerarse aplicado a la altura.

$$d' = \frac{1}{3}(H - 1.20) \quad K K \quad (35)$$

Medida a partir del nivel inferior del muro.

En el caso de que el relleno tenga una superficie inclinada hasta una cierta altura y después se haga horizontal, los valores de KH y Kv se obtendrán de la siguiente gráfica (3):

²⁹ Terzaghi Karl, Peck B. Ralph, *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica*, “Empuje de tierras”, pp. 361.

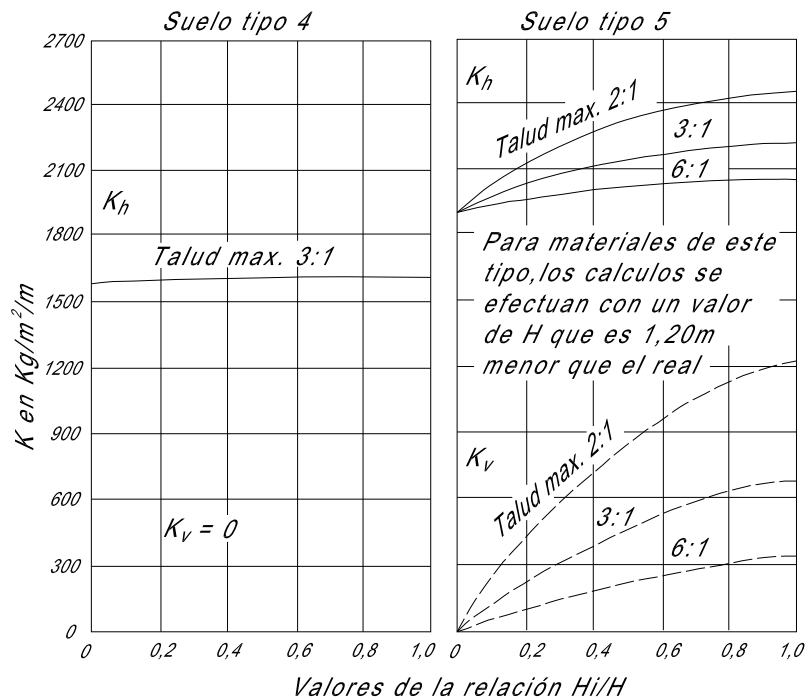
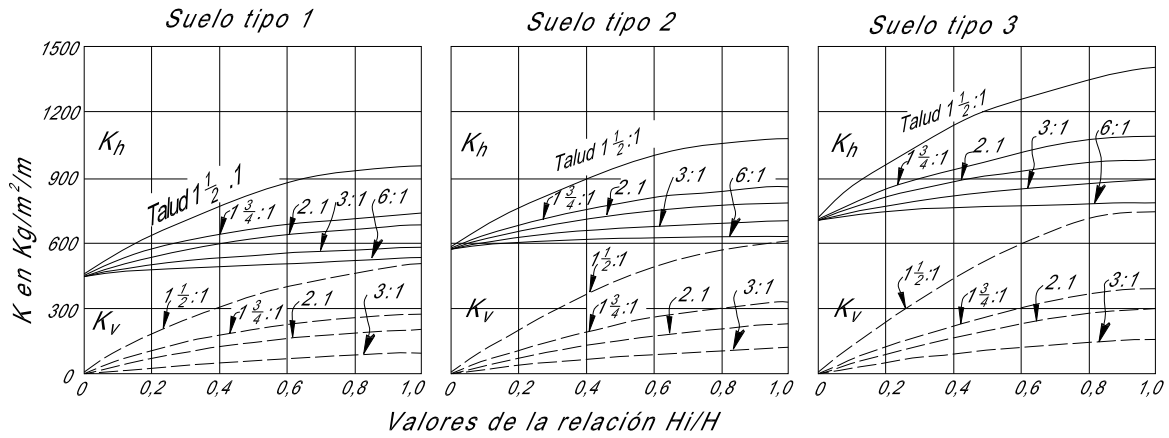
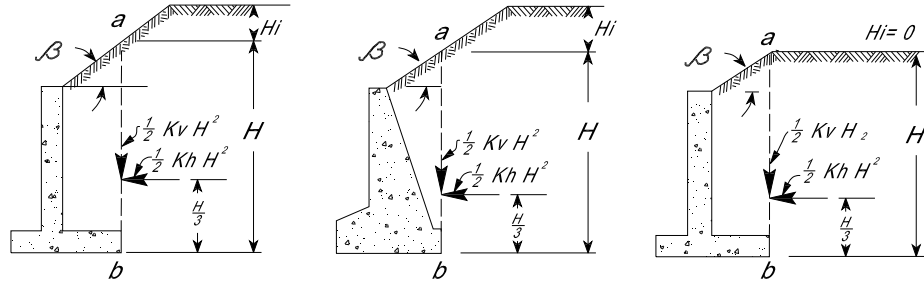


Gráfico (3) para determinar el empuje sobre muros que sostienen un relleno, cuya superficie límite forma un plano inclinado que va desde la cresta del muro hasta cierta altura sobre la creta, donde se torna horizontal



Cuando el relleno sea del tipo V, la altura del punto de aplicación estará dada por la Ec. 35

En caso de que el relleno sea de superficie horizontal y soporte sobrecarga uniforme distribuida, la presión horizontal sobre el plano vertical en el que se supone actuante el empuje deberá incrementar se uniformemente en

$$p = Cq$$

Donde: q ; Valor de la sobrecarga uniformemente repartida.
 El valor de C se obtiene en la siguiente tabla (3):

Tipo de Relleno	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1.00
V	1.00

Tabla (3)

Si las superficies de relleno horizontal soportan una carga lineal paralela a la corona y uniforme, se considerará sobre el plano vertical en que se aceptan aplicados los empujes, la carga ejerce una carga concentrada que vale:

$$P = Cq'$$

Donde:

q' ; Valor de la carga lineal uniforme

p ; se puede obtener apoyándose en la siguiente Fig. (43)

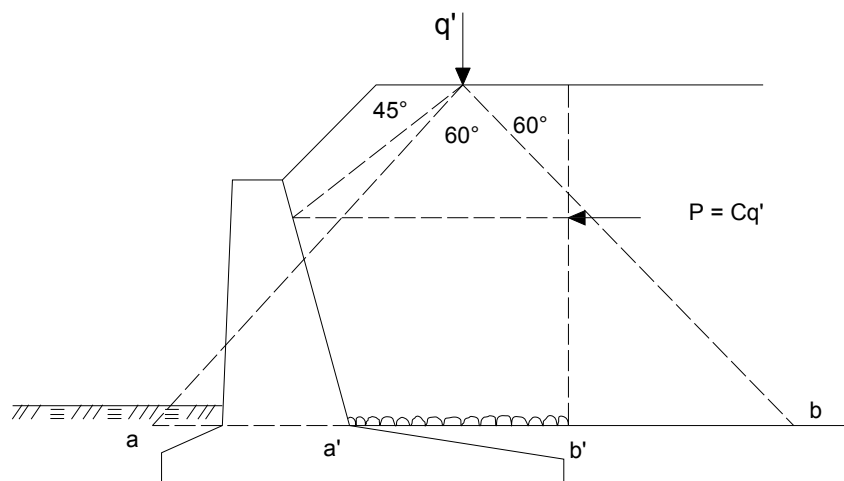


Fig. (43).

Si se traza una la línea a 40° el punto de aplicación de p resulta bajo la base del muro, y se podrá despreciar el efecto de q' . La carga que produce también la losa de cimentación una presión vertical cuyo efecto podrán calcularse



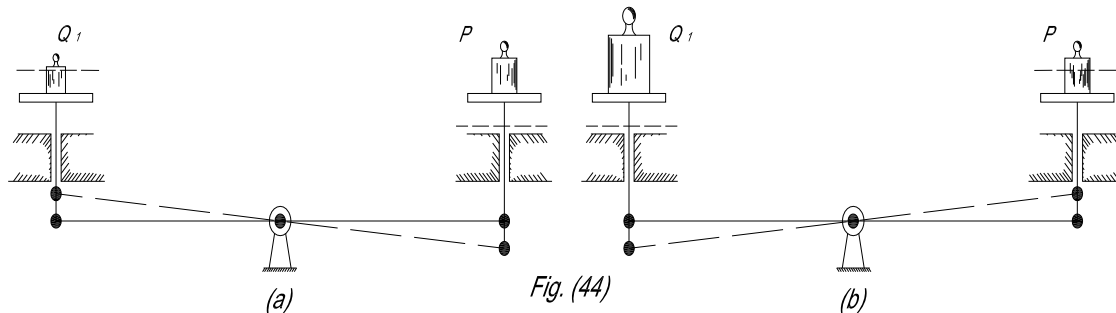
considerando una influencia 60° a partir de q' , uniforme en todo el tramo ab y de magnitud q'/ab , tomando en cuenta en los cálculos solo la parte de tal presión que afecte a la losa de cimentación.

Si el muro descansa en el terreno blando su asentamiento puede hacer que la componente vertical de empuje llegue a invertirse. Aumentando el empuje en forma considerable, por lo que Terzaghi recomienda que, los valores del empuje que se obtengan en las graficas anteriores se incrementen en un 50% sistemáticamente.



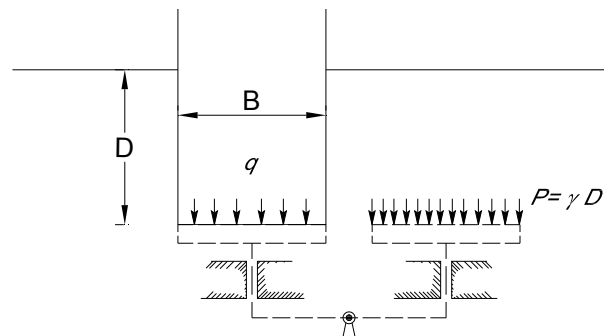
1.6 CAPACIDAD DE CARGA

En este capítulo se presentan, desde un punto de vista puramente teórico, los métodos más generales y principales que se han desarrollado hasta hoy para resolver el fundamental problema de determinar la capacidad de carga de los suelos por el método realizado de Karl Terzaghi para fines de la ingeniería civil. Para visualizar objetivamente el problema de la capacidad de carga en suelos se utilizara el análisis del modelo mecánico que se presenta a continuación (Fig. 44):



Considérese una balanza ordinaria, cuyo desplazamiento esta restringido por fricción en las guías de los platillos, tal y como se ve en la figura; para comprender la estabilidad de cimentaciones puede ilustrarse con el siguiente problema. En el platillo derecho existe P y se requiere conocer Q , que debe colocarse en el platillo izquierdo, para tener la balanza en equilibrio. Es evidente que es problema tiene dos soluciones.³⁰

Una corresponde a un $Q < P$ y la otra, a un $Q > P$. Las alternativas del equilibrio en estos dos casos ocurren con movimientos diferentes como en los casos a) y b) del esquema. Ahora considérese un cimiento de ancho B , desplantado a una profundidad D , dentro de un medio continuo como la Fig. (45). Para el cual el problema seria encontrar la carga permisible q , máxima que puede tener el cimiento, sin que se pierda la estabilidad del conjunto. Lo cual se basara únicamente, por la teoría de capacidad de carga de Terzaghi.³¹



Correspondencia de un cimiento con la balanza de Khristianovich.

Fig. (45).

³⁰ Juárez Badillo, Rico Rodríguez; *Mecánica de Suelos. Tomo 2 Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*, pp.344-345

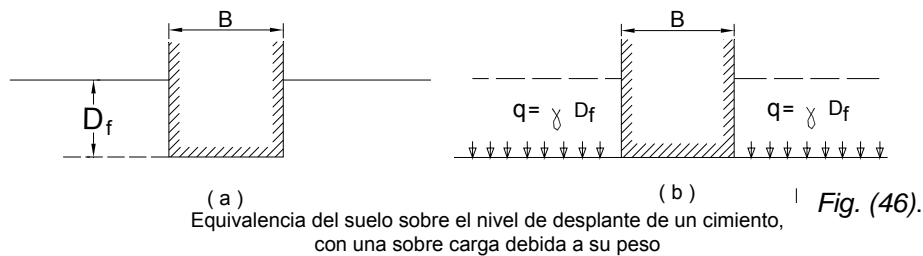
³¹ Juárez Badillo, Rico Rodríguez; Juárez Badillo, Rico Rodríguez, *op. cit.*, 344

TEORIA DE KARL TERZAGHI

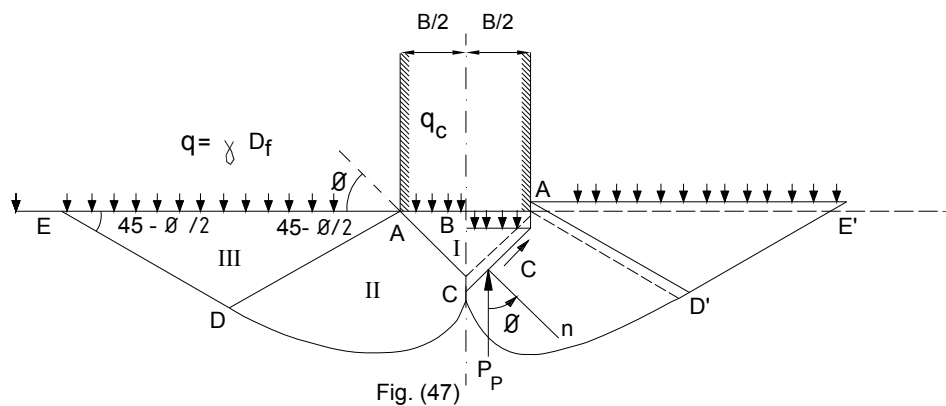
A partir de 1943 Terzaghi extendió la teoría de Prandtl-Reissner hasta hacerla aplicable a los problemas prácticos de la Mecánica de Suelos. La teoría cubre el caso más general de suelos cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante queda dada por la expresión:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad \text{K K (36)}$$

Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante (y por ende la contribución en el mecanismo de falla) del suelo situado por arriba de la profundidad de desplante del cimiento (D_f); este material sólo influye, según esta teoría, como una sobrecarga actuante en dicho nivel de desplante (*Fig. 46*).



En la *Fig. (47)* se muestra el mecanismo de falla propuesto por Terzaghi. Para un cimiento de longitud infinita, de área de contacto con el suelo rugoso y uniformemente cargado. La figura está dividida en dos porciones; a la izquierda se ve el estado de cosas antes de producirse la falla del cimiento, en tanto que en la parte de la derecha ésta ya se ha producido.



Las principales hipótesis hechas por Terzaghi en relación a su teoría, además de la ya mencionada en relación a la sobrecarga lateral, se refieren a la forma de las líneas que limitan las zonas II, que se postula como una espiral logarítmica y a la aceptación de que los estados de esfuerzos en las zonas III pueden considerarse como los correspondientes a estados plásticos pasivos de



Rankine; también se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante se moviliza simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla.

