



Refuerzo de suelo

Manual Técnico

MACCAFERRI

Autores:

Alberto Sayão

Ana Cristina Sieira

Petrucio Santos

MACCAFERRI

Maccaferri do Brasil Ltda.

Índice.

1. Introducción.....	5
1.1 OBJETIVOS DEL MANUAL.....	5
2. PRINCIPIOS BASICOS DE GEOTECNIA.....	7
2.1 ORIGEN Y FORMACIÓN DE SUELOS.....	7
2.2 TIPOS DE SUELOS.....	7
2.2.1 Distribución granulométrica.....	9
2.2.2 Limites de Consistencia.....	10
2.2 TENSIONES EN SUELOS.....	13
2.2.3 Incremento de tensión debido a una carga en la superficie.....	16
Carga concentrada.....	17
Carga uniformemente distribuida en una faja.....	18
Carga distribuida sobre una placa circular.....	19
Carga vertical en terraplenes finitos.....	20
Ejemplo de aplicación del ábaco de Osterberg (1957).....	22
2.3 COMPACTACIÓN.....	23
2.3.1 Tipos de suelos en procesos de compactación.....	23
2.3.2 Forma y rugosidad de las partículas sólidas.....	25
2.3.3 Distribución granulométrica.....	26
2.3.4 Elección de los equipamientos para compactación.....	27
Parámetros que influyen en la compactación.....	30
2.4 HIDRÁULICA DE SUELOS.....	33
2.4.1 Lei de Darcy.....	34
2.4.2 Métodos Indirectos para determinación de la permeabilidad de suelos.....	35
2.4.3 Redes de flujo o de circulación.....	36
Solución gráfica para redes de flujo.....	41
2.4.4 Flujo en presas de tierra.....	43
2.4.5 Flujo radial en acuíferos confinados.....	45
2.4.6 Flujo radial en acuíferos no confinados.....	46
2.5 COMPRESIBILIDAD Y ASENTAMIENTO.....	48
2.5.1 Analogía Mecánica del Asentamiento Unidireccional de Terzaghi.....	51
2.5.2 Hipótesis de la Teoría de Asentamiento de Terzaghi.....	53
2.6 RESISTENCIA DE LOS SUELOS.....	67
2.6.1 Criterios de Rotura.....	71
2.7. ENSAYOS DE LABORATORIO	73
2.7.1 Ensayo de Compactación Proctor.....	74
2.7.2 Ensayo de Compresión Edométrica.....	79
Ensayo de compresión con incremento de carga.....	80
Ejemplo de aplicación del ensayo de consolidación.....	88
2.7.3 Ensayo de Corte Directo.....	90
Ejemplo de aplicación del ensayo de Corte Directo.....	92
2.7.4 Ensayo de Compresión Triaxial.....	93
Ejemplos de aplicación - Ensayo de Compresión Triaxial.....	97
2.8 ENSAYOS DE CAMPO.....	98
2.8.1 Ensayo de Penetración Standard - SPT.....	99
2.8.2 Ensayo de Penetración Cónica (CPT) y Piezocono (CPTU).....	106

2.8.3 Ensayos de Paleta ("Vane Test").....	115
3. GEOSINTÉTICOS Y SUS PRINCIPALES APLICACIONES.....	121
3.1 HISTÓRICO E EVOLUÇÃO DOS GEOSINTÉTICOS.....	123
3.2 POLÍMEROS CONSTITUYENTES Y PROCESOS DE FABRICACIÓN DE GEOSINTÉTICOS.....	122
3.3 GEOTEXTILES.....	127
3.4 GEOGRILLAS.....	128
3.4.1 Ensayos de Caracterización Física.....	130
Masa por unidad de área, $MA [g/m^2]$	130
Espesor Nominal, $t_{GT} [mm]$	131
3.4.1 Ensayos de Caracterización Mecánica.....	131
Ensayos de resistencia a la tracción no confinada.....	131
Ensayos de resistencia a la tracción confinada.....	132
Resistencia a la penetración	133
Resistencia a la Fluencia.....	133
3.4.2 Ensayos de Interacción Suelo-Geosintético.....	134
Ensayos de Rozamiento – Ensayos de Corte Convencionales.....	136
Corte Directo con Refuerzo Inclinado.....	138
Ensayo de Plano Inclinado.....	138
Corte Directo Inclinado.....	139
Ensayo de Arrancamiento.....	140
Ensayos de Deformación Plana.....	142
4. CONCEPTO DE REFUERZO DE SUELO.....	143
4.1 INFLUENCIA DE LA COMPACTACIÓN EN EL COMPORTAMIENTO DE MACIZOS REFORZADOS.....	145
4.2 ASPECTOS RELATIVOS A LOS REFUERZOS: FACTORES DE REDUCCIÓN.....	148
4.2.1. Factores de Pérdida de Resistencia por Deformaciones por Fluencia.....	150
4.3. ASPECTOS RELATIVOS A LOS SUELOS.....	153
4.4. RIGIDEZ RELATIVA SUELO-REFUERZO.....	154
4.5 APLICACIONES DE GEOSINTÉTICOS COMO REFUERZOS EN GEOTECNIA.....	157
4.5.1 Muros y Taludes Reforzados con Geosintéticos.....	155
4.5.2 Terraplenes.....	157
4.5.4 Refuerzo de Base de Pavimento.....	158
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	161

1. PRESENTACIÓN

La técnica de refuerzo de suelos ha asumido importante actuación en Ingeniería Geotécnica. La utilización de geosintéticos como elementos de refuerzo ha crecido acentuadamente en los últimos años, demostrando la gran aceptación de este tipo de material en distintos sectores de Ingeniería. La aplicabilidad de los geosintéticos como elemento de refuerzo de suelos es extremadamente vasta. Dentro de las principales aplicaciones, se pueden citar: muros y taludes reforzados, terraplenes reforzados sobre suelos blandos, refuerzo de cavidades subterráneas, y refuerzo de fundaciones. En todos estos casos, la utilización de geosintéticos presenta ventajas técnicas y económicas. Como ejemplo, se puede citar la inclusión de elementos geosintéticos en terraplenes, permitiendo la adopción de macizos compactados con mayores inclinaciones y con menor volumen de suelo. Generalmente, se utilizan suelos disponibles en la zona de obra, constituyendo una alternativa económicamente viable cuando comparada con las soluciones convencionales. El proceso constructivo es simple, no exigiendo mano de obra cualificada, ni equipos específicos. Además, el tiempo de ejecución de la obra es generalmente reducido. En caso de muros ó taludes reforzados existe la posibilidad de utilizar de diversos tipos de terminación del paramento posibilitando a adaptación estética al medio ambiente, disminuyendo considerablemente el impacto ambiental causado por obras de contención.

1.1 OBJETIVOS DEL MANUAL.

Este manual ha sido desarrollado como material de referencia para consultores y profesionales del área de ingeniería que busquen información respecto al diseño de estructuras de suelo reforzado.

Buscando facilitar su utilización y presentar los conceptos de manera didáctica, el presente

Tomo 1 –	Conceptos Básicos de Geotécnica
Tomo 2 –	Refuerzo de Terraplenes Sobre Suelos Blandos
Tomo 3 –	Refuerzo de Base de Pavimentos y Fundaciones Superficiales
Tomo 4 –	Muros y Taludes Reforzados

El manual reúne información relativas a los productos más utilizados como elementos de refuerzo, los conceptos básicos de Mecánica de Suelos y los criterios de diseño de las distintas obras de refuerzo de suelos. El manual intenta orientar a los ingenieros involucrados en obras geotécnicas, hidráulicas e ambientales en la asociación de sus conocimientos en geotécnica a las nuevas tecnologías poliméricas de refuerzo.

2.1 ORIGEN Y FORMACIÓN DE SUELOS

Los suelos se originan de la descomposición de macizos rocosos, por procesos degenerativos denominados intemperismo. Estos procesos pueden devenir de agentes físicos, químicos o biológicos.

El intemperismo físico son los procesos que conducen a la desagregación de la roca "in situ" y a la desorganización de la estructura de los minerales constituyentes (sin alteraciones químicas). Debido a cambios térmicos y a la acción erosiva del agua, hielo, vientos, la roca matriz suele ser fracturada y subdividida en fragmentos cada vez más pequeños.

El intemperismo químico se caracteriza por reacciones químicas en la roca, originadas por fenómenos de hidratación, disolución, oxidación, y cementación. Estos fenómenos son acelerados en el caso que la roca ya haya sido previamente reducida a fragmentos menores por intemperismo físico, facilitando y aumentando la superficie de contacto con los agentes activos en la degradación de la roca.

El intemperismo biológico se produce por actividad bacteriana, induciendo a la descomposición de materiales orgánicos y mezclando el producto con otras partículas de origen físico-químico.

Los suelos son constituidos por partículas que se diferencian por el tamaño y por la composición química. La concentración de cada tipo de partícula en un suelo depende fundamentalmente de la composición química de la roca que le ha dado origen.

2.2 TIPOS DE SUELOS.

Los suelos constituyen un sistema compuesto de partículas sólidas (minerales) y de vacíos, los cuales pueden estar rellenos con agua y/o aire (Figura 2.1). El porcentaje de agua presente en los vacíos (grado de saturación) es de extrema importancia para el comportamiento de los suelos en obras de ingeniería.

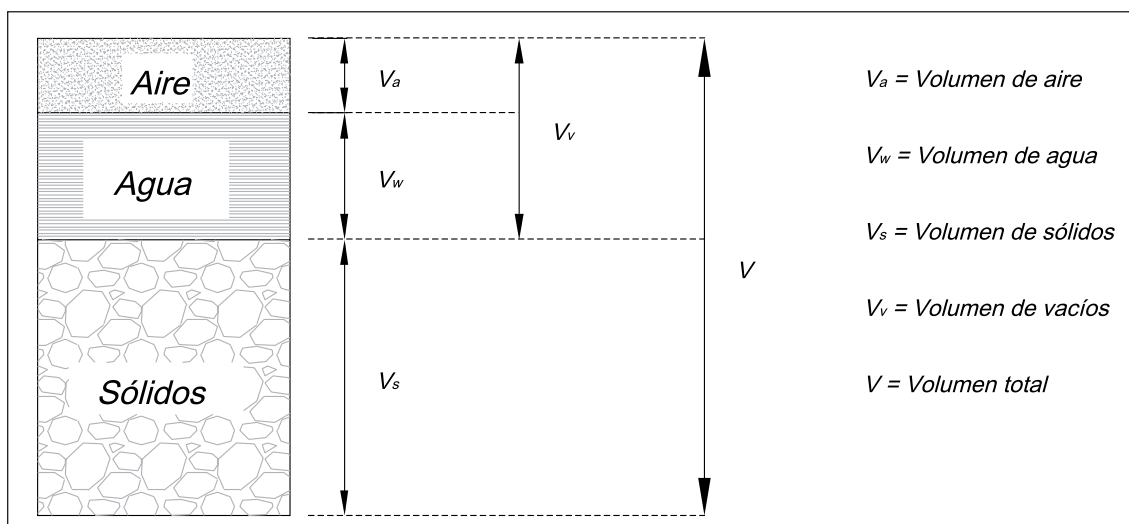


Figura 2.1 – Diferentes Fases de un Elemento de Suelo.

La disposición geométrica y el tipo de ligazón entre las partículas ejercen también un papel fundamental en el comportamiento de los suelos. En suelos arenosos, predominan las fuerzas de gravedad, o sea, el peso de los granos es relevante para la estructura de los suelos. En suelos finos, arcillosos, la estructura es función de la combinación de fuerzas de atracción y de repulsión entre partículas. La Figura 2.2 ilustra los dos tipos básicos de estructura de suelos arcillosos. En las estructuras dispersivas, predominan las fuerzas de atracción entre partículas. En este caso, el contacto entre partículas ocurre entre las caras y aristas. En las estructuras floculares, las partículas se posicionan paralelamente. En este tipo de estructura, predominan las fuerzas de repulsión entre partículas.

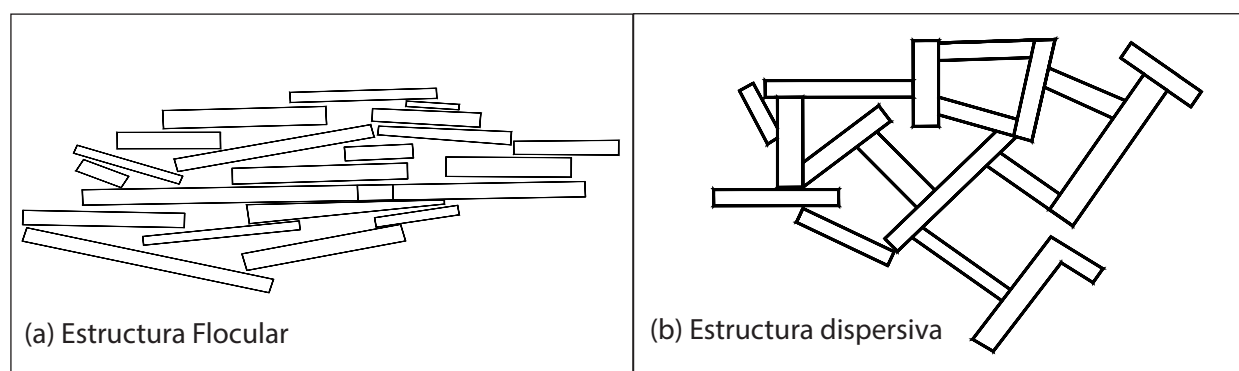


Figura 2.2 – Tipos Básicos de Estructura de Suelos.

La manera más sencilla de clasificar los distintos tipos de suelos consiste en diferenciarlos en función del tamaño de sus partículas, o sea, por la granulometría, establecida por normas técnicas (ABNT, DIN, ASTM):

Gravas – presentan partículas con diámetro comprendido entre 2,00mm y 10,00cm, caracterizándose por la fácil visualización de los granos. No retienen agua debido a la inactividad de su superficie y los grandes espacios vacíos existentes entre ellas.

Arenas - presentan partículas con diámetro comprendido entre 0,06mm y 2,00mm, aún visibles sin dificultad. Cuando se mezclan con agua no originan agregados continuos y se separan con facilidad.

Limos - presentan partículas con diámetro comprendido entre 0,002mm y 0,06mm. Algunas normas indican que el límite inferior debe ser 0,005mm, todavía no existen consecuencias prácticas entre ambas distinciones. Debajo de esa granulometría ya ocurre retención de agua.

Arcillas - presentan partículas con diámetro inferior a 0,002mm. Son formadas, principalmente, por minerales silicatados, constituidos por cadenas de elementos tetraédricos y octaédricos, unidas por ligaciones covalentes frágiles, que permiten la entrada de moléculas de agua. Con eso, se produce, a veces, un aumento de volumen, que es recuperable cuando el agua evapora. La capacidad de retención de agua de las arcillas es muy grande, consecuente de la presencia de pequeños vacíos y con una gran superficie de absorción

Es importante enfatizar que los suelos son clasificados en función de las partículas constituyentes y con mucha frecuencia es necesario identificarlos de manera táctil-visual, sin auxilio de equipamientos especiales. Esto ocurre normalmente como forma preliminar de clasificación, donde los ensayos de laboratorio no están disponibles o cuando se necesita identificar cual es el tipo adecuado de ensayo de caracterización en función de la identificación previa del tipo de suelo.

2.2.1 Distribución granulométrica.

La principal característica que diferencia los suelos es el tamaño de las partículas constituyentes. Para el conocimiento de la dimensión media de las partículas de suelo, se realiza el análisis de distribución granulométrica, que consiste de dos etapas: tamizado y sedimentación, ambas normalizadas. Para la realización de este ensayo, una muestra de suelo es sometida al tamizado en una serie de tamices. El peso del material que pasa en cada tamiz es representado gráficamente en función de la abertura del tamiz. Los suelos que contienen fracción fina (limosa y arcillosa, con granulometría inferior a $75\mu\text{m}$ o $0,075\text{mm}$), son tratados de forma diferenciada en ensayos de sedimentación, o análisis hidrométrico (Figura 2.3). Estos ensayos se describen en el ítem 2.6

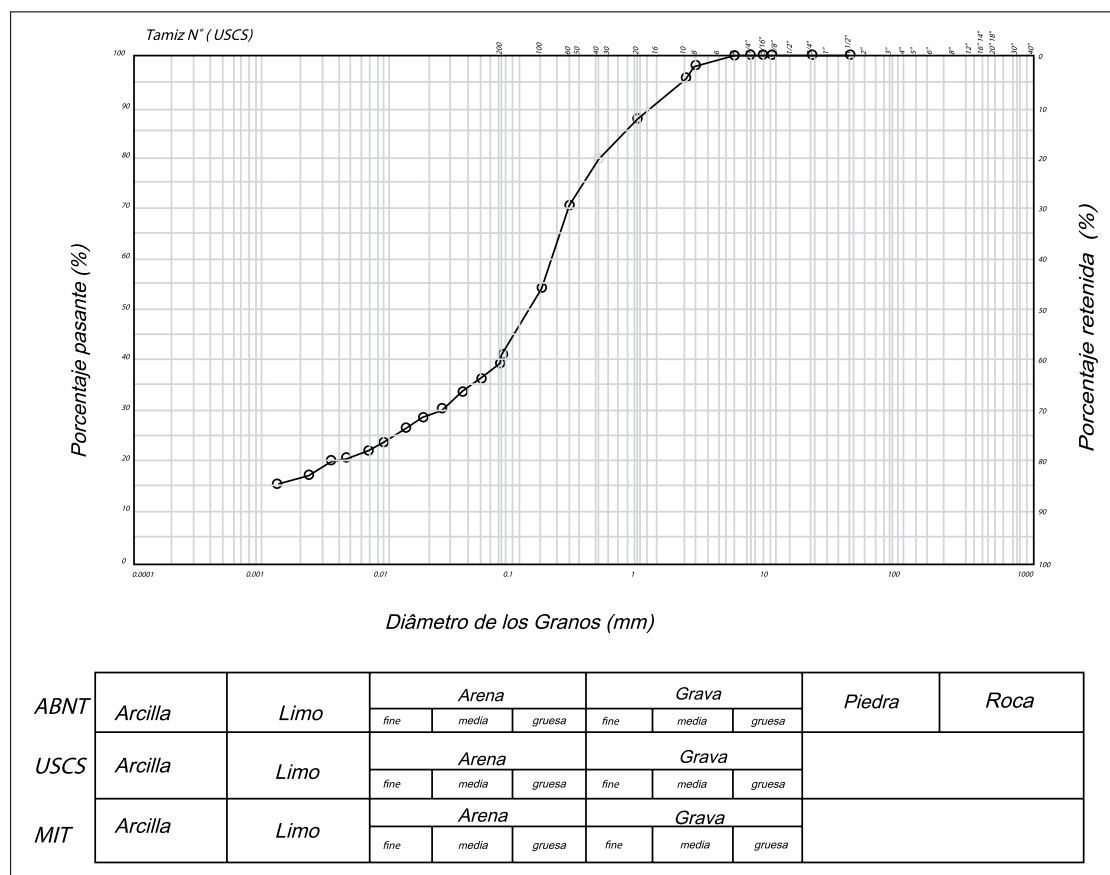


Figura 2.3 – Distribución Granulométrica de una Arena Limo-Arcillosa.

Los suelos arenosos pueden ser clasificados como “bien graduados” o “mal graduados”. Esta característica de suelos granulares se expresa por el coeficiente de uniformidad (C_u), por la expresión:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.1)$$

Donde:

D_{60} = diámetro debajo del cual se sitúa el 60% de las partículas (en peso);

D_{10} = diámetro debajo del cual se sitúa el 10% de las partículas (en peso).

La expresión “bien graduado” corresponde a una curva granulométrica suave e indica la existencia de granos de distintos diámetros. Las partículas menores ocupan los vacíos formados por las partículas mayores, resultando, generalmente, en un suelo más resistente y menos compresible.

Otro coeficiente también utilizado para representar la curva granulométrica de un suelo es el coeficiente de curvatura (C_c), definido como:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (2.2)$$

Donde:

D_{30} = diámetro debajo del cual se sitúa el 30% de las partículas (en peso).

Mientras el coeficiente C_u indica la amplitud de los tamaños de granos, el valor del coeficiente C_c permite identificar eventuales discontinuidades en la curva granulométrica. Se considera un suelo como bien graduado cuando el valor de C_c se sitúa entre 1,0 y 3,0. Valores menores que 1,0 corresponden a curvas discontinuas, o sea, inexistencia de granos con determinado diámetro. En casos de C_c superiores a 3,0, se verifica la predominancia de granos con el mismo diámetro.

2.2.2 Límites de Consistencia.

Los suelos finos presentan comportamiento distinto, en función del contenido de humedad. En este caso, la distribución granulométrica no es suficiente para la clasificación adecuada. Los límites de consistencia, o límites de Atterberg, definen los contenidos de humedad del suelo correspondientes a los cambios de estado físico, como está indicado en la Figura 2.4.

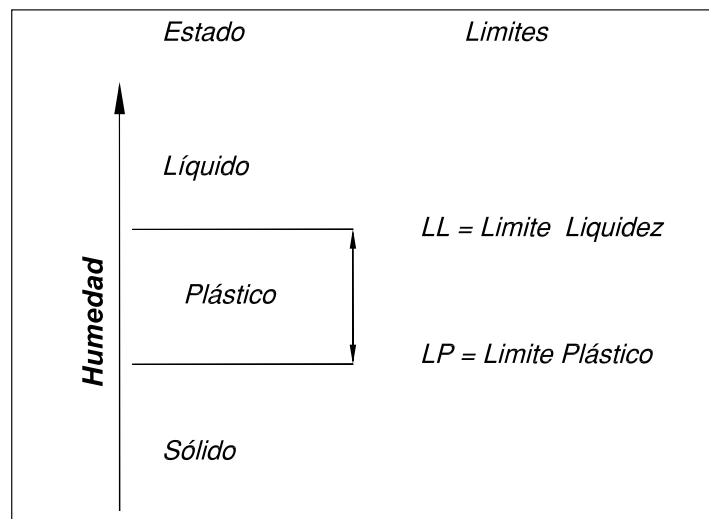


Figura 2.4 – Límites de Atterberg.

El Límite Líquido (LL) representa la frontera entre el estado líquido y el estado plástico, en el cual el volumen varía con la humedad.

El Límite Plástico (LP) corresponde a la transición del estado plástico para el estado sólido.

La diferencia entre estos dos límites se define como el Índice de Plasticidad (IP) e indica la amplitud de valores de humedad en la cuál el suelo presenta comportamiento plástico. Los índices de Atterberg indican la influencia de las partículas finas en el comportamiento de los suelos.

La razón entre el IP y el porcentaje de la fracción de arcilla presente en el suelo no da el Índice de Actividad (A_c), que sirve como indicador del potencial de variación volumétrica de las arcillas y se define como:

$$A_c = \frac{IP}{\text{Fracción de Arcilla}} \quad (2.3)$$

La fracción de arcilla es considerada igual al porcentaje de material con granulometría inferior a $2\mu\text{m}$. Basado en el índice A_c , la arcilla presente en un suelo puede ser clasificada como:

- Inactiva: $A_c < 0.75$
- Normal: $0.75 < A_c < 1.25$
- Activa: $A_c > 1.25$

Como ejemplos, se puede citar que el caolín es inactivo y la montmorillonita es muy activa.

La determinación de la curva granulométrica y de los índices de consistencia permite clasificar los suelos. El objetivo de la clasificación de los suelos es transmitir una idea del comportamiento de los mismos, u orientar adecuadamente el programa de investigaciones y el análisis de un problema geotécnico. El sistema más utilizado para la clasificación de los suelos es el llamado Sistema Unificado de Clasificación, desarrollado por Casagrande (1948) para el U. S. Bureau of Reclamation. En el Sistema Unificado, los suelos son identificados por 2 letras, como está indicado en la Tabla 2.1.

La primera letra indica el tipo de suelo y la segunda letra se refiere a las características complementarias.

G	Pedrisco / grava
S	arena
M	limo
C	arcilla
O	suelo orgánico
W	bien graduado
P	mal graduado
H	alta compresibilidad
L	baja compresibilidad
Pt	turbas

Tabla 2.1 – Terminología del Sistema Unificado.

En este sistema, el primer aspecto a ser considerado es el porcentaje de finos presentes en el suelo. Se considera fino el material que pasa en el tamiz nº 200 (0,075mm). Si este porcentaje es superior al 50%, el suelo será considerado como de granulación fina: M (limo), C (arcilla) o O (suelo orgánico). Si el porcentaje de finos es inferior al 50%, el suelo será considerado como de granulación gruesa: S (arena) o G (grava).

Los suelos con granulometría gruesa pueden ser clasificados como “bien graduados” o “mal graduados”, a partir del coeficiente C_u . En el caso de los suelos finos, la característica secundaria depende del contenido de humedad del suelo y de la actividad de la arcilla. Para la clasificación de estos suelos, se utiliza la carta de Casagrande, que consiste en la localización del punto correspondiente a los valores del IP (índice de plasticidad) y LL (límite de líquido), a partir de la gráfica de la Figura 2.5.

Los procedimientos, así como ejemplificación de los métodos de clasificación se presentan detalladamente en el ítem 2.6.

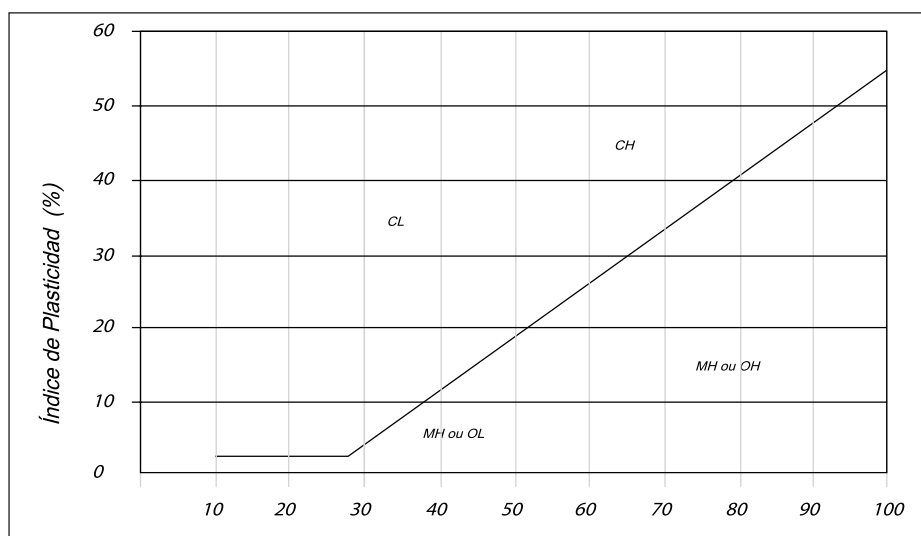


Figura 2.5 – Carta de Plasticidad de Casagrande.

2.2 TENSIONES EN SUELOS.

El conocimiento de las tensiones actuantes sobre las obras geotécnicas es fundamental para el análisis de problemas de asentamientos, empujes de suelo, capacidad de carga, etc. Las tensiones en los suelos pueden ser debidas al peso propio de las capas de suelo, o de sobrecargas aplicadas en la superficie.

En un punto dado en el interior del macizo de suelo con capas aproximadamente horizontales, la tensión vertical debido al peso propio puede ser obtenida a partir de la expresión:

$$\sigma = \sum \gamma_i \cdot z_i$$

(2.4)

Donde: γ_i = peso específico del suelo de la capa i ; z_i = altura de la capa i .

Como fue comentado anteriormente, los suelos están constituidos por partículas. Así, las fuerzas aplicadas a los suelos son soportadas por las partículas del suelo y por el agua presente en los vacíos. La entrada de agua en el suelo permite la formación de nivel freático. El agua en el interior de los vacíos, abajo del nivel freático, estará bajo una presión, que se calcula por:

$$u = z_w \cdot \gamma_w$$

(2.5)

Donde: γ_w = peso específico del agua; z_w = profundidad respecto al nivel de agua.

Terzaghi (1925) ha establecido el principio de las tensiones efectivas al identificar que la tensión normal total en un plano cualquiera en un elemento de suelo puede ser considerada como la suma de dos partes:

$$\sigma' = \sigma - u$$

(2.6)

Donde σ' = tensión efectiva, transmitida por los contactos entre partículas; u = presión de poro.

Todos los efectos resultantes de variaciones de tensiones en suelos, como compresión y distorsión, son debido a variaciones de tensiones efectivas. La comprobación de este principio ha sido realizada por Terzaghi de manera muy simple, utilizando un tanque con suelo saturado y agua (Figura 2.6). Aumentándose el nivel de agua en el tanque, la presión total σ_{vo} también aumenta. Pero, no se observa una disminución de volumen del suelo, comprobando que el comportamiento del suelo es independiente de las tensiones totales.

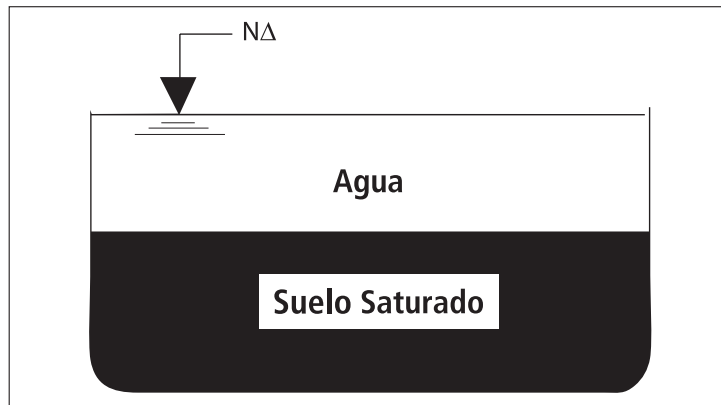


Figura 2.6 - Experiencia de Terzaghi para demostrar el principio de la tensión efectiva (Ortigão, 1995)

Aplicándose la ecuación 2.6 de Terzaghi, se verifica que, en la Figura 2.6, las tensiones efectivas no varían durante la elevación del NA en el recipiente. Tomando un punto de profundidad z (respecto al NT) de la masa de suelo y siendo z_w el espesor de la capa de agua sobre el suelo γ y γ_w , respectivamente los pesos específicos del suelo y del agua, las tensiones efectivas serán:

Tensión total:

$$\sigma_{vo} = \gamma_w z_w + z \gamma \quad (2.7)$$

Presión de poro:

$$u_o = \gamma_w (z_w + z) \quad (2.8)$$

Tensión efectiva:

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_o = \gamma_w z_w + z \gamma - \gamma_w (z_w + z) = z(\gamma - \gamma_w) \quad (2.9)$$

La ecuación 2.9 es independiente de z_w demostrando que la tensión efectiva no varía con el espesor de la capa de agua sobre el suelo.

La Figura 2.7 ilustra un perfil geotécnico compuesto por 4 capas distintas de suelo. Los valores de tensión total, presión de poro y tensión efectiva son calculados a partir de las ecuaciones 2.4, 2.5 y 2.6, para los puntos A, B, C y D.

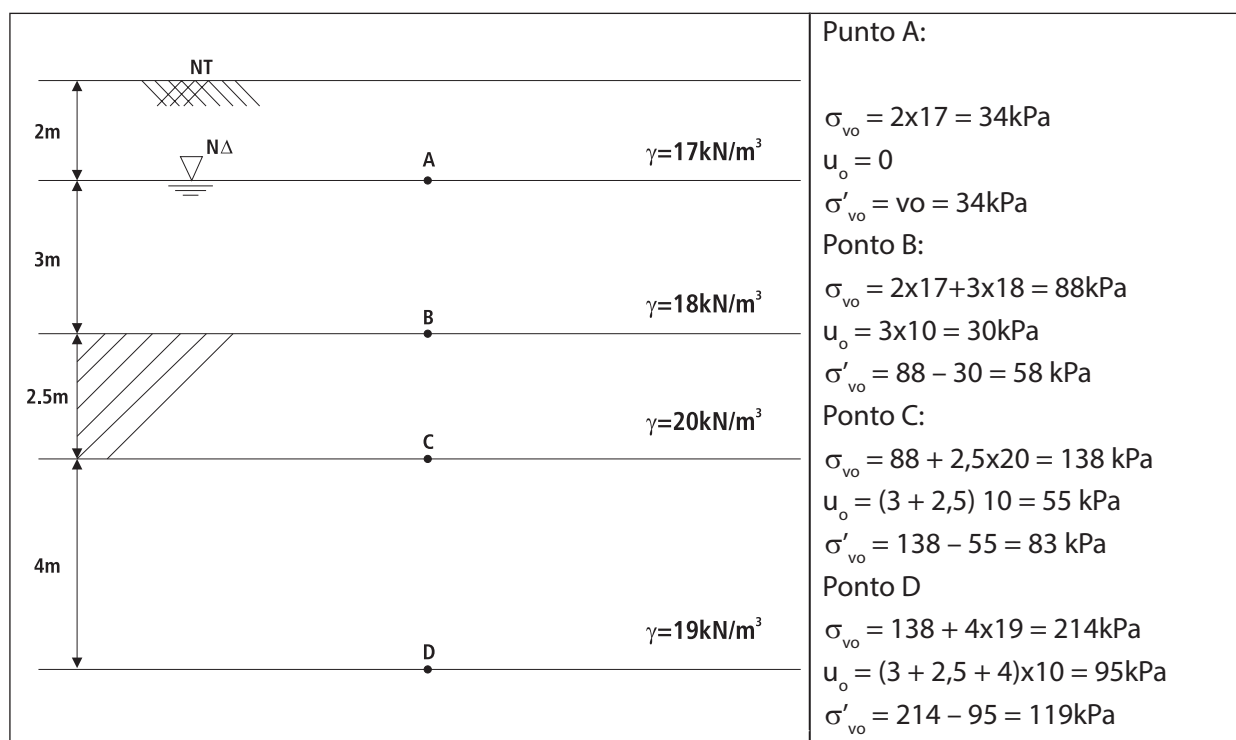


Figura 2.7 – Ejemplo de Cálculo de Tensiones (Ortigão, 1995)

Variaciones del nivel de agua.

Las variaciones de las tensiones verticales debidas al peso propio de los suelos ocurren donde, por necesidad de construcción, hay que rebajar o elevar el nivel estático del agua. Por necesidades constructivas, a veces, se rebaja disminuyendo la cota Δh debajo del normal.

También, en la construcción de depósitos de agua ocurre la elevación del agua en cotas superiores a los niveles normales.

Estas oscilaciones del NA traen reflejos acentuados en la estructura, pues la faja de sumersión variará y así las partículas sólidas tendrán sus pesos aliviados por el empuje actuante en sus condiciones de inmersión. De esa manera, si sus pesos oscilaran para más o para menos, su contribución para la tensión efectiva también variará. Luego, el comportamiento de la estructura sufrirá transformaciones.

Descenso del nivel freático

La ocurrencia de oscilación más común es el descenso del NA que puede ocurrir por drenaje en obras definitivas, o por bombeo en casos provisorios, durante el período constructivo.

El efecto de descenso del NA puede ser ejemplificado a partir del perfil de suelo de la Figura 2.8.

(a) Considerando NA coincidente con el nivel del terreno (NT):

$$\sigma_z = 21 \times 10,0 = 210 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 10 \times 10,0 = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_z = 210 - 100 = 110 \text{ kN/m}^2$$

(b) Considerando un descenso del NA para la profundidad $z = 4,0\text{m}$:

$$\sigma_z = 19 \times 4,0 + 21 \times 6,0 = 202 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 10 \times 6,0 = 60 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_z = 202 - 60 = 142 \text{ kN/m}^2$$

Se verifica que el descenso provoca un incremento de tensión efectiva de 32 kN/m^2 . Por el principio de las tensiones efectivas, este incremento causa deformaciones (asentamientos) en el suelo.

Por otro lado, en el caso de elevación del NA (usual en caso de lluvias intensas), ocurre una reducción de la tensión efectiva y, en consecuencia, una reducción de la resistencia al corte.

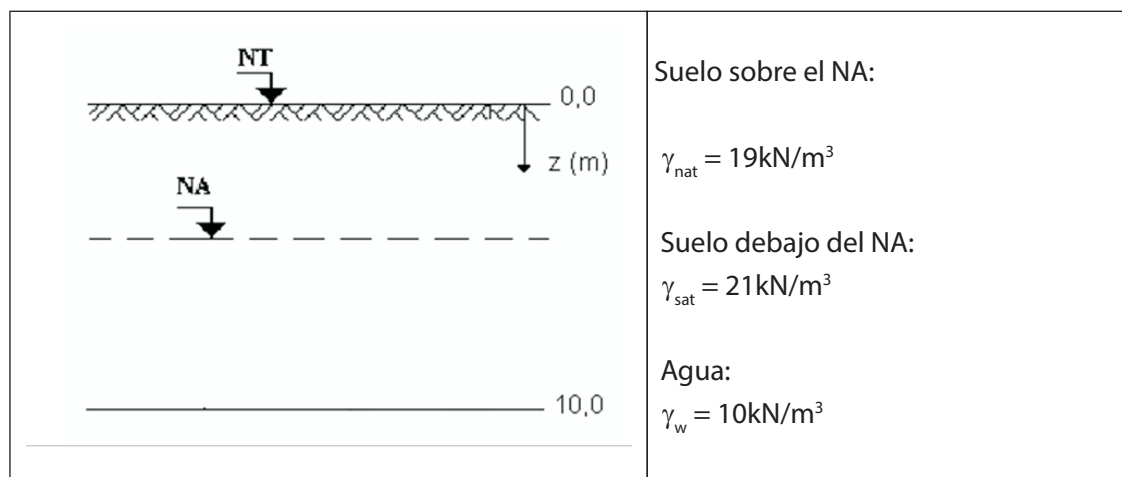


Figura 2.8 – Perfil de suelo para descenso del nivel de agua.

2.2.3 Incremento de tensión debido a una carga en la superficie.

Al aplicarse una carga en la superficie de un terreno, en un área bien definida, el incremento de tensión en cierta profundidad no se limitan a la proyección del área cargada, como se observa en la Figura 2.9. El incremento de tensiones, inmediatamente abajo del área cargada disminuye cuando la profundidad aumenta, porque el área afectada aumenta con la profundidad.

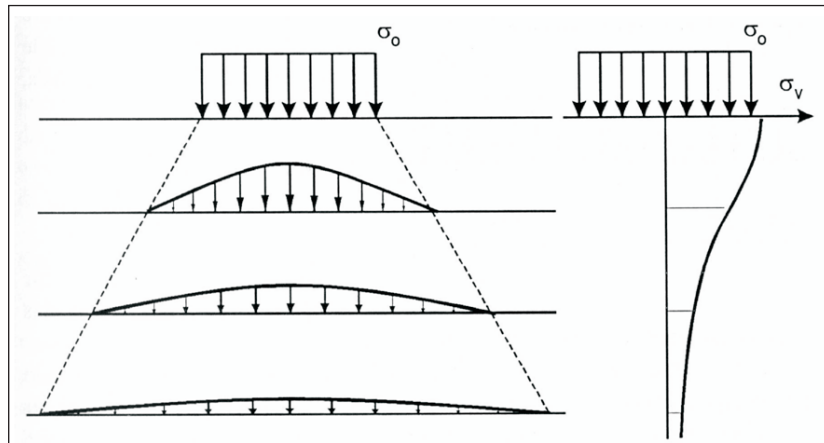


Figura 2.9 – Distribuciones de tensiones con la profundidad

La Teoría de la Elasticidad se aplica a la estimación de los incrementos de tensiones inducidos en el interior de la masa de suelo, en virtud de cargas aplicadas en la superficie o en el interior del terreno.

Carga concentrada.

Boussinesq (1883) desarrolló ecuaciones para el cálculo de los incrementos de tensiones efectivas verticales (σ_z), radiales (σ_r), tangenciales (σ_t) y de corte (τ_{rz}), causadas por la aplicación de una carga concentrada puntual actuando perpendicularmente a la superficie de un terreno, admitiendo constante el módulo de elasticidad del macizo (Figura 2.10).

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \cdot \frac{3z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{3p}{2\pi^2} \cos^5 \theta \quad (2.10)$$

$$\sigma_r = \frac{p}{2\pi \cdot z^2} \left[3 \sin^2 \theta \cos^3 \theta - \frac{(1-2\mu) \cos^2 \theta}{1 + \cos \theta} \right] \quad (2.11)$$

$$\sigma_t = \frac{p}{2\pi \cdot z^2} (1-2\mu) \cdot \left[\cos^3 \theta - \frac{\cos^2 \theta}{1 + \cos \theta} \right] \quad (2.12)$$

$$\tau_{rz} = \frac{p}{2\pi \cdot z^2} \left(3 \sin \theta \cos^4 \theta \right) \quad (2.13)$$

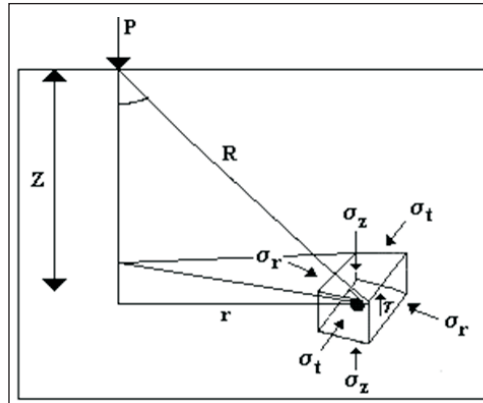


Figura 2.10 – Carga concentrada aplicada en la superficie del terreno (Boussinesq, 1883).

Carga uniformemente distribuida en una faja

Cuando el problema consiste en una placa rectangular (Figura 2.11), siendo una de las dimensiones mucho mayor que la otra, se pueden calcular los esfuerzos introducidos en la masa de suelo por medio de la expresión desarrollada por Carothers (1924). Las presiones en un punto (M) situado a una profundidad (Z), son obtenidas por las expresiones:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left(2\alpha + \sin 2\alpha \cdot \cos 2\beta \right) \quad (2.14)$$

$$\sigma_r = \frac{p}{\pi} \left(2\alpha - \sin 2\alpha \cdot \cos 2\beta \right) \quad (2.15)$$

$$\tau_{rz} = \frac{p}{\pi} \left(\sin 2\alpha \cdot \sin 2\beta \right) \quad (2.16)$$

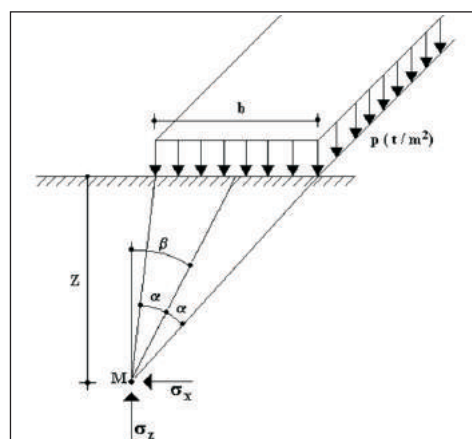


Figura 2.11. Placa rectangular de longitud infinita (Carothers, 1924).

Las tensiones principales y la tensión de corte (tangencial) máxima son obtenidas por:

$$\sigma_1 = \frac{p}{\pi} \left(2\alpha + \operatorname{sen} 2\alpha \right) \quad (2.17)$$

$$\sigma_3 = \frac{p}{\pi} \left(2\alpha - \operatorname{sen} 2\alpha \right) \quad (2.18)$$

$$\tau_{\max} = \frac{p}{\pi} \operatorname{sen} 2\alpha \quad (2.19)$$

La Figura 2.12 ilustra las isóbaras de tensión normal y tangencial (Jürgenson, 1934), bajo una carga rectangular.

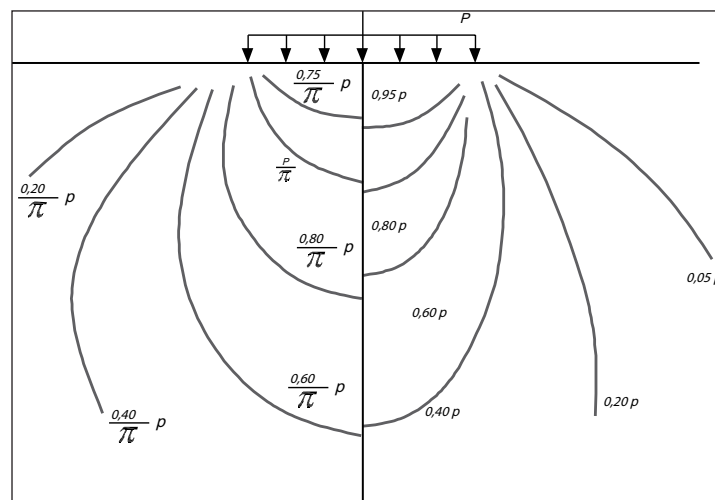


Figura 2.12 – Isóbaras de tensión normal y tangencial (Jürgenson, 1934).

Carga distribuida sobre una placa circular.

Para una superficie flexible y circular de radio R, cargada uniformemente con presión P, el valor de la tensión vertical σ_z está dado por la fórmula de Love (1927). El bulbo de presión correspondiente está indicado en la Figura 2.13. Esta gráfica presenta valores del coeficiente de influencia para el cálculo del incremento de tensión. El coeficiente de influencia multiplicado por la tensión actuante en la superficie nos da la tensión en el punto considerado.

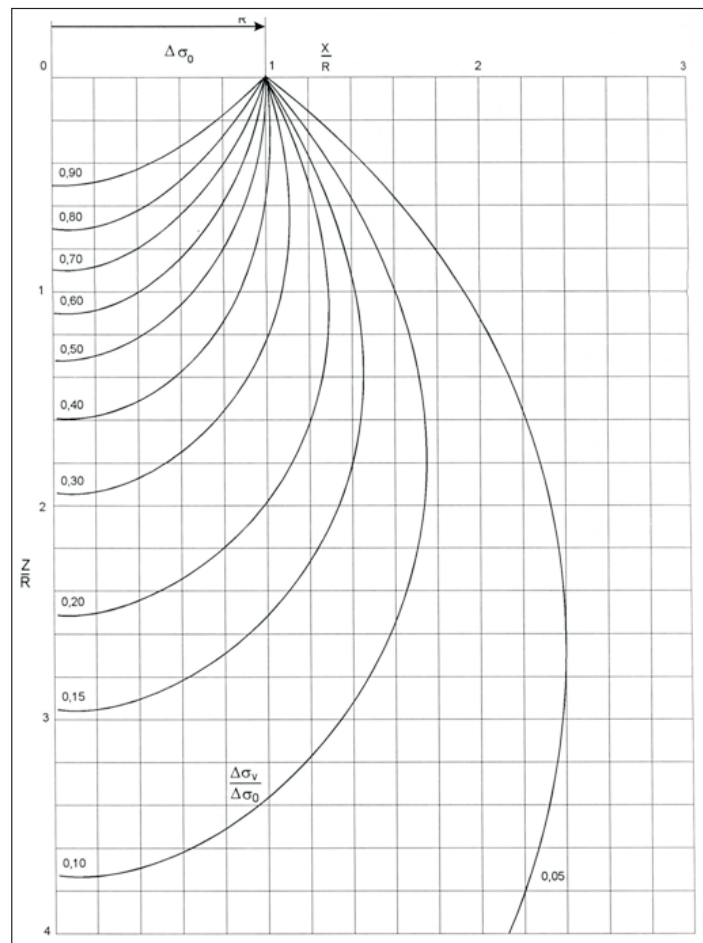


Figura 2.13 –Tensión verticales inducidos por una carga uniforme sobre un área circular.

Carga vertical en terraplenes finitos.

En la práctica, las cargas aplicadas sobre un suelo de fundación provienen de terraplenes contruidos en forma de trapecio y por ese motivo existe cierta diferencia en considerar solo la carga distribuida de manera uniforme. Así, varios autores desarrollaron ábacos con factores de corrección para facilitar ese tipo de análisis. Entre ellos, se puede citar el ábaco propuesto por Osterberg (1957), que determina la tensión vertical ($\Delta\sigma'_v$) debido a una carga en forma de trapecio de longitud infinita (Figura 2.14).

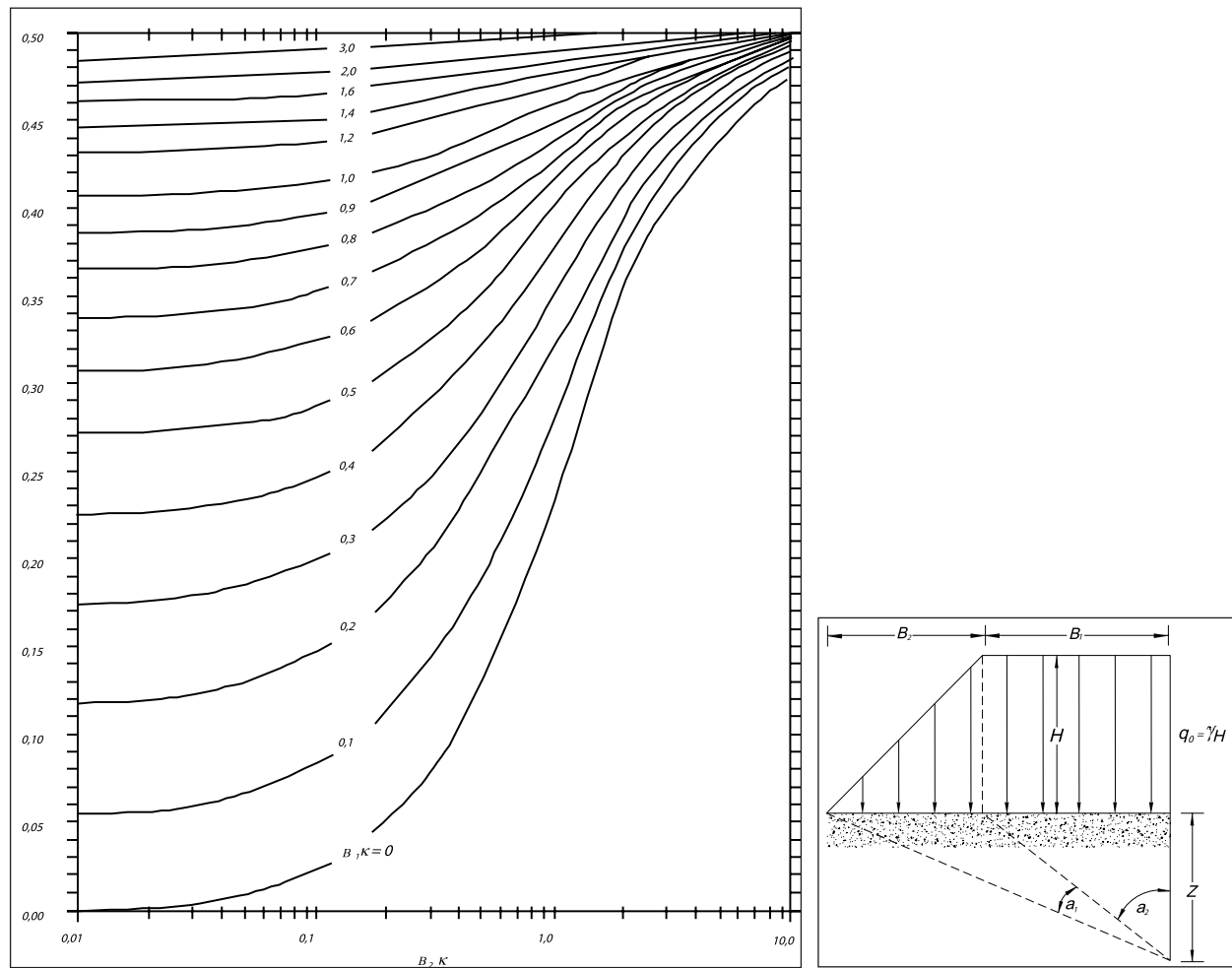


Figura 2.14. Carga trapezoidal de longitud infinita: Ábaco de Osterberg (1957)

A partir del ábaco (Figura 2.14) es posible utilizar las ecuaciones (2.20) y (2.21) para determinar la tensión actuante a una profundidad z .

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} \alpha_2 \right] \quad (2.20)$$

Donde: $I_3 \rightarrow f(B_1 / z, B_2 / z)$ – Coeficiente de influencia.

$$\Delta\sigma_z = q_0 \cdot I_3$$

(2.21)

Ejemplo de aplicación del ábaco de Osterberg (1957).

Considere un terraplén simétrico con 7,00m de altura, ancho de coronamiento de 5,00m y taludes de 1(V):2(H). Calcule el incremento de tensión bajo el terraplén en el punto A (Figura 2.15) que se encuentra a 5,00m de profundidad de la base del terraplén.

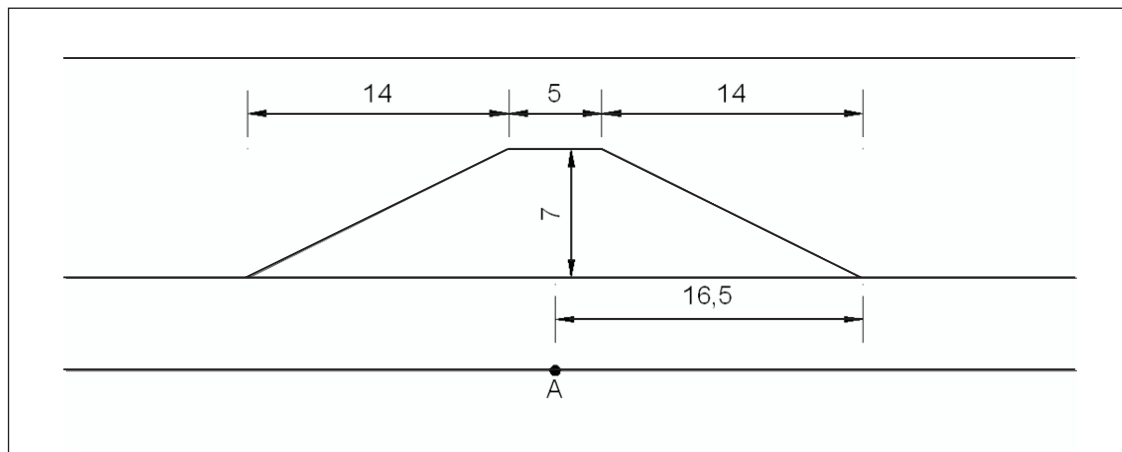


Figura 2.14 – Incremento de tensión debido a la construcción del terraplén

Por la ecuación 2.20 y considerándose la geometría del terraplén:

$$B_1 = 2,5\text{m}$$

$$B_2 = 14,0\text{m}$$

$$z = 5,0\text{m}$$

$$q_0 = 17,5 \times 7,0 = 122,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{B_1}{z} = \frac{2,5}{5,0} = 0,5$$

$$\frac{B_2}{z} = \frac{14,0}{5,0} = 2,8$$

De la Figura 2.14, se obtiene el valor de I_3 igual a 0,445. Como la figura es simétrica el valor de I_3 para los lados derecho e izquierdo son iguales, luego:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(\text{izquierda})} + \Delta\sigma_{z(\text{derecha})}$$

$$\Delta\sigma_z = q_0 (I_{3(\text{izquierda})} + I_{3(\text{derecha})})$$

$$= 122,5 \cdot (0,445 + 0,445) = 109,03 \text{ kN/m}^2$$

La presión total en el punto A será igual a 109,03 kN/m².

2.3 COMPACTACIÓN

El estudio de la técnica y control de la compactación es relativamente nuevo y ha sido desarrollado principalmente para la construcción de terraplenes.

La compactación es un proceso que ofrece una mejoría de las propiedades del suelo garantizando cierta homogeneidad, con la eliminación de los vacíos existentes entre las partículas sólidas, aumentando mecánicamente la densidad del suelo.

Ralph Proctor, en 1933, publicó una serie de artículos, divulgando su método de control de compactación, basado en un nuevo método de proyecto y construcción de presas de tierra compactadas que estaba siendo empleado en California. En el referido método, la densidad relativa en que se compacta un suelo, bajo una determinada energía de compactación, depende del contenido de humedad en el mismo en el momento de la compactación.

2.3.1 Tipos de suelos en procesos de compactación.

Básicamente, los suelos se clasifican como: cohesivos, no cohesivos y mixtos. Esta es una definición bastante simplista, pero cuando se trata de estudiar los procesos de compactación, esta clasificación es suficiente.

Suelos no cohesivos (granulares).

Se entiende por suelos granulares aquellos compuestos por rocas, pedriscos y arenas o, generalmente, granos gruesos (Tabla 2.2).

Grupo	Diámetro (mm)	Subdivisión
Partículas gruesas	>200	Rocas
	200 – 63	Piedras
	63 – 20	Grava gruesa
	20 – 6,3 6,3 – 2	Grava mediana Grava fina
Partículas finas	2,0 – 0,6	Arena gruesa
	0,6 – 0,2	Arena mediana
	0,2 – 0,06	Arena fina
	0,06 – 0,02	Limo grueso
	0,02 – 0,006	Limo mediano
	0,006 – 0,002	Limo fino
	< 0,002	Arcilla

Tabla 2.2 – Dimensión de las partículas de suelo.

Esa mezcla, compuesta por partículas individuales sueltas, que en el estado seco no se adhieren unas a las otras, son altamente permeables. Eso ocurre pues existen espacios vacíos relativamente grandes e intercomunicados entre sí.

En estado seco, es fácil reconocer un suelo granular por simple observación, debido al tamaño de los distintos granos (partículas) que lo componen y al correspondiente porcentaje en peso de esos granos (Tabla 2.2).

La capacidad de carga de los suelos no cohesivos depende de la resistencia al trabamiento entre partículas individuales. Al aumentar el número de puntos o superficies de contacto entre los granos individuales del suelo, por medio de un aumento de la cantidad de granos por unidad de volumen (compactación), se aumenta la resistencia al trabamiento de los granos y, simultáneamente, se mejora la capacidad de transmisión de fuerzas entre los mismos.

Suelos cohesivos.

Los suelos cohesivos componen la categoría de los suelos arcillosos y limosos. Los granos individuales de ese tipo de suelo son muy finos (Tabla 2.2). Los vacíos o espacios entre los granos son muy pequeños y predominantemente separados unos de los otros.

Debido a su estructura esos suelos exhiben poca tendencia a permitir el pasaje de agua, absorben agua muy lentamente y también la expulsan lentamente.

Teniendo en cuenta los pequeños poros entre los granos, muchas veces llenos de agua, son compactados por equipos vibratorios, siendo relativamente resistentes a la vibración.

Aguas de lluvias pueden penetrar muy lentamente en un suelo cohesivo bien compactado. Por esa razón, la superficie de cada capa individual debería ser al menos regularizada después de los trabajos de compactación con, por ejemplo, un pequeño rodillo de tambor liso, manteniendo una inclinación transversal de por lo menos el 6%.

Suelos mixtos.

En la naturaleza la mayoría de los suelos están compuestos por una mezcla de partículas de variados tamaños, o sea, una mezcla de granos finos cohesivos con materiales de tamaños medianos a gruesos. Estos tipos de suelos pueden ser llamados suelos mixtos, o suelos bien graduados (Figura 2.15).

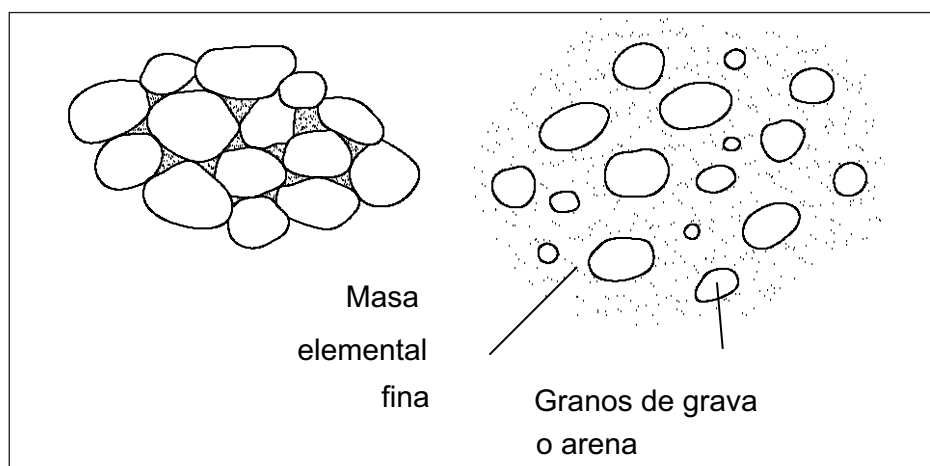


Figura 2.15 – Suelos mixtos

2.3.2 Forma y rugosidad de las partículas sólidas.

La forma y rugosidad de las partículas sólidas se relacionan directamente con el tipo de mineral de la roca de origen, con el proceso de desgaste de la roca (histórico de erosiones) y con el camino de transporte natural. Un camino de transporte largo en ríos o la acción de las olas en playas pueden conducir a la formación de partículas redondeadas y pulidas (lisas). Una descomposición posterior de la partícula puede volver a aumentar el grado de rugosidad o textura de la misma.

Los suelos mixtos con partículas redondeadas y pulidas son más susceptibles a la compactación que aquellos con partículas individuales de aristas vivas o angulares. Por otro lado, al compararse dos suelos con el mismo grado de compactación, la capacidad de carga de un suelo compuesto por pedriscos y gravas con granos individuales angulosos y aristas vivas es mayor que la de un suelo compuesto por arena y pedriscos de textura lisa (Figura 2.16).

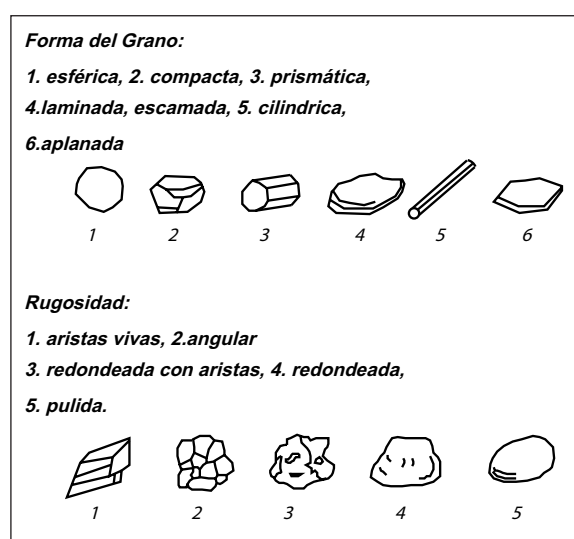


Figura 2.16 – Forma y rugosidad de las partículas.

2.3.3 Distribución granulométrica.

En trabajos de ingeniería civil, fundaciones y movimientos de tierra, es muy importante conocer la distribución granulométrica, es decir, los diámetros y los porcentajes en peso de cada tamaño de partícula presente en el suelo natural, compuesto por una infinidad de partículas.

Para determinar la distribución granulométrica se extrae de una cantera una muestra del material que deberá ser analizado según las normas establecidas en un laboratorio de suelos.

Las partículas de la muestra son separadas en grupos de granos por medio de un proceso de tamizado con tamices de aberturas cuadradas y tamaños de 63,00mm, 2,00mm y 0,063mm, entre otras. Para aquella porción de la muestra con diámetro igual o inferior a 0,063mm (partículas finas) no es posible determinar el diámetro de los granos por medio del tamizado.

Luego, se procede a un análisis por sedimentación, en el cual una parte de la muestra es diluida en agua destilada. La medida de las partículas es determinada en función de la velocidad de caída de las mismas dentro del agua.

De manera general, se anota el peso de cada una de las partes de la muestra retenida en los diferentes tamices, inclusive la fracción determinada mediante los análisis por sedimentación, procediéndose al cálculo del valor porcentual con base en el peso de la muestra analizada. Los resultados de los análisis son representados de manera gráfica, por la curva de distribución granulométrica (Figura 2.17).

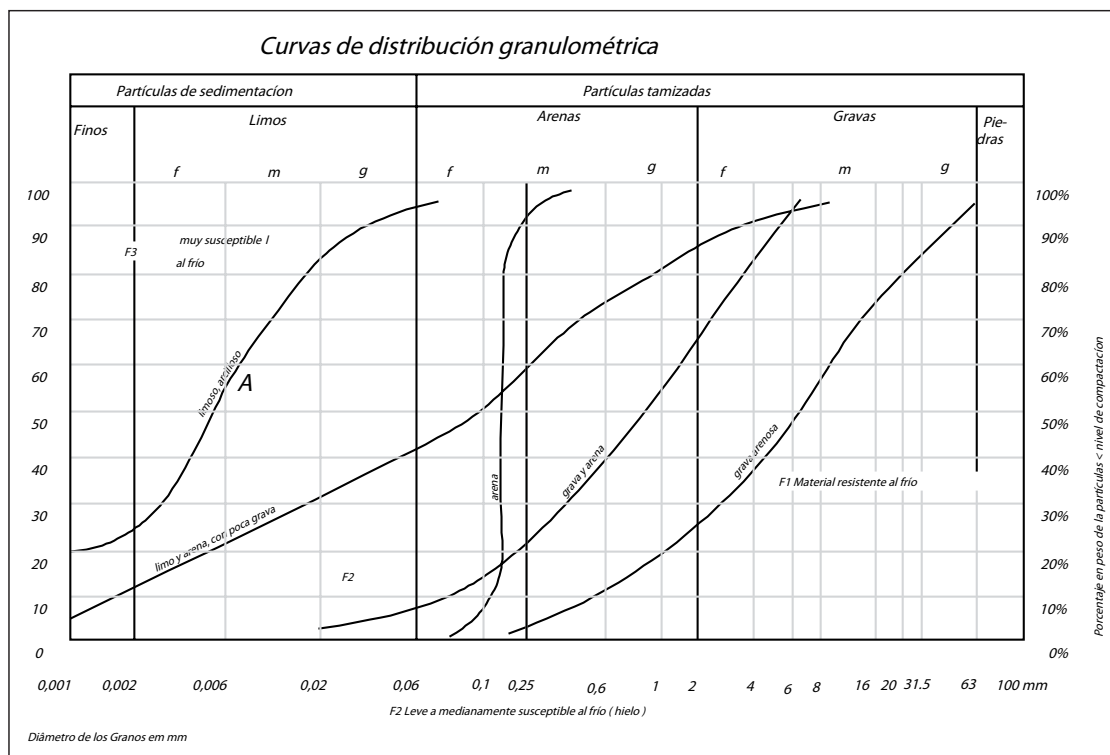


Figura 2.17 – Curvas de distribución granulométrica de distintos tipos de suelo.

El porcentaje en peso de las partículas finas (diámetro del grano igual o inferior a 0,063mm) es decisiva para la clasificación del suelo como un material cohesivo o no cohesivo y posterior determinación de las propiedades mecánicas del suelo.

El grado de compactación de un suelo está directamente relacionado con su distribución granulométrica.

Suelos cuyo diámetro de granos es consistentemente igual o con un intervalo muy limitado en el tamaño de las partículas, tal como ocurre en las arenas puras (Curva C), son clasificados como suelos de graduación uniforme. Todavía, suelos con granos muy distintos, como por ejemplo, una arena con pedriscos y levemente arcillosa (Curva D) son clasificados como suelos bien graduados o de graduación amplia.

A partir de la curva de distribución granulométrica un técnico capacitado puede determinar informaciones adicionales, como:

- Comportamiento del suelo bajo condiciones de congelamiento
- Permeabilidad del suelo
- Propiedades filtrantes del suelo

2.3.4 Elección de los equipamientos para compactación.

Para la elección del equipo correcto para la compactación de un determinado tipo de suelo, deben ser considerados varios factores como forma, rugosidad de la partícula individual, distribución granulométrica, etc. Adicionalmente, deben ser consideradas las condiciones específicas de la obra, el porcentaje de compactación (especificado en proyecto), además de las condiciones especiales de contrato de la obra. En virtud de la gran variedad de factores que deben ser evaluados, generalmente, se especifica el tipo de equipo para compactación en función de la predominancia del tipo de suelo, o sea, si el suelo es cohesivo o no cohesivo.

Compactación de suelos no cohesivos.

La vibración o compactación dinámica reduce la fricción entre las partículas individuales del suelo, permitiendo simultáneamente su redistribución. Con eso, se reducen los volúmenes de poros (espacios vacíos entre partículas), obteniéndose mayor compacidad. Cuanto mayor sea la vibración, mayor será la energía de compactación y se podrá compactar en capas de mayor espesor, contribuyendo así a una compactación mas efectiva y economica. Es usual la utilización de placas vibratorias para lograr los resultados de compactación deseados para suelos no cohesivos. La Figura 2.18a presenta una placa vibratoria de avance en una dirección, donde los vibradores están localizados en la parte frontal de la placa. En la Figura 2.18b, se presenta una placa vibratoria reversible.

En ella, el vibrador se localiza próximo al centro de gravedad de la base de la placa, permitiendo un grado de amplitud constante a lo largo de toda la placa.



a) Placa vibratoria.



b) Placa vibratoria reversible.

Para la compactación de superficies de gran extensión con suelos granulares, se recurre a la utilización de rodillos vibratorios de tambor liso (Figura 2.19).



Figura 2.19 – Rodillo compactador liso.

Compactación de suelos cohesivos.

Para la correcta y efectiva compactación de suelos cohesivos, la vibración ejerce poco efecto sobre el aumento de densidad.

La acción de la fuerza de impacto de una vibroapisonadora reduce al mínimo la fuerza de adhesión y la fricción entre las partículas individuales, resultando en una reducción de vacíos y consecuentemente, una mayor compactación del suelo (Figura 2.20).



Figura 2.20 – Vibroapisonadoras.

Se recomienda una altura de salto elevado para la base de la vibroapisonadora, ya que eso permite obtener un mayor avance en el proceso de compactación.

La elevada secuencia de golpes, 700 golpes por minuto, hace que las partículas vibren, oscilen y se mantengan en constante movimiento, lo cual significa una gran ventaja durante la compactación de los suelos.

Frecuentemente se utilizan rodillos de pata de cabra vibratorios (Figura 2.21), como compactador universal, o sea, aplicable a la gran mayoría de los suelos. Todavía, los rodillos de pata de cabra son especialmente indicados para la compactación de suelos extremadamente cohesivos.



Figura 2.21 – Rodillo pata de cabra universal.

Parámetros que influyen en la compactación.

En razón de la extrema diversidad de los suelos y de la variedad de equipos disponibles, la compactación es una operación en que no se puede determinar de antemano la manera más rápida y económica de ejecución. Se hace necesario, entonces, el conocimiento de los parámetros que influyen en el proceso, a fin de que sean ajustados de modo de lograr mayor eficiencia y mejores resultados en la compactación. Estos parámetros son:

- Humedad del suelo
- Espesor de la capa de suelo
- Homogeneidad de la capa
- Número de pasadas
- Velocidad del equipo de compactación

Humedad del suelo.

La humedad del suelo desempeña un papel fundamental en la obtención de las densidades máximas para un determinado tipo de suelo, exigiendo la utilización del contenido óptimo de humedad en el proceso de compactación. Los suelos, en estado natural, se presentan muchas veces con humedad muy inferior o muy superior a la humedad óptima.

Al examinar la curva de compactación, se verifica que en las dos hipótesis, no se consigue alcanzar el peso específico aparente seco máximo sin efectuar la corrección del contenido de humedad, sea por la irrigación de las capas de suelo, cuando el mismo se encuentra muy seco, o por la aireación cuando el suelo se encuentra muy húmedo.

En general, la irrigación se realiza con camión-tanque, provisto de barra de distribución, con bomba hidráulica para garantizar el mismo flujo de agua el ancho de la barra de distribución y conseguir homogeneidad en el tenor de humedad a lo largo de la superficie.

Las operaciones llevadas a cabo para modificar la humedad natural del suelo a un valor próximo de la humedad óptima, son operaciones que retardan la compactación, reduciendo el rendimiento y aumentando el costo. Existe la posibilidad de lograr la densidad máxima para un determinado suelo y para un determinado equipo, aumentando la energía de compactación y/o el número de pasadas.

Espesor de la capa de suelo.

Por motivos económicos, siempre se buscan espesores mínimos de compactación, aunque existen otros factores que pueden determinar la altura de la capa de suelo a compactar, como las características del material y el tipo de equipo utilizado.

Las especificaciones de los equipos, ofrecida por los fabricantes, indican los espesores máximos recomendados para los diversos tipos de compactadores.

Para materiales arcillo-limosos, utilizando el rodillo pata de cabra, se recomienda que el espesor de la capa no sobrepase 20% de la altura de la pata del rodillo.

Las especificaciones de compactación de suelos, en obras viales, fijan en 30cm el espesor máximo final de las capas, aconsejándose espesores normales en torno de 20cm, para garantizar la homogeneidad.

Para materiales granulares, se recomienda que sean utilizadas capas compactadas de 20cm (máximo).

Cabe resaltar que siempre es recomendable la realización de algunos ensayos en tramos experimentales para fijar valores y garantizar la homogeneidad de la capa de suelo compactado.

Homogeneidad de la capa de suelo.

Es importante que la camada suelta, antes de la compactación, se presente tanto cuanto sea posible pulverizada de forma homogénea, sin la presencia de terrones muy secos, bloques o fragmentos de roca. Este factor asume gran importancia, cuando el contenido de humedad debe ser aumentado, para lograr la humedad óptima en todo el volumen de la capa de suelo, por la percolación uniforme del agua.

Para homogeneizar el suelo, son utilizados arados especiales, además de motoniveladoras, que revolviendo el suelo en sucesivas pasadas, consiguen lograr la homogeneización.

Número de pasadas.

El número de pasadas es el factor que puede aumentar o reducir substancialmente la producción del equipo. Por ese motivo el constructor se interesa en determinar el menor número de pasadas que conduzca a la densidad máxima seca deseada, utilizando la humedad óptima. Para tanto, se recomienda la ejecución inicial de la compactación en trechos experimentales para la definición de la condición ideal.

Fijando el número de pasadas, el operador debe ser instruido en el sentido de hacer la cobertura de la capa de suelo, con superposición mínima de 20cm entre dos pasadas consecutivas.

En rodillos vibratorios, utilizados en suelos granulares, ocurre el peligro de la súper compactación, cuando se exagera en el número de pasadas, que es perjudicial a la compactación y al propio equipo

Con otros equipo, como rodillo pata de cabra, trabajando en suelos constituidos de mezclas de arcilla, limo y arena, es posible obtener las densidades deseadas, inclusive si la humedad del suelo no es exactamente la óptima, aumentando el número de pasadas.

Por lo que, basta determinar, para cierto suelo y determinado equipo, las densidades logradas para diferentes números de pasadas del equipo y diferentes energías de compactación (Figura 2.22).

Por ejemplo, se desea lograr en un terraplén el peso específico aparente seco máximo, con la humedad óptima. A esa curva corresponde el número de pasadas N , que es el mínimo, en el caso analizado.

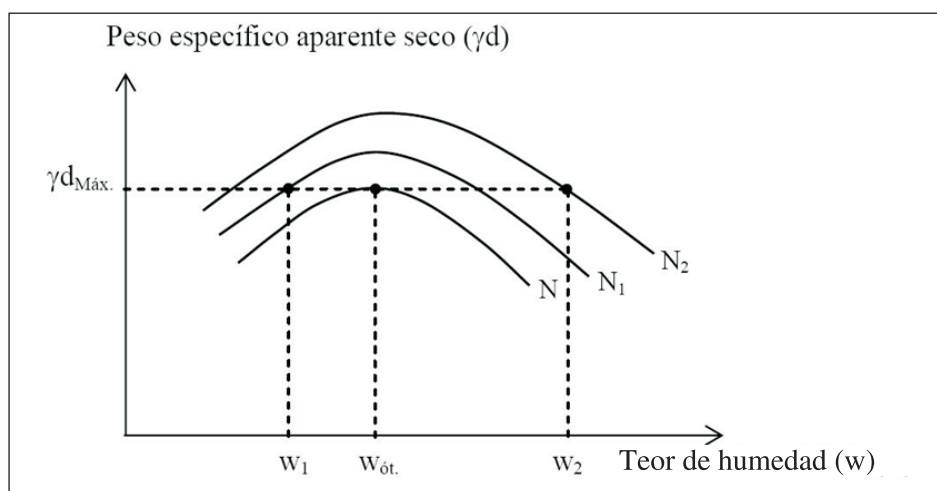


Figura 2.22 – Influencia del número de pasadas en el proceso de compactación.