Trabajando matemáticamente su modelo de falla. Terzaghi obtuvo como valor límite de la carga que puede transmitir el cimiento, la expresión:

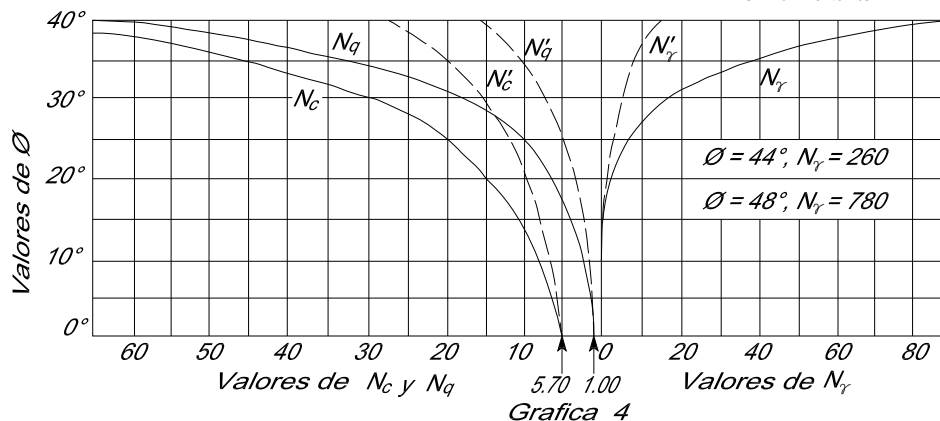
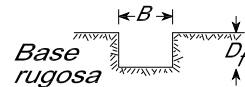
$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \dots (37)$$

En la expresión anterior, c es el valor de cohesión que pueda ser atribuido al suelo sobre el que se apoya el cimiento; B es el ancho del cimiento supuesto de longitud infinita; γD_f es el valor de sobrecarga que se pueda considerar actuante al nivel de desplante, que depende, en general, de la profundidad de desplante del cimiento, D_f , y del peso volumétrico del material que quede sobre dicho nivel de desplante. Los términos N_c , N_q y N_γ son los llamados factores de capacidad de carga de la teoría de Terzaghi. Puede demostrarse en dicha teoría que dependen sólo del ángulo de fricción interna, ϕ , del suelo y son coeficientes adimensionales que caracterizan la capacidad de carga de un suelo dado. N_c se relaciona con la cohesión del suelo, N_q con la sobrecarga existente al nivel de desplante y N_γ con el peso del suelo que soporta al cimiento. Todos ellos se proponen tanto para cimentaciones superficiales, como profundas.

La condición para aplicar la fórmula (37) a un problema práctico es precisamente conocer para ese caso los valores de N_c , N_q y N_γ . La teoría permite establecer expresiones algebraicas para calcularlos. En función del ángulo ϕ . Los valores obtenidos se ilustran en la grafica 4.

Faja cargada, ancho B
 Carga por unidad de área de zapata
 Rotura por corte general $q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$
 Rotura por corte local $q'_d = \frac{2}{3} cN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$
 Zapata cuadrada, ancho B
 Carga unitaria $q_{ds} = 1.2 cN + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$

Base rugosa
 Peso unitario del suelo = γ
 Resistencia unitaria al corte
 $s = c + \sigma \tan \phi$

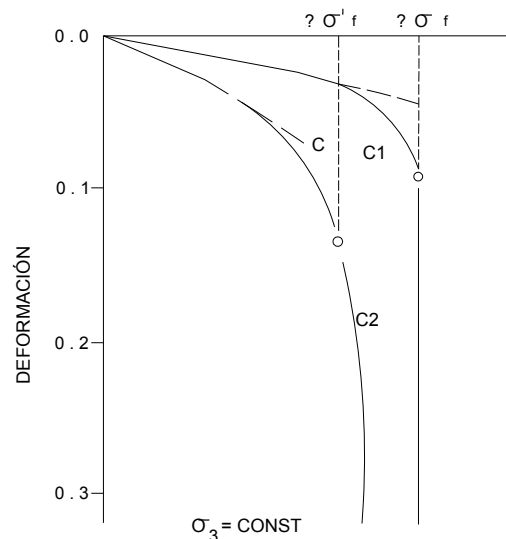


Grafica 4





En la grafica aparecen tres curvas que dan los valores de NC , Nq y $N\gamma$ en función del ángulo ϕ y otras tres (trazo discontinuo) que proporcionan valores modificados de esos factores. Los cuales se aplicaran a lo que Terzaghi llamo en el cimientto una falla tipo “local”, en contraposición al esquema anterior al que Terzaghi lo llamo “general”. En efecto, el propio Terzaghi indica que al ir penetrando el cimientto en el suelo se van produciendo ciertos desplazamientos laterales, de manera que los estados plásticos alcanzan los puntos extremos E y E' (Fig. 47) y en el instante del colapso toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite; pero este mecanismo “general” no puede desarrollarse en todos los suelos. Con respecto a la grafica (5), Terzaghi considera que en materiales arenosos sueltos ó arcillosos blandos, con curvas esfuerzo-deformación como la C_2 , en los que la deformación crece mucho para cargas próximas a la falla, de penetrar el cimientto no logran desarrollarse los estados plásticos hasta puntos tan léganos como los E y E' sino que esto ocurre antes, a carga menor, por haberse causado un nivel de asentamiento en el cimientto que por fines prácticos, equivale a su falla. Esta es la falla “local”, a la que consecuentemente deben corresponder factores de capacidad de carga corregidos y más bajos.



Curvas de esfuerzo-deformación típicas para mecanismo de falla general (1) y local (2) VALORES DE $?\sigma = \sigma'_1 - \sigma_3$ Grafica 5

Terzaghi propuso obtener los valores de falla “local” corrigiendo los parámetros de resistencia y ϕ del suelo cuando existan posibilidades de que se presente ésta; los nuevos valores propuestos son:

$$c' = \frac{2}{3} c.$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$





Dado un ángulo ϕ en un suelo en que la falla "local" sea de tener, puede calcularse el correspondiente valor de ϕ' con la segunda de las expresiones. Si con este valor de ϕ' se entra a las curvas de llenas de la grafica 4 se obtendrán factores iguales a los que se obtienen entrando con el valor original de ϕ en las curvas discontinuas

En definitiva, la capacidad de carga última respecto a la falla local queda dada por:

$$q_c = \frac{2}{3} cN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N' \gamma \dots(38)$$

La teoría arriba expuesta se refiere a cimientos continuos, de longitud infinita normal al plano del papel. Para cimientos cuadrados ó redondos, tan frecuentes en la practica, no existe solución en la teoría de Terzaghi para el cual propuso formulas como resultado de experiencia.

ZAPATA CUADRADA:

$$q_c = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N' \gamma \dots(39)$$

ZAPATA CIRCULAR:

$$q_c = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N' \gamma \dots(40)$$

R, radio de la zapata circular

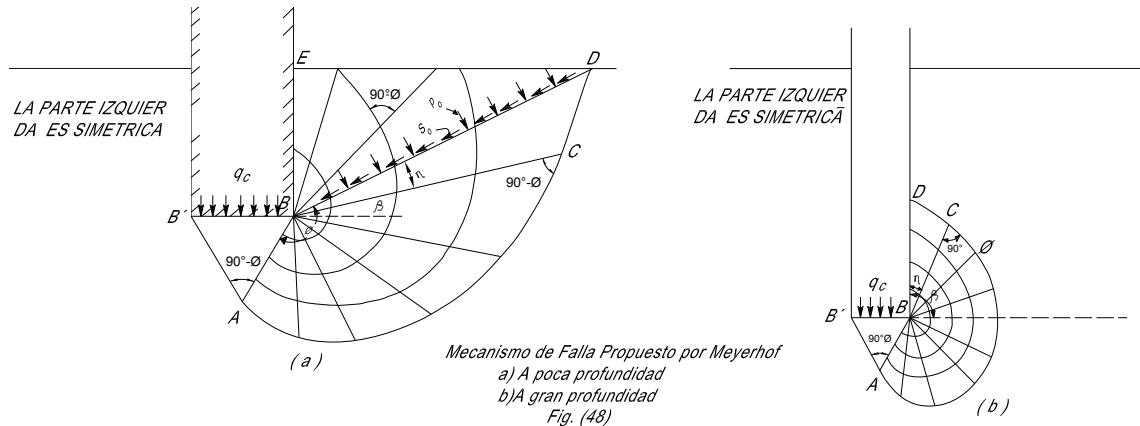
Los factores de capacidad de carga en las expresiones anteriores se obtienen de la grafica 4, sean los correspondientes a la falla "local" o "general". Muchos proyectistas encuentran poco definidas las condiciones en que han de usarse los factores de capacidad de carga correspondientes a falla "local". Independientemente de que a veces no se dispone de suficiente información confiable en cuanto a propiedades esfuerzo-deformación de los suelos, las formas de las curvas que ameritan el empleo de los factores N' se concretan poco. Este es un punto en el que el proyectista no puede contar con una regla fija a qué atenerse y su propio criterio y experiencia deberán de decir la última palabra. Algunos de ellos aplican el siguiente criterio con base en información proveniente de pruebas triaxiales en las que se mida la deformación unitaria del espécimen en la falla. Si ésta es menor de 5% aplican los factores N ; si es mayor de 15% aplican los factores N' y, en casos intermedios, aplican valores de capacidad de carga que son una interpolación lineal entre los factores N y los N' . Otros autores proponen el uso de las N' en arenas con compacidad relativa menor de 30 % y en arcillas con sensibilidad mayor que 10.



Teoría de Meyerhof

En 1951 G.G. Meyerhof realizó importantes contribuciones al problema de la capacidad de carga de los suelos. La teoría de Meyerhof añadió la consideración de los esfuerzos cortantes que puedan desarrollarse en el terreno de cimentación por arriba del nivel de desplante del cimiento, cuyo efecto fue dejado por la teoría de Terzaghi, excepto como sobre carga.

Para el caso de cimientos largos, de longitud infinita normal al plano del papel, el mecanismo de falla propuesto por Meyerhof aparece en la Fig. (48).



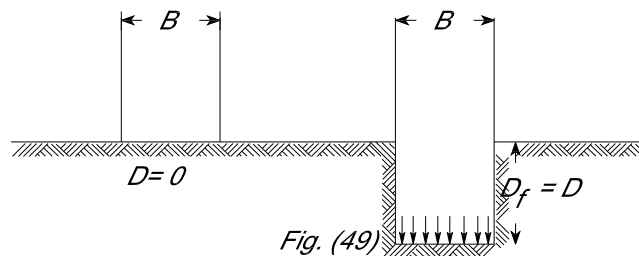
La expresión de la teoría de Meyerhof para la capacidad de carga de cimientos superficiales es del mismo propuesto en la teoría de Terzaghi, para cimientos profundos.

$$q_c = cN'_c + \gamma D_f N'_q \quad K K (41).^{32}$$

Que solo se refiere a la capacidad en la punta del pilote

Teoría de Skempton

Aplica su teoría a los suelos cohesivos al fijar el valor de N_c en la profundidad de penetración del cimiento en un estrato de apoyo D . Así dos cimientos no tendrán la misma capacidad en lo referente a la influencia de la cohesión. Fig. (49).



³² Ver Anexos, Grafica para valores de N_c, N_q, N_γ , pp. 103



La influencia de la profundidad de desplante en el valor de N'_c debe de ser diferente en los dos casos como se muestra anteriormente, ya que la capacidad de carga total no seria la misma a causa del diferente valor del termino γD_f .

El cimiento más profundo tendrá una superficie de mayor desarrollo en la cual la cohesión trabajara más, a lo cual deberá corresponder un valor mayor de N_c mostrando que no es independiente de la profundidad de desplante, sino que aumenta con ella, si bien este aumento no es limitado.

Skempton propuso para la capacidad de carga en los suelos cohesivos la siguiente expresión análoga a la de Terzaghi, según la cual:

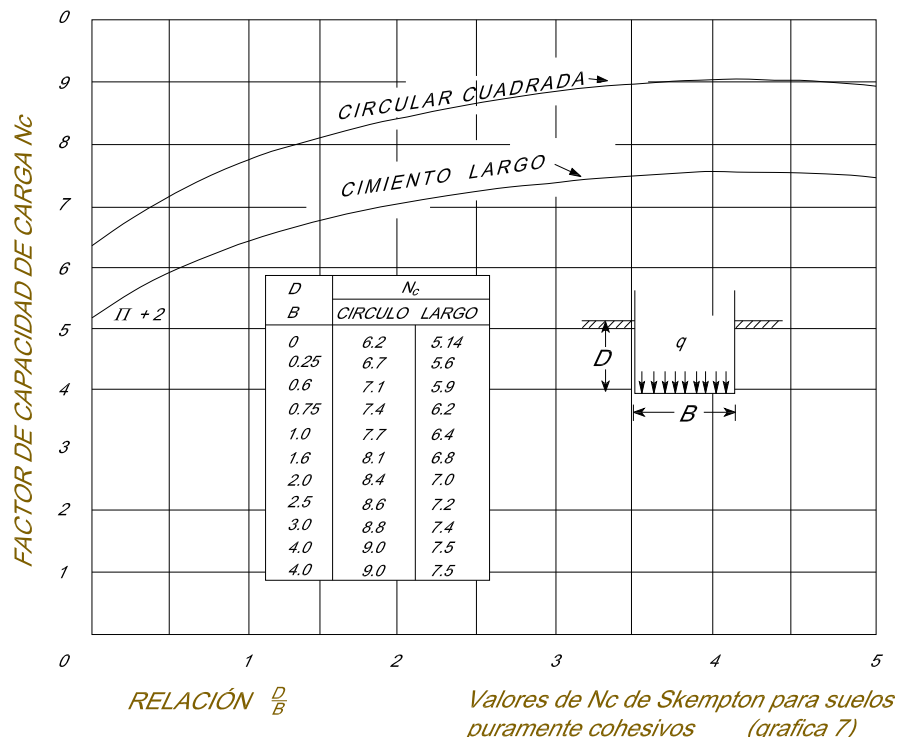
$$q_c = cN_c + \gamma D_f \quad \text{K K (42)}$$

La diferencia estriba en que N_c no siempre vale 5.7, sino que varía en la relación $\frac{D}{B}$, (grafica 7)

Donde:

D ; es la profundidad en que el cimiento está dentro del estrato resistente.

B ; es el ancho del propio cimiento.

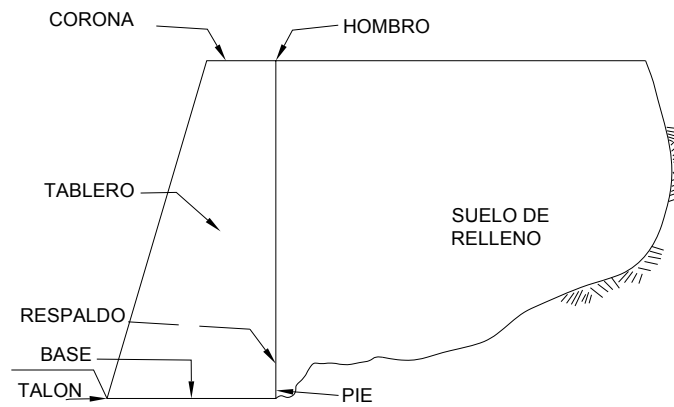


1.7 TIPOS DE MUROS

Los muros de contención son estructuras que se diseñan y se construyen para soportar, las presiones horizontales que le transmitirá el suelo de relleno localizado aguas arriba de su respaldo, de tal forma que garantice en confinamiento de éste, durante el periodo de vida útil al cual se le haya diseñado. Comúnmente son estructuras permanentes de tipo rígido ó semirígido, a las cuales para poder llevar a cabo su diseño es preciso conocer las propiedades mecánicas de resistencia al corte tanto del suelo de relleno al cual confinan como el suelo de cimentación al cual se apoyan. De acuerdo a la forma en que trabajan con el suelo al cual confinan y al material con el cual se construyen, los muros de contención se clasifican en dos categorías: Convencionales y Muros de tierra Estabilizados Mecánicamente.