Si el suelo se presenta con contenido de humedad superior a la humedad óptima (w_2), mediante el aumento del número de pasadas ($N_2 > N$) es posible lograr la compactación prevista con $\gamma_{dm\acute{a}x}$. Si la humedad natural es menor a la óptima ($w_1 < w_{\acute{o}ptimo}$), se utilizan N_1 pasadas, para lograr el mismo objetivo.

Se concluye así que, aumentando el número de pasadas del equipo, es posible lograr la misma densidad obtenida con el número mínimo N , evitando la lenta operación, de aireación artificial.

Velocidad del equipo de compactación.

El material suelto ofrece resistencia elevada al rodamiento. Por lo tanto, se debe emplear, inicialmente, la primera marcha del tractor compactador que representa un mayor esfuerzo de tracción. Además de eso, como las patas del rodillo pata de cabra penetran a cierta profundidad en la capa suelta, el movimiento en baja velocidad permite la aplicación de mayores esfuerzos de compactación.

Con la compactación del suelo, las patas van penetrando cada vez menos y la resistencia al rodamiento disminuye, permitiendo el uso de marchas más veloces y de menor fuerza de tracción.

El mismo procedimiento puede ser adoptado para el caso de los rollos neumáticos. Para los rodillos vibratorios, se debe adoptar una velocidad constante, aunque mayor, comparada con la de los rodillos pata de cabra. La acción dinámica del rodillos, traducida por un coeficiente de impacto mayor, facilita la acomodación de las partículas.

2.4 HIDRÁULICA DE SUELOS.

Frecuentemente, el flujo de agua a través de los vacíos del suelo corresponde a la presión intersticial existente y no se relaciona con las condiciones hidrostáticas actuantes. Eso se observa fácilmente en el caso de presas de hormigón apoyadas sobre fundación en suelo (Figura 2.23a), donde se almacena el agua hasta una determinada altura aguas arriba. La diferencia de nivel de agua entre los lados de la presa creará una infiltración a través de la fundación desde aguas arriba hasta aguas abajo. Cuando el flujo empieza, la presión intersticial en el suelo pasa de los valores iniciales hasta valores finales que deben ser compatibles con las nuevas condiciones de borde, además de las modificaciones de volumen que se producen en la masa de suelo. Este tipo de flujo varía con el tiempo y se define con flujo transitorio. Cuando la presión intersticial se equilibra con las nuevas condiciones de borde, el flujo se vuelve independiente del tiempo y se denomina flujo estacionario.

La velocidad con la cual la presión intersticial se ajusta a los nuevos valores de equilibrio depende del tipo de suelo. Los suelos granulares permiten un flujo rápido de agua y la presión intersticial se equilibra muy rápidamente, como de manera instantánea. En las arcillas, contrariamente, el flujo

estacionario puede demorar varios años para establecerse y el período de flujo transitorio tiene una importancia muy particular, principalmente en el estudio de la consolidación y de la expansibilidad. La Figura 2.23 presenta algunas aplicaciones a problemas de flujo estacionario.

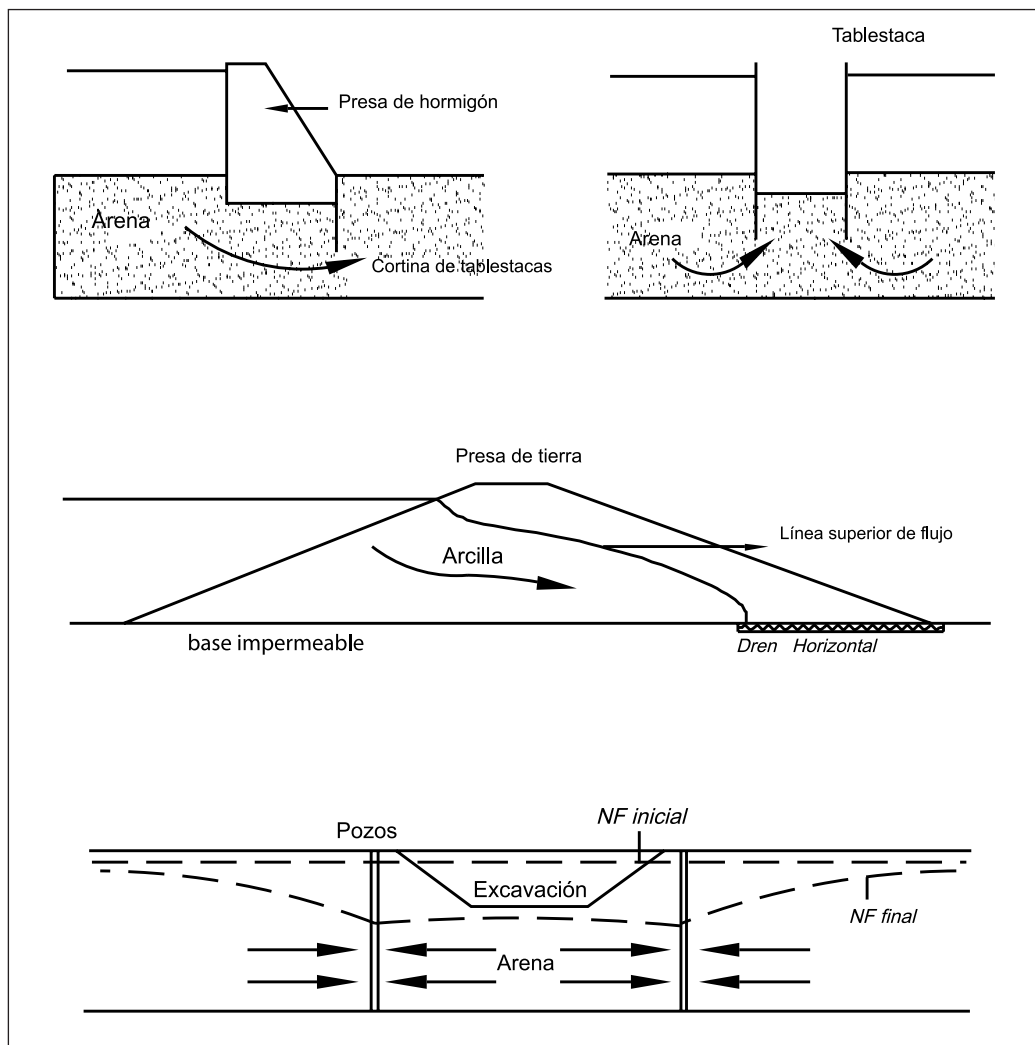


Figura 2.23 – Problemas típicos de infiltración: a) flujo en presas de hormigón; b) flujo en excavaciones en suelos permeable; c) flujo en presas de tierra; d) flujo en pozos de alivio (Berry y Reid, 1993).

2.4.1 Ley de Darcy.

Experimentalmente, Henry Darcy, en 1856, verificó como los diversos factores geométricos, influenciaban el flujo de agua. La Figura 2.24 presenta una columna vertical de arena de longitud ΔD y sección transversal A conectada en su parte superior e inferior a recipientes con agua, con la finalidad de producir un flujo descendente a través de la arena.

Como resultado de sus experimentos, Darcy concluyó que la descarga Q que pasa por la arena es directamente proporcional a la sección transversal A y a la diferencia de carga Δh , e inversamente proporcional a la longitud ΔD . Matemáticamente, esta relación puede ser expresada como:

$$Q = kA \frac{\Delta h}{\Delta D} \quad (2.22)$$

Donde, k = constante de proporcionalidad denominada coeficiente de permeabilidad; $\Delta h/\Delta D$ = tasa de pérdida de carga hidráulica por la arena, denominada gradiente hidráulico i .

La ecuación 2.22 puede ser escrita en términos de velocidad de flujo:

$$v = k \cdot i = \frac{Q}{A} \quad (2.23)$$

La ecuación (2.23) representa la ley de Darcy para el flujo a través de suelos, que afirma que la velocidad de flujo es directamente proporcional al gradiente hidráulico.

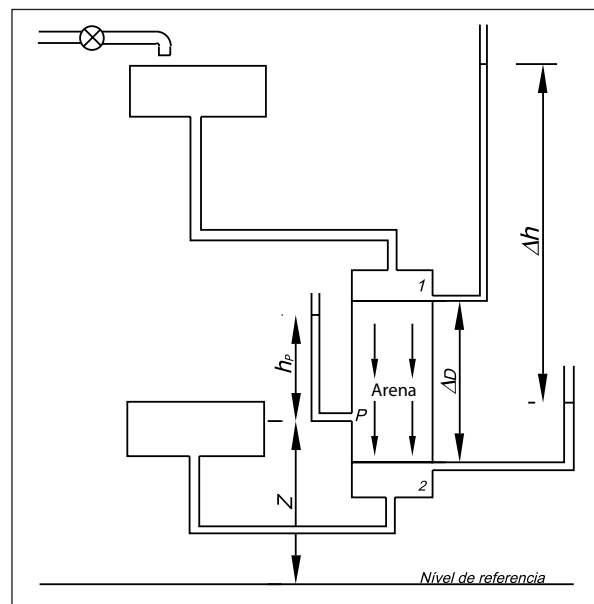


Figura 2.24 – Experimento de Darcy (Berry y Reid, 1993).

2.4.2 Métodos Indirectos para determinación de la permeabilidad de suelos

La determinación del coeficiente de permeabilidad se hace directamente por ensayos de campo y laboratorio o indirectamente, por correlaciones empíricas.

a) Curva Granulométrica

Utilizando la ecuación de Hazen para el caso de arenas y gravas, con poca o ninguna cantidad de finos:

$$k = C \cdot d_{10}^2$$

(2.24)

Donde:

k = permeabilidad (cm/s)

d_{10} = diámetro efectivo (cm)

$90 < C < 120$, siendo usualmente adoptado $C = 100$.

Para uso de esa ecuación se recomienda que C_u sea menor que 5.

b) Ensayo de Consolidación.

La determinación de k por ensayos de consolidación será presentada en el Ítem 2.5.

c) Ensayos de campo.

Los ensayos de campo pueden ser realizados con sondeos, con pozos o cavicantos, siendo más utilizados los sondeos.

La determinación de k se hace por ensayos de infiltración y bombeo.

2.4.3 Métodos directos para la determinación de la permeabilidad de suelos.

a) Permeámetro de Carga Constante.

El permeámetro de carga constante es utilizado para la determinación de la permeabilidad de suelos granulares, que presentan valores de permeabilidad elevados.

El ensayo consta de dos depósitos donde los niveles de agua son mantenidos constantes, como indica la Figura 2.25. Manteniéndose la carga h , durante cierto tiempo, se colecta el agua, y se mide el volumen. Conocidos el flujo en unidad de volumen y las dimensiones de la muestra (longitud L y área transversal A), se calcula el valor de la permeabilidad k , por la ecuación:

$$k = \frac{q \cdot L}{A \cdot h \cdot t} \quad (2.25)$$

Donde:

q = cantidad de agua medida en la probeta (cm³);

L = longitud de la muestra medida en el sentido del flujo (cm);

A = área de la sección transversal de la muestra (cm²);

h = diferencia del nivel entre el depósito superior y el inferior (cm);

t = tiempo entre el inicio y el término del ensayo (s);

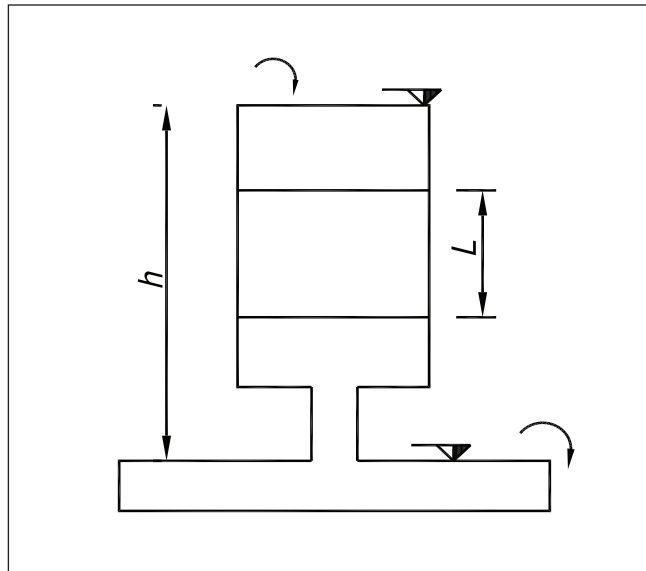


Figura 2.25 – Permeámetro de Carga Constante.

b) Permeámetro de Carga Variable

Cuando el coeficiente de permeabilidad es muy pequeño, la determinación por el permeámetro de carga constante es poco precisa. Se utiliza, entonces, el permeámetro de carga variable, como está esquematizado en la Figura 2.26.

En el ensayo de permeabilidad por carga variable, se miden los valores h obtenidos para diversos valores de tiempo medidos desde el inicio del ensayo.

$$q = k(h / L)A = - a (dh / dt) \quad (2.26)$$

Integrando los dos términos de la ecuación 2.26, se llega al valor de k:

$$k = 2.3 \frac{aL}{A\Delta t} \log \frac{h_0}{h_1} \quad (2.27)$$

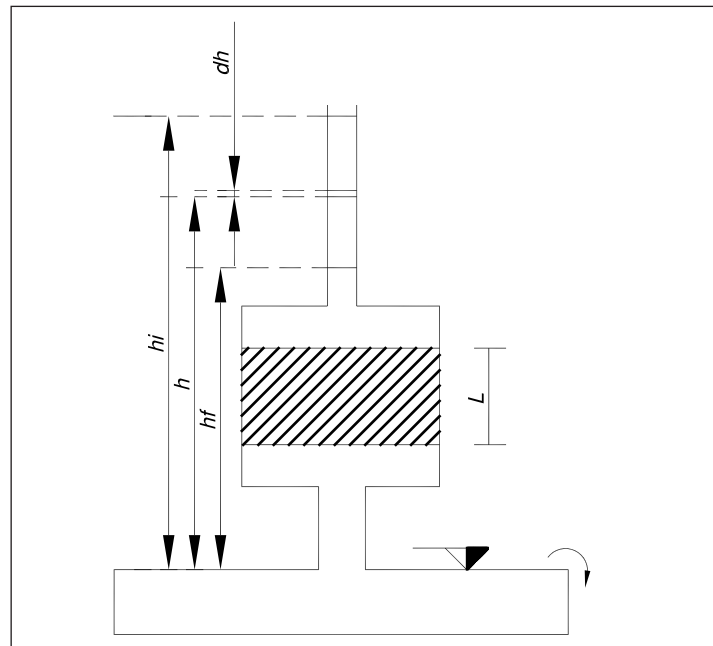


Figura 2.26 – Permeámetro de Carga Variable.

Donde:

a - área interna del tubo de carga (cm²);

A - sección transversal de la muestra (cm²)

L - altura de la muestra (cm)

h_0 - distancia inicial del nivel de agua para el depósito inferior (cm)

h_1 - distancia para el tiempo 1, del nivel de agua para el depósito inferior (cm)

Δt - intervalo de tiempo para que el nivel de agua pase de h_0 para h_1 (cm)

c) Ensayo de Bombeo.

Por medio de este ensayo se determina, en campo, la permeabilidad de capas de arena o grava situadas abajo del nivel de agua. El esquema del ensayo se presenta en la Figura 2.27. El principio del método consiste en bombear el agua hasta el establecimiento de un desagüe uniforme, medir la descarga del pozo y observar la variación del nivel de agua en piezómetros colocados en las proximidades.

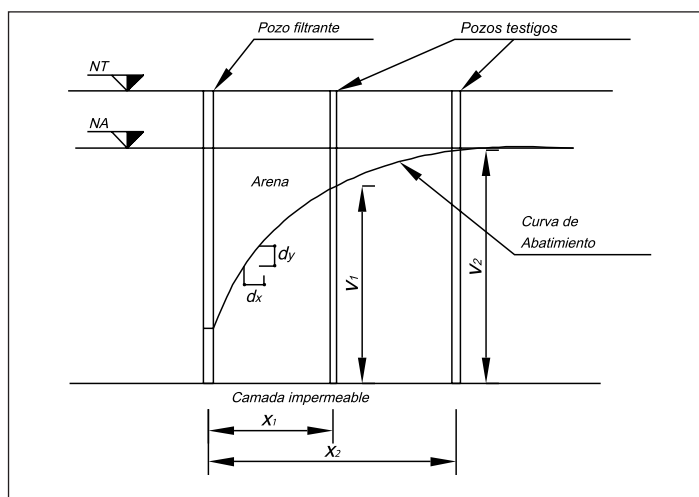


Figura 2.27 – Ensayo de Bombeo

El pozo para bombeo debe penetrar en toda la profundidad de la capa ensayada y con diámetro suficiente para permitir la inserción de una bomba con tipo y capacidad necesaria al bombeo.

En las proximidades y situados radialmente son instalados pozos de observación de nivel de agua o piezómetros. Se recomienda la instalación de 4 (cuatro) pozos de observación y un mínimo de dos, llevados hasta profundidades abajo del nivel mas bajo que el agua debe llegar en el ensayo.

Manteniéndose constante el nivel de agua en el pozo se efectuan las medidas de alturas de agua en cada uno de los piezómetros instalados. La permeabilidad es definida por:

$$k = Q \frac{\ln \frac{x_2}{x_1}}{\pi(y_2^2 - y_1^2)} \quad (2.28)$$

En la práctica, se percibe que los valores de los coeficientes de permeabilidad respetan cierto orden de magnitud en función del tipo de suelo. Como el coeficiente de permeabilidad disminuye con la reducción de la granulometría del suelo, es posible encontrar en la literatura tablas que orientan a los ingenieros geotécnicos (Tabla 2.3).

Tipo de suelo	Coefficiente de permeabilidad (m/s)
Arcilla	$< 10^{-9}$
Arcilla arenosa	10^{-9} a 10^{-8}
Limo	10^{-8} a 10^{-7}
Turba	10^{-7} a 10^{-6}
Arena fina	10^{-6} a 10^{-4}
Arena gruesa	10^{-4} a 10^{-3}
Arena con pedrisco	10^{-3} a 10^{-2}
Grava	$> 10^{-2}$

Tabla 2.3 – Valores de referencia para el coeficiente de permeabilidad de suelos (Berry y Reid, 1993).

La Figura 2.28 ilustra como ocurre el flujo bajo estructuras de contención. Como estas estructuras son muy extensas en una dirección y la infiltración se produce de manera más relevante en el plano xz, habiendo flujo tridimensional apenas en los bordes de la estructura. Por lo tanto, se representa el padrón de flujo en ese tipo de estructura en relación a una extensión unitaria, o sea, por metro de estructura.

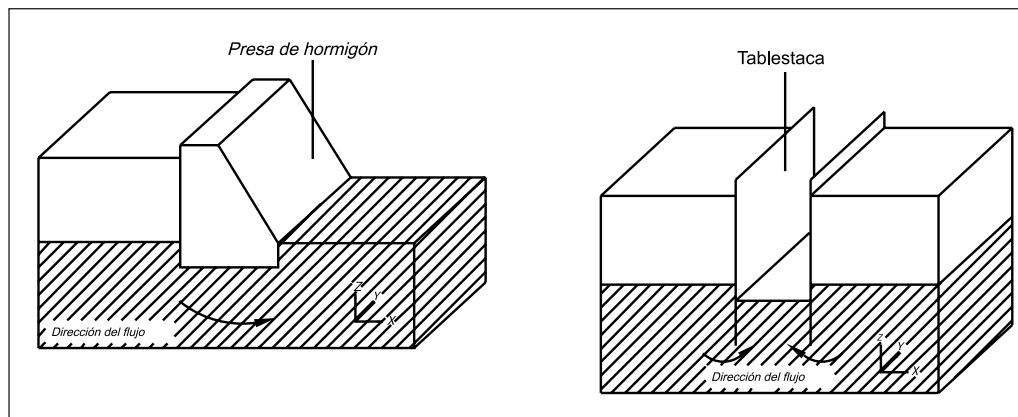


Figura 2.28 – Problema típico de flujo bidimensional (Berry y Reid, 1993).

En la condición de flujo estacionario no se producen alteraciones de volumen en el suelo y la permeabilidad puede ser considerada constante en cada una de las direcciones x, y, z. La ecuación de la continuidad de los fluidos en dos dimensiones se expresa por:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.29)$$

Aún considerando que el suelo sea isótropo, la permeabilidad es igual en todas las direcciones:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \quad (2.30)$$

Siendo la ecuación (2.30) conocida como la ecuación bidimensional de Laplace en el dominio x, z. En la práctica se observa que debido a su forma de disposición, muchos suelos sedimentarios tienen una permeabilidad superior en la dirección horizontal respecto a la vertical.

Todavía, es posible reordenar la ecuación (2.25) para la forma Laplaciana definiendo una nueva variable x_t a la ecuación (2.25) para el espacio horizontal:

$$x_t = \sqrt{\frac{k_z}{k_x}} x \quad (2.31)$$

Derivando la ecuación (2.31) y substituyendo en la ecuación (2.29):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x_t^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.32)$$

Por lo tanto, al considerar el efecto de anisotropía, el problema se reduce a la resolución de la ecuación bidimensional de Laplace en el dominio x_t, z .

Redes de flujo o de circulación.

Para un flujo bidimensional en un suelo isótropo, la velocidad de salida pasa a depender de dos funciones: función potencial, (ϕ) y función de flujo (ψ) .

Función potencial:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (2.33)$$

Función de flujo:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = 0 \quad (2.34)$$

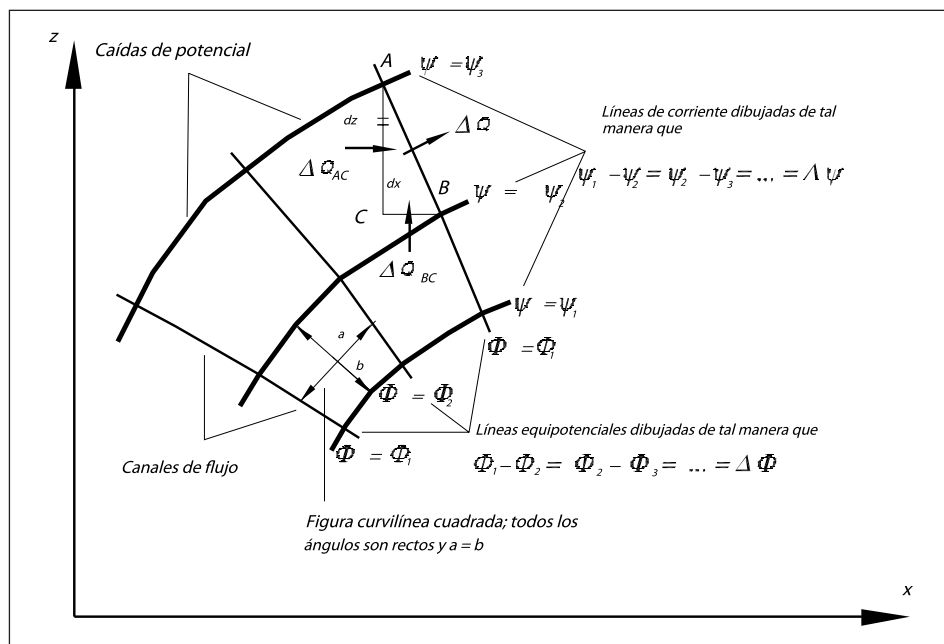


Figura 2.29 – Elemento de una red de flujo (Berry y Reid, 1993).

Solución gráfica para redes de flujo.

Se establece previamente que las líneas equipotenciales y las líneas de flujo se dibujan a intervalos constantes de tal manera que el intervalo de potencial sea igual al intervalo de las funciones de flujo. Su intersección ocurre siempre formando ángulos rectos y la malla resultante forma un sistema de cuadriláteros o cuadrados curvilíneos (Figura 2.30).

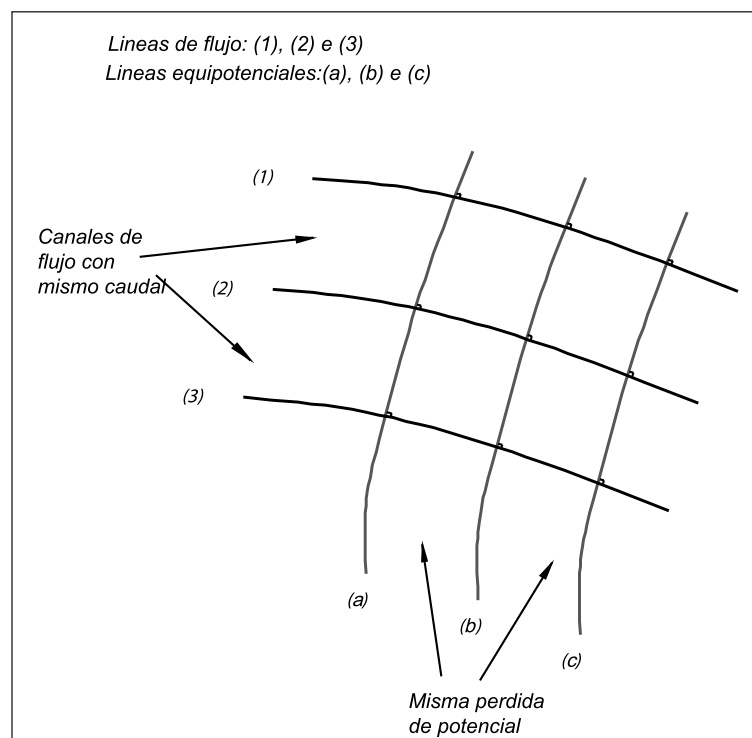


Figura 2.30 – Esquema de una red de flujo.

2.4.4 Flujo en presas de tierra.

La definición de red de flujo en problemas de presas de tierra pasa primeramente por la posición del contorno superior de flujo. Ese contorno superior se encuentra bajo presión atmosférica y se denomina superficie de agua libre o superficie freática.

Existen soluciones matemáticas aproximadas que sugieren que la superficie freática presenta la forma de una parábola. Casagrande (1937) ha propuesto un método gráfico para un caso de drenaje horizontal, donde se conoce el nivel de agua H aguas arriba y el punto de entrada real B y se supone un punto inicial A para establecer la parábola tal que $AB = 0.30 EB$ (Figura 2.31a). La parábola básica se dibuja con foco en el punto F , pasando por el punto A . Para hacer eso, se dibuja primeramente la posición de la directriz (tomando en cuenta que $AF = AD$). Así, se pueden localizar varios puntos incluyendo C , que sean equidistantes del foco y de la directriz. En una pequeña zona próxima al límite de montante se invierte la curvatura para satisfacer la condición de entrada real, la cual indica que la línea de flujo superior debe empezar en B formando un ángulo recto con la cara hacia aguas abajo, que es una línea equipotencial en el contorno.

La figura 2.31b presenta una presa construida sin drenaje horizontal. En este caso, la línea superior de flujo pasa por la cara de aguas arriba y la parábola básica se dibuja con su foco F en la intersección de la cara de aguas arriba con la base impermeable o con el nivel de aguas arriba, si existiera. Todavía, la línea superior de flujo se desvía de la parábola básica en la salida donde esta debe satisfacer la condición de tangencia con la cara de aguas arriba. El método para determinar el punto real de salida G depende del ángulo α del talud. Para ángulos de taludes pronunciados ($\alpha > 30^\circ$) se puede utilizar la relación propuesta por Casagrande (1937) presentada en la figura 2.32, para obtener la corrección Δa en función de $(a + \Delta a)$. Para ángulos poco pronunciados ($\alpha < 30^\circ$) la distancia a puede ser calculada directamente utilizando la ecuación (2.35).

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{H^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (2.35)$$

La figura 2.31c presenta una presa de tierra construida con un dren de pie. La parábola básica se dibuja con su foco F en la intersección de la cara de salida con la base impermeable. El punto real de salida G se localiza utilizando la ecuación (2.35) si $\alpha < 30^\circ$ o la figura 2.32 si $\alpha > 30^\circ$. La línea superior de flujo se dibuja de manera que la salida satisfaga la condición de tangencia a la vertical en el punto G .

Una vez establecida la línea superior de flujo, se puede dibujar la red de flujo, respetando los requerimientos de intersección en ángulos rectos y figuras cuadriláteras impuestas por la solución gráfica.

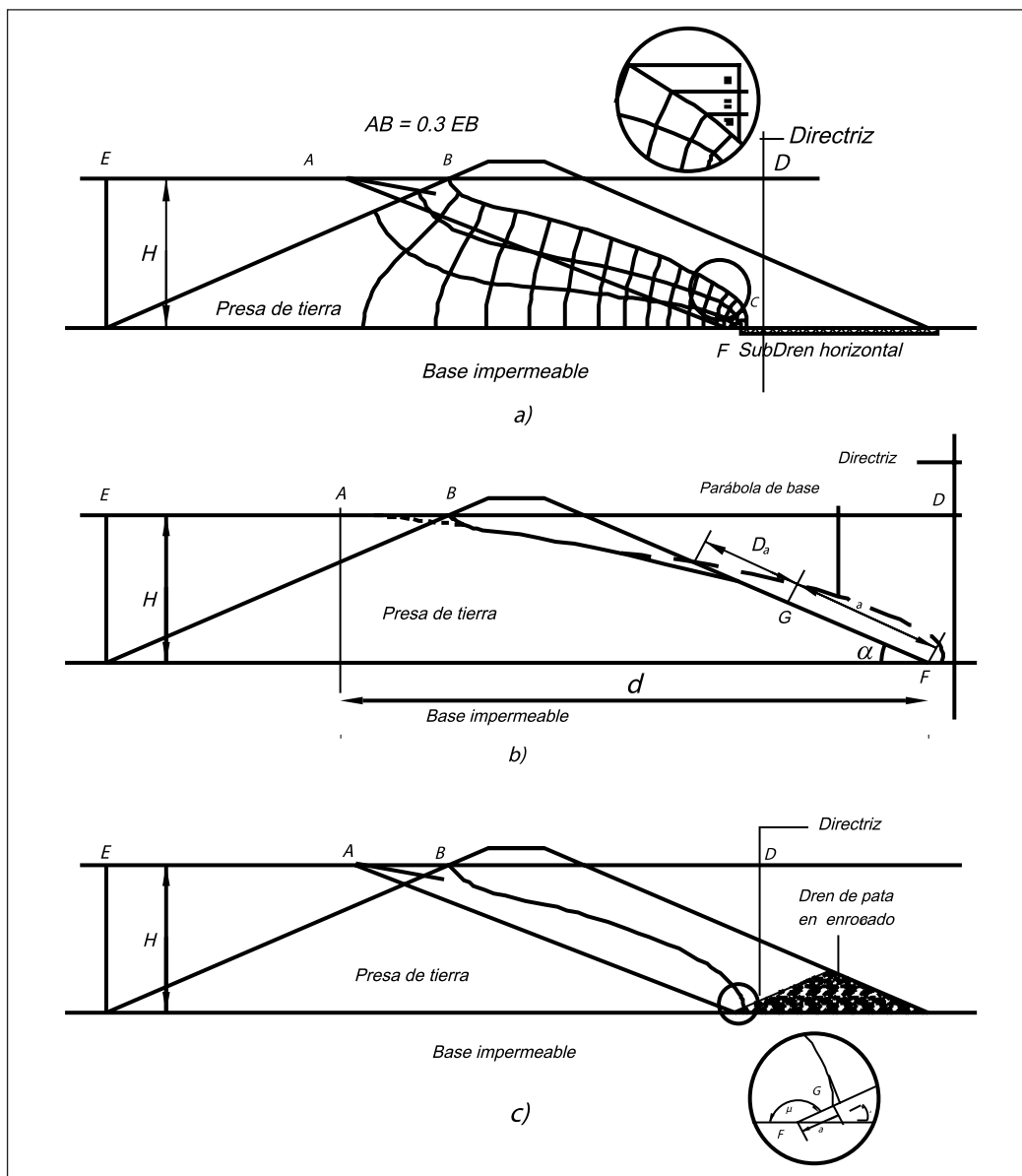


Figura 2.31 – Flujo en presas de tierra homogéneas. Construcción de la línea superior de flujo para a) sub-drenaje horizontal; b) sin dren; c) con dren de pié (Berry y Reid, 1993).

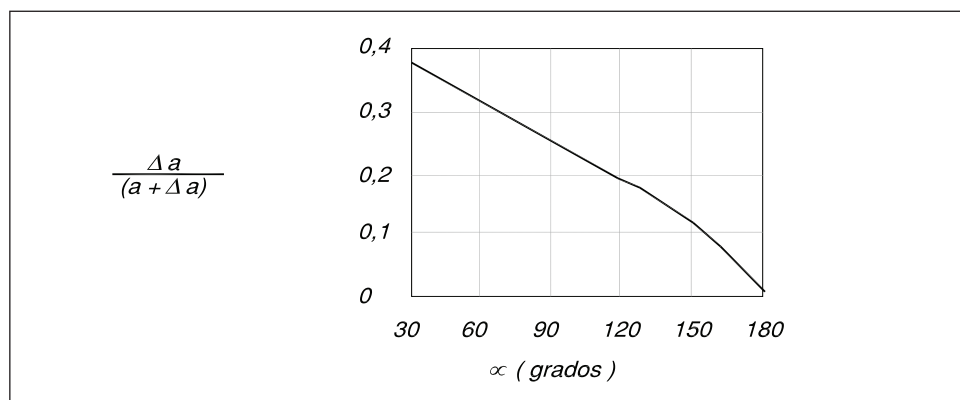


Figura 2.32 – Gráfica para determinación del punto de salida de la línea superior de flujo. Casagrande, 1937 (Berry y Reid, 1993).

2.4.5 Flujo radial en acuíferos confinados.

Considere una capa de arena de espesor constante D , con drenaje libre cargada con agua, y confinada entre dos estratos impermeables (Figura 2.33).

Al instalarse un pozo cilíndrico, el agua empezará a rellenar el pozo hasta una altura determinada por el nivel piezométrico de equilibrio en la arena. Al bombear el agua del pozo su nivel baja y la carga total en la arena situada inmediatamente al lado del pozo se reduce y, por lo tanto, el agua fluye a través de la arena desde la zona de carga total para la zona alrededor del pozo. Cuando el flujo en el pozo es constante e igual a su descarga de bombeo, se establece la condición de flujo estacionario y el nivel piezométrico en la arena baja, como ilustra la figura 2.33.

De acuerdo con el explicado anteriormente para que ocurra una condición denominada de acuífero confinado, el flujo en cualquier punto de la arena debe ser producido solamente en el plano horizontal y, así, el nivel piezométrico no debe reducirse más allá del nivel superior de la arena y los contornos del flujo superior e inferior deben ser definidos por las superficies superior e inferior de la camada de arena.

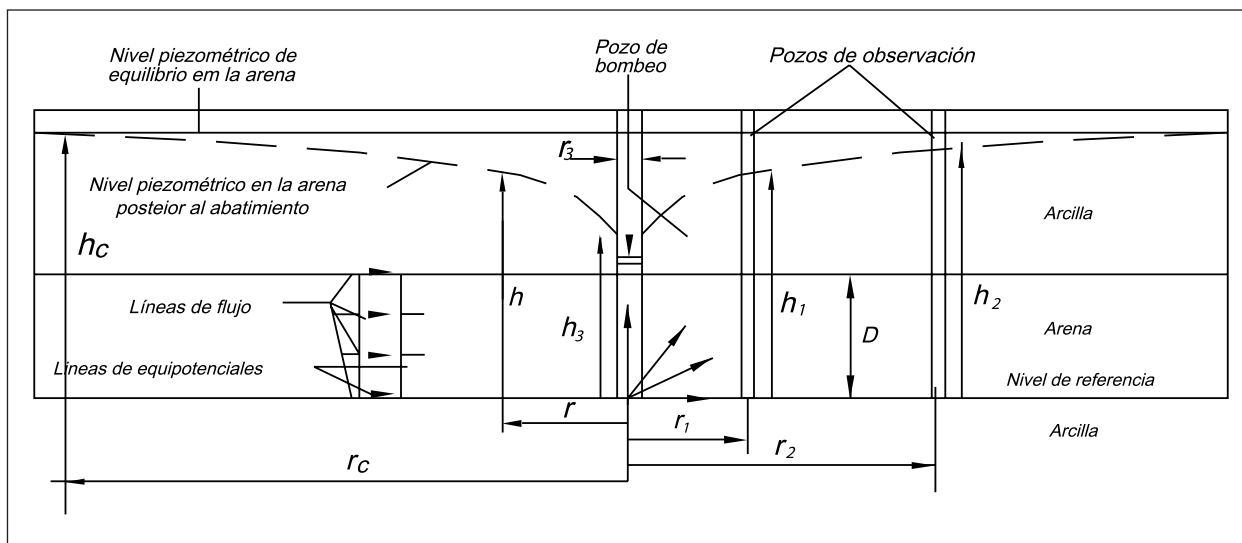


Figura 2.33 – Flujo en un acuífero confinado proveniente de una fuente circular (Berry y Reid, 1993).

Como en la mayoría de los casos la permeabilidad en la dirección horizontal es muy superior a la vertical, al suponer que la arena es isótropa en el plano horizontal, el flujo tendrá una simetría radial alrededor del pozo y el abatimiento piezométrico será el mismo en todos los puntos situados a la misma distancia del pozo. Además, cuando la distancia al pozo aumenta, el abatimiento del nivel piezométrico disminuye hasta una distancia radial r_e a la cual el pozo no tiene influencia significativa en el nivel piezométrico de la arena. Esa distancia r_e es el radio de influencia del pozo.

Considerando la ecuación (2.32) en términos de coordenadas polares es posible verificar matemáti-

camente que la carga total h en cualquier radio r es ofrecida por la altura del nivel piezométrico desde la base, obteniéndose la ecuación:

$$Q = \frac{2\pi \cdot k \cdot D(h_e - h_w)}{\ln \frac{r_e}{r_w}} \quad (2.36)$$

Donde:

Q = flujo estacionario en el pozo m^3/s ;

D = espesor de la capa de arena m ;

k = coeficiente de permeabilidad m/s ;

h_e = carga total en el radio de influencia m ;

h_w = carga total en la arena adyacente al pozo m ;

r_e = radio de influencia m ;

r_w = radio del pozo m .

Es posible aún reordenar la ecuación (2.36) para obtener la ecuación (2.37) para cualquier carga h y distancia radial r al rededor del pozo.

$$h = h_e - \frac{Q}{2\pi \cdot k \cdot D} \ln \frac{r_e}{r} \quad (2.37)$$

2.4.6 Flujo radial en acuíferos no confinados.

Considere un estrato superficial libremente drenado y saturado tal como una arena, apoyado sobre una base esencialmente impermeable (Figura 2.34a). Si un pozo cilíndrico de radio r_w penetra por completo hasta la base de la arena, el agua empezará a fluir de la arena hacia el pozo, que se llenará rápidamente hasta una altura dada por el equilibrio con el nivel de agua freática en la arena. El bombeo en el pozo bajo condiciones de flujo estacionario producirá un abatimiento del nivel freático donde su límite será ofrecido por el radio de influencia r_e del pozo. La línea de flujo inferior coincidirá en el contacto entre la base de la arena y la superficie del estrato impermeable, y la línea de flujo superior coincidirá con el nivel freático abatido, el cual es una superficie libre. Por ese motivo se considera ese flujo no confinado y la capa de arena se denomina acuífero no confinado.

r_1 = primera distancia radial (m);

r_2 = segunda distancia radial (m).

Por la ecuación (2.38) es posible obtener una ecuación para cualquier carga h y distancia radial r al rededor del pozo:

$$h^2 = h_i^2 - \frac{Q}{\pi \cdot k} \ln \frac{r_i}{r} \quad (2.39)$$

2.5 COMPRESIBILIDAD Y ASENTAMIENTO.

Los asentamientos causados por una carga aplicada en la superficie del terreno pueden ser estimados con base en la hipótesis de que el suelo se comporta como un material elástico e isótropo. Los asentamientos pueden ser inmediatos, ocurriendo inmediatamente después de la aplicación de las cargas, o lentos, con desenvolvimiento gradual a lo largo del tiempo. Deformaciones rápidas son usualmente observadas en suelos no saturados o en suelos arenosos, de mayor permeabilidad. En los suelos arcillosos saturados, los asentamientos son lentos, pues se hace necesario el drenaje (salida) del exceso de agua de los vacíos del suelo.

Se define por asentamiento por consolidación proceso de reducción gradual del volumen de un suelo saturado, causado por el drenaje de agua de los vacíos. Este drenaje está asociado a la disipación del exceso de presión de poro, inducido por un incremento de tensión total en el elemento de suelo. El incremento, a su vez, ha sido provocado por la carga aplicada, o sea, por la construcción de la obra. El asentamiento es un proceso gradual, cuya duración es inversamente proporcional al coeficiente de consolidación del suelo.

En la estimativa de los asentamientos, se deben considerar 3 tipos:

1. asentamiento inicial (no drenado): ocurre sin variación de volumen;
2. consolidación primaria: ocurre por drenaje del agua de los vacíos;
3. consolidación secundaria: ocurre inclusive después de finalizada la disipación de los excesos de presiones de poro, bajo esfuerzos efectivos constantes.

Los asentamientos en la superficie de un área cargada pueden ser expresados por la ecuación basada en la Teoría de la Elasticidad:

$$\rho = \frac{I \cdot \sigma_0 \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E} \quad (2.40)$$

Donde:

σ_0 presión uniformemente distribuida en la superficie;

E e ν = parámetros de deformabilidad del suelo;

B ancho (o diámetro) del área cargada;

I = coeficiente que considera la forma de la superficie cargada y la rigidez del sistema de aplicación de las presiones, como indica la Tabla 2.5.

Tipo de Placa		Rígida	Flexible	
			Centro	Borde
Circular		0.79	1.00	0.64
Cuadrada		0.86	1.11	0.56
Rectangular	L/B = 2	1.17	1.52	0.75
	L/B = 5	1.66	2.10	1.05
	L/B = 10	2.00	2.54	1.27

Tabla 2.5 – Coeficientes de forma para el cálculo de asentamientos.

El asentamiento se puede calcular por la ecuación:

$$\rho = \frac{H_0}{1 + e_0} \quad (2.41)$$

Donde:

H_0 = espesor inicial de la capa de suelo;

e_0 = índice de vacíos inicial;

Δe = variación del índice de vacíos.

En esta ecuación, H_0 y e_0 son características iniciales del suelo, antes de la aplicación de la carga. El asentamiento es, entonces, proporcional a la reducción del índice de vacíos causado por el incremento de tensión aplicada. Este valor de Δe es ofrecido por el ensayo de compresión edométrica..

Los resultados de ensayos de compresión edométrica pueden ser presentados como indica la Figura 2.35. En las abscisas se indica el logaritmo de las tensiones aplicadas y en las ordenadas se indica el índice de vacíos correspondiente. Se nota que, para tensiones inferiores a la tensión de precon-

solidación (σ'_{vm}), el índice de vacíos varía de forma poco significativa con el logaritmo de la presión aplicada. En este caso (punto A - Figura 2.35), el suelo se denomina "preconsolidado". Cuando la tensión efectiva sobrepasa el valor de σ'_{vm} , la variación de volumen pasa a ser acentuada y la relación e x $\log \sigma'_{vm}$ pasa a ser lineal. Este trecho de la curva e x $\log \sigma'_{vm}$ es usualmente denominado recta virgen del asentamiento y el suelo en esta condición (punto C - Figura 2.35), se denomina "normalmente consolidado".

La inclinación de la rama de la curva de compresión virgen nos da el índice de compresión C_c , expresado por:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.42)$$

De esta forma, se puede calcular el asentamiento por la ecuación:

$$\rho = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \Delta \log \sigma'_v \quad (2.43)$$

En caso de suelos preconsolidados, el asentamiento no se calcula por la simple aplicación de la ecuación (2.43), la cual presupone que la reducción de índice de vacíos ocurre según la rama de compresión virgen. Cuando un suelo se encuentra con tensión efectiva debajo de la presión de preconsolidación (punto A), los asentamientos deben ser calculados substituyéndose el índice C_c por el índice de recompresión C_R en la ecuación (2.43).

El índice de recompresión C_R se define por la inclinación de la representativa del trecho inicial de la curva del ensayo de compresión edométrica y generalmente asume valores del orden de 10 a 15% del valor del índice de compresión C_c .

Cuando la carga sobre pasa la presión de preconsolidación σ'_{vm} , el asentamiento debe ser calculado en 2 partes: del punto A hasta el punto B con el índice de recompresión C_R y del punto B hasta el punto C con índice de compresión C_c . Para esta carga, la expresión general para el cálculo de los asentamientos es:

$$\rho = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot \left(C_R \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v_0}} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{v_1}}{\sigma'_{vm}} \right) \quad (2.44)$$

Alternativamente, se pueden calcular los asentamientos por la substitución de Δe por la expresión:

$$\Delta e = a_v \cdot d\sigma'_v \quad (2.45)$$

Donde:

a_v = coeficiente de compresibilidad, obtenido también en ensayos de compresión edométrica.

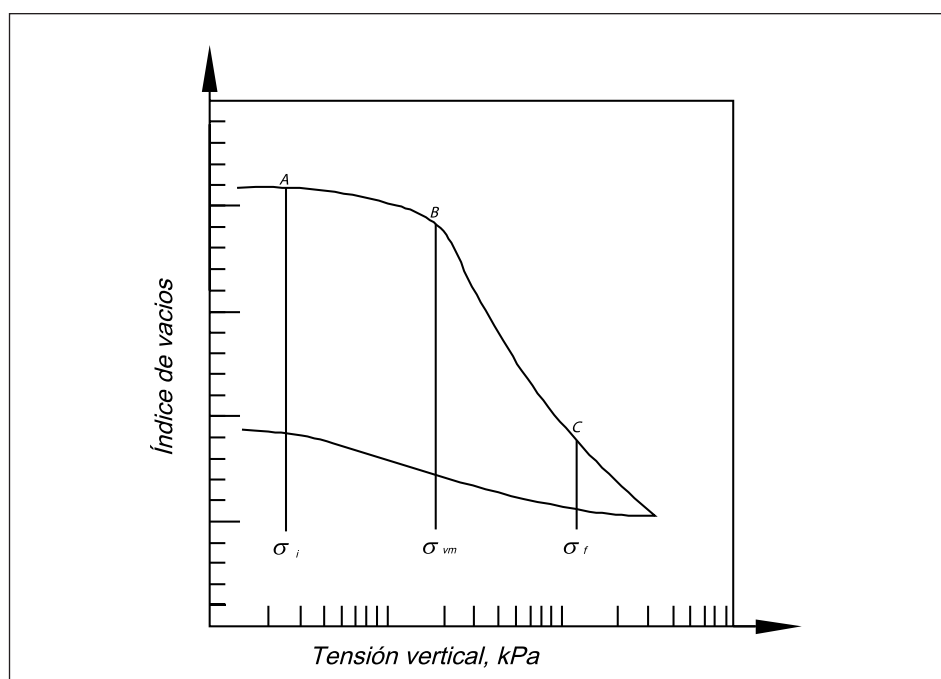


Figura 2.35 – Resultado típico de un ensayo de compresión edométrica

2.5.1 Analogía Mecánica del Asentamiento Unidireccional de Terzaghi.

Considere un pistón lleno de agua y cerrado en su parte superior por un émbolo, como está indicado en la Figura 2.36. El émbolo, que presenta un orificio cerrado por una válvula, está separado de la parte inferior del pistón por medio de un resorte. La válvula controla la salida de agua del pistón y representa la permeabilidad del suelo, mientras el resorte representa la parte sólida del suelo. Al aplicarse una fuerza de 1 kN sobre el pistón de área igual a 100 cm² y estando la válvula cerrada, siendo el agua incompresible, esta impide la compresión del resorte. Así, la fuerza es soportada por el agua, produciendo un incremento de presión en el agua de 100 kPa. Debido a este incremento de presión, el agua intentará salir del pistón, una vez que en la parte exterior del émbolo actúa la presión atmosférica. En un instante cualquiera, después de la abertura de la válvula, el resorte se comprime y pasa a resistir parte de la fuerza externa aplicada, por ejemplo, 25%. De esta forma, la

presión en el agua baja para 75 kPa, y la fuerza en el resorte es igual a 25 kN, corresponde a una tensión efectiva de 25 kPa (Figura 2.36). El último pistón, presentado en la Figura 2.36, representa la situación en la cual todo el exceso de presión intersticial ha sido disipada y la fuerza de 100 kN es íntegramente soportada por el resorte.

De forma paralela, se puede decir que lo mismo ocurre con la muestra de suelo confinada en campo. Cuando se aplica un incremento de tensión sobre una capa de arcilla saturada, inicialmente todo el incremento de presión se transfiere al agua, generando un exceso de presión de poro. Con la diferencia de presión entre el agua intersticial y la presión atmosférica, el agua de la superficie fluye rápidamente produciendo un gradiente hidráulico entre la superficie y el centro de la muestra. De esta forma, el agua es expulsada de los poros del suelo y parte de la tensión externa aplicada se transfiere a la estructura del suelo, generando un incremento de tensión efectiva, y consecuentemente reducción una del volumen de la muestra o capa de arcilla.

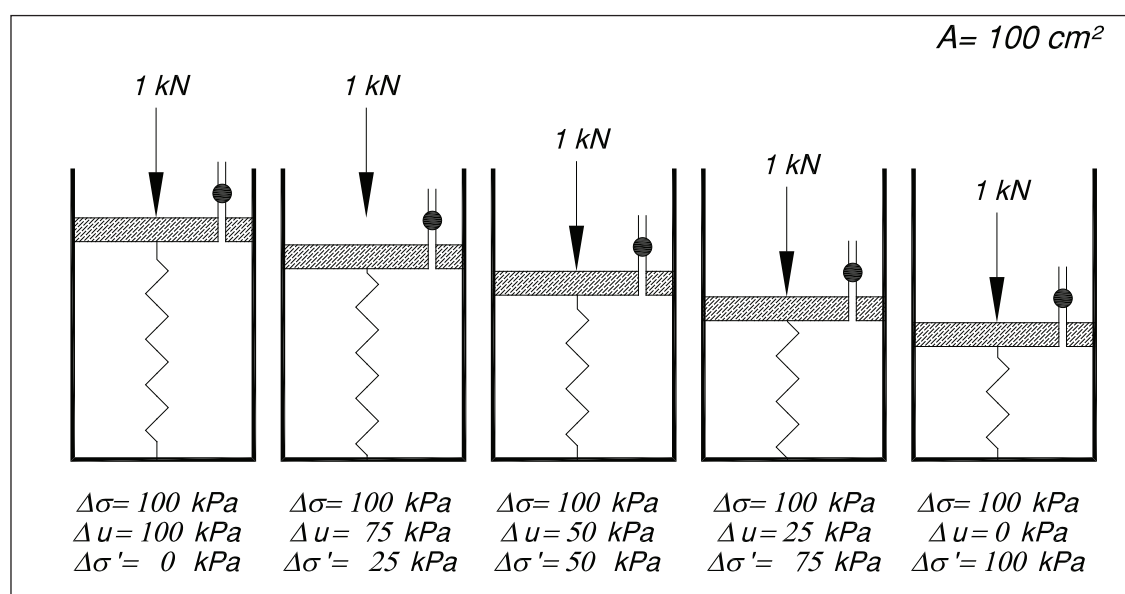


Figura 2.36 – Analogía mecánica para el proceso de asentamiento propuesto por Terzaghi (Taylor, 1948).

Terzaghi (1949), entonces, formuló una ecuación para describir el mecanismo de transferencia de la presión de agua de los poros para la estructura del suelo.

Las Figuras 2.37 y 2.38 completan la explicación del fenómeno. Considere la Figura 2.37, en la cual se presentan dos pistones exactamente iguales, pero con válvulas distintas. El primer pistón dispone de dos válvulas mientras el segundo presenta solamente una.

Visto que la deformación en el resorte es proporcional a la fuerza aplicada, los dos émbolos, al lograr el equilibrio, presentarán el mismo desplazamiento, o sea, la misma compresión en el resorte. Así, la misma cantidad de agua deberá salir de los pistones. Como el primero dispone de dos válvulas, la

expulsión de agua se dará más rápidamente, luego, el equilibrio ocurrirá primeramente en el pistón más permeable.

Considere ahora, los pistones de la Figura 2.38. Los pistones son exactamente iguales, pero el primero presenta dos resortes y el segundo solamente un resorte. Como el primer pistón presenta dos resortes, este se comprimirá menos que el segundo. Una vez que los dos pistones presentan la misma abertura en las válvulas, misma permeabilidad, el equilibrio del primer pistón será alcanzado más rápidamente. Esto nos lleva a inferir que cuanto más compresible es el suelo, más tiempo será necesario para que ocurra la transferencia total de la presión del agua de los poros para la estructura del suelo.

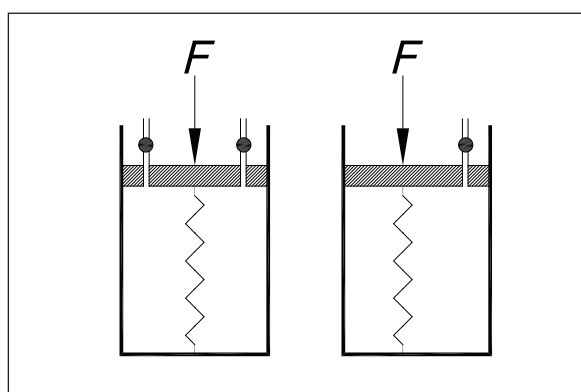


Figura 2.37 – Analogía mecánica del asentamiento, resaltando la influencia de la permeabilidad.

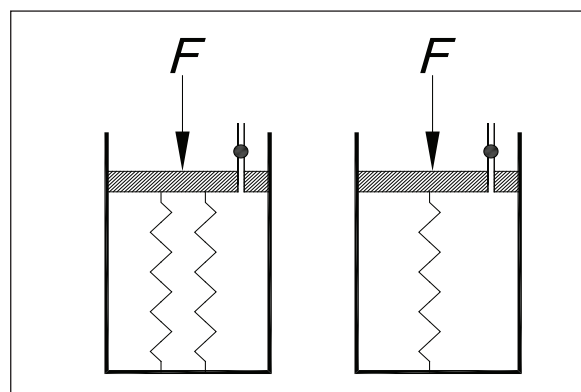


Figura 2.38 – Analogía mecánica del asentamiento, resaltando la influencia de la compresibilidad.

2.5.2 Hipótesis de la Teoría de Asentamiento de Terzaghi.

Con el problema general formulado, Terzaghi (1949), desarrolló una solución completa para un caso particular y simple, o sea, asentamiento unidimensional de una capa delgada de suelo, sometida a una carga uniforme $\Delta\sigma_v$ de gran extensión. Esta solución, muy utilizada para el análisis de todos los problemas corrientes de fundaciones en depósitos arcillosos, presenta ocho hipótesis principales:

1. Compresión unidimensional.

2. Suelo saturado.
3. Partículas de suelo y agua totalmente incompresibles.
4. Suelo homogéneo.
5. Valores constantes de la permeabilidad y del módulo edométrico instantáneo durante todo el proceso de consolidación.
6. Flujo unidireccional: validez de Ley de Darcy.
7. Relación de vacíos dependen sólo de σ' .
8. Las deformaciones unitarias son pequeñas

La Figura 2.39 ilustra la evolución de la presión de poro, u , y de la tensión efectiva, σ' , para un incremento instantáneo y constante de tensión total, σ .

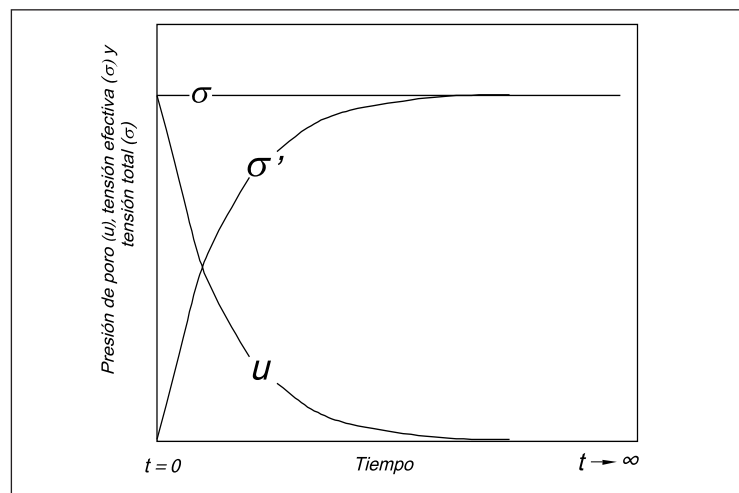


Figura 2.39 - Curvas de evolución de presión de poro (u) y de tensión efectiva (σ') para un carga permanente (σ) aplicada instantáneamente.

Considere un elemento de suelo de lados δ_x , δ_y y δ_z comprimido verticalmente tal como esta ilustrado en la Figura 2.40. La ecuación de conservación de masa de agua en el flujo transitorio que se desarrolla durante el asentamiento se escribe, considerando las hipótesis de un suelo homogéneo, elástico e isótropo:

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} \quad (2.46)$$

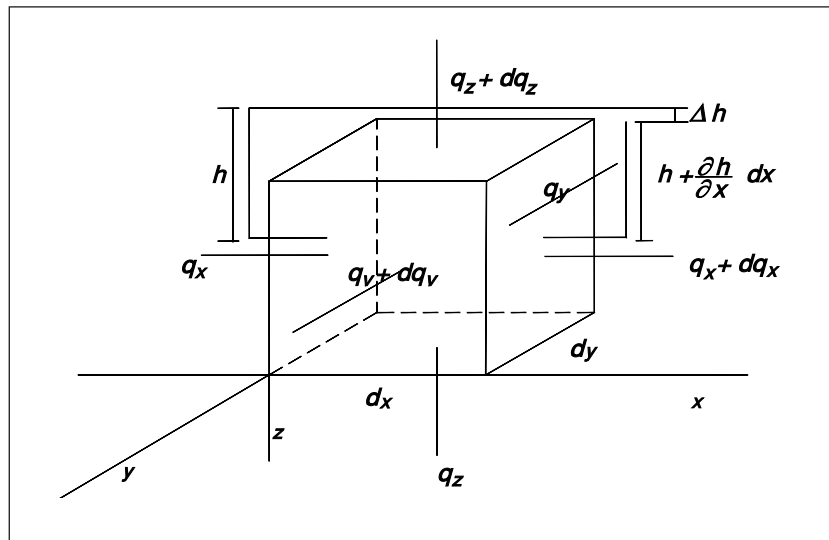


Figura 2.40 - Elemento de suelo sujeto a flujo de agua tridimensional.

Por otro lado, el flujo regido por la ley de Darcy:

$$v = k \frac{\Delta h}{\Delta i}$$

(2.47)

Δh = pérdida de carga hidráulica total;

k = coeficiente de permeabilidad del suelo;

Δi = distancia donde se dio la pérdida de carga total Δh .

Entonces:

$$\left. \begin{aligned} v &= -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \\ v &= -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \\ v &= -k_z \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \right\}$$

Velocidades en x, y, z

(2.48)

y con la notación:

$$q_z = v_z A_z = k_z i_z A_z \quad (2.49)$$

$$i_z = - \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2.50)$$

$$A_z = dx dy \quad (2.51)$$

$$h = \frac{u}{\gamma_w} \quad (2.52)$$

Donde:

u presión intersticial en el elemento de suelo considerado;

γ_w = peso específico del agua;

z y a cota de elemento de suelo considerado;

d_x , d_y e d_z lados del elemento de suelo considerado.

Se tiene:

$$\left. \begin{aligned} q_x &= k_x \left(-\frac{\partial h}{\partial x} \right) dy dz \\ q_y &= k_y \left(-\frac{\partial h}{\partial y} \right) dx dz \\ q_z &= k_z \left(-\frac{\partial h}{\partial z} \right) dx dy \end{aligned} \right\} \text{Flujos de entrada} \quad (2.53)$$

que produce:

$$q_e = q_x + q_y + q_z \quad (2.54)$$

y

$$\left. \begin{aligned} q_x + dq_x &= \left(k_x + \frac{\partial k_x}{\partial x} dx \right) \left(-\frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} dx \right) dy dz \\ q_y + dq_y &= \left(k_y + \frac{\partial k_y}{\partial y} dy \right) \left(-\frac{\partial h}{\partial y} - \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} dy \right) dx dz \\ q_z + dq_z &= \left(k_z + \frac{\partial k_z}{\partial z} dz \right) \left(-\frac{\partial h}{\partial z} - \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz \right) dx dy \end{aligned} \right\} \text{Flujos de salida} \quad (2.55)$$

que a su vez nos da:

$$q_s = (q_x + dq_x) + (q_y + dq_y) + (q_z + dq_z) \quad (2.56)$$

Considerándose la hipótesis 1 de flujo unidireccional:

$$q_z - (q_z + dq_z) = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (2.57)$$

Donde:

$\frac{\partial V_w}{\partial t}$ Es la variación, con el tiempo, del volumen de agua en el elemento de suelo considerado

Basado en la hipótesis 4 (suelo homogéneo):

$$\frac{\partial k_z}{\partial z} = 0 \quad (2.58)$$

Luego:

$$q_z - (q_z + dq_z) = k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dx dy dz = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (2.59)$$

La ecuación 2.52 en función z, tiene:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{y_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.60)$$

Luego

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dx dy dz = k_z \frac{1}{y_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dx dy dz = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (2.61)$$

Por otro lado, Terzaghi supuso, implícitamente, que la variación relativa de volumen se escribe en función del índice de vacíos del suelo. Considerando las partículas del suelo incomprensibles, hipótesis 3, se concluye que toda variación de volumen ocurre por la reducción de vacíos, luego:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} \quad (2.62)$$

y, teniendo en cuenta la hipótesis 2 (suelo saturado):

$$\frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial V_w}{\partial t} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (2.63)$$

Como: $V_v = e \cdot V_s$

$$V_s = \frac{V}{1+e} \quad (2.64)$$

Se obtiene:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} V_s = \frac{\partial V}{\partial t} \quad (2.65)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{V}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.66)$$

Para tener la variación del índice de vacíos en función del tiempo, Terzaghi utilizó, primeramente, la hipótesis 1, o sea, de deformación unidimensional, lo que implica que la variación de volumen del suelo es función de sus tensiones efectivas verticales y que, en cualquier instante durante el asentamiento:

$$\sigma' = \sigma + u \quad (2.67)$$

Siendo σ_v la tensión total vertical aplicada de forma instantánea y mantenida constante durante todo el proceso de asentamiento:

$$\frac{\partial \sigma_v}{\partial t} = 0 \quad (2.68)$$

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = - \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.69)$$

Por otro lado, la hipótesis 7 (relación lineal entre la tensión efectiva vertical y el índice de vacíos del suelo) conduce a:

$$e = e_0 - a_v \Delta \sigma_v \quad (2.70)$$

Esta ecuación permite definir el coeficiente de compresibilidad a_v :

$$a_v = - \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \quad (2.71)$$

Además, la variación del volumen del suelo con el tiempo puede ser escrita como:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (2.72)$$

Por la combinación de las ecuaciones (2.69), (2.71) y (2.72); se llega a:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = - a_v \left(- \frac{\partial u}{\partial t} \right) = a_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.73)$$

$$k_z \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dx dy dz = \frac{dx dy dz}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.74)$$

$$\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.75)$$

Substituyendo la ecuación (2.73) en la ecuación (2.75):

$$\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} a_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.76)$$

$$\frac{k_z}{\gamma_w a_v} (1+e) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.77)$$

Análogamente a la ecuación de transmisión de calor y considerando la hipótesis 5, Terzaghi definió el coeficiente de consolidación del suelo (c_v) como una propiedad característica del suelo, o sea:

$$c_v = \frac{k (1+e)}{\gamma_w a_v} \quad (2.78)$$

Se define el coeficiente de deformación volumétrica (m_v) como:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_o} \quad (2.79)$$

Luego:

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (2.80)$$

De esa forma:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.81)$$

La ecuación (2.81) es la ecuación básica de la teoría de adensamiento de Terzaghi y puede ser resuelta teniendo las condiciones de borde del problema.

La solución de esta ecuación puede ser obtenida asumiendo que la función de distribución de la presión de poros es el producto de funciones, esto es, la profundidad y la función de tiempo, o sea:

$$u = F(z) G(t) \quad (2.82)$$

De esta forma:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = F(z) \frac{\partial G(t)}{\partial t} \quad (2.83)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 F(z)}{\partial z^2} G(t) = F''(z) G(t) \quad (2.84)$$

La ecuación (2.81) es la ecuación básica de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi y puede ser solucionada con el conocimiento de las condiciones de frontera del problema.

La solución de esta ecuación puede ser obtenida asumiéndose que la función de distribución de la presión de poro es el producto de dos funciones: de la profundidad (z) y del tiempo (t).

$$F(z) G'(t) = F''(z) G(t) \quad (2.85)$$

Reescribiendo la ecuación (2.81) y utilizando las ecuaciones (2.83) y (2.84), se obtiene:

$$\frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{G'(t)}{G(t)} \quad (2.86)$$

El lado derecho de la ecuación (2.86) es función solamente de la profundidad e independiente del tiempo, y el lado izquierdo es función del tiempo, siendo independiente de la profundidad. Así, los dos lados de la ecuación son constantes, y para facilitar se asume que son iguales a $-B^2$.

$$F''(z) = -B^2 F(z) \quad (2.87)$$

La solución de la ecuación (2.86) se obtiene por:

$$F(z) = A_1 \cos(Bz) + A_2 \sin(Bz) \quad (2.88)$$

Siendo A_1 y A_2 constantes.

El lado derecho de la ecuación (2.86) se puede escribir como:

$$G'(t) = -B^2 c_v G(t) \quad (2.89)$$

y la solución esta dada por:

$$G(t) = A_3 \exp(-B^2 c_v t) \quad (2.90)$$

siendo A_3 constante.

Por la combinación de las ecuaciones (2.82), (2.89) y (2.90):

$$u = (A_4 \cos [Bz] + A_5 \sin[Bz]) \exp(-B^2 c_v t) \quad (2.91)$$

donde: $A_4 = A_1 \cdot A_3$ y $A_5 = A_2 \cdot A_3$.

Los valores de las constantes de la ecuación (2.91) se determinan a partir de las condiciones de borde del problema.

Para el caso de una distribución de u constante con la profundidad y drenaje por dos lados:

1) Para $t = 0$, $u = u_o = \Delta\sigma$

2) Para $t \neq 0$,

- $u = 0$ para $z = 0$

- $u = 0$ para $z = H$

Finalmente, gracias a la hipótesis 4 de homogeneidad del suelo, Terzaghi llegó a la solución conocida de la ecuación (2.81), que nos da una expresión matemática para el exceso de presión intersticial, $u(z,t)$, en todos los puntos y en cualquier tiempo, para una capa de espesor H , con doble drenaje.

$$u(z,t) = \frac{4}{\pi} \Delta\sigma \left\{ \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{2m+1} \operatorname{sen} \left[\frac{2m+1}{2} \frac{\pi}{H_d} z \right] \exp \left[- \frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} \frac{c_v t}{H_d^2} \right] \right\} \quad (2.92)$$

Si el factor $c_v t / H_d^2$ es definido como un factor de tiempo, adimensional, y representado por T_v , se puede describir la ecuación (2.92) como:

$$u(z,t) = \frac{4}{\pi} \Delta\sigma \left\{ \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{2m+1} \operatorname{sen} \left[\frac{2m+1}{2} \frac{\pi}{H_d} z \right] \exp \left[- \frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v \right] \right\} \quad (2.93)$$

H_d = Máxima distancia de drenaje, o sea, mayor camino que recorre una partícula de agua dentro de la capa arcillosa durante el proceso de consolidación. En el caso de capas con doble drenaje, $H_d = H/2$. Para el caso de capas con una cara de drenaje, $H_d = H$.

Para transformar la ecuación (2.92) en ley de variación de asentamiento de la capa de arcilla en función del tiempo, Terzaghi definió el grado de consolidación:

$$U_z = \frac{u_o - u(z,t)}{u_o} \quad (2.94)$$

Donde u_0 y $u(z,t)$ designan, respectivamente, el exceso de presión de poro inicial y en el tiempo t , como se muestra en la Figura 2.41.

La Figura 2.42 presenta también las variaciones de las tensiones efectivas y de las presiones de poro para el tiempo inmediatamente después de aplicar la carga ($t = 0$), para un tiempo t cualquiera y para el final del proceso de consolidación ($t = \infty$).

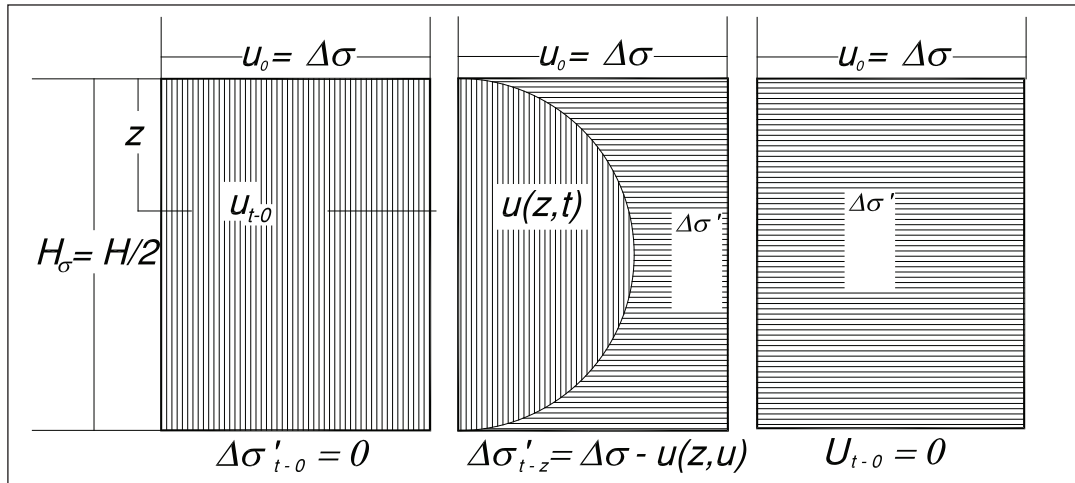


Figura 2.41 – Diagramas de distribución del exceso de presión de poro en función de la profundidad z .

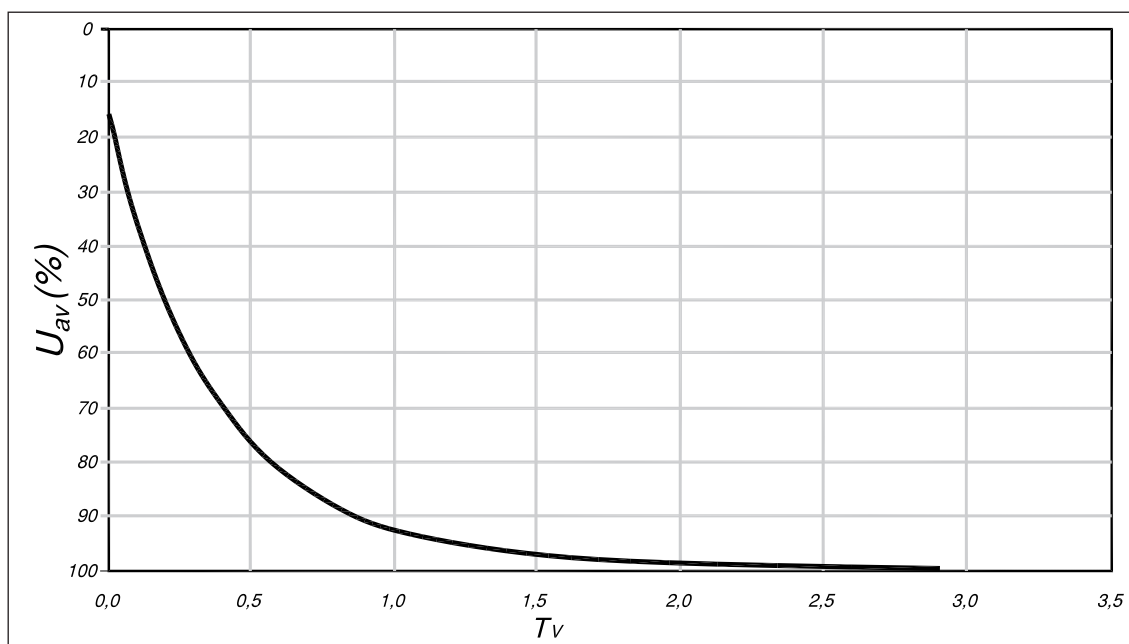
Por integración de la ecuación (2.94) se obtiene el grado medio de consolidación:

$$\bar{U} = \frac{\frac{1}{H} \int_0^H u_0 dz - \frac{1}{H} \int_0^H u(z,t) dz}{\frac{1}{H} \int_0^H u_0 dz} \quad (2.95)$$

y que puede ser escrita, considerando la ecuación (2.92), siendo u_0 constante en todo el espesor del estrato de suelo blando, como:

$$\bar{U} = 1 - \left[\sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M_2} \exp(-M^2 T_v) \right] \quad (2.96)$$

Donde: $M = \frac{(2m+1)\pi}{2}$



La Figura 2.42 presenta gráficamente la curva de variación del porcentaje de consolidación para diversos valores del Factor de Tiempo T_v , presentado en la Tabla 2.6.

U(%)	T	U(%)	T	U(%)	T	U(%)	T	U(%)	T
1	0,0001	21	0,0346	41	0,132	61	0,297	81	0,588
2	0,0003	22	0,038	42	0,138	62	0,307	82	0,61
3	0,0007	23	0,0415	43	0,145	63	0,318	83	0,633
4	0,0013	24	0,0452	44	0,152	64	0,329	84	0,658
5	0,002	25	0,0491	45	0,159	65	0,34	85	0,684
6	0,0028	26	0,0531	46	0,166	66	0,351	86	0,712
7	0,0038	27	0,0572	47	0,173	67	0,364	87	0,742
8	0,005	28	0,0616	48	0,181	68	0,377	88	0,774
9	0,0064	29	0,066	49	0,189	69	0,389	89	0,809
10	0,0078	30	0,0707	50	0,197	70	0,403	90	0,848
11	0,0095	31	0,0755	51	0,204	71	0,416	91	0,891
12	0,0113	32	0,0804	52	0,212	72	0,431	92	0,938
13	0,0133	33	0,0855	53	0,221	73	0,445	93	0,992
14	0,0154	34	0,0908	54	0,23	74	0,461	94	1,054
15	0,0177	35	0,0962	55	0,239	75	0,477	95	1,128
16	0,0201	36	0,102	56	0,248	76	0,493	96	1,219
17	0,0227	37	0,108	57	0,257	77	0,51	97	1,335
18	0,0254	38	0,113	58	0,266	78	0,528	98	1,5
19	0,0283	39	0,119	59	0,276	79	0,547	99	1,781
20	0,0314	40	0,126	60	0,287	80	0,567	100	∞

Tabla 2.6 – Factor de Tiempo en función del Grado de consolidación medio.

Dos ecuaciones empíricas se ajustan muy bien a la ecuación teórica del asentamiento de Terzaghi:

- Cuando $U < 60\%$:
$$T = \frac{\pi}{4} U^2$$

- Cuando $U > 60\%$: $T = -0.9332 \log(1-U) - 0.0851$

Tomando la hipótesis 7 (relación lineal entre índices de vacíos y tensión efectiva), Terzaghi concluyó que la ecuación (2.88) en la variación del valor medio de la tensión efectiva en la camada de arcilla en función del tiempo resulta igualmente en la variación del asentamiento total de esta camada.