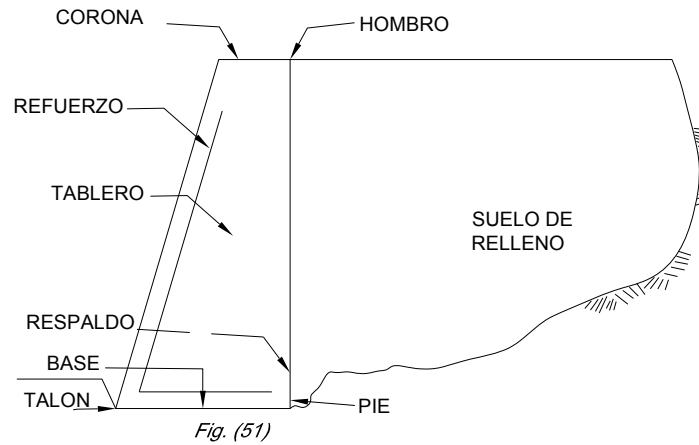
Los muros de contención convencionales se clasifican como:

1. Muros de contención de Gravedad.- Son aquellos muros cuya estabilidad se debe a su peso propio y del suelo en que descansa la mampostería. Son hechos a base de mampostería, concreto ciclopio, concreto simple y suelo cemento. *Fig. (50).*³³

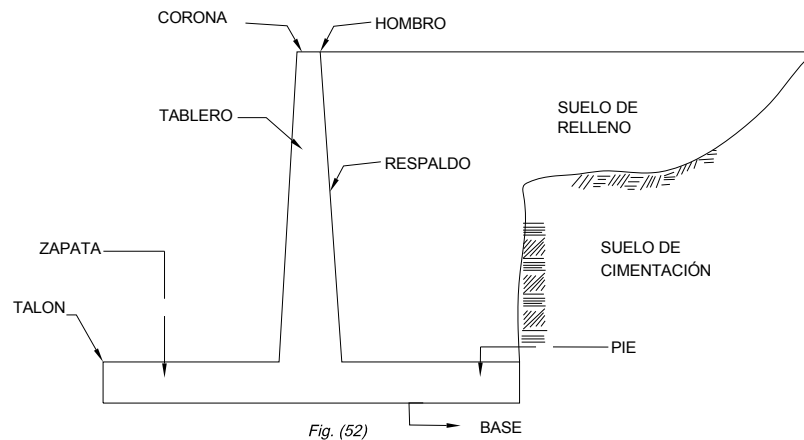


2. Muros de contención de Semigravedad.- Son muros de tipo gravedad en donde se emplea, una pequeña cantidad de acero para minimizar así el tamaño de las secciones del muro. *Fig. (51).*

³³ Gomes Casillas Miguel A., Apuntes de geotecnia V en *Muros de Contención*.



3. Muros de contención de Voladizo.- Con ó sin anclas, su estabilidad se debe fundamentalmente a que utiliza la acción del voladizo, para retener la masa del suelo. Son contruidos de concreto reforzado, es decir que tienen capacidad para soportar esfuerzos de tensión, que se presentan en la estructura del muro; además constan de un tallo delgado y una losa de base. Este tipo es económico hasta una altura aproximada de 8m. Fig. (52).³⁴



4. Muros de contención con contrafuertes.- Son similares a los muros en voladizo. Sin embargo, a intervalos regulares estos tiene losas delgadas de concreto conocidas como contrafuertes que conectan entre sí el muro con la losa de base. El propósito de los contrafuertes es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes. Fig. (53)

³⁴ Gomes Casillas Miguel A., Apuntes de geotecnia V en *Muros de Contención*.

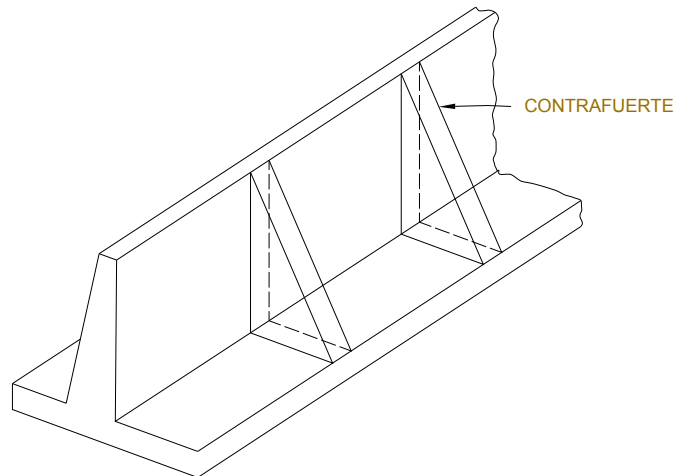
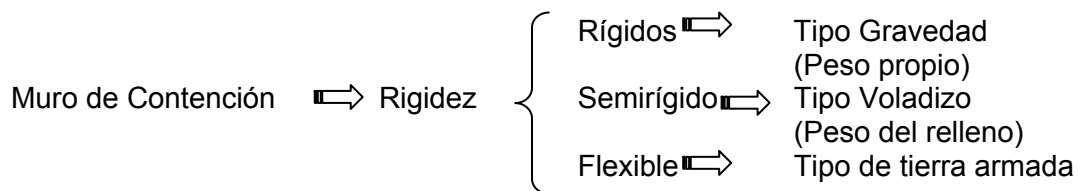


Fig. (53).

Muros Estabilizados Mecánicamente

Los muros de contención mecánicamente estabilizados tienen sus rellenos estabilizados por elementos de refuerzo tales como franjas metálicas, mallas de alambre soldado, geotextiles y geomallas. Estos muros son relativamente flexibles y soportan grandes desplazamientos verticales y horizontales sin mucho daño.

También se les puede clasificar de acuerdo a su rigidez



Para diseñar apropiadamente los muros de contención, un ingeniero debe conocer los parámetros básicos del suelo, es decir, el peso específico ó volumétrico, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo retenidos, detrás del muro y del suelo debajo de la losa de la base. Conocer las propiedades del suelo detrás del muro permite al ingeniero determinar la distribución de la presión lateral necesaria para el diseño. Existen dos fases en el diseño de un muro de contención convencional. Primero, conocida la presión lateral de la tierra, se revisa por estabilidad, que incluye la revisión de posibles fallas por volteo, deslizamiento y capacidad de carga. En segundo lugar, cada componente de la estructura se revisa por resistencia adecuada y se determina el refuerzo de acero de cada componente.



Cuando se revisa la estabilidad Mecánica de un muro, se tiene que verificar los factores parciales de seguridad del mismo contra las siguientes fallas:

a) Revisión contra el Giro del Muro ó volteo:

Tendrá que verificarse que la suma de momentos actuantes en el talón del muro como resultado de todas las fuerzas actuantes en el respaldo del mismo (empujes); no exceda la suma de momentos resistentes en dicho punto bajo un factor de seguridad (F.S.) mínimo de **1.5**

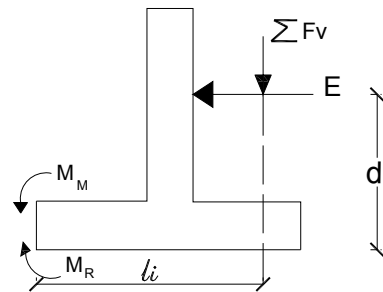
$$F.S = \frac{\sum M_R}{\sum M_M} \geq 1.50$$

$$\sum M_R = \sum (F_R * li)$$

$$\sum M_M = \sum (E * di)$$

Donde:

$\sum M_R$; Momento Resistente
 $\sum M_M$; Momento Motor



b) Revisión por Deslizamiento:

Se tendrá que verificar que la suma de las fuerzas actuantes desarrolladas a lo largo del tablero del muro (empujes), no excedan a la fuerza resistente movilizada en la base de la superficie de contacto entre el muro y el suelo de cimentación, bajo un F.S mínimo de **1.20 O 1.5 DEPENDIENDO DEL AUTOR, NO SE ENCUENTRA PLENAMENTE DEFINIDO.**³⁵

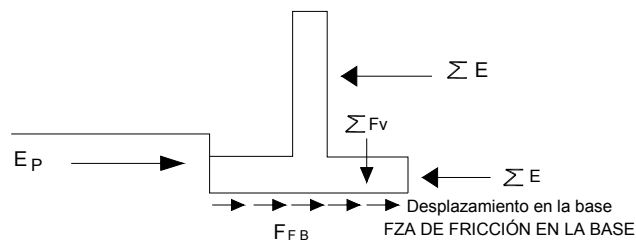
$$F.S = \frac{\sum F_{RD}}{\sum E} \geq 1.20$$

$$\sum F_{RD} = F_{FB} + E_P$$

$$\sum E = (Si) Ac$$

$$F_{FB} = (C + \sigma N \tan \delta) Ac$$

$$\sigma N = \frac{\sum F_V}{Ac}$$



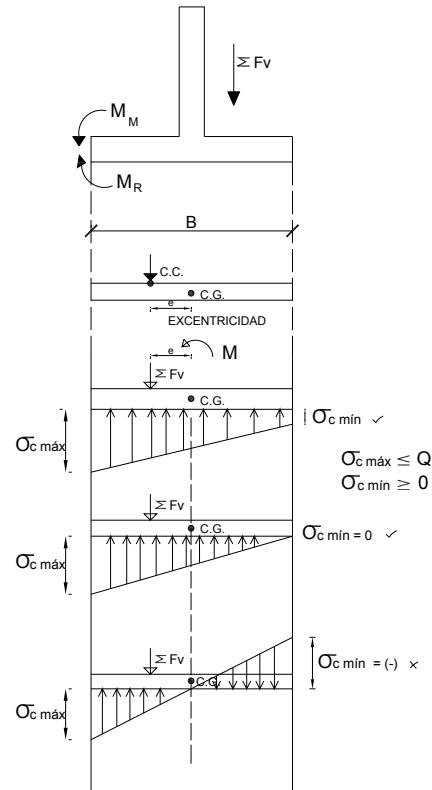
³⁵ Gomes Casillas Miguel A., Apuntes de geotecnia V en *Muros de Contención*.





c) Revisión por Capacidad de Carga:

Se tendrá que verificar que la presión de contacto máxima desarrollada en el punto mas esforzado de la base de la cimentación, no exceda a la resistencia admisible por capacidad de carga que moviliza el sistema: *suelo cimentación*; así mismo tendrá que verificarse que en la presión de contacto mínima, en la franja menos esforzada de la cimentación del muro no resulta de tensión, (esto se verifica si el centro de la resultante de las cargas queda comprendido dentro del tercio medio, de la base de la cimentación)



La calidad de un diseño depende no solamente del factor de seguridad asumido sino también del método de análisis, los modelos de cálculo, el modelo geológico, los parámetros geotécnicos y la forma como se definen los factores de seguridad; por lo tanto, los factores de seguridad por sí solos no representan una garantía para la estabilidad de la estructura de contención. Debe observarse que los factores de seguridad no cubren los errores y el no cumplimiento de las especificaciones de construcción, equivocaciones en el cálculo de las cargas, la utilización del método de análisis equivocado, las diferencias de la resistencia de los materiales en el laboratorio y en el campo y el nivel de supervisión.

Tabla 14.6 Factores de seguridad mínimos en las cargas para el diseño suponiendo estado límite último

Carga	Factor de seguridad mínimo recomendado (Mayoración)
Carga muerta debida al peso del muro	1.0
Carga muerta debida al peso del suelo.	1.0
Sobrecarga	1.5
Carga sísmica	1.0
Carga de agua	1.0
Peso unitario	1.0
Angulo de fricción en la base δ	1.2
Resistencia al cortante drenada $c' - \phi^*$	1.2
Resistencia al cortante no drenada $c - \phi$	2.0
Permeabilidad del suelo	1.0
Permeabilidad de filtros y drenajes	10.0
Resistencia a la compresión de la roca	2.0
Peso unitario del agua	1.0
Pesos unitarios estructura (concretos, aceros, etc.)	1.0
Resistencia de la estructura	Los indicados en la normas de diseño para cada tipo de estructura

36

³⁶ Ordóñez C., Alberto, Estructuras de Contención o anclaje, “Factores de Seguridad”, pp.12





Las acciones a tomar en cuenta, independientemente del tipo de muro (gravidad o voladizo) son las siguientes:

- a. El empuje de tierras debido al relleno.
- b. El empuje hidrostático o las fuerzas de filtración.
- c. Las fuerzas debidas a la fricción muro-suelo de relleno.
- d. Las sobrecargas de la superficie.
- e. El peso propio del muro.
- f. El peso propio del relleno.
- g. Las fuerzas sísmicas
- h. Otras acciones (fuerzas de coceo, presiones residuales por la compactación del relleno, etc.)

Los efectos predominantes son:

a. El empuje de tierras debido al relleno.

Para la determinación del empuje que ejerce el suelo del relleno requiere la determinación de las propiedades físicas y mecánicas del suelo de relleno y del suelo de cimentación.

Del suelo de relleno deben conocerse valores como el peso volumétrico, grado de compactación, así como los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo (ángulo de fricción interna y cohesión) y su posible evolución de estas propiedades con el tiempo, debido a que algunos suelos presentan cohesión bajo circunstancias particulares pero esta propiedad puede perderse a largo plazo o inclusive a corto plazo, como es el caso de la cementación por carbonatos de calcio. En la teoría del estado límite de Rankine las arcillas, a pesar de que presentan cohesión, y que permiten calcular el empuje de tierras llegando a valores negativos podría pensarse que no existirán empujes de este tipo, estudios relativamente recientes han demostrado que, debido a las propiedades de fluencia (consolidación secundaria) que presentan estos suelos, es posible que a largo plazo aparezcan esfuerzos residuales y en consecuencia se incrementen las presiones de tierra sobre el muro.

Otro aspecto fundamental a conocer las condiciones para que el suelo alcance un estado límite de falla como son:





- Estado activo de presión de tierras: El cual sobreviene cuando se alcanza la resistencia al esfuerzo cortante del suelo del relleno en una superficie de falla, debido a la pérdida de confinamiento lateral de relleno, es decir, para que este estado se alcance es necesario que exista un desplazamiento del muro en dirección contraria al relleno. Siendo en estas condiciones el empuje el mínimo posible.
- Estado pasivo de presión de tierras: El cual sobreviene cuando se alcanza la resistencia al esfuerzo cortante del suelo del relleno en una superficie de falla, pero en este caso debido al aumento de confinamiento lateral del relleno, y al igual que en el caso anterior, este estado se alcanza cuando se tiene un desplazamiento del muro en dirección del relleno. Correspondiendo al máximo empuje de tierras posible

Para que alguna de las dos condiciones de falla anteriores se alcance, es necesario que la estructura del muro se flexione, ó bien, que además de cierto grado de flexión que puede presentar la estructura del muro, exista desplazamiento con ó sin rotación del cimiento del muro. Obviamente, solo podrá considerarse de la estructura en el caso de los muros cuya estructura soporte esfuerzos de tensión. Por lo anterior es muy importante que el diseñador considere la posibilidad de que el muro pueda sufrir desplazamientos, aun cuando la magnitud de los desplazamientos que se requieren para movilizar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo del relleno parezcan sumamente reducidos, debido a que el cimiento del muro reposa sobre roca y la estructura es muy rígida o bien esta empotrada, o por razones de proyecto no se toleran o se imposibilitan esos desplazamientos, no podrá alcanzarse un estado límite de falla en el suelo del relleno Y. entonces, si el empuje se determinó considerando un estado activo, los empujes resultantes serán mayores; mientras que para el caso de empuje pasivo, los empujes reales pueden ser sustancialmente menores.

Existe un punto "intermedio" de presiones que es el ESTADO DE TIERRAS EN REPOSO, y que corresponde, a la presión de tierras que ejerce el suelo de relleno si las presiones verticales y horizontales se mantuviesen constantes, es decir, cuando el muro no sufre absolutamente ningún desplazamiento. Para la mayoría de los casos, el diseño del muro se realizará para un estado de presiones que estará dentro del rango impuesto por el estado activo de presión de tierras como límite inferior de las presiones, y el estado de tierras en reposo, como el límite superior de dicho rango. El estado real de presiones dependerá a la vez,





tanto de las características de la estructura del muro y su cimentación como de las características del suelo de relleno y del terreno de cimentación.

b. El empuje hidrostático o las fuerzas de filtración.

Más del 50% de las fallas observadas en muros de contención se deben a la presencia de agua en el suelo del relleno o de una pequeña lámina entre el relleno y el respaldo del muro. En efecto, la magnitud de la presión que puede ejercer el agua sobre el muro es al menos igual pero puede alcanzar hasta 3 ó 4 veces la intensidad de las presiones ejercidas por el suelo de relleno; lo cual es fácil mostrar mediante la ecuación siguiente, que representa la integración de los diagramas de presiones en el caso de un suelo de relleno con presencia de nivel freático en la superficie.

$$E = \frac{1}{2} K (\gamma_m - \gamma_w) H^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad K K (43)$$

Donde:

E; es el empuje de tierras horizontal resultante actuando sobre el muro

H; es la altura total del muro en contacto con el relleno

γ_m ; es el peso volumétrico del suelo saturado

γ_w ; es el peso volumétrico del agua

K; es el coeficiente de empuje de tierras.