2.6 RESISTENCIA DE LOS SUELOS.

Debido a la naturaleza friccional de los suelos, se puede afirmar que la rotura de los mismos ocurre preferentemente por esfuerzo cortante, en planos donde existe una combinación crítica entre la tensión de corte y la tensión normal. Estos planos son denominados planos de rotura y ocurren en determinadas inclinaciones, que son función de los parámetros de resistencia del suelo.

Las deformaciones en un macizo de suelo son debido principalmente a los desplazamientos relativos que ocurren en los contactos entre las partículas del suelo. En la mayoría de los casos, las deformaciones que ocurren dentro de las partículas del suelo son despreciadas, teniendo en cuenta que el agua y las partículas sólidas son incompresibles. Se puede decir, también, que las tensiones de corte son las principales causas del movimiento relativo entre las partículas de suelo.

Por estas razones, cuando se refiere a la resistencia de los suelos, implícitamente se trata de su resistencia al corte. La resistencia del suelo forma, juntamente con la permeabilidad y la compresibilidad, el soporte básico para la resolución de los problemas prácticos de ingeniería geotécnica. Se trata de una propiedad con un grado de determinación y conocimiento extremadamente complejos, pues además de sus propias dificultades deben ser sumadas las dificultades pertinentes al conocimiento de la permeabilidad y de la compresibilidad, visto que estas propiedades interfieren decisivamente en la resistencia del suelo.

El mecanismo físico que controla la resistencia de los suelos es muy distinto del que controla la mayoría de los materiales, pues el suelo es un material compuesto por partículas (Figura 2.43). Así, se puede decir que la resistencia al corte depende de la interacción entre las partículas, y esta interacción se divide en:

- resistencia friccional (de fricción)
- resistencia cohesiva (cohesión).

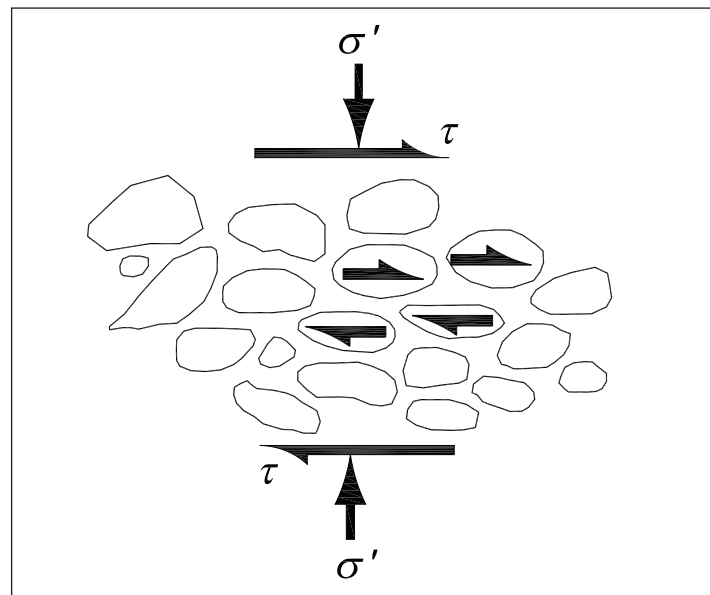


Figura 2.43 – Suelo: compuesto por partículas.

Resistencia friccional o por fricción.

La resistencia friccional, conferida al suelo por la fricción interna entre las partículas, puede ser demostrada de forma simple a partir de una analogía con el problema de desplazamiento de un cuerpo rígido sobre una superficie plana horizontal, como se observa en la Figura 2.44.

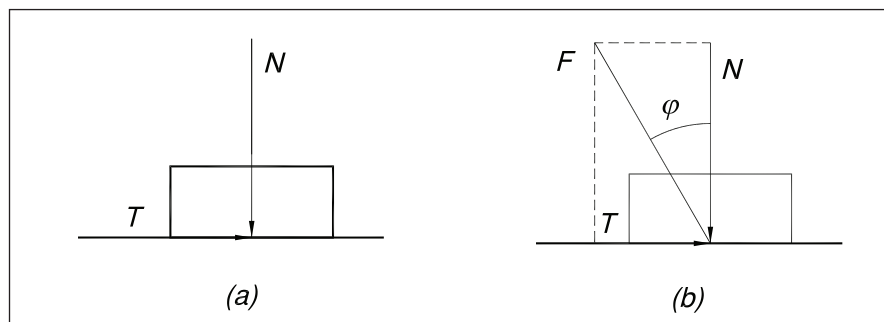


Figura 2.44 – Deslizamiento de un cuerpo rígido sobre un plano horizontal. a) diagrama de fuerzas de cuerpo rígido; b) resultante de las fuerzas actuantes sobre el cuerpo rígido.

Siendo N la fuerza vertical transmitida por el cuerpo, la fuerza horizontal T necesaria para provocar el deslizamiento del cuerpo deberá ser superior a $N \cdot \mu$, donde μ es el coeficiente de fricción en la interface entre los dos materiales. De esa manera, se verifica que existe una proporcionalidad entre las fuerzas tangencial y normal, que puede ser representada por:

$$T = N \cdot \mu \quad (2.97)$$

Donde:

$$\mu = \tan \varphi$$

φ = ángulo de fricción,

El deslizamiento del cuerpo también puede ser ocasionado por la inclinación del plano de contacto, lo cual altera las componentes normal y tangencial al plano del peso propio, caso mostrado en la Figura 2.45a.

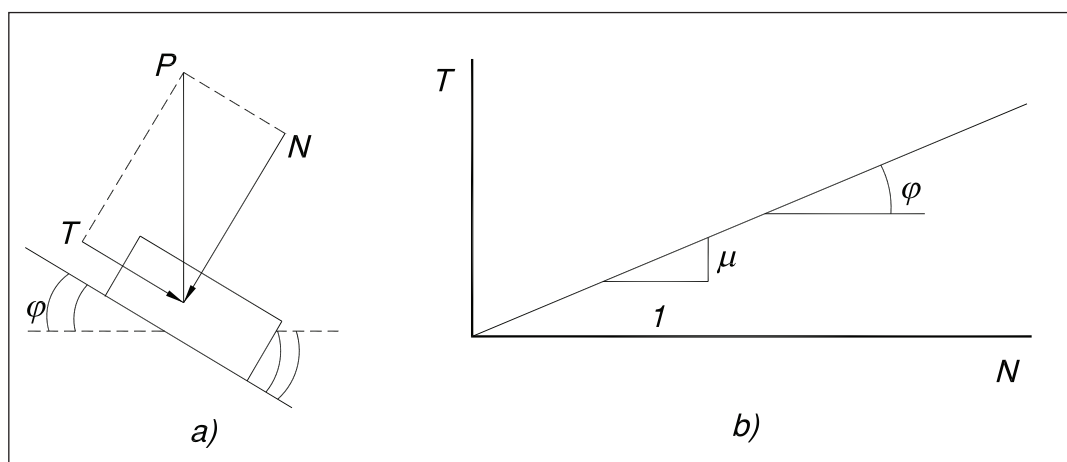


Figura 2.45 – a) Deslizamiento de un cuerpo rígido sobre un plano inclinado; b) resistencia al deslizamiento, directamente proporcional a la tensión normal.

Experiencias realizadas con cuerpos sólidos han demostrado que el coeficiente de fricción (μ) no depende del área de contacto y de la componente normal aplicada. Por lo tanto, la resistencia al deslizamiento es directamente proporcional a la tensión normal, y puede ser representada por una línea recta (Figura 2.45b).

La diferencia existente entre el fenómeno de fricción en los suelos y el fenómeno de fricción entre dos cuerpos sólidos es que, en el caso de los suelos, el desplazamiento envuelve gran número de granos, que deslizan unos sobre los otros, acomodándose en los vacíos que encuentran en el recorrido.

La resistencia friccional es la parte de resistencia predominante en los suelos “no plásticos” o granulares. Los parámetros de resistencia, en este caso, son siempre referidos como drenados o efectivos.

Durante el corte de suelos no cohesivos, dependiendo de su estado de compacidad, puede ocurrir dilatación (aumento de volumen) o contracción (disminución de volumen).

Resistencia cohesiva.

La resistencia al corte de los suelos es, por naturaleza, ofrecida por la fricción entre las partículas sólidas. A su vez, dependiendo de la mineralogía del suelo, la atracción química que puede haber entre esas partículas es capaz de ofrecer una resistencia que es independiente de la tensión normal actuante en el plano de corte, lo cual constituye una cohesión verdadera (Figura 2.46). El efecto es análogo a la existencia de un pegamento entre dos superficies en contacto. El origen de la cohesión de suelos puede estar en la cimentación entre partículas proporcionada por carbonatos, sílice y óxidos de hierro, entre otras sustancias.

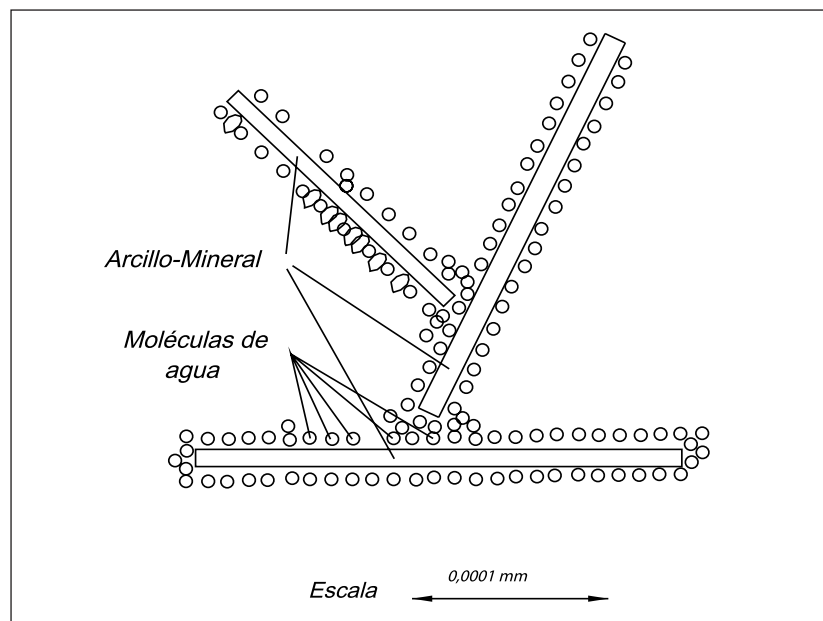


Figura 2.46 – Transmisión de fuerzas entre partículas de suelos cohesivos.

Todas las otras formas de cohesión son resultado de un fenómeno de fricción causado por fuerzas normales, actuantes en los contactos ínter partículas. Esas tensiones ínter partículas, también denominadas “internas” o “intrínsecas”, resultan de la acción de muchas variables en el sistema suelo-agua-aire-electrólitos, con preferencia para las fuerzas de atracción y de repulsión, originadas por fenómenos electrostáticos y electromagnéticos y propiedades del agua adsorbida junto a las partículas.

La cohesión aparente es una parte de la resistencia al corte de suelos húmedos, no saturados, que no tiene su origen en la cimentación ni en las fuerzas intrínsecas de atracción. Ese tipo de cohesión se debe al efecto de capilaridad en el agua intersticial.

La cohesión aumenta con los siguientes factores:

- cantidad de arcilla y actividad coloidal;
- relación de preconsolidación;
- disminución del contenido de humedad.

2.6.1 Criterios de Rotura

Son formulaciones que reflejan las condiciones en que ocurre la rotura de los materiales. En muchos casos (incluyendo algunos suelos), la curva tensión-deformación impide una definición precisa del punto de rotura.

De esta forma, podríamos definir como rotura la máxima tensión que un determinado material puede soportar, o de otra forma, la tensión presentada por el material para un nivel de deformación suficientemente grande para caracterizar una condición de rotura del mismo. Existen criterios que son establecidos en función de las tensiones y otros que tienen como referencia las deformaciones. Existe, aún, aquellos que consideran la energía de deformación. Se puede decir que un criterio es satisfactorio cuando reproduce con cierta fidelidad el comportamiento del material considerado (Sousa Pinto, 2001).

En la ingeniería geotécnica, se utilizan los siguientes criterios;

- Criterio de Coulomb;
- Criterio de Möhr;
- Criterio de Möhr-Coulomb.

Criterio de Coulomb: "No existe rotura si la tensión de corte no sobrepasa un valor dado por la suma $c + \sigma \cdot f$, siendo c (cohesión) y f (coeficiente de fricción) constantes del material y σ la tensión normal actuante en el plano de corte". El coeficiente f es igual a la tangente del ángulo de fricción interna del suelo ($\tan \phi$). Gráficamente, este criterio está representado en la Figura 2.47a.

Criterio de Möhr: "No existe rotura mientras el círculo representativo del estado de tensiones se presente en el interior de una curva, que es la envolvente de los círculos relativos a los estados de rotura, observados experimentalmente para el material".

Este criterio está representado gráficamente en la Figura 2.47b. Observe que el círculo A se encuentra en un estado de tensión tangente a la envolvente, en que existe rotura, mientras que el estado de tensiones del círculo B no provoca la rotura del material.

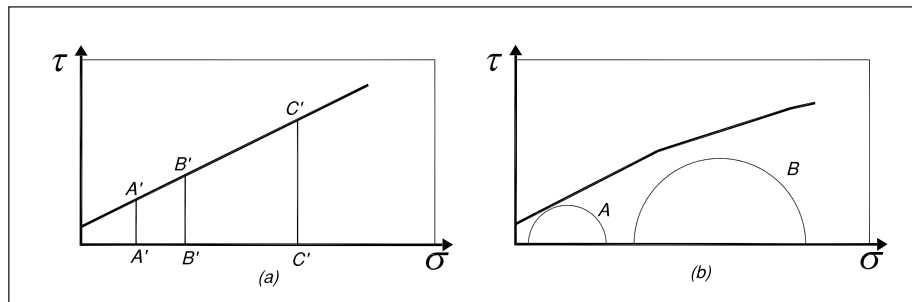


Figura 2.47 – Representaciones gráficas de los criterios de rotura de: a) Coulomb; b) Mohr.

Como envolventes curvas son de difícil aplicación, las curvas envolventes de Mohr son frecuentemente substituidas por rectas que mejor se ajustan a la envolvente. Definida una recta, su coeficiente lineal, c , no tendrá mas el sentido de cohesión, pues esta parte de resistencia, conceptualmente, es independiente de la tensión normal, razón por la cuál el coeficiente c pasa a ser llamado de “intercepto de cohesión”. Así, el criterio de Mohr se asemeja al de Coulomb, denominándose criterio de Mohr-Coulomb.

El criterio de Mohr-Coulomb indica la fuerte influencia de la tensión normal actuante en el plano de rotura. Observando la Figura 2.48, se verifica que la tensión normal representada por el segmento AD ofrece una resistencia al corte mayor que la proporcionada por el segmento AB. Por esa razón, la rotura ocurre para una tensión de corte inferior (representada por el segmento BC) a la tensión de corte máxima (segmento DE).

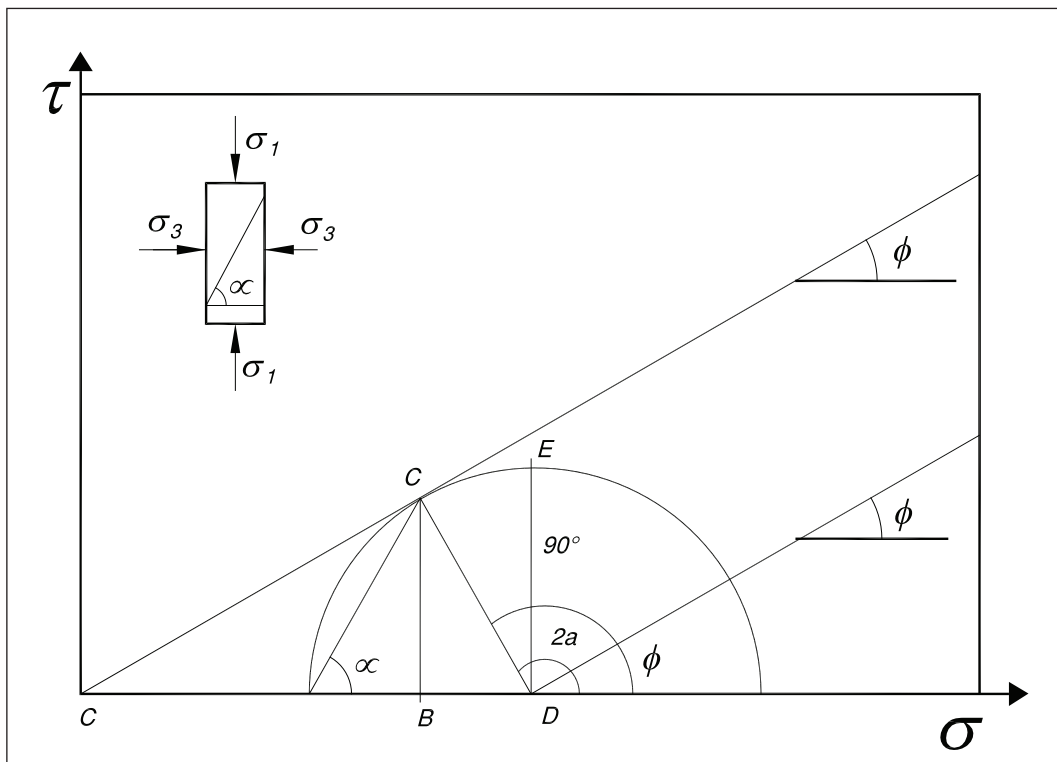


Figura 2.48 – Representación del estado de tensión en el plano de rotura.

En análisis de estabilidad de macizos de suelo interesa el estudio de la acción de fuerzas activas y reactivas. Las primeras son debido a las acciones externas, como el peso propio, el empuje del agua o una sobrecarga cualquiera.

Por otro lado, existen las fuerzas reactivas, íntimamente ligadas a la capacidad que un suelo tiene de reaccionar cuando se encuentra solicitado por fuerzas externas.

Es la ley de acción y reacción. La reacción del suelo es una respuesta de su resistencia a corte (τ), expresada por la Ley de Möhr-Coulomb: , donde c y ϕ son la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo, respectivamente, y σ es la tensión normal actuante en el plano considerado.

Como resultado, para que no ocurra la rotura, es necesario que la tensión de corte actuante (τ) sea inferior a la resistencia al corte (τ_{atua}). La relación entre ellas representa el coeficiente de seguridad F :

$$F = \frac{\tau}{\tau_{atua}} = \frac{c + \sigma \tan \phi}{\tau_{atua}} \quad (2.98)$$

Valores de F próximos a 1.0 indican la proximidad de rotura del macizo. Comúnmente, en obras de tierra, como presas, muros de contención y taludes en general, se adoptan valores de F entre 1.3 y 1.5.

2.7. ENSAYOS DE LABORATORIO .

En laboratorio, además de las características físicas del material, se puede también determinar sus propiedades mecánicas como resistencia, permeabilidad y compresibilidad.

Para la realización de ensayos de laboratorio son necesarias muestras de suelos.

Existen ensayos que requieren muestras que guardan todas las características del suelo en condiciones de campo, o sea, muestras no alteradas. Este tipo de muestra requiere técnicas de muestreo mas sofisticadas. Todavía, la mayoría de los ensayos ejecutados para la determinación de las características físicas del material se realiza con muestras alteradas.

Ensayos de laboratorio tienen gran importancia para la determinación de los parámetros de deformabilidad y resistencia de suelos. Estos parámetros no son características físicas del material, y dependen de factores como tipo de carga, condiciones de drenaje, y tiempo de carga.

2.7.1 Ensayo de Compactación Proctor.

El proceso de compactación consiste en la densificación de un suelo por medio de un equipo mecánico. El objetivo de la compactación es reducir el índice de vacíos del suelo, ocasionando una mejora en sus propiedades. En la compactación, las cantidades de partículas sólidas y de agua permanecen constantes y el aumento de masa específica corresponde a la eliminación de aire de los vacíos.

En 1933, Proctor divulgó sus observaciones sobre la compactación de los suelos, comprobando que, para una determinada energía de compactación, el peso específico seco (γ_s) es función del contenido de humedad del suelo. Para bajos valores de contenido de humedad, la salida de agua es más fácil pues el aire se encuentra en forma de pequeños canales intercomunicados. A partir de determinado contenido de humedad, la compactación no es capaz de expulsar el aire de los vacíos, pues el grado de saturación es elevado y el aire está confinado. Existe, por lo tanto, determinado valor de contenido de humedad, denominado humedad óptima, que conduce a una densidad máxima.

Para la ejecución del ensayo de compactación Proctor, la muestra debe ser previamente secada al aire y desterronada. Inicialmente, se incorpora agua hasta que el suelo quede con una humedad cerca de 5% debajo de la humedad óptima. Una vez uniformizada la humedad de la muestra, se coloca una porción de suelo en un cilindro padrón con 10 cm de diámetro y 12.73 cm de altura. La muestra es sometida a 26 golpes de un pisón con masa de 2.5 kg, cayendo de una altura de 30.5 cm. La porción del suelo compactado debe ser 1/3 de la altura del cilindro. Se repite el proceso dos veces más, hasta llegar a la altura total del cilindro. En este momento, se determina la masa específica y el contenido de humedad de la muestra.

Con los valores del peso específico del suelo y del contenido de humedad, se calcula el peso específico aparente seco mediante la expresión:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{(1+w)} \quad (2.99)$$

Junto con la curva de compactación, siempre es necesaria, se dibujan las curvas representativas de un mismo grado de saturación, por la ecuación:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s + S + \gamma_w}{S \cdot \gamma_w + \gamma_s \cdot w} \quad (2.100)$$

Donde:

γ_d = peso específico aparente seco;

γ_s = peso específico real de los granos;

γ_w = peso específico del agua;

S = grado de saturación;

w = contenido de humedad.

Con el desarrollo de la ingeniería mecánica, han sido creados equipos de compactación capaces de ofrecer mayor energía de manera más económica, generando la necesidad de normalizar ensayos con diferentes energías (intermediaria y modificada), como se vé en la Tabla 2.7.

La energía de compactación por unidad de volumen se calcula por la expresión:

$$E = \frac{P \cdot h \cdot N \cdot n}{V} \quad (2.101)$$

Donde:

E = energía de compactación por unidad de volumen;

P = peso del pisón;

h = altura de caída del pison;

N = número de golpes por camada;

n = número de camadas;

V = volumen de suelo compactado.

Ensayo de Compactación	P(kg)	h(cm)	N	n	V(cm ³)	E(kg.cm/cm ²)
Normal	2.5	30.5	3	26	1000	5.7
Intermediario	4.5	45.7	5	26	2085	12.6
Modificado	4.5	45.7	5	55	2085	26.6

Tabla 2.7 – Energías de compactación.

Terminado el ensayo, la muestra es desterronada, la humedad incrementada, el proceso se repite y se obtiene un nuevo par de valores humedad-densidad seca. El ensayo es repetido hasta que se note que la densidad seca, después de llegar a un valor máximo, empieza a decrecer.

Presentación de los Resultados.

La curva de compactación es obtenida por la representación de la densidad seca en función del contenido de humedad, como indica la Figura 2.49. El punto máximo de la curva define una densidad seca máxima, que corresponde a un valor de humedad óptima.

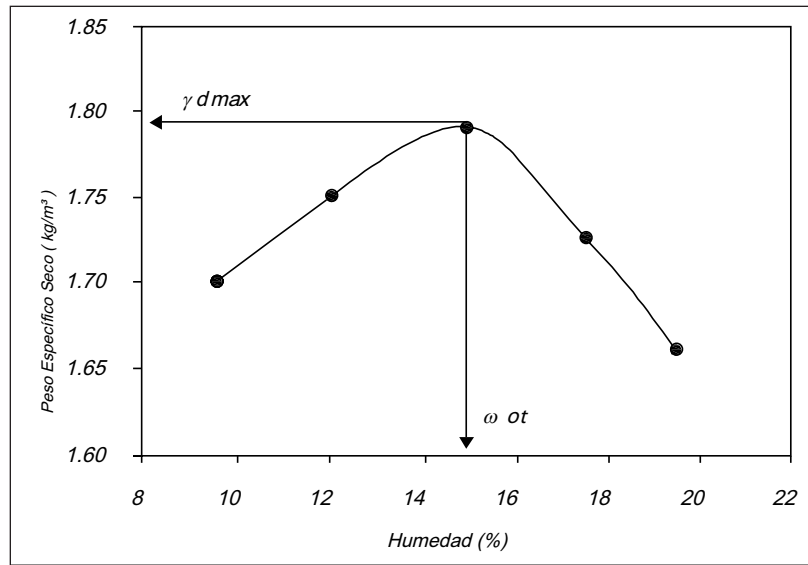


Figura 2.49 – Resultado de un ensayo de compactación Proctor Normal.

Comportamiento del suelo.

Un mismo suelo, cuando es compactado con energías diferentes, presenta mayores valores de peso específico aparente seco máximo y menores contenidos de humedad óptima, para valores crecientes de energía. El punto se desplaza hacia arriba y hacia la izquierda, tal como se muestra en la Figura 2.50.

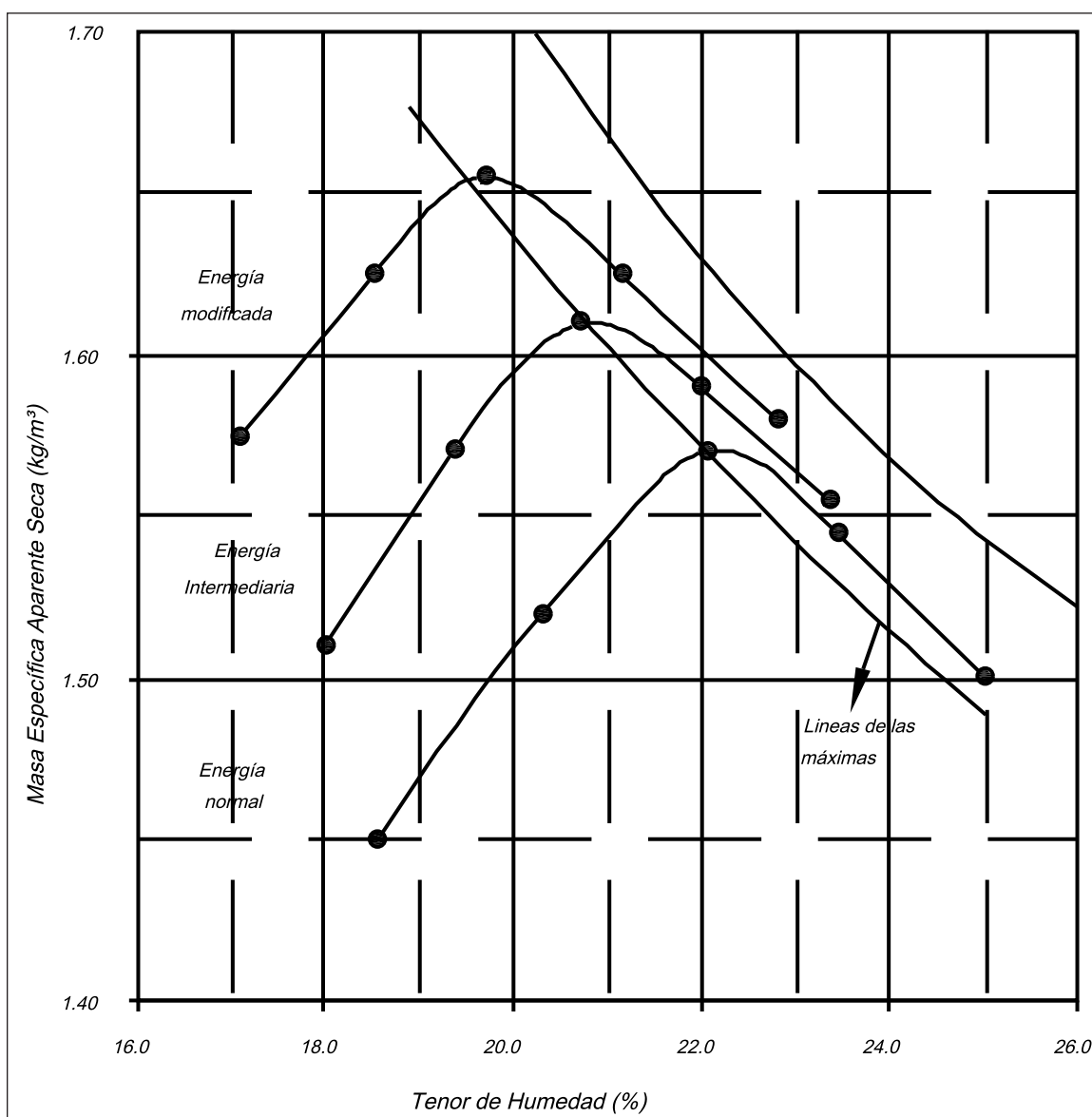


Figura 2.50 – Curvas de compactación de un suelo con diferentes energías.

La naturaleza del suelo ejerce influencia en los valores del peso específico aparente seco máximo y de la humedad óptima. En la compactación de un suelo, el esfuerzo de compactación será más o menos efectivo conforme la granulometría y la plasticidad. Las curvas de la Figura 2.51 representan curvas de compactación obtenidas en muestras de varios suelo, en ensayo normal de compactación (Vargas, 1977).

Generalmente, para el mismo esfuerzo de compactación (E) se logra en suelos arenosos (o materiales granulares bien graduados) mayores valores de peso específico aparente seco máximo bajo menores valores de humedad óptima, que en suelos arcillosos finos.

El secado de un suelo arcilloso, dependiendo del mineral que lo compone, podrá alterar de forma irreversible sus características, quedando reflejado en los valores de las coordenadas del punto de

máxima de la curva de compactación. Así como el secado, también la forma de realización del ensayo (con o sin rehúso de la muestra) influye en los resultados. Por eso, se recomienda que los suelos arcillosos no sean secados directamente al sol o en estufa, y que el ensayo sea realizado con muestras secas a la sombra, siempre que sea necesario.

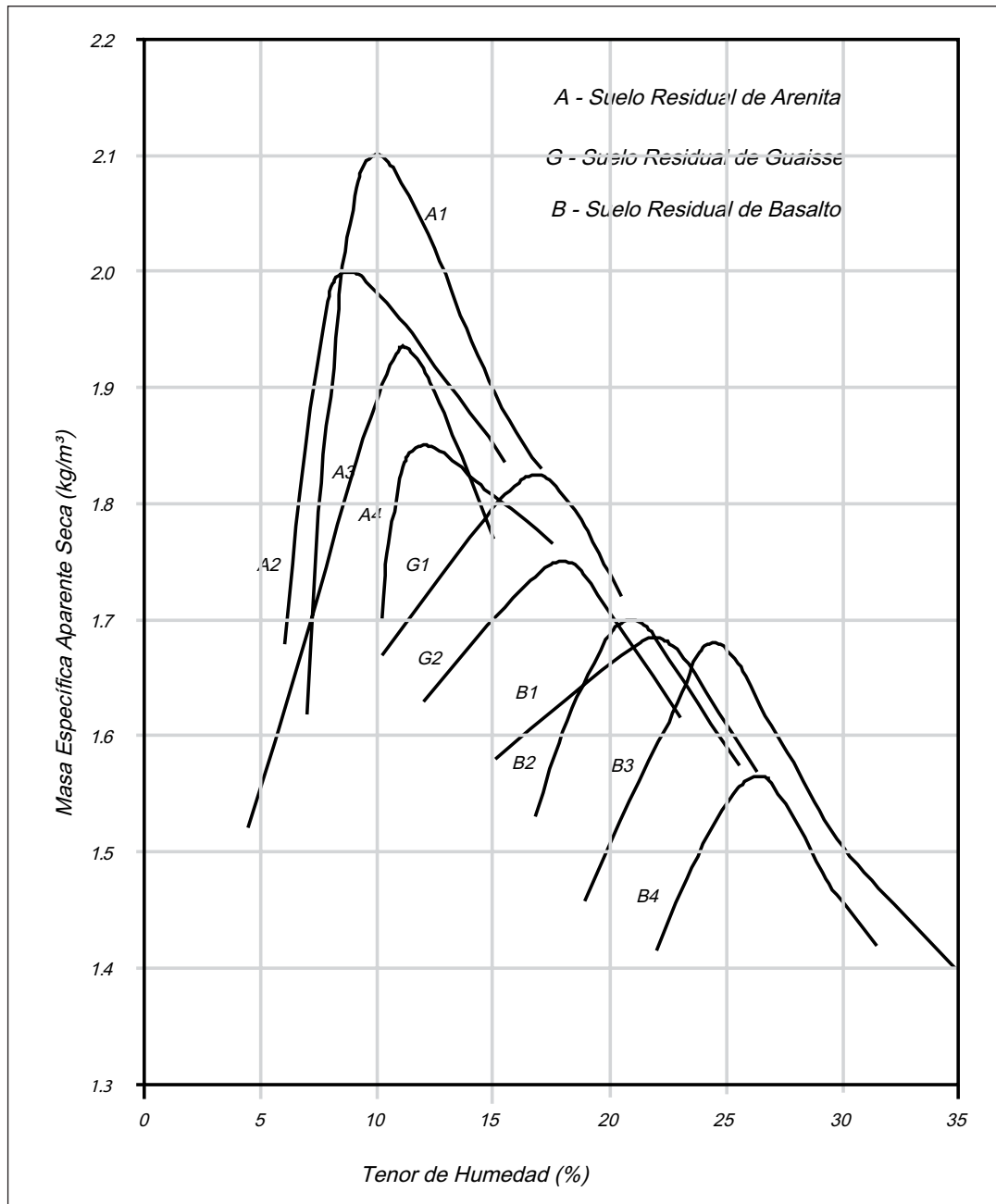


Figura 2.51 – Curvas de compactación normal de suelos.

Ejemplo de aplicación del ensayo de Proctor.

Supóngase que las condiciones de una determinada obra exijan una densidad Proctor de 100% y, para eso, serán retiradas muestras de suelo durante la ejecución de la obra y conducidas al laboratorio.

Determinar, a partir del resultado obtenido en laboratorio (Figura 2.49) cual es el grado de compactación, respetando una densidad seca máxima de 1.82g/m^3 (valor de proyecto), para las siguientes situaciones:

a) La muestra extraída presenta una densidad seca de 1.80g/m^3 ;

Densidad Proctor (%) = $(1.80 / 1.82) \times 100 = 98.90\%$ Proctor.

Para esa condición, la compactación no ha alcanzado el grado de compactación exigido, existiendo la necesidad de un número mayor de pasadas con el equipamiento de compactación o procurar respetar los criterios establecidos en ítem 2.3.4 de ese capítulo.

b) La muestra extraída presenta una densidad seca de 1.82g/m^3 ;

Densidad Proctor (%) = $(1.82 / 1.82) \times 100 = 100\%$ Proctor.

En este caso, el grado de compactación obtenido para la muestra ensayada está exactamente de acuerdo con las especificaciones de proyecto.

c) La muestra extraída presenta una densidad seca de 1.87g/m^3 ;

Densidad Proctor (%) = $(1.87 / 1.82) \times 100 = 102.70\%$ Proctor.

El grado de compactación obtenido es superior al requerido en el proyecto. Así, se debe reevaluar el número de pasadas con la finalidad de ganar tiempo, reducir costos y disminuir el desgaste del equipo.

2.7.2 Ensayo de Compresión Edométrica.

Los principales parámetros de compresibilidad que el ingeniero geotécnico necesita para la ejecución de proyectos y estudio del comportamiento de los suelos son la presión de pre-consolidación (σ'_{vm}), el índice de compresión (C_c) y el coeficiente de consolidación (C_v). Actualmente, la obtención de esos parámetros se hace a partir de resultados de ensayos de compresibilidad, existiendo, actualmente, varias modalidades de ensayos de compresión. Esos ensayos de compresión pueden ser agrupados según el tipo de aplicación de las tensiones o deformaciones en dos grupos:

1. Ensayo con incremento de carga.
2. Ensayo de carga constante.

Ensayo de compresión con incremento de carga.

Este ensayo de compresión edométrica, comúnmente denominado “ensayo de consolidación unidimensional”, es el tipo más antiguo y más conocido para la determinación de los parámetros de compresibilidad de suelos. El ensayo consiste en la compresión axial de una muestra de suelo, confinada lateralmente, por la aplicación de presiones verticales, con duración y tasa de carga predefinida, comúnmente con duración de 24 horas.

Equipo y procedimiento del ensayo.

Equipo

Además de la prensa presentada en la Figura 2.52, son también necesarios:

1. Célula rígida para confinamiento de la muestra.
2. Anillo de moldear, biselado.
3. Placa de carga.
4. Piedras porosas.
5. Medidor de desplazamiento.
6. Pesos.
7. Cronómetro.
8. Papel filtro.
9. Balanza con sensibilidad de 0.01 g.
10. Cápsulas de aluminio.
11. Herramientas para moldear.

Procedimiento

El ensayo de compresión edométrica incremental sigue las siguientes etapas:

1. Moldeado de la muestra con la ayuda de un anillo biselado para reducir las perturbaciones en la muestra;
2. Colocación del anillo, con suelo, en la célula rígida que deberá contener una piedra porosa en su base, para permitir el drenaje del agua;

3. Montaje de la placa de tope, o "top cap", que también deberá contener una piedra porosa;
4. Ajuste del medidor de desplazamiento para medidas de asentamiento;
5. Aplicación de cargas verticales con una relación $\Delta p/p = 1$;
6. Para ese ensayo la primera etapa de carga ha sido de 13kPa, con 6 escalones de carga, o sea, la variación de carga ha sido de 13kPa, 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa y 400kPa;
7. Cada escalón de carga debe tener una duración de 24 horas.