En la Ec 43, en los términos de la derecha la cantidad $(\gamma_m - \gamma_w)$ es del orden de $\gamma_w / 2$ y generalmente $K < 1$, por ello es fácil ver que el primero de los términos de la derecha que representa el empuje debido al suelo (en este caso sumergido), puede resultar sustancialmente menor que el segundo término de la parte derecha que representa el empuje del agua. Si $\gamma_m = 2t/m^3$, $\gamma_w = 1t/m^3$ y $K = 0.5$; resulta: $E=0.5H^2 (0.5+1.0)$ es decir, la magnitud del empuje debido al agua es el doble del empuje debido al suelo, pero lo más grave es que el empuje resultante en este caso tendrá una magnitud tres veces mayor $\{E=0.5H^2 (0.5)\}$ que la que pudo haberse considerado si se ignoró la presencian del agua $\{E=0.5H^2(0.5)\}$.

Por esta razón, en muros de contención siempre debe considerarse como premisa de diseño la siguiente frase:





Deben tomarse todas las medidas necesarias que permitan evitar la acumulación de agua en el suelo del relleno, y con mayor precisión, evitar que se acumule agua en el respaldo del muro.

Lo anterior solamente puede lograrse construyendo un sistema de drenaje seguro y adecuado para la cantidad de agua que podría esperarse por infiltración de agua desde la superficie del relleno, o por aportaciones subterráneas, ya sea por la presencia de escurrimientos naturales, tendencia a formar nivel freático o, inclusive, la presencia de fugas en ductos enterrados. En algunas ocasiones, esto mismo puede llevar a soluciones más costosas que la que resultaría de diseñar al muro para resistir el empuje hidrostático.

Otro aspecto importante relacionado con la presencia de agua en el relleno, es cuando el suelo de relleno consiste en una arena con compacidad suelta o muy suelta, ya que en este caso la acción de un sismo sobre el relleno saturado puede inducir deformaciones considerables o, en el peor de los casos, producir la licuación del suelo.

c. Las fuerzas debidas a la fricción muro-suelo de relleno

Estas fuerzas por lo general favorecen la estabilidad del muro ya que, teóricamente, provocan la inclinación del empuje resultante en sentido favorable para mejorar la estabilidad de la estructura al disminuir el componente horizontal que genera deslizamiento del cimiento y momento de vuelco, e incrementar el componente vertical que aumenta el momento resistente al volcamiento y aumento del componente resistente de fricción entre el cimiento y el suelo.

Ante la acción del sismo, en los muros en voladizo este efecto debe analizarse cuidadosamente, pues si el componente vertical de la aceleración no es despreciable (lo cual no es el caso en el D. F., pero sí en las Zonas Sísmicas C y D de la República Mexicana), su efecto aumenta y reduce cíclicamente las fuerzas favorables a la estabilidad.





d. Las sobrecargas de la superficie

El R.C.D.F. indica que para el análisis de muros de contención en el caso de excavaciones se considere una sobrecarga no menor que 1.5 t/m^2 (Art. 228, Cáp. VII del R.C.D.F.), con factor de carga unitario.

Las sobrecargas sobre la superficie del relleno dependerán básicamente del proyecto. En el caso de rellenos que soportarán estructuras, además de considerar la magnitud de la sobrecarga producida por el peso de las edificaciones, deberá considerarse que el desplazamiento del muro puede originar asentamientos diferenciales indeseables para las estructuras y por la importancia de estas estructuras y la función que cumple el muro para garantizar la seguridad, este último podría llegar a clasificarse inclusive como una estructura del Grupo A.

e. El peso propio del muro.

Es el parámetro clave en el caso de muros de gravedad, ya que como su nombre lo indica, es a su peso propio a quien la estructura debe fundamentalmente su estabilidad.

El peso propio del muro es también un parámetro importante cuando el sistema muro-cimentación-relleno se encuentra sometido a las acciones del sismo, pues en este caso debe considerarse el efecto del componente horizontal de la aceleración actuando sobre las masas del relleno y del muro.

f. El peso propio del relleno

En el caso de muros tipo voladizo puede sacarse ventaja de la geometría del muro, ya que al peso propio de la estructura (que en este caso es pequeño), se puede sumar el peso propio del suelo de relleno que descansa directamente sobre el cimiento, lo cual puede permitir incrementar sustancialmente tanto el momento como la fuerza de fricción resistentes.

El peso propio del relleno es un parámetro importante cuando se analiza la seguridad del sistema muro-cimentación-relleno, cuando es posible que se presente una falla generalizada o una falla de talud.





g. Las fuerzas Sísmicas

Estas fuerzas, en la zona metropolitana del Distrito Federal, se originan por los efectos del componente horizontal de la aceleración sísmica actuando sobre la masa del relleno y del muro mismo. En caso de existir un tirante de agua "libre", también deberá considerarse el empuje hidrodinámico de la masa de agua sobre el muro.

h. Otras acciones.

Las fuerzas de coceo producidas por los efectos de estructuras empotradas en la corona del muro, por ejemplo, como sería el caso de estructuras sometidas a empuje del viento que transmiten momentos y cortante al empotramiento.

La compactación del suelo puede generar presiones residuales en el cuerpo del relleno que deberán incluirse en el análisis de empuje de tierras.





Modelo Propuesto.





MUROS DE CONCRETO ARMADO

Después de analizar cada uno de los parámetros obtenidos para el diseño de un muro de contención que satisfaga las necesidades que se tendrán en la obra, es posible adecuar la ingeniería.

Para cualquier empresa es de vital importancia que toda obra, tenga la menor incertidumbre posible, debido a que el ingeniero tiene la responsabilidad de cubrir todos los requerimientos necesarios, para que el proyecto sea realizado de acuerdo a los factores de seguridad que se requieran. Teniendo un claro conocimiento de la topografía del lugar, para proyectar la mejor solución y crear un mejor modelo que se adapte a los requerimientos del problema.

Después de conocer los diferentes tipos de muros empleados para la contención de deslaves, y observando el problema que tiene PEMEX en el sureste del país, se proponen dos muros de concreto armado con lloraderos y refuerzo de geotextiles. Serán de distintos tamaños para la protección del poliductos de 16" y de 8", que se ubican en la parte superior de una ladera. Los muros se colocaran en forma escalonada por la pendiente de dicha ladera, para una mayor protección, acrecentando la cuña de falla del conjunto de muros y evitar posibles deslaves secundarios. Los cuales abarcaran la longitud del ducto en cuestión.³⁷

Los muros que se proponen varían en dimensiones y características individuales. Para un mejor funcionamiento y solución del problema

A continuación se dará una descripción de los diferentes tipos de muros propuestos:

Muro Tipo 1

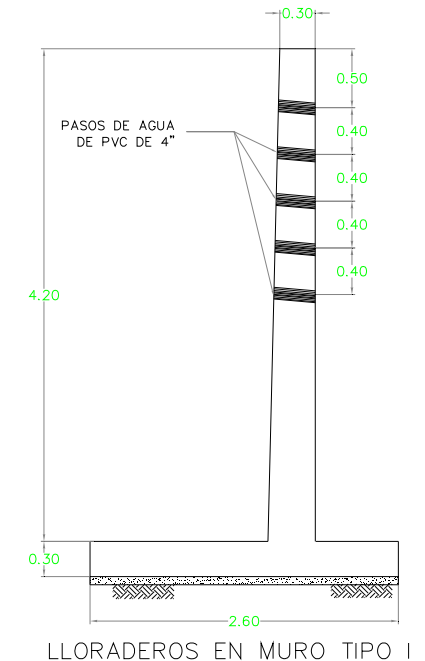
Este muro es de concreto armado de tipo de contrafuerte ya que las necesidades del problema así lo requieren; este muro consta con las siguientes dimensiones, para el requerimiento de una buena solución, se empleo una longitud total del muro de 4.50 m, en el cual el tablero es de 4.20 m de longitud y

³⁷ Ver planos 01planta topográfica, 02 Modelo propuesto y 03 Detalle de corte, en Anexos, pp 109-111



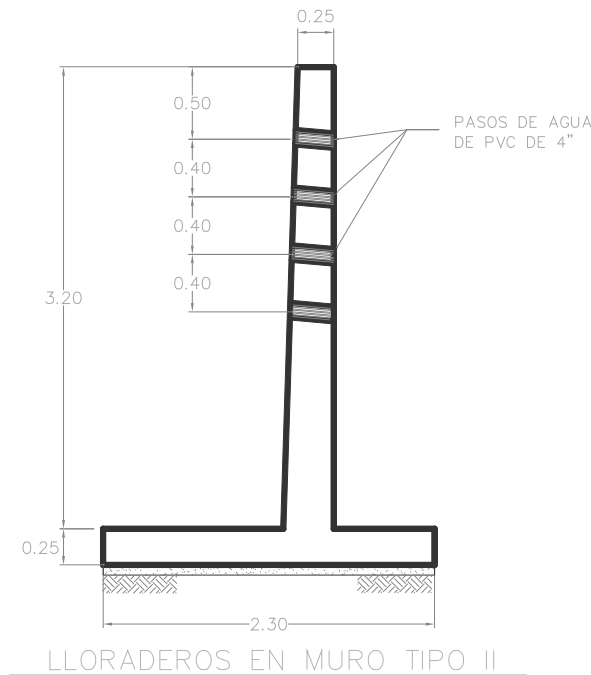
una corona de 0.30 m, espesor de la zapata de 0.30 m y el espesor del refuerzo de 0.20 m, y una altura de 2.10 m.

Además de ciertos requerimientos extras como lo son; la distancia del relleno de la punta de 1.50 m, las distintas distancias que conforman la longitud de la base, será de acuerdo a los parámetros requeridos, los cuales variaran para cada caso, en lo que respecta al talón, cuerpo y punta del muro.



Muro Tipo 2

Este muro es de concreto armado de tipo contrafuerte con las siguientes características; una longitud total del muro de 3.45 m, en el cual el tablero es de 3.20 m de longitud y una corona de 0.25 m, espesor de la zapata de 0.25 m y el espesor del refuerzo de 0.20 m, y una altura de 2.10 m. Distancia del relleno de la punta de 1.40 m, de acuerdo al proyecto, las distintas distancias que conforman la longitud de la base, será de acuerdo a los parámetros requeridos, los cuales variaran para cada caso, en lo que respecta al talón, cuerpo y punta del muro.

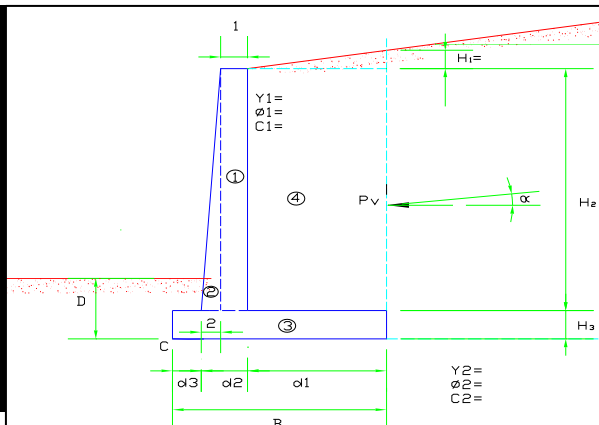
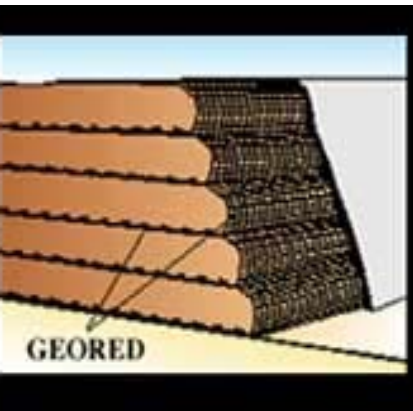


Además de contar con pasos de agua (lloraderos), de 4" de ϕ de PVC a cada 0.40 m de distancia y a un metro de longitud para cada caso. Y de contar con refuerzos de geomallas de polipropileno de alta densidad enlazadas a los muros a cada 0.50 m (ver detalle en plano 00 en anexos).

Ambos muros contarán con un sistema de eliminación de aguas, a base de cunetas, canales y rebosaderos, aparte de los pasos de agua en cada muro, los cuales, los cuales protegerán a los muros del paso de agua en el lugar. (Ver plano 04, anexos Pág. 112)



Comportamiento del Modelo.





COMPORTAMIENTO DEL MODELO

El modelo de cálculo presentado consiste en un método de análisis basado en la teoría mencionada anteriormente, y del modelo propuesto para asegurarse que los cálculos son correctos

Para cada situación se diseñaron las cargas que pueden afectar la estructura de contención tales como: peso del suelo, presiones de tierra, presiones estáticas de agua, etc.

Adicionalmente, se analizó las diversas combinaciones posibles de cargas, y diseñar cada muro de contención en la condición más crítica.

Para la determinación de las cargas debe de tenerse una información muy clara de la geometría del muro propuesto, así como los parámetros geotécnicos y los factores de seguridad

También se aprecia que se analizaron ciertos muros con datos idénticos, pero con diferentes dimensiones, y como se menciono anteriormente, cada cálculo está realizado por los factores y las condiciones mas criticas para cada caso. Obteniendo así los resultados más convenientes para cada caso, teniendo en cuenta que cada muro propuesto tiene las ventajas necesarias, para evitar el desastre.

Igualmente cada muro diseñado debe de cumplir satisfactoriamente cada uno de los parámetros requeridos para su estudio y finalmente para su construcción





CÁLCULO DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD PARA MUROS DE CONTENCIÓN Muro Tipo 1a

DATOS

SUSCEPTIBLE DE LICUACIÓN
 SM - 29³⁸

PESOS VOLUMÉTRICOS (TON/M3)

RELLENO $\gamma_1 = 1.08$
 DESPLANTE $\gamma_2 = 1.08$
 CONCRETO REFORZADO $\gamma_{con} = 2.40$

COHESIÓN (TON/M2)

RELLENO $c_1 = 1.40$
 DESPLANTE $c_2 = 1.40$

ÁNG. FRICCIÓN (°)

RELLENO $\phi_1 = 18.00$
 DESPLANTE $\phi_2 = 18.00$

ALTURAS (M)

RELLENO SUP $H_1 = 1.30$
 RELLENO $H_2 = 4.20$
 BASE $H_3 = 0.30$
 TOTAL $H' = 5.80$

DISTANCIAS (M)

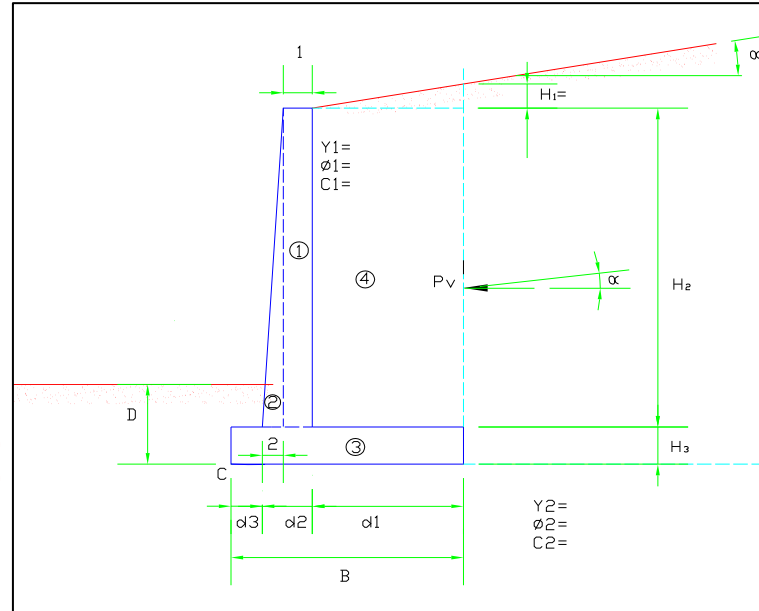
RELLENO DE PUNTA $D = 1.50$
 TALÓN $d_1 = 1.50$
 CUERPO $d_2 = 0.40$
 PUNTA $d_3 = 0.40$
 LONGITUD DE BASE $B = 2.00$
 ESPESOR DE MURO $1 = 0.30$
 ESPESOR DE REFUERZO $2 = 0.10$
 ESPESOR DE ZAPATA $3 = 0.30$
 ANG. DEL RELLENO $\alpha = 41.00$

COEFICIENTE DE EMPUJE

ACTIVO $K_a = 0.25$
 PASIVO $K_p = 1.89$
 DE TIERRAS $k_1 \text{ y } k_2 = 0.67$
 $N_c = 13.10$
 $N_\gamma = 4.07$
 $N_q = 5.26$

RESULTADOS (TON/M)

PRESIÓN ACTIVA $P_a = 4.53$
 P. ACT. VERTICAL $P_v = 2.97$
 P. ACT. HORIZONTAL $P_h = 3.42$



³⁸ Instituto de ingeniería de la UNAM "Reporte geotécnico para la refinería de Lázaro Cárdenas "Minatitlan".
 Ver anexos, pp. 107





FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO

SECCIONES DEL MURO	AREAS (M)	PESO POR LONG (T/M)	BRAZO DESDE C (M)	MOMENTO (T-M)
1.00	1.26	3.02	0.65	1.97
2.00	0.21	0.50	0.47	0.24
3.00	0.69	1.66	1.15	1.90
4.00	6.30	6.80	1.55	10.55
5.00	0.98	1.06	1.80	1.90
	Pv=	2.85	2.30	6.55
	Σv=	15.89		23.11

MOMENTO DE VOLTEO $M_o(T-M) = 6.61$
 FACTOR DE SEGURIDAD FS= 3.49 >2 - OK

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

PRESIÓN PASIVA $P_p(T/M) = 8.08$ 1.376381921
 FACTOR DE SEGURIDAD FS= 3.90 >2 - OK 57.30

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA LA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

EXCENTRICIDAD $e(m) = -0.04 < (B/6)$
 CAPACIDAD EN PUNTA Y TALON $q_{talón}(T/m) = 7.05$
 $q_{punta}(t/m) = 8.85$
 CAPACIDAD ULTIMA DEL SUELO $q(t/m) = 1.62$
 $B'(m) = 2.08$

FACTORES DE SUELO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA

$F_{cd} = 1.29$
 $F_{qd} = 1.22$ 57.30 0.31
 $F_{yd} = 1$
 $\Psi = 15.91$ 0.284975647 0.27761663
 $F_{ci} = F_{qi} = 0.68$ 0.823263762
 $F_{yi} = 0.01$ 0.116318809

CAPACIDAD DE CARGA FINAL

FACTOR DE SEGURIDAD $q_u(t/m^2) = 23.16$
 FS= 3.29 >2 - OK





Muro Tipo 1b

DATOS

SUSCEPTIBLE DE LICUACIÓN
 SM - 17³⁹

PESOS VOLUMÉTRICOS (TON/M3)

RELLENO $\gamma_1 = 1.67$
 DESPLANTE $\gamma_2 = 1.67$
 CONCRETO REFORZADO $\gamma_{con} = 2.40$

COHESIÓN (TON/M2)

RELLENO $c_1 = 2.00$
 DESPLANTE $c_2 = 2.00$

ÁNG. FRICCIÓN (°)

RELLENO $\phi_1 = 11.00$
 DESPLANTE $\phi_2 = 11.00$

ALTURAS (M)

RELLENO SUP $H_1 = 1.30$
 RELLENO $H_2 = 4.20$
 BASE $H_3 = 0.30$
 TOTAL $H' = 5.80$

DISTANCIAS (M)

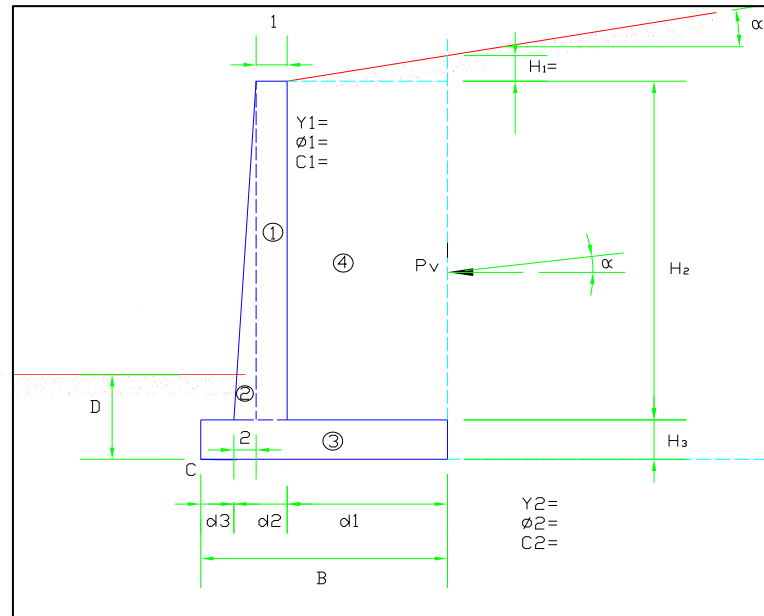
RELLENO DE PUNTA $D = 1.50$
 TALÓN $d_1 = 1.50$
 CUERPO $d_2 = 0.40$
 PUNTA $d_3 = 0.70$
 LONGITUD DE BASE $B = 2.60$
 ESPESOR DE MURO $1 = 0.30$
 ESPESOR DE REFUERZO $2 = 0.10$
 ESPESOR DE ZAPATA $3 = 0.30$
 ANG. DEL RELLENO $\alpha = 41.00$

COEFICIENTE DE EMPUJE

ACTIVO $K_a = 0.25$
 PASIVO $K_p = 1.47$
 DE TIERRAS k_1 y $k_2 = 0.67$
 $N_c = 8.80$
 $N_\gamma = 1.44$
 $N_q = 2.71$

RESULTADOS (TON/M)

PRESIÓN ACTIVA $P_a = 7.00$
 P. ACT. VERTICAL $P_v = 4.59$
 P. ACT. HORIZONTAL $P_h = 5.29$



³⁹ Instituto de ingeniería de la UNAM “Reporte geotécnico para la refinería de Lázaro Cárdenas “Minatitlan”.
 Ver anexos, pp. 105





FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO

SECCIONES DEL MURO	AREAS (M)	PESO POR LONG (T/M)	BRAZO DESDE C (M)	MOMENTO (T-M)
1.00	1.26	3.03	0.95	2.88
2.00	0.21	0.50	0.47	0.24
3.00	0.78	1.87	1.30	2.44
4.00	6.30	10.52	1.85	19.46
5.00	0.98	1.63	2.10	3.43
	Pv=	2.85	2.60	7.41
	Σv=	20.41		35.85

MOMENTO DE VOLTEO $M_o(T-M) = 10.23$
 FACTOR DE SEGURIDAD FS= 3.51 >2 - OK

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

PRESIÓN PASIVA $P_p(T/M) = 10.04$ 1.2131
 FACTOR DE SEGURIDAD FS= 3.05 >2 - OK 57.30

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA LA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

EXCENTRICIDAD $e(m) = 0.04$ <(B/6)
 CAPACIDAD EN PUNTA Y TALON $q_{talón}(T/m) = 8.66$
 $q_{punta}(t/m) = 7.04$
 CAPACIDAD ULTIMA DEL SUELO $q(t/m) = 2.51$
 $B'(m) = 2.51$

FACTORES DE SUELO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA

$F_{cd} = 1.24$
 $F_{qd} = 1.15$ 57.30 0.19
 $F_{yd} = 1$
 $\Psi = 18.94$ 0.3431 0.33052874
 $F_{ci} = F_{qi} = 0.62$ 0.7896
 $F_{yi} = 0.52$ -0.7216

CAPACIDAD DE CARGA FINAL

$q_u(t/m^2) = 20.04$
 FACTOR DE SEGURIDAD FS= 2.31 >2 - OK





Muro Tipo 1c

DATOS

SUSCEPTIBLE DE LICUACIÓN
 SM - 20⁴⁰

PESOS VOLUMÉTRICOS (TON/M3)

RELLENO $\gamma_1 = 1.54$
 DESPLANTE $\gamma_2 = 1.54$
 CONCRETO REFORZADO $\gamma_{con} = 2.40$

COHESIÓN (TON/M2)

RELLENO $c_1 = 1.60$
 DESPLANTE $c_2 = 1.60$

ÁNG. FRICCIÓN (°)

RELLENO $\phi_1 = 4.00$
 DESPLANTE $\phi_2 = 4.00$

ALTURAS (M)

RELLENO SUP $H_1 = 1.30$
 RELLENO $H_2 = 4.50$
 BASE $H_3 = 0.30$
 TOTAL $H' = 6.10$

DISTANCIAS (M)

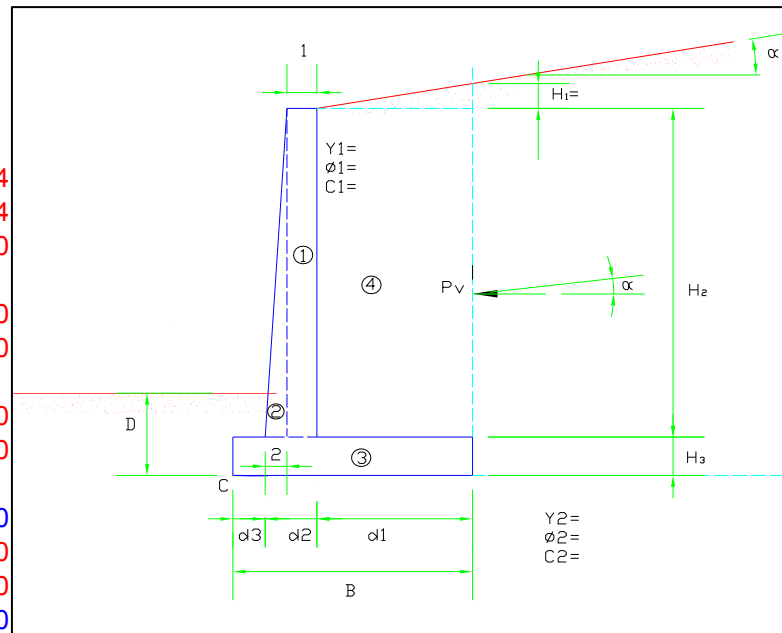
RELLENO DE PUNTA $D = 1.50$
 TALÓN $d_1 = 1.50$
 CUERPO $d_2 = 0.40$
 PUNTA $d_3 = 0.70$
 LONGITUD DE BASE $B = 2.60$
 ESPESOR DE MURO $1 = 0.30$
 ESPESOR DE REFUERZO $2 = 0.10$
 ESPESOR DE ZAPATA $3 = 0.30$
 ANG. DEL RELLENO $\alpha = 41.00$

COEFICIENTE DE EMPUJE

ACTIVO $K_a = 0.25$
 PASIVO $K_p = 1.15$
 DE TIERRAS k_1 y $k_2 = 0.67$
 $N_c = 6.19$
 $N_\gamma = 0.34$
 $N_q = 1.43$

RESULTADOS (TON/M)

PRESIÓN ACTIVA $P_a = 7.14$
 P. ACT. VERTICAL $P_v = 4.69$
 P. ACT. HORIZONTAL $P_h = 5.39$



⁴⁰ Instituto de ingeniería de la UNAM "Reporte geotécnico para la refinería de Lázaro Cárdenas "Minatitlan".
 Ver anexos, pp. 106





FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO

SECCIONES DEL MURO	AREAS (M)	PESO POR LONG (T/M)	BRAZO DESDE C (M)	MOMENTO (T-M)
1.00	1.35	3.24	0.95	3.08
2.00	0.23	0.54	0.47	0.25
3.00	0.78	1.87	1.30	2.44
4.00	6.75	10.40	1.85	19.23
5.00	0.98	1.51	2.10	3.16
	Pv=	2.85	2.60	7.41
	Σv=	20.41		35.58

MOMENTO DE VOLTEO $M_o(T-M) = 10.97$
 FACTOR DE SEGURIDAD FS= 3.24 >2 - OK

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

PRESIÓN PASIVA $P_p(T/M) = 7.14$ 1.07236871
 FACTOR DE SEGURIDAD FS= 2.02 >2 - OK 57.30

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA LA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

EXCENTRICIDAD $e(m) = 0.09$ <(B/6)
 CAPACIDAD EN PUNTA Y TALON $q_{talón}(T/m) = 9.56$
 $q_{punta}(t/m) = 6.14$
 CAPACIDAD ULTIMA DEL SUELO $q(t/m) = 2.31$
 $B'(m) = 2.41$

FACTORES DE SUELO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA

$F_{cd} = 1.25$
 $F_{qd} = 1.08$ 57.30 0.07
 $F_{yd} = 1$
 $\Psi = 19.29$ 0.349973778 0.33665146
 $F_{ci} = F_{qi} = 0.62$ 0.785681025
 $F_{yi} = 14.61$ -3.82217694

CAPACIDAD DE CARGA FINAL

FACTOR DE SEGURIDAD $q_u(t/m^2) = 19.05$
 FS= 1.99 >2 - OK





CÁLCULO DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD PARA MUROS DE CONTENCIÓN Muro Tipo 2a

Datos

SUSCEPTIBLE DE LICUACIÓN
 SM - 29

PESOS VOLUMÉTRICOS (TON/M3)

RELLENO $\gamma_1 = 1.08$
 DESPLANTE $\gamma_2 = 1.08$
 CONCRETO REFORZADO $\gamma_{con} = 2.40$

COHESIÓN (TON/M2)

RELLENO $c_1 = 1.40$
 DESPLANTE $c_2 = 1.40$

ÁNG. FRICCIÓN (°)

RELLENO $\phi_1 = 18.00$
 DESPLANTE $\phi_2 = 18.00$

ALTURAS (M)

RELLENO SUP $H_1 = 0.48$
 RELLENO $H_2 = 3.20$
 BASE $H_3 = 0.25$
 TOTAL $H' = 3.93$

DISTANCIAS (M)

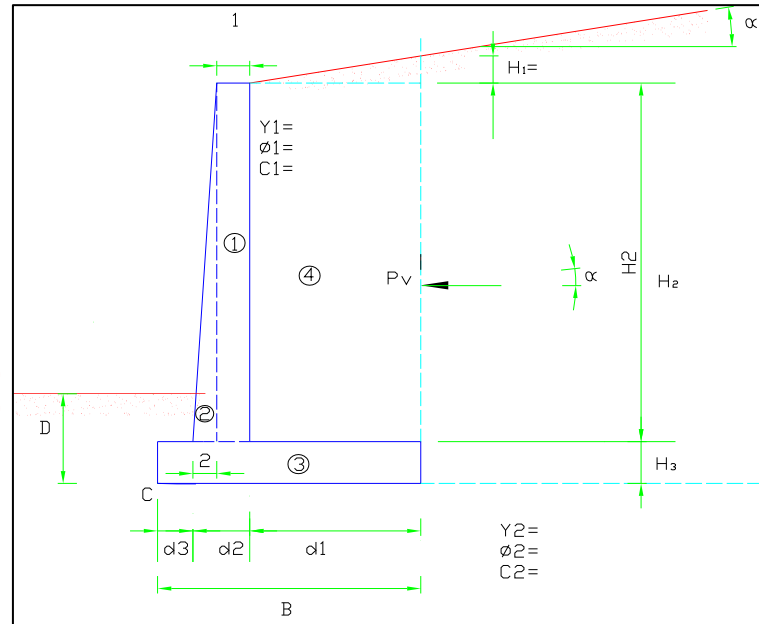
RELLENO DE PUNTA $D = 1.40$
 TALÓN $d_1 = 1.25$
 CUERPO $d_2 = 0.35$
 PUNTA $d_3 = 0.70$
 LONGITUD DE BASE $B = 2.30$
 ESPESOR DE MURO $1 = 0.25$
 ESPESOR DE REFUERZO $2 = 0.10$
 ESPESOR DE ZAPATA $3 = 0.25$
 ANG. DEL RELLENO $\alpha = 21.00$