Durante la realización de cada escalón de carga se hacen medidas de compresión vertical de la muestra en función del tiempo, para tiempos de 0, 0.15, 0.29, 1, 2, 4, 9, 16, 25, 36, 49, 64, 120, 240, 480, 1440 minutos. Con estos datos se dibujan las curvas de asentamiento, o compresión versus tiempo. Con el auxilio de esas curvas, se determina el coeficiente de consolidación del suelo por uno de los procesos disponibles en la literatura: método de Casagrande (escala de $\log t$); método de Taylor (escala t), como será descripto más adelante. La Figura 2.53 presenta una curva típica de asentamiento.



Figura 2.52 – Prensa de compresión edométrica.

Con el transcurrir del proceso de consolidación, ocurre la disipación de las presiones de poros en la muestra.

Considerándose que el grado de consolidación de la muestra para un determinado factor de tiempo T_v es idéntico al porcentaje medio de disipación de la presión de poros, al final del proceso de consolidación ($U = 100\%$) el incremento de tensión efectiva vertical a lo largo de todo el espesor de la muestra será igual al incremento de tensión total aplicado en el tope de la misma.

Con los valores de deformación, al final de cada escalón de carga, se construye la gráfica presentada

en la Figura 2.53, que puede ser presentada de distintas maneras: tensión efectiva vertical versus índice de vacíos, tensión efectiva vertical versus deformación volumétrica específica, etc.

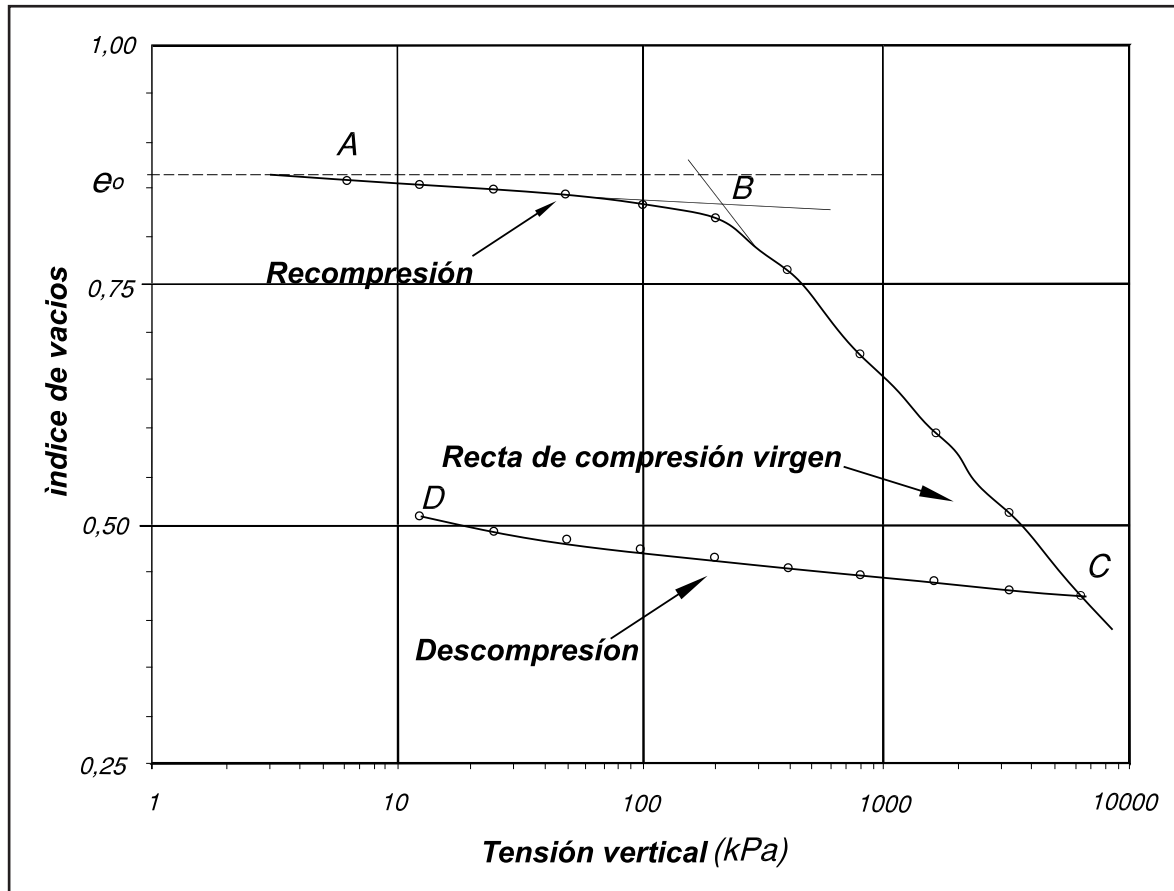


Figura 2.53 – Curva de compresión edométrica.

Determinación de la tensión de preconsolidación.

Existen en la literatura varios métodos para la determinación de la tensión de preconsolidación:

- Método de Casagrande
- Método de Pacheco Silva

Método de Casagrande.

La determinación de la tensión de preconsolidación por el método de Casagrande, presentado por Taylor (1948), se hace a través de la curva índice de vacíos versus tensión efectiva vertical, en escala logarítmica, o sea, la curva e versus $\log \sigma'_v$. En esta curva, se estima el punto de mayor curvatura (punto A, Figura 2.54) y a partir de este punto, se dibuja una recta horizontal (H) y una recta tan-

gente (T) a la curva. Posteriormente, se marca la bisectriz (B) del ángulo formado entre la horizontal (H) y la tangente (T). La abscisa del punto de intersección de la bisectriz (B) con el prolongación de la recta virgen representa la tensión de preconsolidación σ'_{vm} .

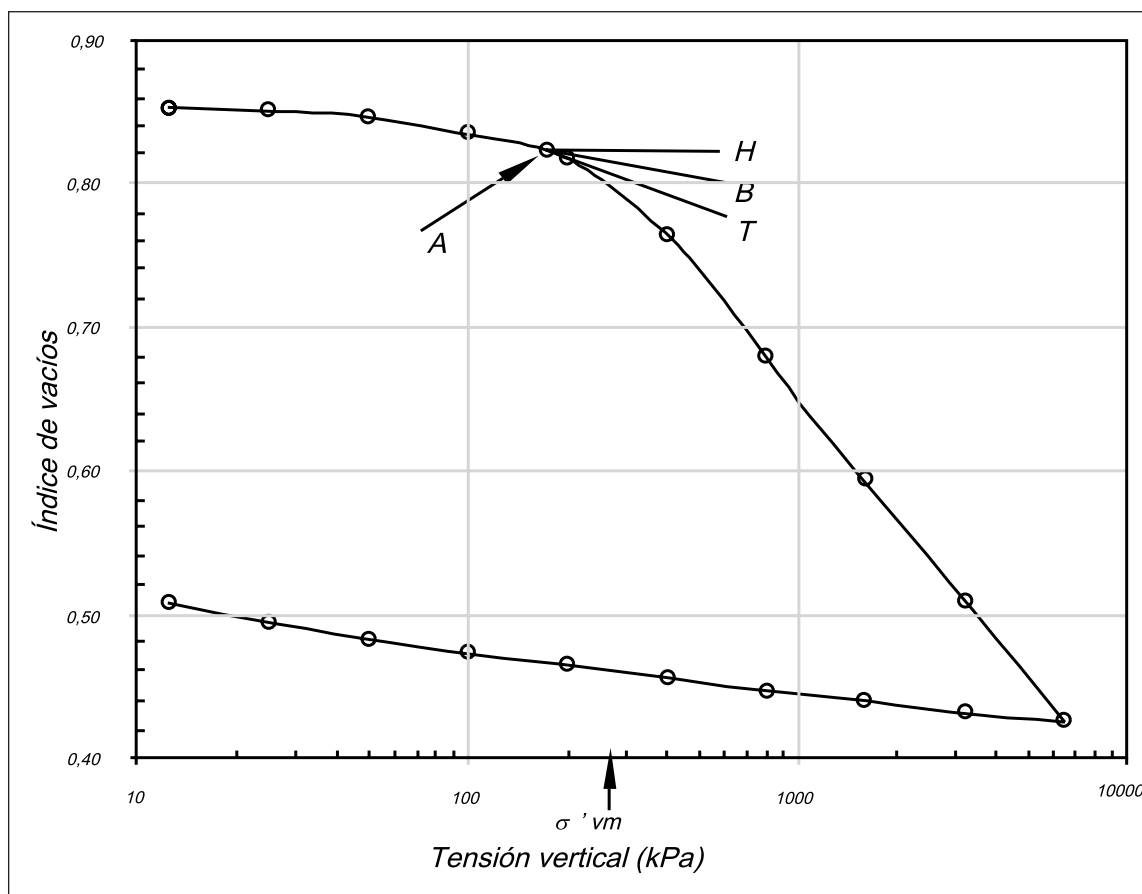


Figura 2.54 – Construcción gráfica para determinación de la tensión de preconsolidación según el método de Casagrande (1937).

Método de Pacheco Silva

Para determinar la tensión de pre-consolidación σ'_{vm} , por el método de Pacheco Silva (1970), se sigue el siguiente procedimiento: en la curva índice de vacíos versus tensión efectiva vertical, e versus $\log \sigma'_v$ se dibuja una recta horizontal pasando por el índice de vacíos inicial, e_0 . Se prolonga la recta virgen hasta interceptar la recta horizontal en e_0 (punto A, Figura 2.55). Por el punto A se delinea una recta vertical hasta interceptar la curva de compresión en el punto B. Por esta intersección, se delinea una recta horizontal. La abscisa de la intersección de esa recta horizontal con el prolongamiento de la recta virgen (punto C, Figura 2.55), representa la tensión σ'_{vm} , determinada por el método de Pacheco Silva.

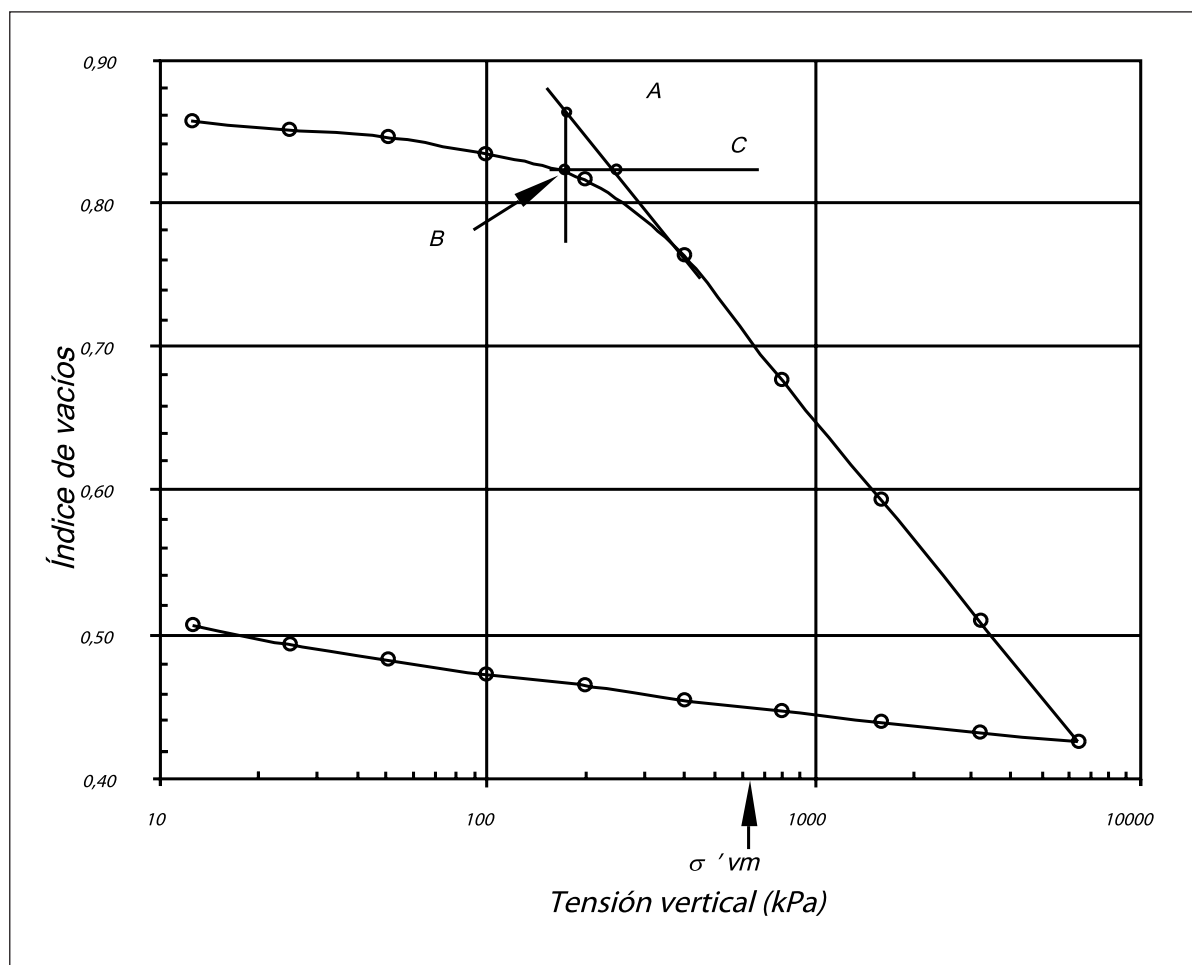


Figura 2.55 – Construcción gráfica para la determinación de la tensión de preconsolidación según el método de Pacheco Silva (1970).

Determinación del coeficiente de consolidación.

El coeficiente de consolidación del estrato arcilloso (c_v) determina la velocidad de deformación de un suelo bajo un incremento de tensión $\Delta\sigma$. Se puede decir que para un mismo suelo, cuanto mayor es la permeabilidad del suelo, más rápido ocurrirá la consolidación, pues c_v será mayor. Por otro lado, cuanto mas compresible es un suelo, mayor será el tiempo necesario para que la consolidación se origine totalmente, a la vez que una mayor cantidad de agua tendrá que salir de la masa de suelo, y así el suelo presentará menor c_v .

Con los datos obtenidos de un ensayo de consolidación edométrico (Figura 2.56), se puede obtener el coeficiente de consolidación del suelo a partir de los Métodos de Taylor o de Casagrande.

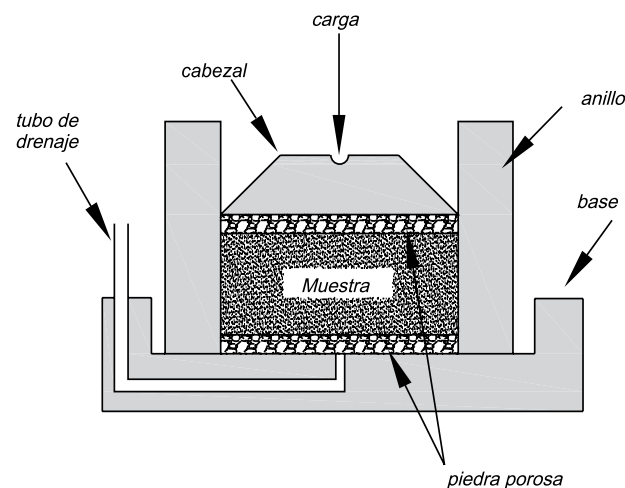


Figura 2.56 – Esquema de la cámara de ensayo de compresión edométrica.

Los métodos de Taylor y de Casagrande son los mas conocidos y comúnmente utilizados para la determinación del coeficiente de consolidación.

La solución de la ecuación diferencial de consolidación de Terzaghi (Taylor, 1948) ofrece una función $u(z,t)$, que es la función de distribución del exceso de presión de poro a lo largo del espesor de la capa de suelo para un tiempo t cualquiera.

El grado medio de consolidación, U , puede ser expresado con excelente aproximación por las ecuaciones empíricas:

- Cuando $U < 60\%$:
$$T = \frac{\pi}{4} U^2$$

- Cuando $U > 60\%$:
$$T = -0.9332 \log (1-U) - 0.0851$$

En estos dos métodos la determinación de c_v se hace por ajustes de la curva deformación versus tiempo obtenida del ensayo edométrico incremental. Ambos métodos utilizan propiedades características y distintas de la curva teórica de consolidación de Terzaghi, o sea, de la semejanza de la curva real de deformación versus tiempo con la curva teórica U versus T_v .

Método de Taylor.

Según el método de Taylor, los datos de deformación deben ser trazados en una escala aritmética versus la raíz cuadrada del tiempo, siendo también llamado de "Método de la raíz de t ".

El método de Taylor consiste en determinar el inicio, d_o , de la consolidación, a través de un ajuste lineal de la curva de consolidación. El inicio del proceso de consolidación se determina por la intersección de la fase lineal, extrapolada, con el eje de las deformaciones, como se muestra en la Figura 2.57. Se delinea una segunda recta con abscisa 1.15 veces mayor que la recta de la fase lineal, $p_r = 1.15 p_q$. Esa segunda recta intercepta la curva de compresión de laboratorio en el punto A, donde $U = 90\%$. La abscisa del punto A es .

Con el valor de t_{90} y con $T_{90} = 0.848$ (factor de tiempo para $U = 90\%$), el coeficiente de consolidación del suelo se determina por:

$$c_v = 0.848 \frac{H_d^2}{t_{90}} \quad (2.102)$$

El valor de H_d a ser utilizado en la ecuación (2.102) es la máxima distancia de drenaje a 50 % de deformación, o sea, es la media de H_d para el inicio y el final del escalón de carga.

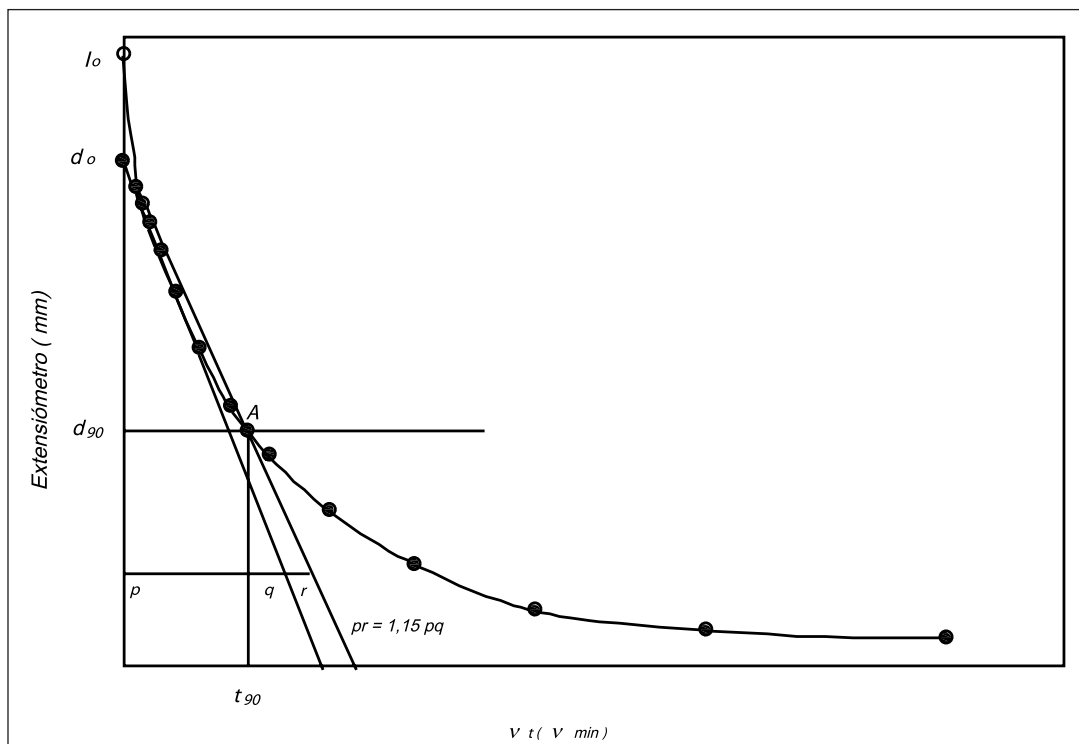


Figura 2.57 – Curva de asentamiento en la escala raíz del tiempo para determinación de c_v por el método de Taylor. (1948).

Ejemplo de aplicación del ensayo de consolidación.

Los resultados de cada escalón de carga son presentados en una gráfica en función del logaritmo del tiempo, después de transcurrido el tiempo necesario para que las lecturas se tornen constantes.

La curva de compresión es normalmente representada en función del índice de vacíos versus el logaritmo de la tensión vertical. El valor del índice de vacíos al final de cada escalón de carga puede ser obtenido considerando la hipótesis de carga confinada ($\varepsilon_v = \Delta h/h_o$):

$$e_f = e_o + \frac{\Delta h}{h_o} (1 + e_o)$$

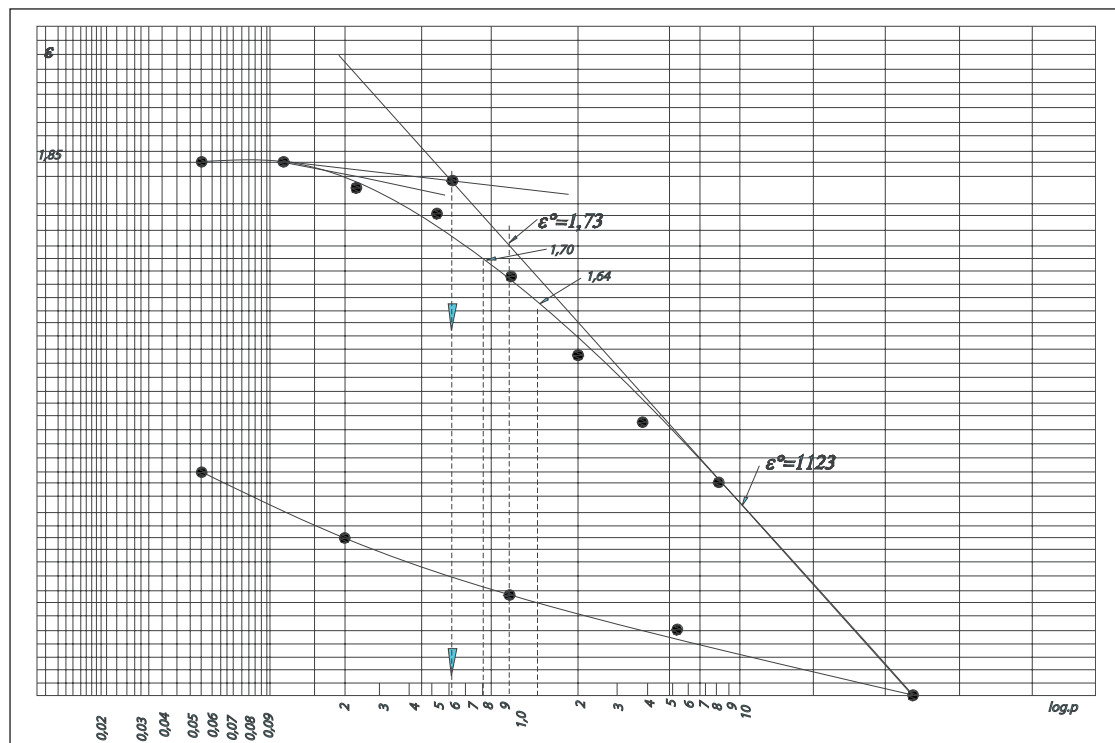
Después de la realización de un ensayo de consolidación de una muestra de suelo se obtuvieron los siguientes resultados:

Presión (kg/m²)	Índice de vacíos	Presión (kg/cm²)	Índice de vacíos
0.049	1.85	7.808	1.37
0.244	1.82	15.616	1.05
0.488	1.77	4.887	1.10
0.976	1.68	0.976	1.20
1.952	1.56	0.244	1.28
3.904	1.46	0.049	1.38

A partir de estos resultados, se debe determinar:

- a) Curva presión versus índice de vacíos;
- b) Coeficiente de compresibilidad;
- c) Presión de preconsolidación por el Método de Casagrande;

- a) Curva presión versus índice de vacíos.



b) Con la gráfica obtenida en el ítem (a) se determina el coeficiente de compresibilidad por la inclinación de la recta virgen.

$$C_c = \frac{e_f - e_i}{\log \frac{\sigma_f}{\sigma_i}} = \frac{1.73 - 1.23}{\log \frac{10}{1}} = 0.50$$

(2.104)

c) Como ejemplo en la Figura 2.54, se puede extraer de la gráfica del ítem "a" la presión de preconsolidación según el Método de Casagrande.

$$\sigma_a = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

2.7.3 Ensayo de Corte Directo.

En el ensayo de corte directo se mide la resistencia al corte de una muestra de suelo y se determinan los parámetros de resistencia al corte. Este ensayo permite el estudio de la resistencia en un plano de rotura prefijado (Figura 2.59a).

Equipo y Metodología de Ensayo.

Se introduce la muestra de suelo en una caja dividida en 2 mitades, como esta esquematizado en la Figura 2.59b. Inicialmente, se aplica sobre la muestra una fuerza vertical N . Enseguida, se aplica una fuerza tangencial T a la mitad superior de la caja, de modo de provocar el desplazamiento de una mitad de la caja respecto a la otra, hasta la rotura.

Las tensiones normal (σ) y tangencial (τ) en el plano de ruptura se calculan por las expresiones:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (2.105)$$

$$\tau = \frac{T}{A} \quad (2.106)$$

donde

A = área de la sección transversal de la muestra.

Presentación de los Resultados.

La tensión tangencial, o de corte, τ se representa en función del desplazamiento en el sentido del corte, como indica la Figura 2.60. El desplazamiento vertical también es registrado durante el ensayo, indicando si hubo disminución o aumento de volumen durante el corte.

Los parámetros de resistencia de los suelos son determinados directamente de la curva envolvente de resistencia, como presenta la Figura 2.61. La envolvente de resistencia se obtiene a partir de resultados de ensayos de corte ejecutados bajo diferentes valores de tensión normal.

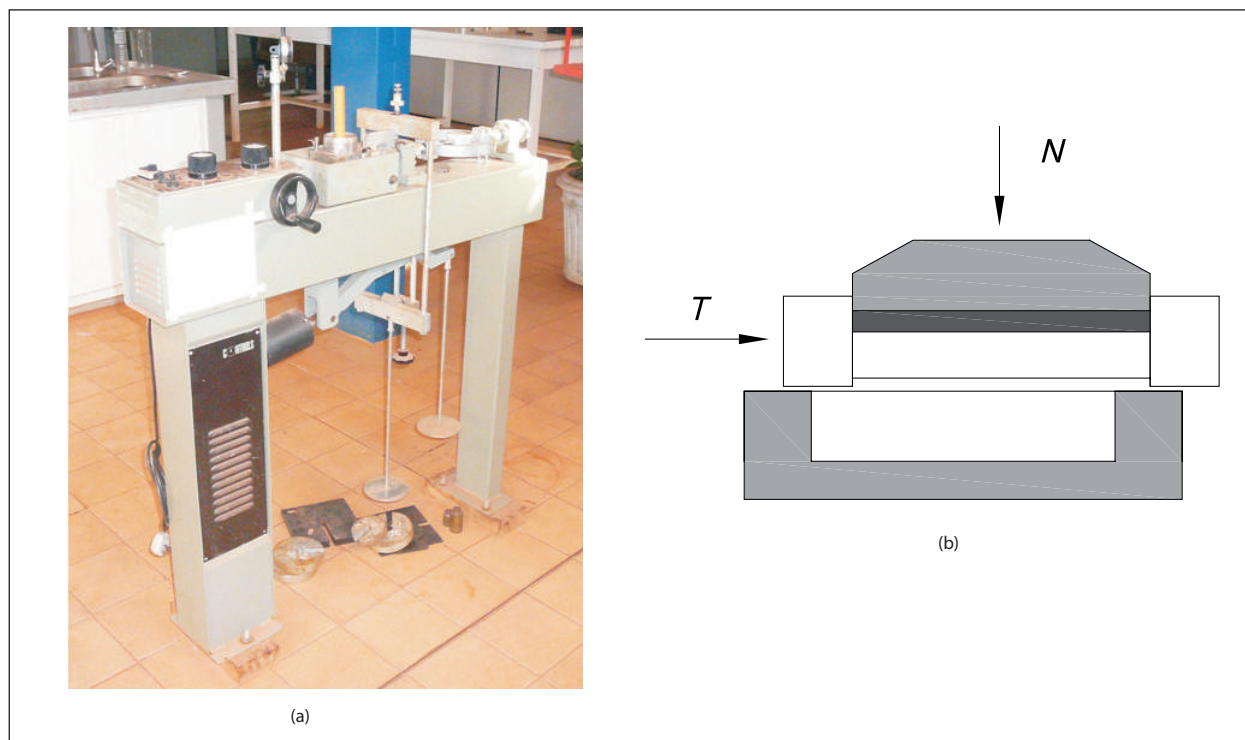


Figura 2.59 – Ensayos de Corte Directo

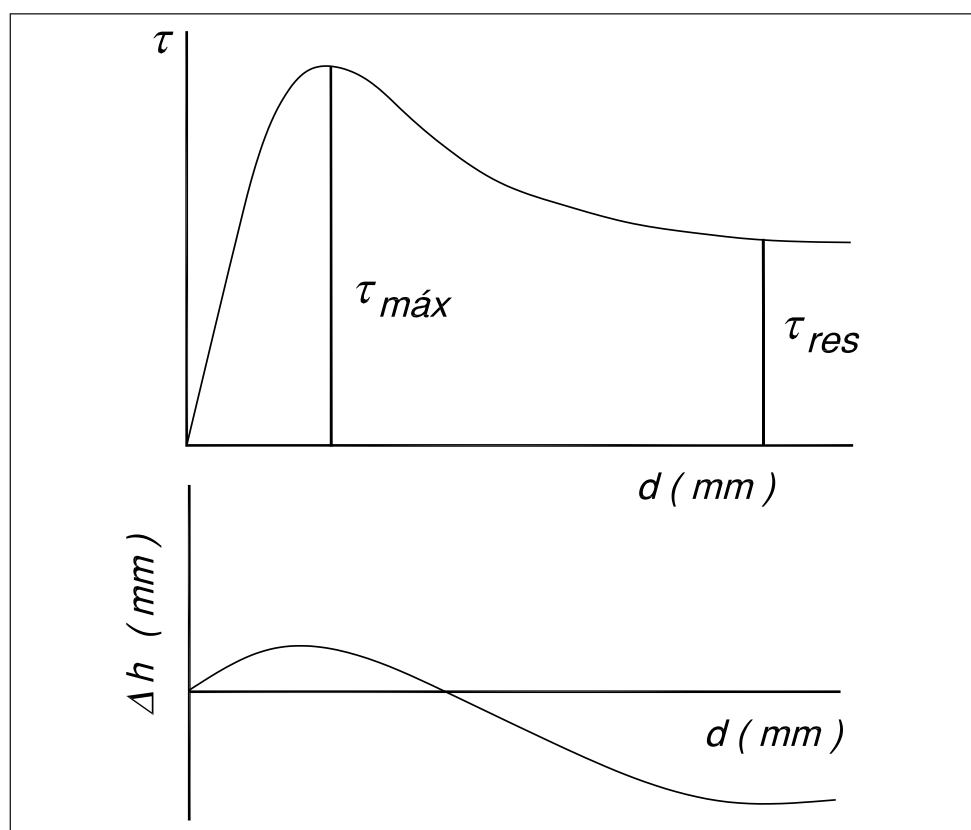


Figura 2.60 – Resultado típico de un ensayo de corte directo.

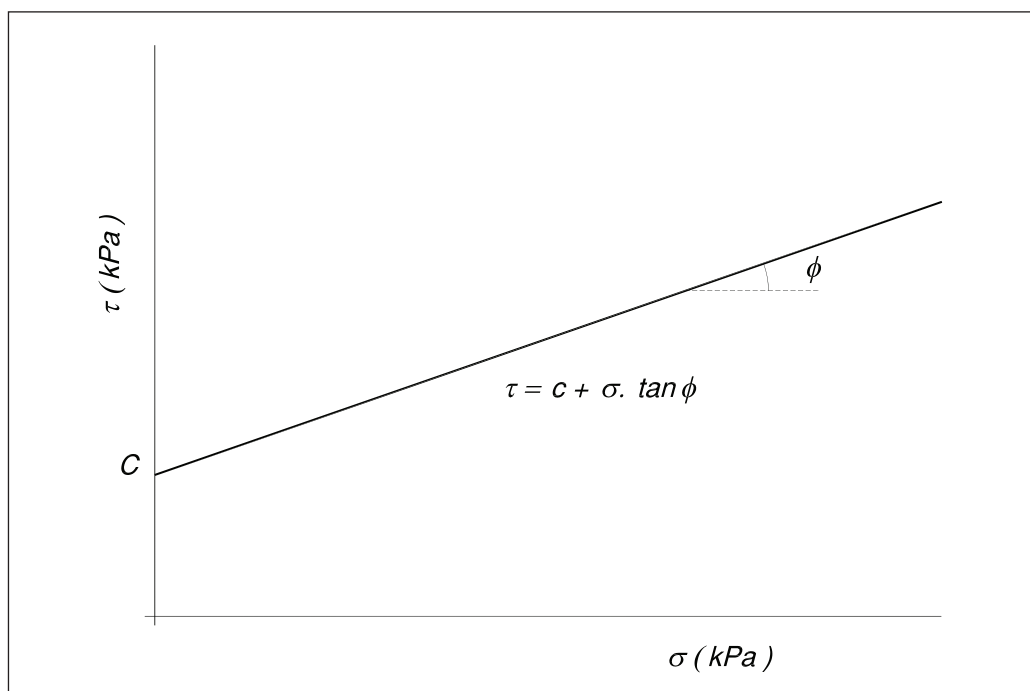


Figura 2.61 – Envolvente de resistencia.

Ejemplo de aplicación del ensayo de Corte Directo.

A partir de ensayos en una caja de corte, con 36cm^2 de área, han sido obtenidos los valores que siguen, durante ensayos de una muestra no deformada de un suelo arcillo-arenoso.

Fuerza vertical (kgf)	Fuerza máxima de corte (kgf)
9	12.5
18	15.5
27	18.5
36	22.5
45	25.5

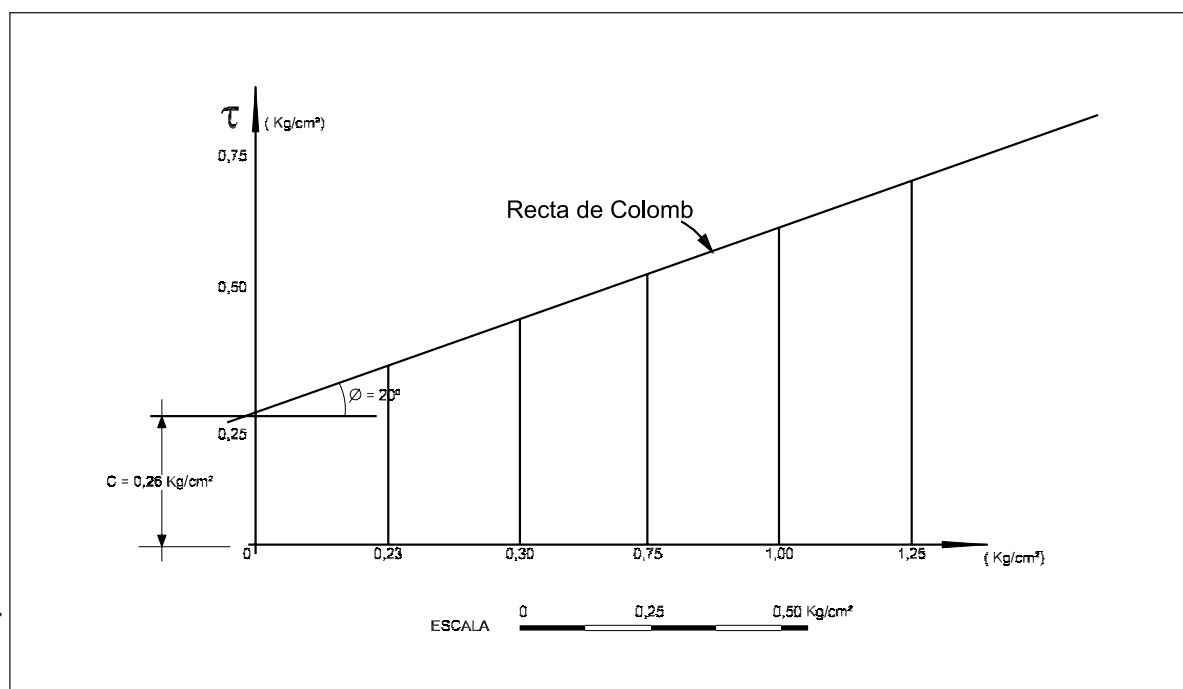
Determinar los parámetros de resistencia de la muestra de suelo.

Solución: A partir del área de la caja de corte directo se calculan las tensiones normales y de corte actuantes en la muestra.

Fuerza vertical (kgf)	Fuerza máxima de corte (kgf)
0.25	0.35
0.50	0.43
0.75	0.51
1.00	0.63
1.25	0.71

Con base en los valores obtenidos, se puede trazar una gráfica tensión normal versus tensión de corte, que determina la envolvente de Coulomb.

La inclinación de la recta nos da el ángulo de fricción interna del suelo, y el punto de intersección de la envolvente con el eje de las ordenadas nos da el valor de la cohesión.



2.7.4 Ensayo de Compresión Triaxial.

Se ejecuta el ensayo triaxial para la determinación de los parámetros de deformabilidad y resistencia de los suelos.

Equipo y Metodología de Ensayo.

El ensayo de compresión triaxial consiste en la aplicación de una carga axial sobre una probeta cilíndrica de suelo, sometida a un estado hidrostático de tensiones.

Se coloca la muestra dentro de una cámara de ensayo (Figura 2.62), envuelta por una membrana elástica y en contacto directo con bandas de papel de filtro, cuyo objetivo consiste en disminuir el

camino de drenaje. Piedras porosas son instaladas en el tope y en la base de la probeta para facilitar el drenaje.

La cámara es llenada con agua, donde se aplica una presión, denominada presión de confinamiento. Esta presión actúa en todas las direcciones, sometiendo a la probeta a una carga hidrostática.

Se aplica la carga a través de un pistón que penetra en la cámara. Durante la carga, se miden los incrementos de tensión axial y la deformación vertical de la probeta, a diversos intervalos de tiempo.

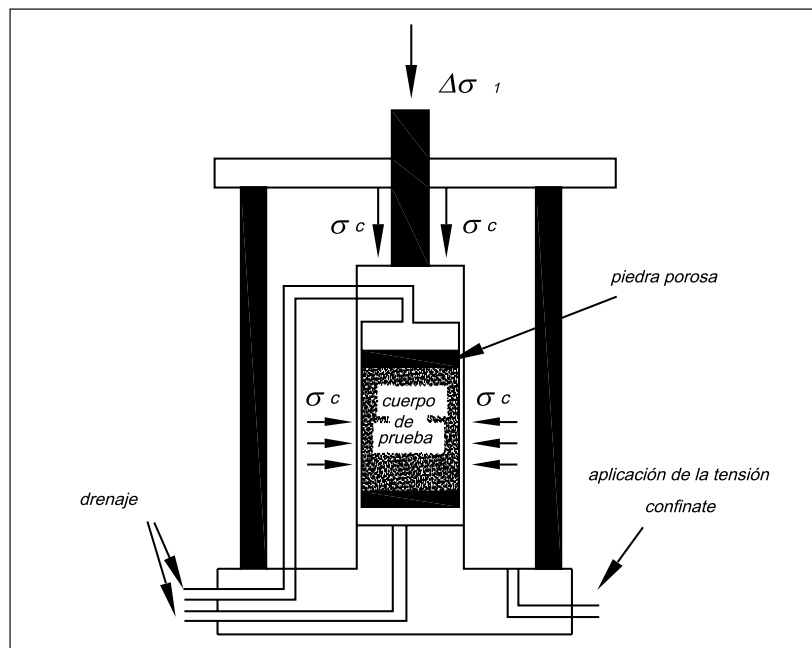


Figura 2.62 – Equipo de Ensayo Triaxial.

Presentación de los Resultados.

Los resultados de ensayos triaxiales son representados por una gráfica que indica la variación de la tensión desviadora en función de la deformación vertical específica. La tensión desviadora se obtiene por la diferencia entre la tensión axial y la tensión de confinamiento. Se calcula la deformación vertical específica por la razón entre la variación de altura de la muestra y la altura inicial. El valor máximo de la tensión desviadora corresponde a la situación de rotura.

Conocido el estado de tensiones actuantes, se trazan los círculos de Mohr referentes a cada ensayo, obteniéndose la envolvente de Mohr-Coulomb. La Figura 2.63 presenta un resultado típico de un ensayo triaxial.

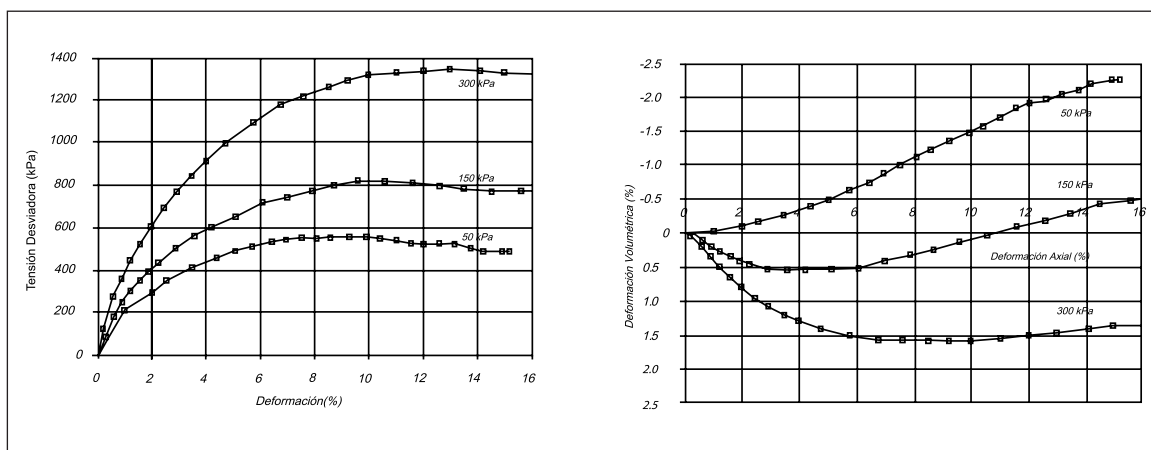


Figura 2.63 – Resultado Típico de un Ensayo Triaxial.

Determinándose pares de tensiones (σ_1 , σ_3) correspondientes a la rotura de las diversas muestras ensayadas, se trazan los respectivos círculos de Mohr. Enseguida, se traza la envolvente y se obtienen los valores de ϕ y c , conforme la Figura 2.64.

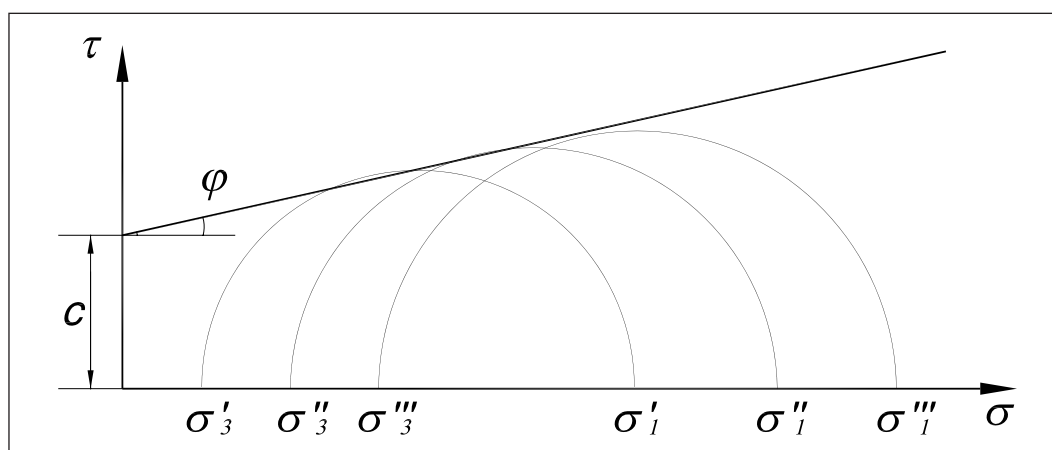


Figura 2.64 – Círculos de Mohr y Envolvente.

Clasificación de los Ensayos Triaxiales.

Los ensayos triaxiales se clasifican según las condiciones de consolidación y drenaje como:

Ensayo consolidado drenado (C_D) – en este tipo de ensayo, se aplica una tensión de confinamiento y se espera la consolidación. Luego, se aumenta la tensión axial lentamente, de forma de permitir la salida del agua. El ensayo debe ser lo suficientemente lento para permitir la disipación de las presiones de poro. Por esta razón, el ensayo C_D también es conocido como ensayo lento S (Slow).

Ensayo consolidado no drenado (C_u) – en este tipo de ensayo, se aplica una tensión de confinamiento y se espera la consolidación. Luego, las válvulas de drenaje son cerradas y se aplica la carga bajo condiciones no drenadas. Este ensayo también es conocido como ensayo rápido pre-consolidado (R).

Ensayo no consolidado no drenado (U_u) – en este tipo de ensayo, se aplica una tensión de confinamiento luego se aplica una carga axial, sin que se permita cualquier drenaje. El ensayo también es conocido como ensayo rápido Q (Quick).

El equipo triaxial permite varias formas de carga, a partir de la consolidación inicial:

- Carga Axial (C_A): es el ensayo convencional, en el cual se aumenta la tensión axial hasta la rotura;
- Descarga Lateral (D_L): después del confinamiento, se mantiene constante la tensión axial y se reduce la tensión lateral;
- Carga Lateral (C_L): se aumenta la tensión lateral, mientras se mantiene constante la tensión axial;
- Descarga Axial (D_A): se reduce la tensión axial, mientras se mantiene constante la tensión lateral.

La Figura 2.65 presenta las trayectorias de tensiones correspondientes a estos 4 tipos de carga.

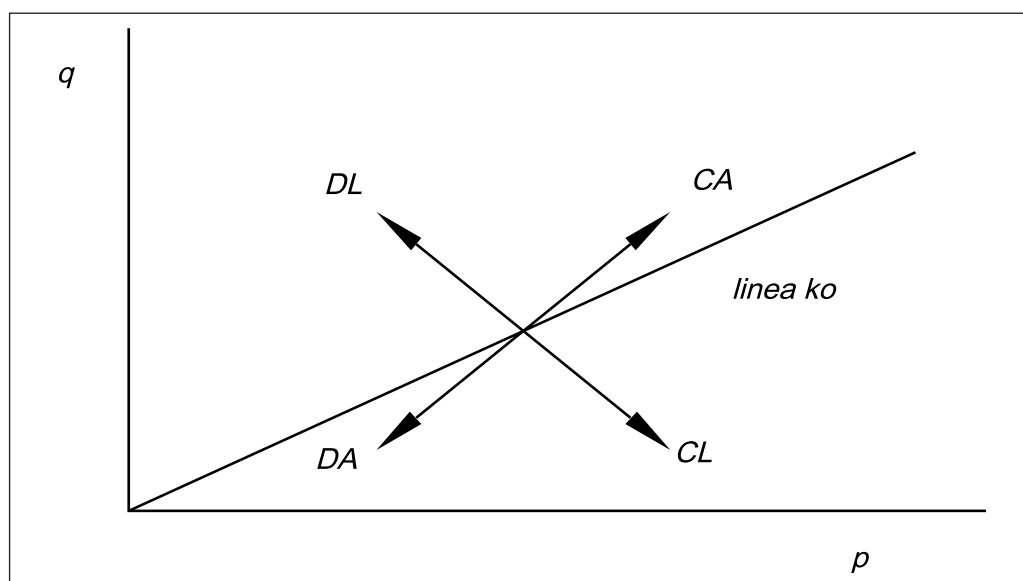
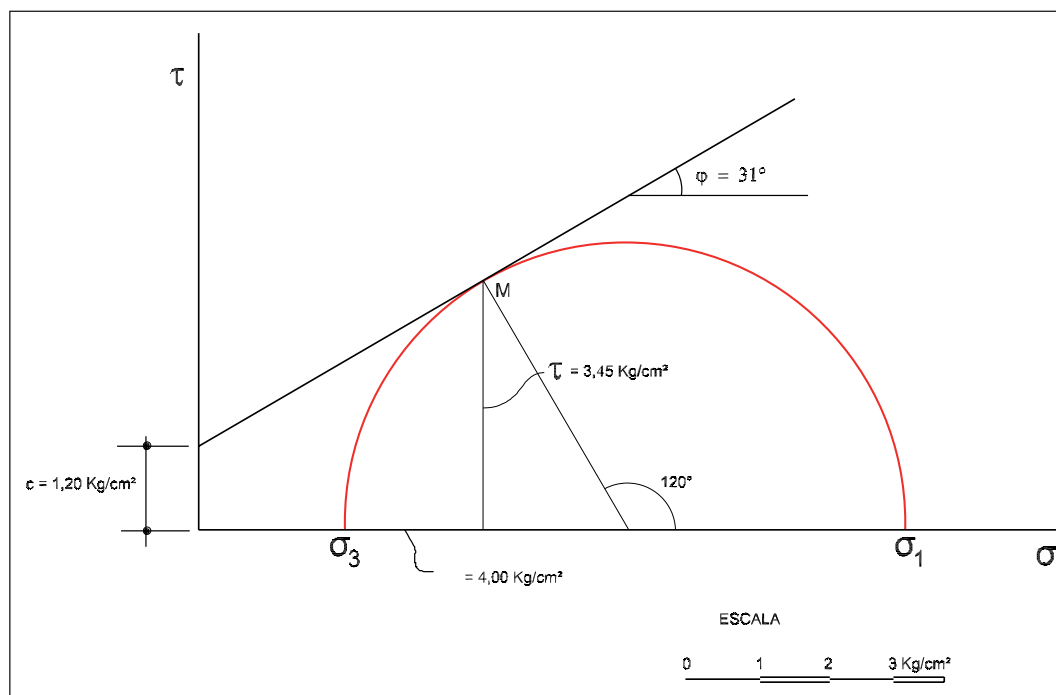


Figura 2.65 – Trayectorias de Ensayos Triaxiales.

Ejemplos de aplicación - Ensayo de Compresión Triaxial.

Ejemplo 1:

Un ensayo triaxial con una muestra de arcilla ha ofrecido los siguientes resultados: $\sigma_1 = 10.00 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_2 = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$ y ángulo de inclinación del plano de rotura de 60° con la horizontal. Determinar, por el círculo de Mohr, la tensión normal y la tensión de corte, además del ángulo de fricción interna y de la cohesión.

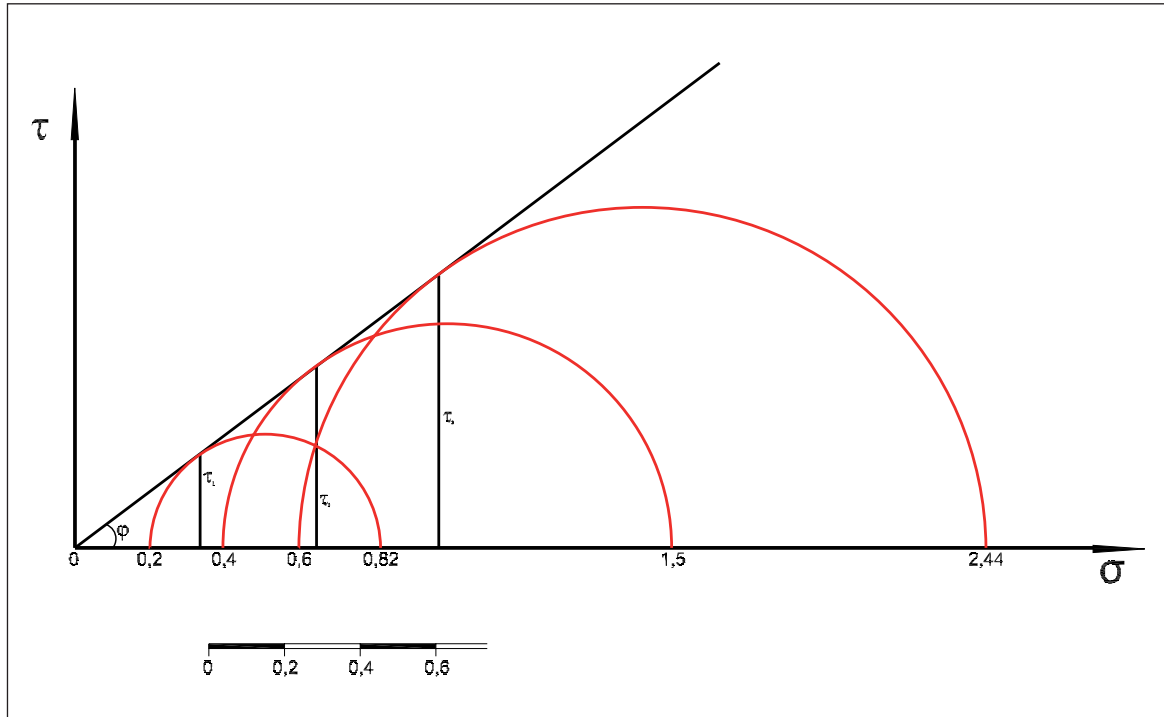


Ejemplo 2:

Han sido realizados tres ensayos triaxiales en una muestra de arena, obteniéndose los siguientes resultados:

Presión de confinamiento σ_3 (kgf/cm ²)	Presión de rotura σ_1 (kgf/cm ²)
0,20	0,82
0,40	1,60
0,60	2,44

Determinar, por el círculo de Mohr, el valor del ángulo de fricción interna y las tensiones de corte en los planos de ruptura.



2.8 ENSAYOS DE CAMPO.

La aplicación de la Mecánica de Suelos a los problemas de ingeniería exige el conocimiento de parámetros que representan determinada propiedad del suelo. La determinación de estos parámetros puede ser realizada a partir de ensayos de laboratorio (descritos anteriormente), en muestras colectadas en campo. Todavía, la operación de muestreo de algunos suelos es muy difícil, principalmente en el caso de arenas puras o sumergidas y arcillas sensitivas.

Para atenuar las dificultades de muestreo, han sido desarrollados ensayos "in situ". La principal ventaja de los ensayos de campo es minimizar las perturbaciones causadas por la variación del estado de tensiones y distorsiones debidas al proceso de muestreo. Además, el efecto de la configuración geológica está presente en los ensayos de campo, de modo de permitir una medida más real de las propiedades físicas del suelo.

2.8.1 Ensayo de Penetración Standard - SPT.

Objetivos

Este sondeo consiste en un procedimiento geotécnico que presenta como objetivo identificar la estratigrafía del subsuelo. El sondeo de simple reconocimiento es compuesto de dos fases que se intercalan: perforación y muestreo. La perforación se realiza con una barrena hasta alcanzar el nivel de agua, con un trépano y chorro de agua en el suelo abajo del NA. El muestreo se ejecuta a cada metro de profundidad, por proceso de percusión, y está asociada al ensayo de penetración normativo SPT (Standard Penetration Test). Este ensayo permite obtener una estimación de la resistencia del suelo, a través de la dificultad o facilidad de rebordeado del muestreador a lo largo de la profundidad.

Al realizarse un sondeo, se pretende conocer:

- El tipo de suelo perforado, a través de la extracción de muestras deformadas, cada metro de profundidad.
- La resistencia del suelo a la penetración del trepano.
- La posición del nivel de agua.

El ensayo SPT ha sido utilizado para innumerables aplicaciones, como: identificación del perfil geotécnico, previsión de la tensión admisible de fundaciones directas en suelos granulares, identificación de la consistencia de suelos cohesivos y rocas blandas, e indicación de la densidad relativa de suelos granulares.

Procedimiento.

El ensayo consiste básicamente en la penetración del trepano padrón en el suelo, por la caída libre de un peso de 65 kgf de una altura de 75 cm. La perforación se produce por circulación de agua, utilizándose un trépano de lavaje como herramienta de excavación. La Figura 2.66 ilustra el ensayo SPT.

En los ensayos SPT, se registra el número de golpes (NSPT) necesario para que el trepano penetre 300 mm en el suelo, después de una penetración inicial de 150mm. Los valores de NSPT son usualmente obtenidos a cada metro de sondeo y representados en una gráfica en función de la profundidad.

La caracterización del tipo de suelo de cada capa se realiza basada en el examen táctil-visual del material recogido durante las operaciones de muestreo.

A partir del conocimiento del tipo de suelo y del valor de NSPT, se pueden estimar, por correlaciones empíricas, las principales características de densidad o consistencia, deformabilidad y resistencia de

las capas de suelo.

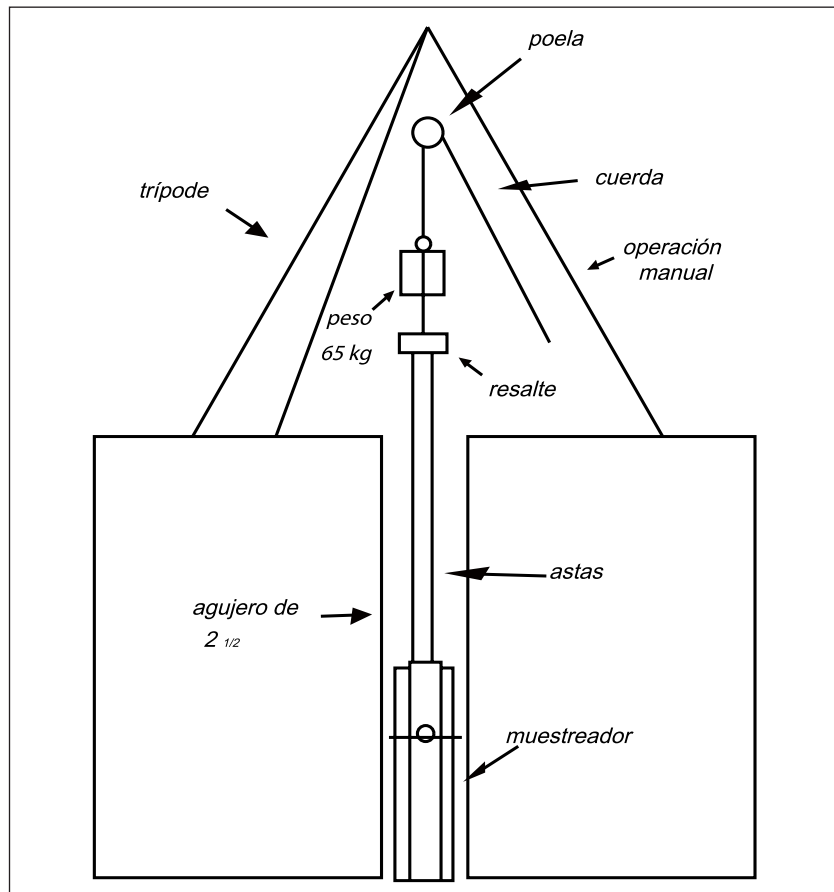


Figura 2.66 – Ilustración del Ensayo SPT (Schnaid, 2000)

Presentación de los Resultados.

La Figura 2.67 ilustra un ejemplo típico de sondeo SPT, donde el perfil de NSPT ofrece una indicación de las principales capas de suelo. En el ejemplo de la Figura 2.67, se puede verificar que el perfil indica una capa superficial con espesor de 0.34m, posiblemente de material lanzado que deberá ser removido, en el caso de realizar alguna construcción en el lugar. Debajo de esa camada, con NSPT entre 5 y 9, se identifica una capa de material limo arenoso, cuya consistencia se considera mediana. Entre las profundidades de 3.80 y 5.64m, se puede constatar una capa intermedia de material arcilloso, correspondiendo a valores de NSPT de 5 a 6, o sea, de consistencia mediana a baja. Subyacente a esta, se encuentra una capa de suelo que aumenta su consistencia a lo largo de la profundidad con NSPT variando de 7 hasta 40 (en 12.00m), con nivel de agua presente, que no ha afectado el aumento de resistencia con la profundidad.

La descripción presentada anteriormente indica como es posible estudiar el comportamiento de un estrato de suelo a lo largo de la profundidad, a través de la lectura de un ensayo SPT, donde a partir de valores de NSPT, se obtiene una indicación de la consistencia de arcillas y limos arcillosos y de la compacidad de arenas y limos arenosos (Tabla 2.8).

a) NBR 7250/82

Suelo	N_{SPT}	Designación
Argilas e siltes argilosos	< 2	Muy blando
	3 – 5	Blando
	6 – 10	Medianamente
	11 – 19	Rigido
	> 19	Duro
Areia e siltes arenosos	< 4	Suelto
	5 – 8	Poco compacta
	9 – 18	Medianamente compacta
	19 – 40	Compacta
	> 40	Muy compacta

Tabla 2.8 – Consistencia y compacidad de suelos arcillosos y arenosos

b) Clayton, 1993 citado em Schnaid, 2000

Material	Índice de resistência à poenetração	Designação
Arenas (N_1) ₆₀	0 – 3	Muy Suelta
	3 – 8	Suelta
	8 – 25	Medianamente
	25 – 42	Densa
	42 – 58	Muy densa
Arcillas N_{60}	0 – 4	Muy Blanda
	4 – 8	Blanda
	8 – 15	Rija
	15 – 30	Rija
	30 – 60	Muy rija
	> 60	Duro
Rochas andas N_{60}	0 – 80	Muy blanda
	80 – 200	Blanda
	> 200	Moderadamente blandas
Nota: N_1 Valor de N_{SPT} corregido para una tensión de referencia N_{60} Valor de N_{SPT} corregido para 60% de la energía teórica de caída libre $(N1)_{60}$ Valor de N_{SPT} corregido para energía y nivel de tensiones		

Como en Estados Unidos y Europa se considera que el sistema mecanizado del SPT libera una energía de aproximadamente 60%, mientras que en Brasil ese valor es de 70%, se hace necesario realizar una corrección de las medidas de N_{SPT} en el caso que sea necesario utilizar los ábacos y tablas confeccionados para los suelos brasileños.

Por ejemplo, un ensayo realizado en Brasil, según la Normativa Brasileña NBR 6484/1980, con accionamiento manual del martillo, ofreciendo una medida de energía de 66% de la energía teórica de caída libre, tendría su valor medido de penetración de 20 golpes convertido en un valor de $N_{60} = 22$, o sea, $N_{60} = (N_{SPT} \times \text{Energía aplicada}) / 0.60 = (20 \times 0,66) / 0,60 = 22$. La tabla 2.8b presenta también una propuesta de Clayton (1993).

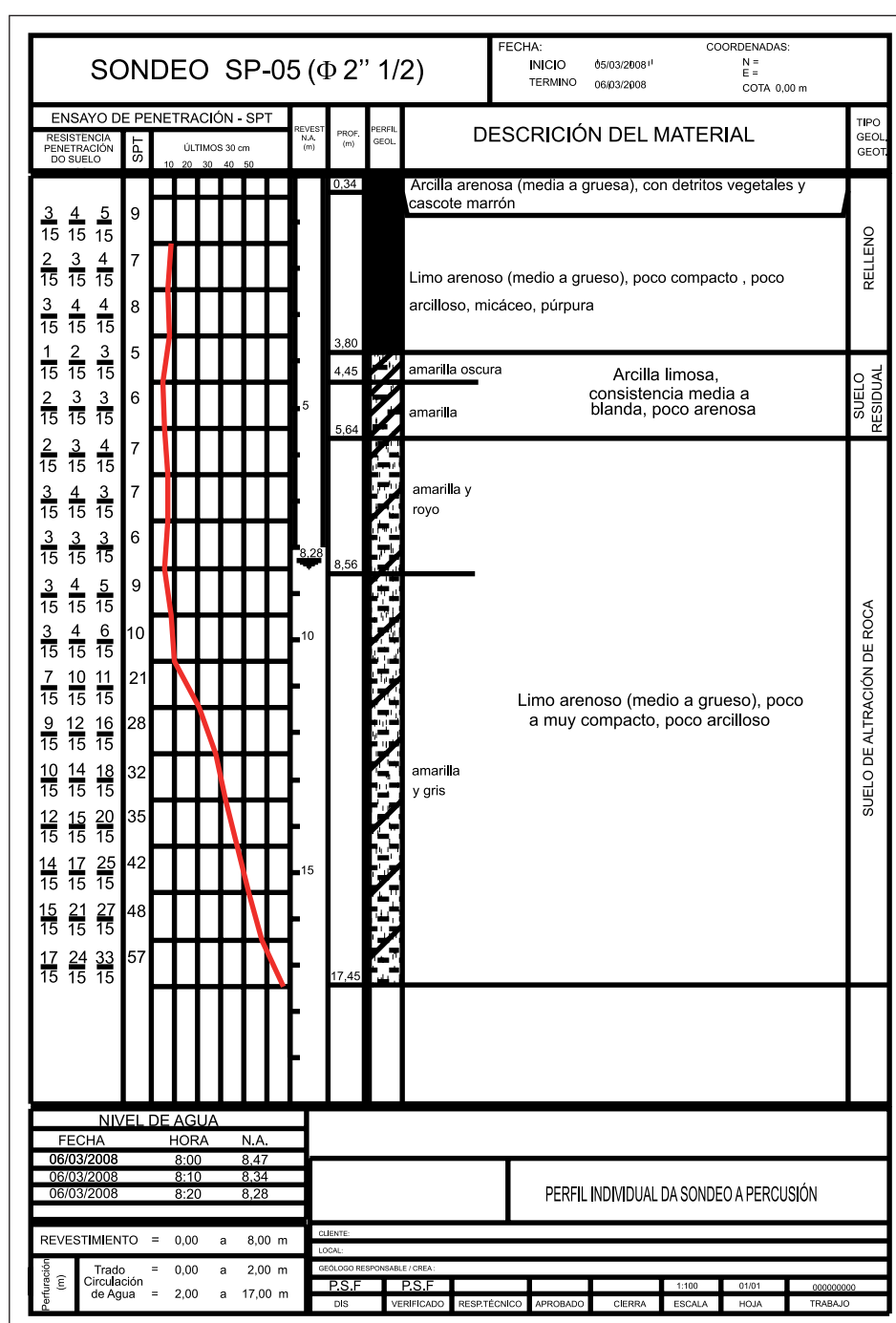


Figura 2.67 – Resultado Típico de un Ensayo SPT

Correlaciones con N_{SPT}

A partir del N_{SPT} es posible estimar algunos parámetros importantes utilizados en Geotecnia. Estos parámetros deben ser analizados con criterio por el ingeniero responsable.

Clasificación de arenas y arcillas NBR-7250

Arenas y limos arenosos

SPT	Estado	ϕ°
≤ 4	Blando	< 30
5 a 8	Poco compacto	30 a 35
9 a 18	Medianamente compacto	35 a 40
19 a 40	Compacto	40 a 45
≥ 40	Muy compacto	> 45

Arcillas y limos arcillosos

SPT	Estado	c (kPa)
≤ 2	Muy blando	< 10
3 a 5	Blando	10 a 25
6 a 10	Mediana	25 a 40
11 a 19	Rija	40 a 130
≥ 19	Dura	> 130

Resistencia al Corte.

Arenas ($c = 0$):

a) Kishida (1967): $\phi = \sqrt{20 \cdot N} + 15$

b) Mello (1975): ábaco $\phi = f(N, \bar{\sigma}_v)$

c) Teixeira (1983): $\phi = 50 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_v + 12.30}}$, $\bar{\sigma}_v$ en tf/m²

Arcillas ("φ = 0"):

a) Teixeira (1983): basado en Terzaghi-Peck (1967) (c en kPa)

Arcillas plásticas:	IP > 60%	c = 18N
Medianamente plásticas:	30% < IP < 60%	c = 14N
Baja plasticidad:	IP < 30%	c = 10N

b) Hara (1973): $c = 0.3N_{0.7}$ (kgf/cm²)

c) Décourt (1989) $c = 12.50 \times N$ (kPa)

d) Skempton (1948): $c / \sigma_p = 0.115 + 0.00343 \text{ IP}(\%)$

Tensiones Admisibles

Teixeira (1966):

$$\sigma_{adm} = 0.1N^{1.5}$$

(2.107)

São Paulo:
(para 6σNσ20):

$$\sigma_{adm} = 20N \text{ (em kPa, } < 400\text{kPa)}$$

(2.108)

Mello (1975):
(para 3σNσ25, arcillas arenosas y arenas arcillosas):

$$\sigma_{adm} = 100(N^{0.5} - 1) \text{ (kPa)}$$

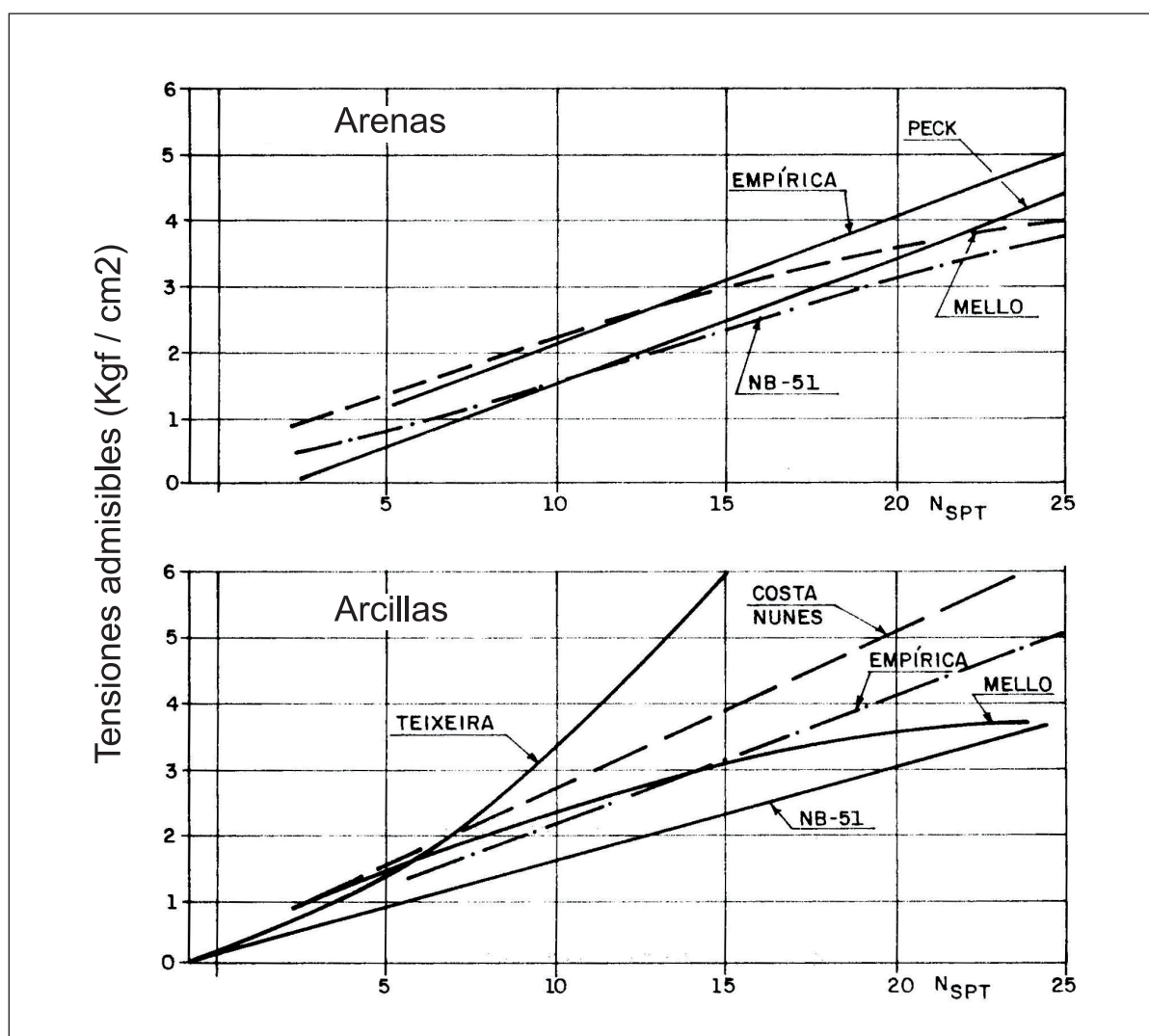
(2.109)

ABNT-NB51 (1978):

$$\sigma_{adm} = 15N \text{ (kPa)}$$

(2.110)

Ábacos en función de N (Teixeira, 1981):



2.8.2 Ensayo de Penetración Cónica (CPT) y Piezocono (CPTU)

Los ensayos de penetración cónica son conocidos internacionalmente como “Cone Penetration Test”, con la sigla CPT. El ensayo consiste en introducir en el suelo una pieza de forma cónica vinculada a una célula de carga que mide en forma continua la resistencia del suelo a la penetración de la puntera cónica (q_c). También mide en forma simultánea la resistencia a la fricción lateral (f_s) que ofrece el suelo al paso de una pieza cilíndrica ubicada inmediatamente arriba de la punta cónica. Más recientemente, ha sido desarrollado el Ensayo con Piezocono (CPTU), que utiliza un transductor piezométrico en la punta cónica (Figura 2.68). En el ensayo con Piezocono, se obtiene el registro de las presiones de poro durante la penetración de la punta cónica. Adicionalmente, se puede interrumpir el ensayo CPTU para monitorear la disipación de la presión de poro registrada en la punta cónica, a lo largo del tiempo. Este procedimiento permite la estimativa del coeficiente de consolidación del suelo.

Objetivos

Los ensayos de punta cónica y piezocono ofrecen indicaciones detalladas sobre el perfil estratigráfico del terreno y permiten tener una estimación de los diversos parámetros geotécnicos, con base en expresiones empíricas. La Tabla 2.9 presenta los principales parámetros que son usualmente estimados a partir de ensayos con piezocono.

Arcillas	Arenas
Razón de preconsolidación (OCR)	Densidad relativa (D_R)
Resistencia no drenada (S_u)	Angulo de fricción efectivo (ϕ')
Coeficiente de empuje en reposo (k_o)	Coeficiente de empuje en reposo (k_o)
Módulo de Young no drenado (E_u)	Módulo de Young (E)
Módulo edométrico (M)	Módulo edométrico (M)
Módulo Transversal máximo (G_{max})	Módulo Transversal máximo (G_{max})
Sensitividad (S_f)	
Coeficiente de consolidación (c_h ou c_v)	

Tabla 2.9 – Parámetros estimados a partir del ensayo con Piezocono.

Procedimiento

Consiste en la penetración estática de una punta cónica (con 60°) de abertura bajo velocidad constante de 20mm/s. La sección transversal de la punta cónica es normalmente de 10cm^2 , llegando a 15cm^2 para equipo mayores.

Existen diferentes tipos de equipos, que pueden ser clasificados en 3 categorías: (a) la punta cónica mecánica; (b) la punta cónica eléctrica; y (c) el piezocono.

Un aspecto importante del piezocono es la falta de consenso respecto a la localización del elemento filtrante, para registro de las presiones de poro (Robertson et al, 1992; Schnaid, 2000).

La definición de una posición particular: punta (u_1), base (u_2) o hasta (u_3) dependerá de la aplicación dada a las presiones de poro registradas en el ensayo.