COEFICIENTE DE EMPUJE

ACTIVO $K_a = 0.25$
 PASIVO $K_p = 1.89$
 DE TIERRAS $k_1 \text{ y } k_2 = 0.67$
 $N_c = 13.10$
 $N_\gamma = 4.07$
 $N_q = 5.26$

RESULTADOS (TON/M)

PRESIÓN ACTIVA $P_a = 2.08$
 P. ACT. VERTICAL $P_v = 0.74$
 P. ACT. HORIZONTAL $P_h = 1.94$





FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO

SECCIONES DEL MURO	AREAS (M)	PESO POR LONG (T/M)	BRAZO DESDE C (M)	MOMENTO (T-M)
1.00	0.80	1.92	0.93	1.78
2.00	0.16	0.38	0.42	0.16
3.00	0.58	1.38	1.15	1.59
4.00	4.00	4.32	1.68	7.24
5.00	0.30	0.32	1.88	0.61
	Pv=	2.85	2.30	6.55
	Σv=	11.18		17.93

MOMENTO DE VOLTEO Mo(T-M)= 2.54
FACTOR DE SEGURIDAD FS= 7.06 >2 - OK

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

PRESIÓN PASIVA Pp(T/M)= 7.40 1.376381921
FACTOR DE SEGURIDAD FS= 6.15 >2 - OK 57.30

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA LA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

EXCENTRICIDAD e(m)= -0.23 <(B/6)
CAPACIDAD EN PUNTA Y TALON qtalón(T/m)= 1.99
CAPACIDAD ULTIMA DEL SUELO qpunta(t/m)= 7.73

q(t/m)= 1.51
B'(m)= 2.75

FACTORES DE SUELO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA

Fcd= 1.20
Fqd= 1.16 57.30 0.31
Fγd= 1
Ψ= 10.52 0.185683146 0.18359222
Fci=Fqi= 0.78 0.88312156
Fγi= 0.17 0.415607799

CAPACIDAD DE CARGA FINAL

qu(t/m2)= 25.44
FACTOR DE SEGURIDAD FS= 12.76 >2 - OK





Muro Tipo 2b

Datos

SUSCEPTIBLE DE LICUACIÓN
SM - 17

PESOS VOLUMÉTRICOS (TON/M3)

RELLENO $\gamma_1 = 1.67$
DESPLANTE $\gamma_2 = 1.67$
CONCRETO REFORZADO $\gamma_{con} = 2.40$

COHESIÓN (TON/M2)

RELLENO $c_1 = 2.00$
DESPLANTE $c_2 = 2.00$

ÁNG. FRICCIÓN (°)

RELLENO $\phi_1 = 11.00$
DESPLANTE $\phi_2 = 11.00$

ALTURAS (M)

RELLENO SUP $H_1 = 0.48$
RELLENO $H_2 = 3.20$
BASE $H_3 = 0.25$
TOTAL $H' = 3.93$

DISTANCIAS (M)

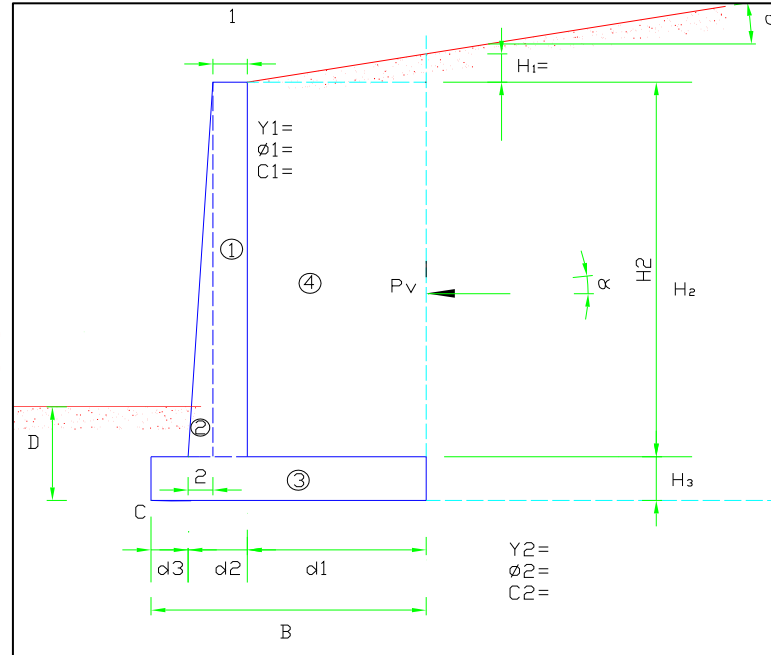
RELLENO DE PUNTA $D = 1.40$
TALÓN $d_1 = 1.25$
CUERPO $d_2 = 0.35$
PUNTA $d_3 = 0.70$
LONGITUD DE BASE $B = 2.30$
ESPESOR DE MURO $1 = 0.25$
ESPESOR DE REFUERZO $2 = 0.10$
ESPESOR DE ZAPATA $3 = 0.25$
ANG. DEL RELLENO $\alpha = 21.00$

COEFICIENTE DE EMPUJE

ACTIVO $K_a = 0.25$
PASIVO $K_p = 1.47$
DE TIERRAS $k_1 \text{ y } k_2 = 0.67$
 $N_c = 8.80$
 $N_\gamma = 1.44$
 $N_q = 2.71$

RESULTADOS (TON/M)

PRESIÓN ACTIVA $P_a = 3.21$
P. ACT. VERTICAL $P_v = 1.15$
P. ACT. HORIZONTAL $P_h = 3.00$





RESULTADOS (TON/M)

PRESIÓN ACTIVA	Pa=	3.21		
P. ACT. VERTICAL	Pv=	1.15	57.30	0.37
P. ACT. HORIZONTAL	Ph=	3.00	57.30	0.37

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO

SECCIONES DEL MURO	AREAS (M)	PESO POR LONG (T/M)	BRAZO DESDE C (M)	MOMENTO (T-M)
1.00	0.80	1.92	0.93	1.78
2.00	0.16	0.38	0.42	0.16
3.00	0.58	1.38	1.15	1.59
4.00	4.00	6.68	1.68	11.19
5.00	0.30	0.50	1.88	0.94
	Pv=	2.85	2.30	6.55
	Σv=	13.72		22.21

MOMENTO DE VOLTEO Mo(T-M)= 3.93
FACTOR DE SEGURIDAD FS= 5.66 >2 - OK

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

PRESIÓN PASIVA	Pp(T/M)=	9.20	1.213097004
FACTOR DE SEGURIDAD	FS=	4.68	>2 - OK

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA LA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

EXCENTRICIDAD	e(m)=	-0.18	<(B/6)
CAPACIDAD EN PUNTA Y TALON	q _{talón} (T/m)=	3.12	
	q _{punta} (t/m)=	8.81	
CAPACIDAD ULTIMA DEL SUELO	q(t/m)=	2.34	
	B'(m)=	2.67	

FACTORES DE SUELO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA

	F _{cd} =	1.21		
	F _{qd} =	1.13	57.30	0.19
	F _{γd} =	1		
	Ψ=	13.17	0.234030908	0.22989339
	F _{ci} =F _{qi} =	0.73	0.853645324	
	F _{γi} =	0.04	-0.19744735	

CAPACIDAD DE CARGA FINAL

FACTOR DE SEGURIDAD FS= 6.70 >2 - OK





Muro Tipo 2c

Datos

SUSCEPTIBLE DE LICUACIÓN
 SM - 20

PESOS VOLUMÉTRICOS (TON/M3)

RELLENO $\gamma_1 = 1.54$
 DESPLANTE $\gamma_2 = 1.54$
 CONCRETO REFORZADO $\gamma_{con} = 2.40$

COHESIÓN (TON/M2)

RELLENO $c_1 = 1.60$
 DESPLANTE $c_2 = 1.60$

ÁNG. FRICCIÓN (°)

RELLENO $\phi_1 = 4.00$
 DESPLANTE $\phi_2 = 4.00$

ALTURAS (M)

RELLENO SUP $H_1 = 0.48$
 RELLENO $H_2 = 3.20$
 BASE $H_3 = 0.25$
 TOTAL $H' = 3.93$

DISTANCIAS (M)

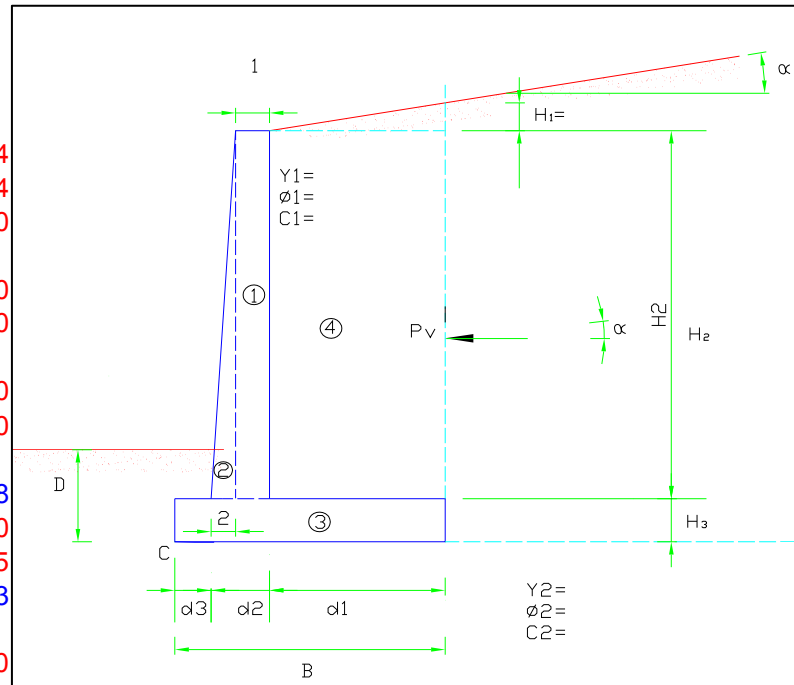
RELLENO DE PUNTA $D = 1.40$
 TALÓN $d_1 = 1.25$
 CUERPO $d_2 = 0.35$
 PUNTA $d_3 = 0.70$
 LONGITUD DE BASE $B = 2.30$
 ESPESOR DE MURO $1 = 0.25$
 ESPESOR DE REFUERZO $2 = 0.10$
 ESPESOR DE ZAPATA $3 = 0.25$
 ANG. DEL RELLENO $\alpha = 21.00$

COEFICIENTE DE EMPUJE

ACTIVO $K_a = 0.25$
 PASIVO $K_p = 1.15$
 DE TIERRAS $k_1 \text{ y } k_2 = 0.67$
 $N_c = 6.19$
 $N_\gamma = 0.34$
 $N_q = 1.43$

RESULTADOS (TON/M)

PRESIÓN ACTIVA $P_a = 2.96$
 P. ACT. VERTICAL $P_v = 1.06$
 P. ACT. HORIZONTAL $P_h = 2.76$





FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO

SECCIONES DEL MURO	AREAS (M)	PESO POR LONG (T/M)	BRAZO DESDE C (M)	MOMENTO (T-M)
1.00	0.80	1.92	0.93	1.78
2.00	0.16	0.38	0.42	0.16
3.00	0.58	1.38	1.15	1.59
4.00	4.00	6.16	1.68	10.32
5.00	0.30	0.46	1.88	0.87
	Pv=	2.85	2.30	6.55
	Σv=	13.16		21.27

MOMENTO DE VOLTEO $M_o(T-M) = 3.62$
 FACTOR DE SEGURIDAD FS= 5.87 >2 - OK

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

PRESIÓN PASIVA $P_p(T/M) = 6.54$ 1.07236871
 FACTOR DE SEGURIDAD FS= 3.48 >2 - OK 57.30

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA LA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

EXCENTRICIDAD $e(m) = -0.19$ <(B/6)
 CAPACIDAD EN PUNTA Y TALON $q_{talón}(T/m) = 2.87$
 $q_{punta}(t/m) = 8.57$
 CAPACIDAD ULTIMA DEL SUELO

$q(t/m) = 2.16$
 $B'(m) = 2.68$

FACTORES DE SUELO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA

$F_{cd} = 1.21$
 $F_{qd} = 1.06$ 57.30 0.07
 $F_{yd} = 1$
 $\Psi = 12.68$ 0.224978998 0.22129445
 $F_{ci} = F_{qi} = 0.74$ 0.859119576
 $F_{yi} = 4.71$ -2.16980953

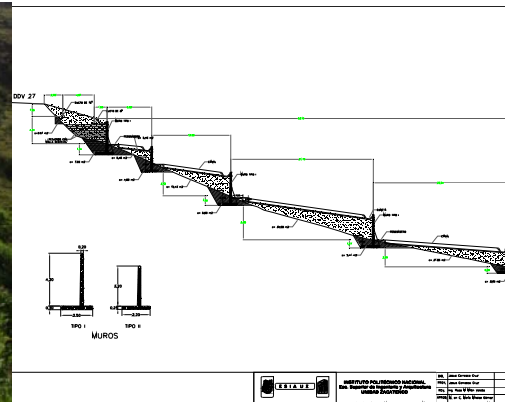
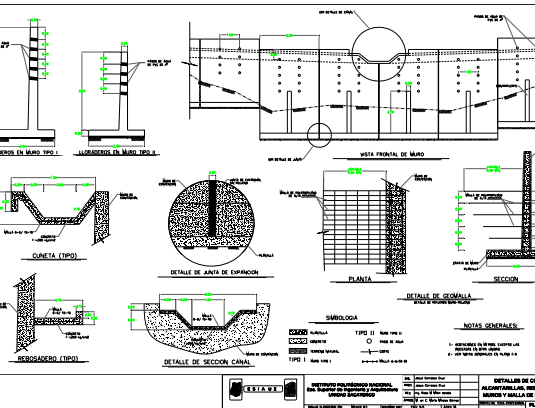
CAPACIDAD DE CARGA FINAL

FACTOR DE SEGURIDAD $q_u(t/m^2) = 14.56$
 FS= 5.07 >2 - OK





Conclusiones y Recomendaciones.





Conclusiones

Después de realizar el diseño de los muros de contención y tomando en cuenta los factores parciales de seguridad se concluye lo siguiente:

1.- El diseño de muros depende en gran medida del criterio del ingeniero proyectista.

2.- La parte fundamental en el diseño de muros es tener una información geotécnica de excelente calidad.

3.- Los muros de contención son una forma eficiente de mantener las condiciones de operación en forma segura de las líneas de transporte de hidrocarburos

4.- Un buen drenaje superficial es indispensable para alargar la vida útil de cualquier obra de protección (muros).

5.- Es preferible hacer una batería de muros de contención de una altura media, que uno de gran altura.

Recomendaciones

Se recomienda a todo ingeniero civil de analizar adecuadamente cada requerimiento y parámetro que valla a requerir su obra, tanto en su análisis y funcionamiento ya que de esto dependerá mucho de su vida útil y de la función que ejerza durante el plazo programado

De igual forma siempre es recomendable que se analicen en: distintas dimensiones, valores y situaciones críticas y de sobre diseño, para que así obtengamos los mejores resultados, y bajo un criterio más amplio poder considerar la mejor opción.

Considerar el uso adecuado de las condiciones de drenaje en toda obra, que lo requiera, ya que esto es un factor de suma importancia, que muchas veces se toma a la ligera, y que a través del tiempo, es el agua lo que daña la estructura





de toda obra. Es por eso que para los muros de contención se debe de tomar como un factor de suma importancia, ya que si se llegará ha ver una pequeña fuga de agua, esta podría dañar, el talud, relleno y hasta los mismos muros, debilitando la estructura y colapsando la obra.

Y deben de tomar en cuenta que: "Lo que bien empieza, bien acaba" y en la construcción de cualquier obra un buen inicio se logra con una planeación exacta y unos cimientos sólidos, por lo que deben de tomar en cuenta el diseño de la cimentación de todo proyecto y los aspectos básicos que deben efectuarse en el análisis de estabilidad de las mismas estructuras. Por lo que para obtener una cimentación económica y segura deben analizarse todos los mecanismos de falla, esfuerzos de contacto y los desplazamientos que puedan presentarse durante la etapa constructiva y durante la vida útil de la estructura.





Anexos y Bibliografía.





GEOLOGIA DEL ESTADO DE TABASCO

Geología.- En Tabasco comparte con los estados de Veracruz, Chiapas y Campeche terrenos de la Llanura Costera del Golfo Sur, y con Chiapas, los de la provincia denominada Sierras de Chiapas y Guatemala.

El desarrollo histórico-geológico del territorio tabasqueño, determinado por eventos estratigráficos y estructurales del Mesozoico y Cenozoico, ha dado lugar a la base petrológica sobre la que se ha configurado el actual paisaje del estado.

Los factores geológicos que han influido en el modelado del relieve de esta entidad son: el tectonismo en sus fases de plegamiento y dislocación del paquete rocoso, que se manifiesta en las sierras de Chiapas y Guatemala; y el relleno de cuencas marinas y lacustres con aportes de materiales terrestres, transportados por una compleja red de corrientes superficiales, en la Llanura Costera.

El límite entre ambas provincias está claramente marcado por un cambio de relieve local, manifiesto por un grueso paquete de calizas competentes, plegadas y fracturadas intensamente. La porción serrana está formada por cordones montañosos orientados hacia el noroeste, separados por valles sinclinales Inter montanos angostos, que conservan la misma orientación de las estructuras de plegamiento y dislocación.

La Llanura Costera del Golfo Sur en esta entidad está plenamente desarrollada, con una red de drenaje de grande a mediana densidad, bien integrada, excepto en algunas porciones al sur y sureste de Villahermosa. En esta provincia, que ocupa la mayor parte de Tabasco, destacan los fenómenos relacionados con depósitos fluviales, lacustres, palustres y litorales. En Tabasco las rocas más antiguas que afloran son del Mesozoico (Cretácico Superior), por su constitución litológica indican la existencia de una plataforma donde las aguas someras y tranquilas propiciaron el depósito de sedimentos carbonatados biogénicos.

Los depósitos del Cuaternario son los más extensos en la Llanura Costera del Golfo, entre ellos destacan los palustres, los aluviales, los litorales y los lacustres. Todos éstos se manifiestan como testigos del desarrollo de los ambientes actuales, desde el Plioceno hasta el presente.





Tabasco no cuenta con una tradición minera debido a las condiciones físicas de su territorio, que en su mayor parte está constituido por rocas sedimentarias relativamente jóvenes, las cuales conforman extensas llanuras aluviales y planicies costeras. Aun sus porciones montañosas, constituidas por rocas sedimentarias marinas y continentales, no reúnen las condiciones para el desarrollo de procesos de explotación económica. Sin embargo, la industria de la construcción aprovecha algunos de los bancos calcáreos para explotar la caliza y producir cal hidratada, que se utiliza en grandes cantidades para la construcción de los principales centros de población de esta entidad, así como de los estados vecinos.

En décadas recientes los estudios realizados por Petróleos Mexicanos (PEMEX), han dado resultados espectaculares en lo que se refiere a la producción petrolera, al ser descubiertos campos gigantes de hidrocarburos en territorio tabasqueño y chiapaneco, ambos en la zona fronteriza. Las perforaciones fluctúan desde 2 700 hasta 5 500 m y se han realizado en campos productores de aceite crudo, gas y condensados. La mayor producción proviene de rocas dolomitizadas del Jurásico y Cretácico dentro del talud del gran banco calcáreo.

Llanura Costera del Golfo Sur

Esta provincia se caracteriza por su relieve escaso, casi plano, con altitudes menores de 100 metros, las cuales están cortadas por amplios valles, resultado de la acumulación de grandes depósitos fluviales en diferentes medios, como el lacustre, palustre y litoral. Este relieve presenta extensas planicies de inundación y lagunas, entre las que destacan La Machona, Mecoacán, Sitio Grande y El Rosario.

La llanura costera es una planicie sedimentaria cuyo origen está íntimamente relacionado con la regresión del Atlántico, iniciada desde el Terciario Inferior y debida al relleno gradual de la cuenca Oceánica, donde fueron acumulados grandes volúmenes de materiales rocosos provenientes del continente. El rejuvenecimiento continuo de la plataforma costera ha permitido la erosión subsecuente de los depósitos marinos terciarios, que actualmente tienen poca elevación sobre el área.





Estratigrafía

En esta provincia, dentro de territorio tabasqueño, los depósitos más antiguos son del Terciario Inferior (Paleoceno) y aparecen en los bordes de contacto con la provincia Sierras de Chiapas y Guatemala. Estos depósitos son de alternancia rítmica de capas clásticas (lutitas-areniscas), afloran en la porción sur-central del estado, sobre yacen concordantemente sobre rocas carbonatadas del Cretácico Superior y marcan el cambio de un ambiente marino de plataforma a un ambiente litoral.

Sierras de Chiapas y Guatemala

Las Sierras de Chiapas y Guatemala presentan, desde el punto de vista estructural, algunos aspectos complejos, pues el patrón de estructuras conformadas sobre las secuencias rocosas del Mesozoico y Cenozoico, indican una evolución paleogeológica compleja. Esta provincia ha sido configurada a partir de montañas plegadas formadas por un grueso paquete de calizas del Cretácico Superior y por rocas del Terciario Inferior. La altitud de estos elementos topográficos varía de 200 a 500 metros. Estos elementos han sido afectados por una intensa erosión fluvial, controlada en parte por los sistemas de fallas transcurrentes, y aparecen disectados por profundos cañones y gargantas.

Los estudios geológicos realizados por Pemex, confirmados por perforaciones profundas, han conducido a la postulación de que grandes cuencas salinas ocupaban gran parte de la Llanura Costera y parte de la Sierra de Chiapas durante el Jurásico Superior. Estos depósitos salinos jugaron un papel muy importante en la deformación de las rocas del Mesozoico y Cenozoico, y han influido fuertemente en el desarrollo de trampas estructurales, donde se acumularon los aceites, gases y condensados que Pemex explota.

Estratigrafía

En esta provincia se localizan las rocas más antiguas que afloran en Tabasco, mismas que pertenecen al Cretácico Superior. Son rocas carbonatadas (calizas) de origen marino, de plataforma, con fósiles índices del Albiano y se encuentran dolomitizadas y fuertemente fracturadas.





Durante el Terciario Inferior (Eoceno), en un ambiente litoral, se depositaron discordantemente sobre los sedimentos del Paleoceno algunas alternancias de capas clásticas de espesor variable (areniscas, lutitas, limolitas y conglomerados), que contienen intercalaciones de calizas. Estos depósitos indican inestabilidad en los terrenos de donde provenía el material terrígeno.

En el Oligoceno (Terciario Inferior) las aguas marinas reinciden sobre el territorio tabasqueño para dejar depósitos de calizas de plataforma, con gran influencia terrígena, que aparecen discordantes sobre los sedimentos del Eoceno.

Geología Económica

El aspecto geológico-económico de mayor relevancia lo constituye el potencial de hidrocarburos, almacenado en las formaciones del Jurásico y Cretácico, no obstante que las porciones de la provincia incluidas en Tabasco son de reducida extensión; las formaciones a su vez, son prolongaciones de las estructuras que se proyectan desde Chiapas y Guatemala y subyacen a los sedimentos del Terciario en la Llanura Costera. Otro aspecto de la geología económica que tiene importancia, lo constituye el aprovechamiento de ciertas rocas calcáreas útiles para la fabricación de cal hidratada, como material de ornamentación y para usos industriales.⁴⁵

Era	Periodo	Roca o suelo	% de la superficie estatal
Cenozoico	Cuaternario	Suelo	76.21
	Terciario	Ignea extrusiva	0.31
		Sedimentaria	20.38
Mesozoico	Cretácico	Sedimentaria	2.24
		Otro	0.86

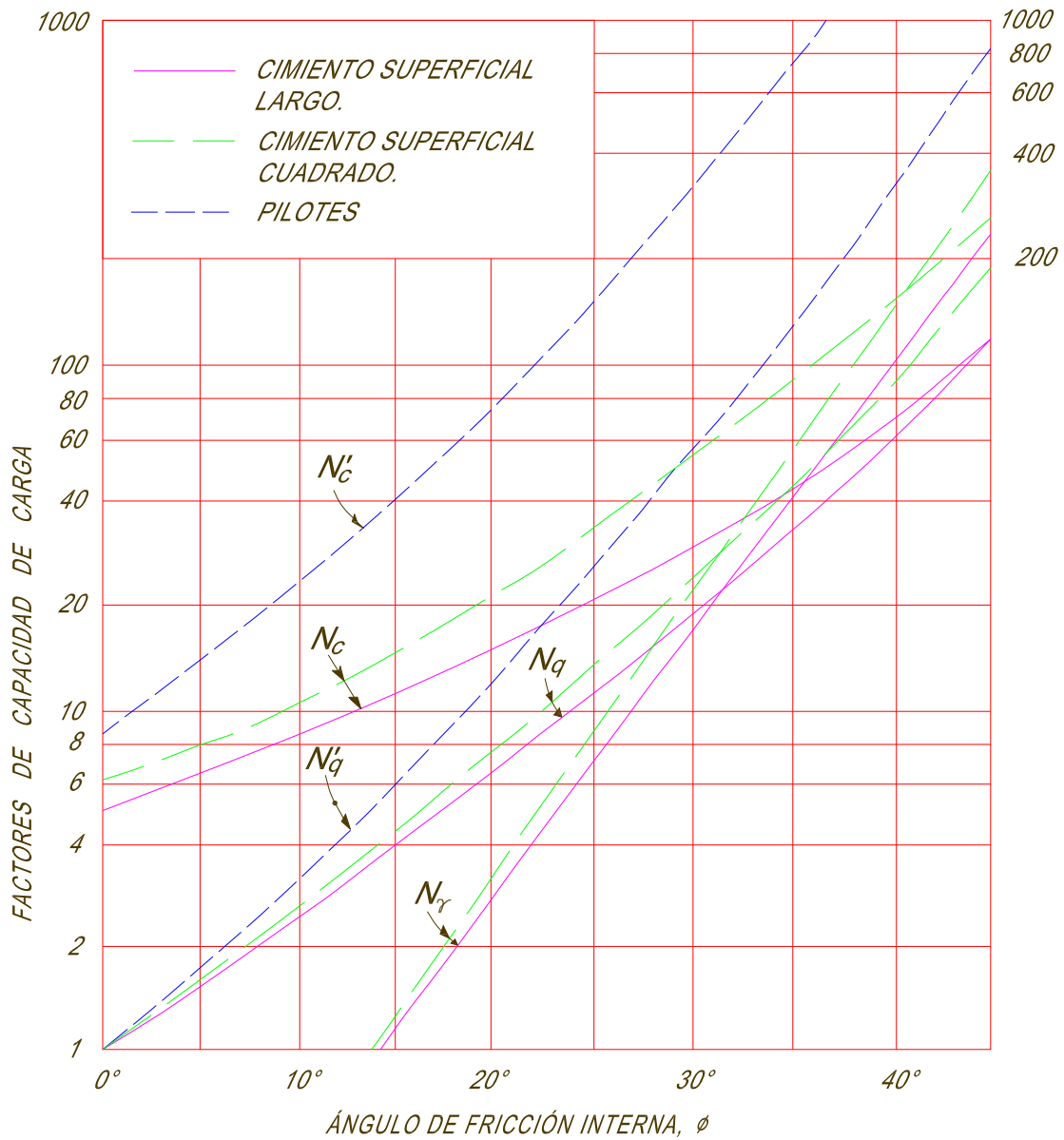
FUENTE: INEGI. Carta Geológica, 1:1 000 000.

⁴⁵ Míreles M de Jesús, Flores Ruiz J.H., Urrutia Fucugauchi J., Peña García P., Balcázar García., López Martínez., Modelación de lluvias máximas en el estado de tabasco. , pp. 2-6





Tabla de Meyerhof





SONDEO No.	MUESTRA	PROFUNDIDAD		RELACIONES GRAVIMÉTRICAS			COMPRESION SIMPLE		TRIAJAL UU		CONSOLIDACIÓN				
		m	m	e	Gw (%)	ym (ton/m ²)	qu (ton/m ²)	C (ton/m ²)	φ (grados)	mv (cm ² /kg)	mt (cm ² /kg)	Cv (cm ² /kg)	β	ψ	
SM-2	10	5.4	6.4	0.941	98	1.84	1.7	0.5	16	0.15530	0.00343	0.00086	0.22117	1.45622	
	16	9.6	10.8	1.858	100	1.71	1.0	2.5	0	0.00599	0.00496	0.00087	0.82901	0.31672	
SM-3	13	8.2	9.2	0.987	100	1.76	6.3	2.8	7	0.00444	0.00278	0.00024	0.62770	22.36810	
	28	18.6	19.6	1.162	100	1.75	4.0	1.6	0	0.00701	0.00131	0.00040	0.18717	3.55108	
SM-4	11	6.0	7.0	0.655	100	1.90	9.0	2.7	11	0.00821	0.02266	0.00363	2.75923	0.00712	
	17	10.0	11.0	1.078	91	1.73	7.1	3.2	0	0.01103	0.0015	0.00745	0.13606	0.55772	
	42	25.8	28.0	1.103	100	1.75	10.9	5.0	2	-	-	-	-	-	
	52	32.2	33.2	1.052	100	1.92	8.8	6.0	4	-	-	-	-	-	
SM-5	9	4.8	5.8	1.101	100	1.69	6.0	2.8	0	0.01745	0.00453	0.00144	0.25969	91.66140	
	16	9.4	10.4	0.957	99	1.79	5.0	2.8	2	0.00853	0.00235	0.00927	0.27588	1.20445	
	55	33.6	34.6	1.009	100	1.77	9.4	5.0	3	0.00125	0.00189	0.00018	1.50810	110.88610	
SM-6	11	6.0	7.0	0.743	100	1.94	9.6	4.3	4	0.00091	0.00316	0.00075	3.45161	15.78140	
	18	11.0	12.0	1.301	100	1.75	11.7	6.0	0	0.00701	0.00341	0.00067	0.48767	0.73692	
	29	18.6	19.6	1.266	100	1.73	8.8	5.9	0	0.00372	0.00197	0.00059	0.52951	23.80070	
	39	25.0	26.0	1.060	100	1.89	3.6	2.1	4	0.00037	0.00231	0.00034	-6.17114	55.68720	
SM-7	9	1.8	5.8	0.756	100	1.93	-	2.3	0	-	-	-	-	-	
	12	7.0	8.0	1.040	100	1.89	-	-	-	0.01666	0.00481	0.00076	0.28883	32.04690	
	29	17.6	18.6	1.301	95	1.73	-	-	-	0.00140	0.00297	0.00023	2.10875	83.87830	
	39	24.0	25.0	0.955	100	1.83	5.0	4.1	4	-	-	-	-	-	
	49	30.4	31.4	0.832	97	1.88	2.3	1.2	0	-	-	-	-	-	
	57	36.2	37.2	0.885	100	1.88	12.0	4.5	3	-	-	-	-	-	
	10	5.4	6.4	0.950	100	1.94	9.7	6.2	0	0.01457	0.00155	0.00066	0.10654	1.96598	
SM-8	15	8.8	9.8	1.440	100	1.85	3.6	2.3	0	0.00911	0.00794	0.00178	0.87178	9.81020	
	39	23.6	24.6	1.000	100	1.74	8.5	2.4	10	0.00295	0.00210	0.00237	0.71236	0.38373	
	53	32.4	32.9	0.740	100	1.96	2.1	0.0	13	-	-	-	-	-	
SM-9	9	4.8	5.8	0.775	100	1.90	16.9	10.4	0	0.01493	0.00323	0.00217	0.21649	0.12043	
	9.6	10.6	0.550	85	0.85	0.9	0.9	0.4	10	-	-	-	-	-	





SONDEO No.	MUESTRA	PROFUNDIDAD m	RELACIONES GRAVIMÉTRICAS			COMPRESION SIMPLE qu (ton/m ²)	TRIAJAL UU		CONSOLIDACIÓN				
			e	Gw (%)	ym (ton/m ²)		C (ton/m ²)	φ (grados)	mv (cm ² /kg)	mt (cm ² /kg)	Cv (cm ² /kg)	β	ψ
SM-11	3	1.8	0.990	100	1.81	4.5	2.7	0	0.02026	0.00828	0.00043	0.40875	29.26770
	9	5.2	1.045	100	1.80	4.9	3.0	0	0.00069	0.00300	0.00800	4.30728	19.65180
	23	14.0	0.930	46	1.86	9.4	0.5	7					
	30	18.6	1.246	100	1.75	10.9	3.2	0					
	44	28.0	0.799	99	1.92		1.2						
	66	41.6	0.930	100	1.89								
SM-12	198	13.0	1.122	96	1.71	6.5	3.5	0	0.00069	0.00300	0.00800	4.30728	19.65180
	33	22.8	1.653	98	1.78	15.4	8.2	0	0.00168	0.00193	0.00160	1.15015	37.60950
	44	28.0	0.933	95	1.90	6.2	1.0	10					
	10	6.0	1.780	99	1.25	2.4	1.0	0	0.01901	0.01747	0.00784	0.91913	3.51841
SM-14	16	10.0	1.160	100	1.71	7.3	3.0	0	0.00670	0.00449	0.00640	0.51553	147.28630
	25	15.8	0.940	100	1.86		2.0	5					
	32	20.4	1.270	100	1.70	3.3	1.5	0	0.03275	0.01995	0.00074	0.60937	0.02233
	40	25.6	1.260	100	1.65				0.00392	0.03368	0.00206	8.57241	7.09855
	10	5.4	1.264	100	1.74	5.1	3.0	0	0.01885	0.00790	0.00137	0.41895	2.71838
	14	8.2	1.040	100	1.61	10.1	6.0	0	0.01600	0.00754	0.00020	0.47132	29.59920
SM-15	20	12.2	1.429	92	1.76	7.3	2.7	4	0.00429	0.00546	0.00266	1.27368	5.49245
	56	34.2	0.648	100	1.95		4.0	0					
	61	37.6	0.959	97	1.83		1.2	0					
	11	6.0	1.120	100	1.76	8.0	2.2	6	0.00786	0.00135	0.00138	0.17201	0.59799
SM-16	18	11.6	0.980	100	1.81	2.8	2.2	10	0.00346	0.00336	0.00192	0.97285	0.55324
	7	3.6	1.490	99	1.67	5.6	2.0	11	0.03385	0.00908	0.00653	0.26842	0.26865
	34	21.0	1.440	100	1.88	11	5.5	2	0.00429	0.00327	0.00071	0.76241	24.36797
SM-17	38	25.6	0.720	100	1.97	7.3	3.4	0	0.00628	0.00262	0.00128	0.41827	14.65790
	46	30.6	0.910	99	1.85	2.8	3.5	23					





SONDEO No.	MUESTRA	PROFUNDIDAD m	RELACIONES GRAVIMÉTRICAS				COMPRISION		TRIAJIAL UU			CONSOLIDACIÓN				
			e	Gw (%)	ym (ton/m ²)	SIMPLE qu (ton/m ²)	C (ton/m ²)	φ (grados)	mv (cm ² /kg)	mt (cm ² /kg)	Cv (cm ² /kg)	β	ψ			
SM-18	5	2.4	3.4	1.980	100	1.62	4.1	2.0	2	0.03309	0.00968	0.00218	0.29273	1.17175		
	14	8.2	9.2	1.080	100	1.89	15.7	6.9	8	0.00639	0.00202	0.00048	0.31671	5.52093		
	23	14.0	15.0	1.150	100	1.72	7.4	3.5	6	0.00465	0.00341	0.00602	0.73396	0.45536		
	32	21	22.0	1.910	100	1.71	14.9	6.0	3	0.00471	0.00225	0.00059	0.47710	47.46840		
	70	43.6	44.6	0.840	100	2.02	16.0	10.5	1							
SM-20	8	4.2	5.2	1.704	100	1.54	3.3	1.6	4	0.02458	0.01300	0.00257	0.52901	1.41228		
	18	11.6	12.6	1.118	100	1.74	3.3	21.0	11	0.02822	0.00522	0.00495	0.18601	0.93743		
	25	16.2	17.2	0.789	100	1.71	5.8	4.0	0	0.00915	0.00240	0.00500	0.26208	1.16981		
	45	28.6	29.6	2.964	97	1.76	-	1.0	0	0.00501	0.00235	0.01028	0.46888	1.13229		
	53	33.0	34.0	0.703	99	1.98	2.2	1.3	2							
SM-21	65	40.6	41.6	0.771	100	1.96	-	5.1	16							
	5	2.4	3.4	0.822	100	1.84	4.1	2.8	0	0.01803	0.00827	0.00053	0.45857	0.84818		
	21	7.0	8.0	1.467	100	1.77	3.0	1.2	0	0.03061	0.00959	0.00128	0.31332	3.09693		
	31	18.8	19.8	1.120	100	1.83	3.4	2.4	5	0.00111	0.00274	0.00093	2.46311	22.31150		
	38	23.4	24.4	0.680	100	1.97	2.2	1.0	0							
SM-23	47	29.2	30.2	0.696	100	1.95	2.7	1.0	0							
	5	3.0	4.0	1.460	100	1.77	2.5	2.2	0	0.01837	0.01090	0.00940	0.59330	8.27515		
	10	6.4	7.4	1.074	100	1.78	2.9	2.5	16	0.03619	0.00340	0.00187	0.09415	1.19090		
	15	9.8	10.8	0.605	100	2.03	-	6.2	35	0.00690	0.00270	0.00044	0.39131	1.48283		
	20	13.2	14.2	1.137	99	1.79	2.8	1.0	10							
SM-24	27	17.8	18.8	0.560	91	2.05	-	2.5	43	0.00795	0.00281	0.00096	0.35412	0.39848		
	30	20.0	21.0	1.420	100	1.67	1.4	3.8	0							
	36	24.0	25.0	1.230	100	1.69	4.2	1.2	3							
	41	27.4	28.4	2.190	97	1.49	2.2	1.3	3							
	11	7.0	8.0	1.510	100	1.74	6.5	3.0	0	0.01986	0.00652	0.00135	0.42931	20.34530		
SM-24	16	104.0	11.4	1.410	100	1.63	7.8	3.9	0	0.00365	0.00469	0.00058	1.26376	29.69390		
	21	13.8	14.8	1.190	100	1.72	6.7	3.1	0							
	28	18.4	19.4	1.250	100	1.73	6.2	3.0	0	0.00375	0.00376	0.00020	1.00225	148.6362		





SONDEO No.	MUESTRA	PROFUNDIDAD m	RELACIONES GRAVIMÉTRICAS			COMPRESION SIMPLE qu (ton/m ²)	TRIAJIAL UU		CONSOLIDACIÓN						
			e	Gw (%)	ym (ton/m ²)		C (ton/m ²)	φ (grados)	mv (cm ² /kg)	mt (cm ² /kg)	Cv (cm ² /kg)	β	ψ		
SM-25	6	3	4.0	1.696	100	1.52	1.4	1.3	0	0.05906	0.02204	0.00065	0.37317	0.91752	
	13	7.6	8.6	1.583	100	1.67	2.9	2.8	1	0.02766	0.00743	0.00386	0.26853	0.13548	
	26	15.8	18.6	1.020	98	1.81	-	1.5	10	-	-	-	-	-	
	44	28.0	29.0	1.190	93	1.84	-	5.0	8	0.00823	0.00193	0.00056	0.23442	1.14720	
SM-26	9	4.7	5.7	0.795	100	1.73	-	-	-	0.00930	0.00151	0.00244	0.16278	3.49893	
	17	109.0	11.9	1.250	100	1.74	3.6	1.9	3	0.00098	0.00185	0.00295	1.86007	0.10438	
SM-27	6	3.0	4.0	8.733	96	1.10	1.6	0.6	5	0.07890	0.04211	0.00182	0.53377	0.20781	
	11	6.4	7.4	1.372	100	1.69	2.5	1.6	0	0.00927	0.00900	0.00332	0.97010	27.75590	
	17	10.4	11.4	1.379	100	1.77	2.6	1.2	3	0.01011	0.00618	0.00159	0.61170	0.46093	
	24	15.0	16.0	1.469	96	1.69	-	2.6	0	0.00228	0.00310	0.00134	1.35868	4.41801	
	29	18.4	19.4	1.000	100	1.82	-	-	3.1	0	0.00277	0.00163	0.00067	0.58874	6.27335
	73	50.4	51.4	0.576	100	1.95	-	-	4.0	0	-	-	-	-	
SM-28	6	3.8	4.0	1.805	100	1.51	1.4	0.7	2	0.01976	0.02192	0.00127	1.109.15	25.66820	
	16	10.9	11.7	1.570	100	1.58	1.9	1.8	0	-	-	-	-	-	
	24	16.7	16.9	0.846	100	1.91	-	2.5	0	0.00627	0.00680	0.00120	1.06404	0.40129	
	35	23.9	24.2	0.724	100	1.95	-	1.6	5	-	-	-	-	-	
SM-29	44	29.0	30.0	0.874	100	1.81	-	1.2	0	-	-	-	-	-	
	6	3.6	4.6	9.100	92	1.08	2.1	1.4	18	0.13800	0.15489	0.03651	1.12183	0.03029	
	14	8.8	9.8	1.070	100	1.64	3.6	1.2	17	0.02397	0.00663	0.00095	0.27682	0.21739	
	23	14.6	15.6	1.160	99	1.16	-	1.7	21	0.00216	0.00343	0.01791	1.58693	0.19863	
	28	18.6	19.6	3.280	98	1.35	-	4.4	18	0.00243	0.00236	0.00603	0.97171	1.20161	
	39	25.6	26.6	1.130	100	1.69	-	4.0	16	0.00019	0.00019	0.07642	0.54437	17.45660	
48	32.0	33.0	1.130	96	1.84	6.0	-	4.0	30	-	-	-	-	-	
	39.6	40.6	1.110	100	1.82	-	-	2.0	19	-	-	-	-	-	





Glosario

Muros de Contención.-Estructura que sirve para soportar grandes cantidades de movimientos de tierra, para distintos fines, estos pueden ser de: Gravedad, semigravedad, voladizo y contrafuerte.

Palafitos.- (Del it. *palafitta*). Vivienda primitiva construida sobre plataformas sustentadas en estacas o pies derechos (pilotes) por lo común situada en aguas interiores poco profundas de lagos y ríos.

Alfarda.- (Del ár. hisp. alfárda, y este del ár. clás. fardah, uno de un par). f. Arq. Par de una armadura. || Componente de cada uno de los maderos que se emplean en la armazón de los techos.

Taironas.- Grupo de personas que habitaron en centro América en los siglos X y XVI de nuestra era, en la ciudad de Buriticá 200 ó ciudad perdida. Situado en el valle medio del río Buriticá, Colombia.

Marismas.- (Del lat. maritima [ora], [orillas] del mar). f. Terreno bajo y pantanoso que inundan las aguas del mar.

Consolidación.- (Del lat. consolidāre). tr. Dar firmeza y solidez a algo. || Reunir, volver a juntar lo que antes se había quebrado o roto, de modo que quede firme.

Turbas.- Combustible fósil formado de residuos vegetales acumulados en sitios pantanosos, de color pardo oscuro, aspecto terroso y poco peso, y que al arder produce humo denso.

Hondonadas.- (De hondón). f. Espacio de terreno hondo.

Agua en Demasía.- Agua en exceso en un sitio.

Galibo.- Arco de hierro en forma de U invertida, cuyo perímetro marca las dimensiones máximas de la sección transversal autorizadas a los vehículos cargados, que hayan de pasar por túneles, arcos, etc. Que sirve para comprobar que se pueden circular por los túneles y bajo los pasos elevados. || Arq. Buen aspecto de una columna por la acertada proporción de sus dimensiones.

Desecación.- Extracción de la Humedad.

c.- cohesión del material

ϕ .-Ángulo de fricción interna

N_c , N_γ y N_q .- Coeficiente de Capacidad de Carga que depende solamente del valor de ϕ .





Bibliografía

1. Atkinson John, *An Introduction to The Mechanics of Soils and Foundations Through Critical State Soil Mechanics*, Ed. McGraw-Hill, England, 1993.
2. Braja M. Das, *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*, cuarta edición, Ed. Internacional Thomson, México DF., 1999.
3. Franklin Derek, Makar Jobe, *Macromedia Flash MX Actionsript avanzado entrenando con Macromedia*; Ed Pearson Educación, México 2003.
4. Juárez Badillo, Rico Rodríguez; "Clasificación e Identificación de suelos", en *Mecánica de Suelos. Tomo 1 Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Ed. Limusa Noriega, México, 2003, pp. 149-163.
5. Juárez Badillo, Rico Rodríguez; *Mecánica de Suelos. Tomo 2 Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*, Ed. Limusa Noriega, México, 1996.
6. Mallas Tenax, *Ingeniería Moderna. Guía Rápida de Geosintéticos*, Mallas Tenax, México.
7. Míreles Gómez Mario de Jesús, "Drenaje", en *Estudio Analítico del Proyecto de la Carretera México-Acapulco*, Tesis de Licenciatura, Marzo de 1992, México DF., pp. 259-295.
8. Rico Alfonso, Del Castillo Hermilo, *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas*, Tomo I, Ed. Limusa, México DF.
9. Rico Alfonso, Del Castillo Hermilo, *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas*, Tomo II, Ed. Limusa, México DF.
10. Sánchez Ocampo, Carrasco Maya, Bernardo, "Seminario de titulación Diseño geotécnico de cimentaciones", IPN-ESIA U-ZAC, 2007.
11. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, V. Trueba L., "Fracción 6 Muros de Contención" en las N.T.C. para Diseño y Construcción de Cimentaciones en las N. T. C. del Reglamento de Construcción para el DF., Publicadas en la Gaceta Oficial del Depto. Del DF., 12 de Noviembre de 1987.
12. Terzaghi Karl, Peck B. Ralph, *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica*, Cuarta reimpresión de la segunda edición, Ed. El Ateneo S.A., España, 1980.





13. Yues Zimmermann, *La sintaxis de la imagen introducción al alfabeto visual*. Ed. Gustavo Pili, México 2006

Artículos de Publicaciones y cuadernos de trabajo:

14. D. Hurtado Maldonado, M. Flores Flores, T. J. Guerrero Escamilla, *Una visión actual de las propiedades índice*, "Artículo 6 sección 1ª", Vol. 1 Editora: Patricia Valdez Llamas, México, 2002.
15. Gómez Casillas Miguel A., "Muros de Contención", en Apuntes de Geotecnia V, México, DF, 2006.
16. Instituto de Ingeniería de la UNAM, *Reporte Geotécnico para la Refinería de Lázaro Cárdenas "Minatitlan"* México 2003.
17. Míreles Gómez M de Jesús, Flores Ruiz J.H., Urrutia Fucugauchi J., Peña García P., Balcázar García M., López Martínez A., "Geología del Estado de Tabasco", en Modelación de Lluvias Máximas en el Estado de Tabasco y sus Alrededores, Congreso Nacional de Hidráulica, Zacatecas, Zac. 2003.
18. O. Flores Castrellón, E. Gómez Rosas, M. P. Romo Organista, *Automatización del equipo triaxial dinámico de columna resonante*, "Artículo 3 sección 5, Vol. 1". Editora: Patricia Valdez Llamas, México, 2002.
19. Ordóñez C., Alberto, Estructuras de Contención ó anclaje, Artículo, "Muros de contención". Instituto de Ingeniería de la UNAM. 2006.

Manuales:

20. Roque Sánchez Ruellas, Manual de prácticas de laboratorio de mecánica de suelos II, Ed. S.C.T. 2006.
21. Secretaría de Comunicaciones y Transporte, *Manual de Drenaje de Caminos*, dirección nacional de caminos, Ed Mosqueira R. Salvador.