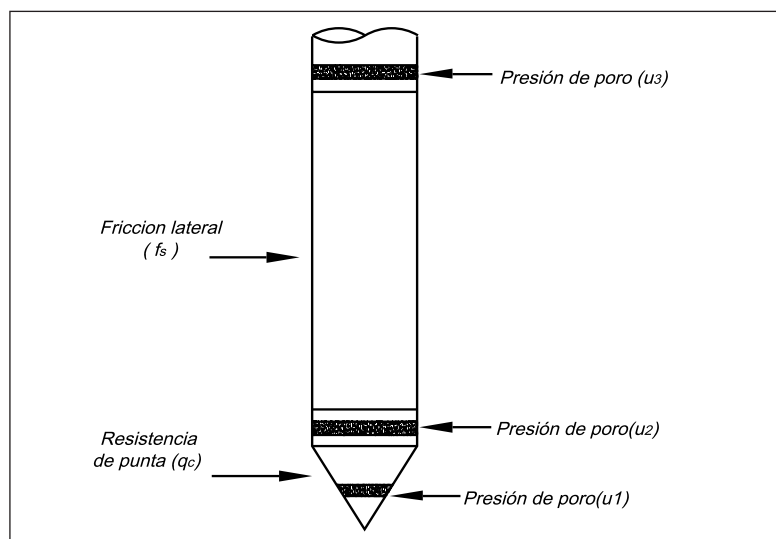


Figura 2.68 – Ilustración del Piezocono

Equipo

El equipo de perforación consiste de una estructura de reacción sobre a cual es montado un sistema de aplicación de cargas. En general, son utilizados sistemas hidráulicos para esa finalidad, siendo el pistón accionado por una bomba hidráulica acoplada a un motor de combustión o eléctrico. La penetración se ejecuta a través de la perforación continuada de astas de largo de 1.00m, seguida de la retracción del pistón hidráulico para el posicionamiento de una nueva asta.

El conjunto puede ser montado sobre un camión, cuya capacidad varia entre 10 20 toneladas. La reacción a los esfuerzos de perforación es lograda por el peso propio del equipo.

El principal atractivo del ensayo es el registro continuo de la resistencia a la penetración, suministrando una descripción detallada de la estratigrafía del subsuelo.

Presentación de los Resultados

La Figura 2.69 presenta resultados típicos de ensayos de cono. En ensayos CPT, las propiedades medidas son: resistencia de punta q_c y fricción lateral f_s . La razón de fricción $R_f (= f_s / q_c)$ es el primer parámetro derivado del ensayo, utilizado en la clasificación de los suelos.

Los resultados presentados en la Figura 2.69 indican un perfil de suelo con estratigrafía bastante

variable compuesta de estratos de arena, arcilla y limo arcilloso. Las capas de arena son identificadas por valores de q_c relativamente elevados (10 a 20MPa) combinados a valores de R_f del orden de 1%. Las capas de arcilla se caracterizan por un padrón opuesto, con bajos valores de q_c y razones de fricción superiores a 5%. La clasificación del tipo de suelo puede ser obtenida a partir de la gráfica presentada en la Figura 2.70 que relaciona q_c con R_f (Begemann, 1965; Sanglerat, 1972; Schmertmann, 1978; Douglas y Olsen, 1981, citados por Schnaid, 2000).

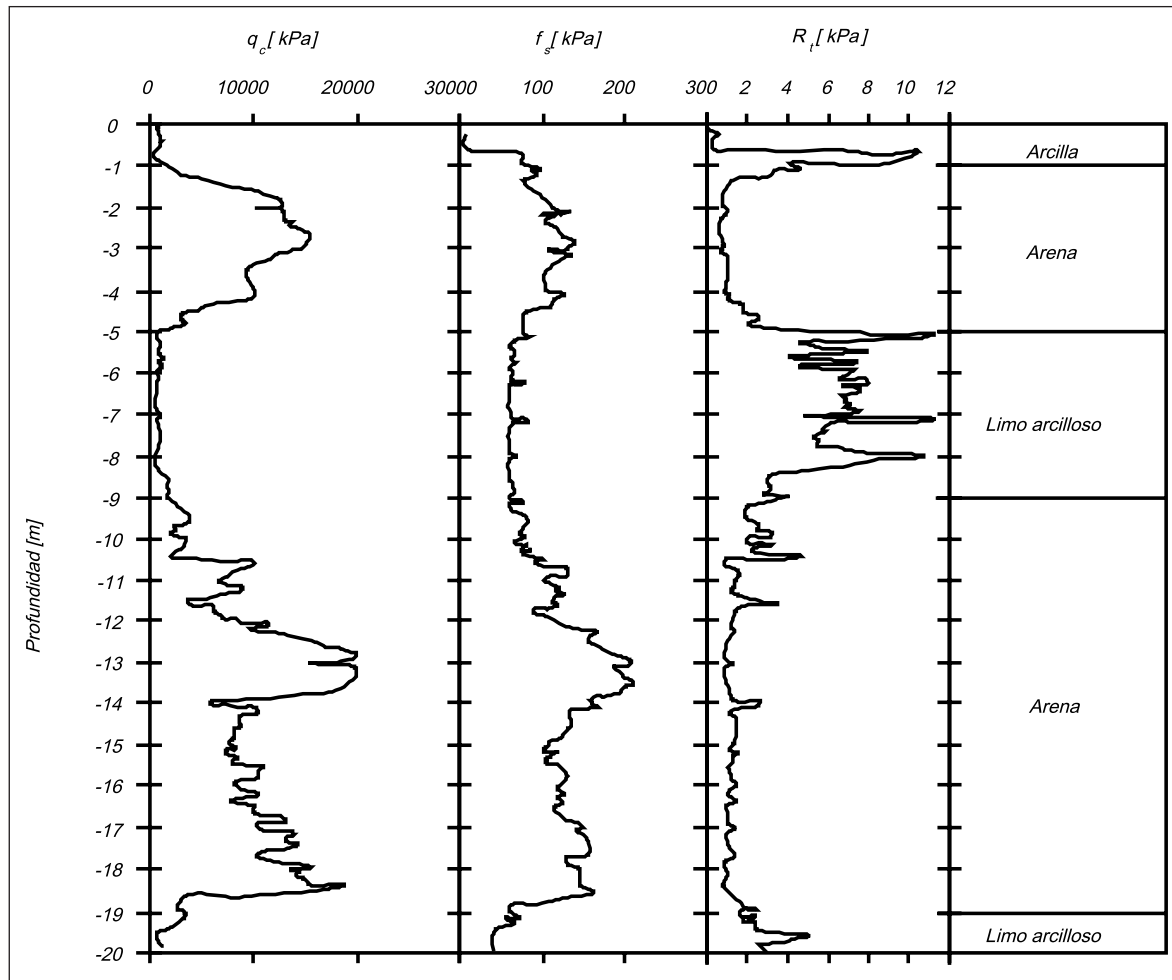


Figura 2.69 – Resultados Típicos de un Ensayo de CPT (Schnaid, 2000).

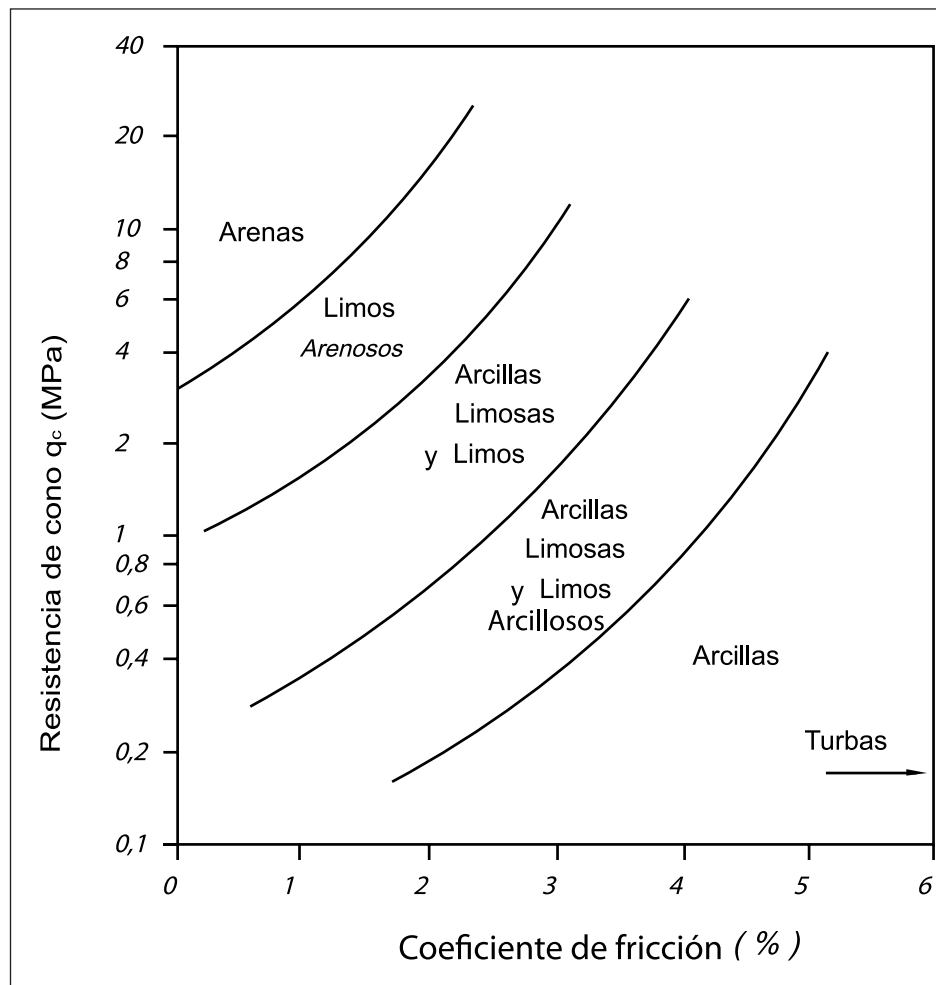


Figura 2.70 – Ábaco para clasificación del tipo de suelo sedimentario (Robertson y Campanella, 1983 citado por Schnaid, 2000).

La diferencia del ensayo CPT para el CPTU o piezocono es la lectura de presión de poro durante el proceso de penetración.

Con eso, se obtiene un nuevo parámetro de clasificación denominado B_q .

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{vo})} \quad (2.111)$$

Donde:

u_0 = presión hidrostática;

σ_{vo} tensión vertical in situ.

La medida de presión de poro en el ensayo CPTU proporciona mayor sensibilidad en la detección de capas drenantes delgadas. La Figura 2.71 ejemplifica un perfil típico de piezocono con medidas q_t , R_f , u_0 , u y B_q a lo largo de la profundidad. En esa figura es posible identificar con claridad la presencia de una capa de arcilla blanda con aproximadamente 15.0m de espesor, caracterizada por bajos

valores de q_t y generación significativa de exceso de presión de poro. La existencia de una delgada capa de arena en profundidad de 5.50m es detectada por el aumento puntual de q_t y por $\Delta u=0$.

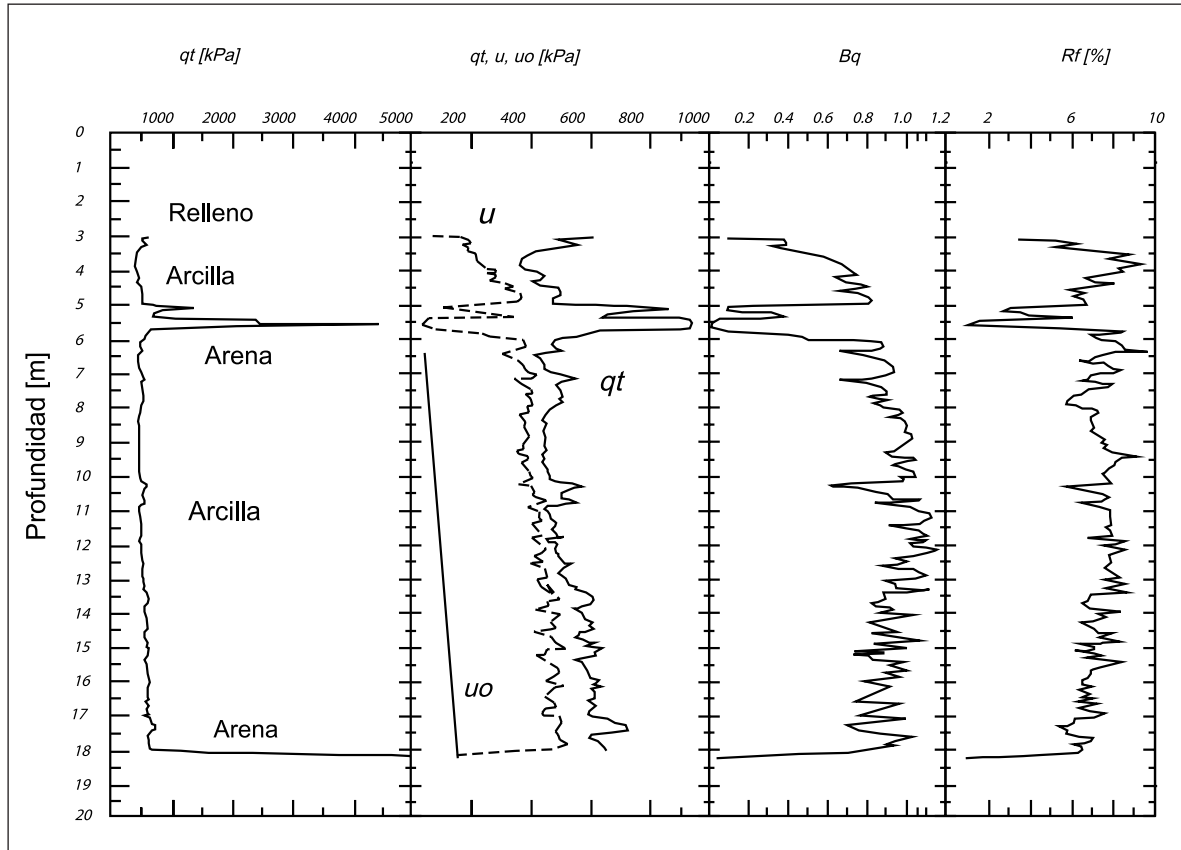
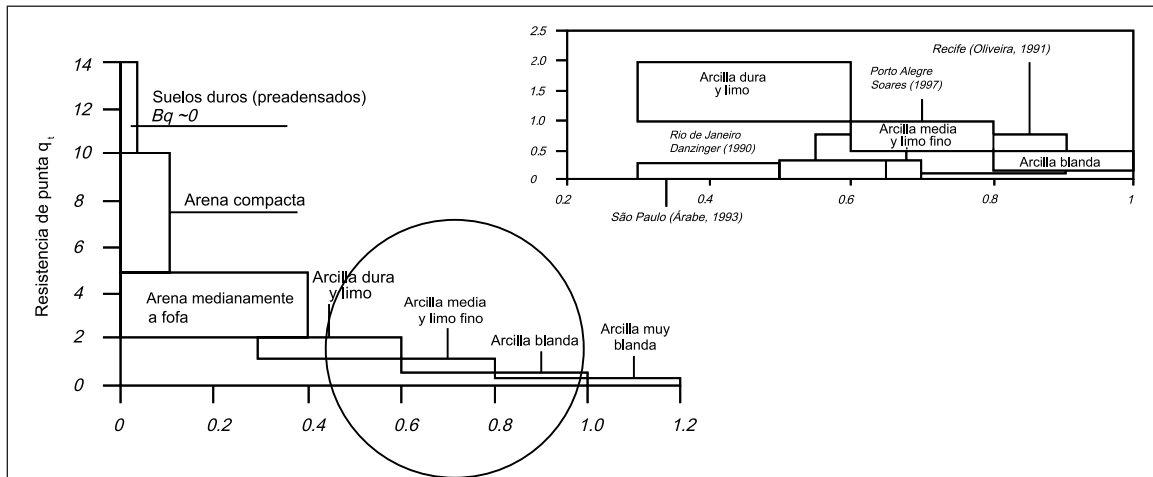
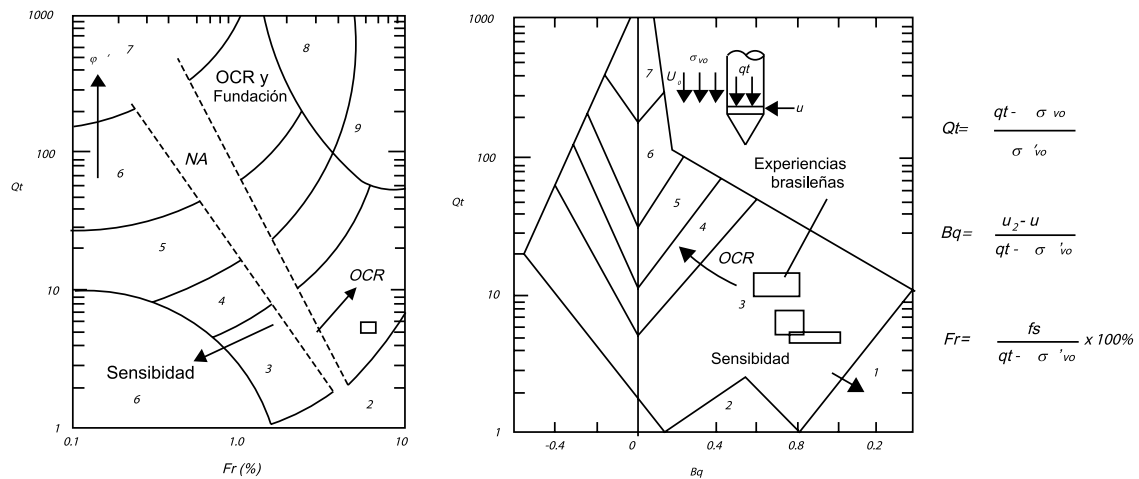


Figura 2.71 – Resultado de un ensayo de piezocono (Schnaid, 2000).

La Figura 2.72 presenta ábacos que permiten clasificar muestras de suelo ensayadas a través del ensayo de piezocono relacionando q_t con B_q .



a) Senneset y Janbu (1984), adaptado por Schnaid (2000) incluyendo la experiencia brasileña.



b) Robertson y otros (1986), adaptado por Schnaid (2000) incluyendo la experiencia brasileña.

Zona	Comportamiento del suelo	Zona	Comportamiento del suelo
1	Suelo fino sensible	7	Arena limosa – limo arenoso
2	Material orgánico	8	Arena – arena limosa
3	Arcilla	9	Arena
4	Arcilla limosa – arcilla	10	Arena gruesa – arena
5	Limo arcilloso – arcilla limosa	11	Suelo fino – duro
6	Limo arenoso – limo arcilloso	12	Arena – arena arcillosa

Figura 2.72 – Sistemas de clasificación de arcillas utilizando ábacos q_t vs. B_q .

A partir de resultados de ensayos de piezocono, se pueden estimar varias propiedades de suelos arcillosos y arenosos, conforme lo descripto a continuación.

Suelos Arcillosos.

1. Resistencia no-drenada (S_u)

La resistencia no drenada puede ser estimada a partir de las ecuaciones propuestas por Lunne et al (1997):

$$S_u = (q_T - \sigma_{v0}) / N_{KT} \quad (2.112)$$

$$S_u = \Delta_u / N_{\Delta u} \quad (2.113)$$

donde N_{KT} y $N_{\Delta u}$ son los factores de cono en términos de resistencia de punta y de presión de poro, respectivamente. Los valores de N_{KT} e $N_{\Delta u}$ se pueden estimar por ábacos o previamente a partir de correlaciones entre ensayos de piezocono y de paleta.

2. Coeficiente de consolidación horizontal c_h del suelo

A partir de ensayos de disipación del exceso de presión de poro, se puede obtener el coeficiente de consolidación horizontal (c_h). El ensayo consiste en interrumpir la penetración del cono en profundidades preestablecidas, por un período de aproximadamente 1 hora, hasta que se disipe 50% del exceso de presión de poro.

El método estimativo de c_h más utilizado es el método propuesto por Houlsby y Teh (1988) que considera el índice de rigidez I_r del suelo:

$$C_h = T^* \cdot R^2 \cdot I_r^{1/2} / t \quad (2.114)$$

Donde:

R = radio del piezocono;

t = tiempo de disipación;

I_r = índice de rigidez ($I_r = G/S_v$);

G = módulo transversal del suelo;

T^* = factor de tiempo (Tabla 2.10 para las dos posiciones más usuales del elemento poroso).

$\Delta u / \square \Delta u_b$ (%)	Factor de tiempo T^*	
	Elemento poroso en la cara del cono (u_t)	Elemento poroso en la base del cono (u_b)
80	0.014	0.038
70	0.032	0.078
60	0.063	0.142
50	0.118	0.245
40	0.226	0.439
30	0.463	0.804
20	1.040	1.600

Tabla 2.10 – Factor de tiempo T^* para análisis de ensayos de disipación (Houlsby y Teh, 1988).

3. Historia de Tensiones

El conocimiento de la magnitud de la tensión de preconsolidación del suelo es fundamental en el análisis del comportamiento de depósitos de arcillas blandas.

La historia de tensiones de un depósito, o sea, la variación de la tensión de preconsolidación (σ'_{vm}) con la profundidad puede ser estimada a partir de las correlaciones propuestas por Mayne y Holtz (1988):

$$\sigma'_{vm} = 0,33 (q_T - \sigma'_{vo}) \quad (2.115)$$

$$\sigma'_{vm} = 0,47 (u_T - u_o) \quad (2.116)$$

$$\sigma'_{vm} = 0,54 (u_b - u_o) \quad (2.117)$$

Donde: σ'_{vo} = tensión vertical in situ;
 u_t = presión de poro medida en la cara del cono;
 u_b = presión de poro medida en la base del cono;
 u_o = presión de poro hidrostática.

La relación de preconsolidación (OCR) de un depósito arcilloso puede ser determinada por:

$$OCR = \sigma'_{vm} / \sigma'_{vo} \quad (2.118)$$

Suelos Arenosos.

1. Densidad Relativa

Para suelos granulares, la medida de resistencia de punta del cono (q_T) puede ser utilizada en la previsión de la densidad relativa (D_r). Investigaciones en cámaras de calibración han sido determinantes para el desarrollo de correlaciones (Robertson y Campanella, 1988; Jamiolkowski, et al, 1985). Se puede determinar el valor de D_r por:

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} (q_c / (\sigma'_{vo})^{0.5}) \quad (2.119)$$

Siendo q_c y σ'_{vo} expresados en t/m^2 .

2. Angulo de fricción interna del suelo (ϕ')

A partir del valor de la densidad relativa del suelo, se obtiene el ángulo de fricción:

$$(1.49-D_r). \tan \phi' = 0.712$$

(2.120)

$$\phi' = 33 + \{3.[D_r(10-\ln p')-1]\}$$

(2.121)

3. Módulo de Deformabilidad (E)

Innumerables correlaciones entre el módulo de deformabilidad y la resistencia a la penetración (q_c) han sido propuestas en la literatura. Todavía, debido a la ausencia de correlaciones validadas para suelos arenosos brasileños, se recomienda la utilización de la expresión de Baldi et al (1981) para una primera estimación del módulo E_{25} :

$$E_{25} = 1.5.q_c$$

(2.122)

donde: E_{25} = módulo de deformabilidad para 25% de la tensión desviadora máxima.

2.8.3 Ensayos de Paleta ("Vane Test")

Objetivos

El objetivo principal de los ensayos de paleta consiste en la determinación de la resistencia no drenada de un estrato arcilloso, que puede ser obtenida para muestras deformadas o no deformadas.

A partir de variaciones de las formas y dimensiones de la paleta, es posible investigar la anisotropía de resistencia no drenada del material.

Equipo

La parte esencial del aparato es una paleta que consiste en un eje de acero en el cual se encuentran soldadas cuatro aletas delgadas y rectangulares. Las paletas usuales presentan una altura igual a 130mm y diámetro de 65mm. Todavía, se admite también paletas con diámetros de 55mm y 88mm.

El equipamiento se compone de una mesa, donde están los dispositivos para la aplicación de una torsión. El equipo de aplicación y medición de la torsión, proyectado para imponer una rotación al conjunto de 6°/min, debe presentar el mecanismo indicado en la Figura 2.73.

La medida de la torsión se hace por anillos dinamométricos, capaces de registrar el valor máximo aplicado. Algunos instrumentos registran la torsión en un diagrama donde la máxima lectura es obtenida para calibración del aparato.

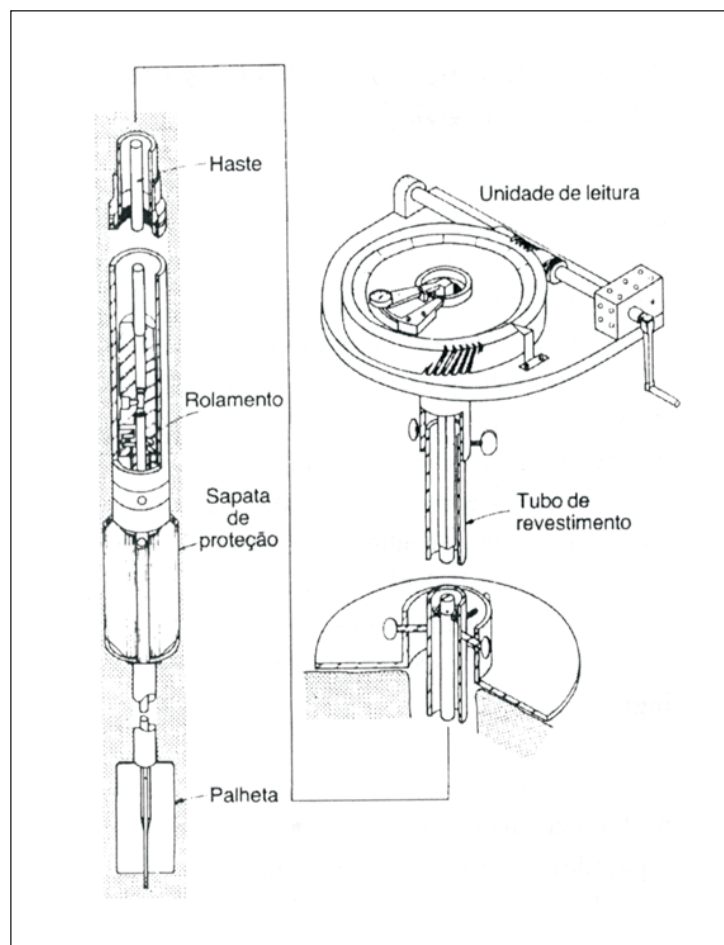


Figura 2.73 – Equipo para Ensayo de Paleta “in situ” (Ortigão y Collet, 1987).

Presentación de los Resultados

La Figura 2.74 presenta curvas típicas de rotación de la paleta versus torsión, en ensayos con arcilla sensible natural y moldeada.

La relación entre la torsión máxima de la curva natural y el correspondiente a la curva moldeada define la sensibilidad de la arcilla.

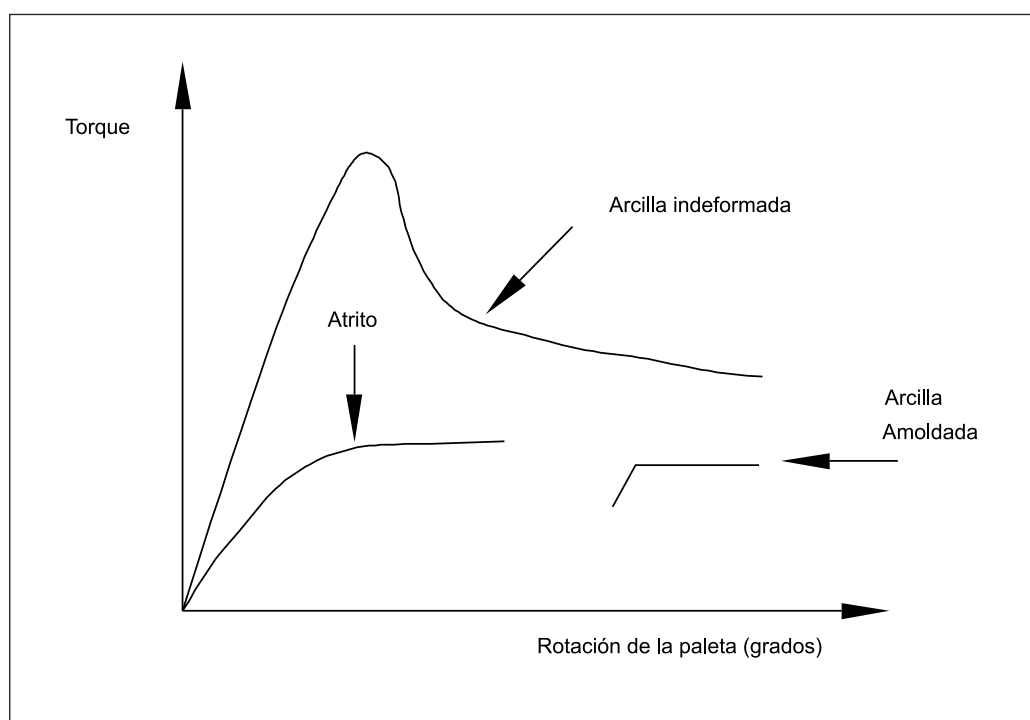


Figura 2.74 – Curvas típicas torsión x ángulo de rotación en ensayos de paleta.

Con base en el valor medido, se determina la resistencia al corte no drenado del suelo (S_u):

$$S_u = 0.86M/\pi D^3 \quad (2.123)$$

Donde:

M = torsión máxima medida;

D = diámetro de la paleta.

Esta ecuación asume que:

- el suelo presenta comportamiento isótropo en relación a la resistencia no drenada;
- la altura de la paleta es el doble del diámetro, $H = 2D$.
- la distribución de tensiones es uniforme en las superficies horizontales superior e inferior del cilindro resultante del corte;

La tabla 2.11 presenta la importancia de la determinación de la razón de anisotropía “b” en la resistencia no drenada del suelo, así como estimar el valor de “n”, que define la distribución de tensiones en las superficies horizontales extremas del cilindro, para conceder mayor confiabilidad a la

interpretación de los resultados. El valor de la resistencia no drenada re-moldeada (S_{ur}) es obtenido por la misma ecuación presentada anteriormente, todavía, con el valor de torsión correspondiente a la condición re-moldeada.

Dimensión de la paleta H/D	Isotropía / Anisotrópica	Distribución de Tensiones – Superficies horizontales	Ecuación
H = D	Isotrópico (b = 1)	Uniforme (n = 0)	$S_u = 1.50 \frac{M}{\pi D^3}$
		Parabólica (n = ½)	$S_u = 1.56 \frac{M}{\pi D^3}$
		Triangular (n = 1)	$S_u = 1.60 \frac{M}{\pi D^3}$
	Anisotrópico (b ≠ 1)	Uniforme (n = 0)	$S_{uH} = \frac{6}{(3b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$
		Parabólica (n = ½)	$S_{uH} = \frac{14}{(7b+2)} \frac{M}{\pi D^3}$
		Triangular (n = 1)	$S_{uH} = \frac{8}{(4b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$
H = 2D	Isotrópico (b = 1)	Uniforme (n = 0)	$S_u = 0.86 \frac{M}{\pi D^3}$
		Parabólica (n = ½)	$S_u = 0.88 \frac{M}{\pi D^3}$
		Triangular (n = 1)	$S_u = 0.89 \frac{M}{\pi D^3}$
	Anisotrópico (b ≠ 1)	Uniforme (n = 0)	$S_{uH} = \frac{6}{(6b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$
		Parabólica (n = ½)	$S_{uH} = \frac{7}{(7b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$
		Triangular (n = 1)	$S_{uH} = \frac{8}{(8b+1)} \frac{M}{\pi D^3}$

Tabla 2.11 – Interpretación del Ensayo de Paleta para diversas hipótesis (Schnaid, 2000).

Con los valores de S_u y S_{ur} , se determina la sensibilidad de la arcilla (S_t):

$$S_t = S_u / S_{ur}$$

(2.124)

La Tabla 2.12 presenta la clasificación de las arcillas, propuesta por Skempton y Northey (1952), de acuerdo con la sensibilidad.

Sensibilidad	St
Baja	2 – 4
Mediana	4 – 8
Alta	8 – 16
Muy alta	> 16

Tabla 2.12 – Sensibilidad de arcillas (Skempton e Northey, 1952)

3.1 HISTÓRICO Y EVOLUCIÓN DE LOS GEOSINTÉTICOS.

De acuerdo con el proyecto de revisión de la Norma Brasileña (NBR 12553/1999), geosintético es la denominación genérica de un producto polimérico, sintético o natural, industrializado, cuyas propiedades contribuyen a la mejora de obras geotécnicas, desempeñando una o más de las siguientes funciones: refuerzo, filtración, drenaje, protección, separación, impermeabilización y control de erosión superficial.

La utilización de materiales como elemento de refuerzo de suelos es práctica común desde antes de Cristo. Hace tres mil años, los babilonios ya insertaban materiales fibrosos en el material utilizado para la construcción de habitaciones. La muralla de China, construida en 2.000 A.C., poseía secciones de arcilla y grava reforzadas con fibras naturales. Diversos materiales vegetales, constituidos de fibras resistentes, han sido utilizados en obras del Imperio Romano, como: estibas de junco, bambú, troncos de árboles, paja, etc.

En el siglo XX, mantas de algodón fueron utilizadas por el Departamento de Carreteras de Carolina del Sur (EE.UU.) como elementos de refuerzo de pavimentos. En los años 60, el ingeniero francés Henri Vidal desarrolló el sistema "Tierra Armada", que consiste en el uso de tiras de acero galvanizado como refuerzo (Vidal, 1969). Desde allí, el concepto de suelo reforzado se extendió rápidamente. El uso de geosintéticos comenzó en los años 50, con el desarrollo de tejidos geotextiles.

En Brasil, los materiales geosintéticos se han utilizado en 1971, con la fabricación de los primeros geotextiles no-tejidos. Desde entonces, las aplicaciones de estos materiales en las obras de refuerzo de terraplenes, taludes y fundaciones están aumentando gradualmente.

A principios de los años '70, han sido construidas las primeras estructuras de contención con geotextiles (Mitchell y Villet, 1987). Al mismo tiempo, aparecieron las primeras aplicaciones de geogrillas en la estabilización de terraplenes en Japón (Jones, 1996).

En los últimos años, van destacándose los sistemas híbridos que combinan diferentes materiales con el fin de aumentar la estabilidad interna y externa de las estructuras.

Un ejemplo es el sistema Terramesh®, que asocia los gaviones, que forman el paramento exterior de un muro de contención, con mallas de acero colocadas horizontalmente en el relleno compactado (Maccaferri, 1997).

3.2 POLÍMEROS CONSTITUYENTES Y PROCESOS DE FABRICACIÓN DE GEOSINTÉTICOS.

Fibras naturales (lana, algodón, etc.) son raramente utilizadas en la fabricación de geosintéticos, ya que son biodegradables y no tienen propiedades mecánicas adecuadas para aplicación en un gran número de obras civiles.

La mayoría de los geosintéticos se compone principalmente de polímeros y, en menor medida, por aditivos. Los polímeros son sustancias macromoleculares de naturaleza orgánica, con alto peso molecular, y se obtienen por la combinación de monómeros, que son moléculas de bajo peso molecular. El monómero es una molécula compuesta de carbono y átomos de hidrógeno. A través de mecanismos químicos, los monómeros pueden unirse para formar largas cadenas moleculares. Este proceso se denomina polimerización.

Desde el mismo monómero, es posible obtener polímeros con diferentes propiedades si se utilizan diferentes tipos de aditivos químicos en el proceso de polimerización. Los aditivos se introducen con el objetivo de mejorar el proceso de fabricación o modificar aspectos de la ingeniería de la conducta del polímero.

El comportamiento de los polímeros es significativamente afectado por el peso molecular, que se define como el producto entre el peso molecular del monómero y el grado de polimerización (número de veces que el monómero se repite en la cadena molecular). El aumento de peso molecular provoca un aumento en la resistencia a la tracción, al impacto y al calor, conduciendo a una reducción de la deformabilidad del material y de los efectos de fluidez.

En la fabricación de geosintéticos, se pueden utilizar diversos tipos de polímeros. Los más empleados son: polietileno (PE), polipropileno (PP), poliéster (PET) y poliamida (PA). Los monómeros que dan origen a estos polímeros se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 - Monómeros de los principales polímeros en geosintéticos.

Polímero	Monómero	Tipos de Geosintéticos
Polietileno (PE)	$\left[\begin{array}{cc} H & H \\ & \\ -C & -C- \\ & \\ H & H \end{array} \right]_n$	Geotextiles Geomembranas Geocompuestos Geogrillas
Polipropileno (PP)	$\left[\begin{array}{cc} H & CH_3 \\ & \\ -C & -C- \\ & \\ H & H \end{array} \right]_n$	Geotextiles Geomembranas Geogrillas Geocompuestos
Poliéster (PET)	$\left[O - \begin{array}{c} H \\ \\ C \\ \\ H \end{array} - \begin{array}{c} H \\ \\ C \\ \\ H \end{array} - O - \begin{array}{c} O \\ \\ C \end{array} - \text{C}_6\text{H}_4 - \begin{array}{c} O \\ \\ C \end{array} \right]_n$	Geogrillas Geotextiles Geocompuestos
Cloruro de polivinilo (PVC)	$\left[\begin{array}{cc} H & C \\ & \\ -C & -C- \\ & \\ H & H \end{array} \right]_n$	Geomembranas Geocompuestos
Poliamida (PA)	$\left[\begin{array}{c} H \\ \\ -N- \end{array} (CH_2)_8 \begin{array}{c} C \\ \\ -C- \end{array} \right]_n$	Geotextiles Geocompuestos Geogrillas

n = grado de polimerización.

Las propiedades finales del geosintético están directamente relacionadas con la composición química y con la estructura del polímero.

Los polímeros de polietileno y polipropileno son altamente inflamables, presentando gran deformación y baja resistencia a la fluencia.

El polipropileno es muy resistente y puede ser utilizado en ambientes extremos, como los rellenos sanitarios.

Los poliésteres presentan elevado módulo de elasticidad y baja susceptibilidad a la fluencia. Pero, son

susceptibles a la hidrólisis en ambientes con pH alto.

Las poliamidas son también susceptibles a la hidrólisis, y cuando están sumergidas, pueden tener la resistencia a la tracción reducida hasta un 30%.

La mejora de las propiedades de un geosintético se puede obtener mediante la introducción de diferentes aditivos durante el proceso de fabricación. Los aditivos más comúnmente utilizados son los estabilizadores térmicos, contra los rayos UV y antioxidantes.

Las propiedades físicas de los polietilenos pueden mejorarse mediante la introducción de los aditivos que mejoran la estabilidad térmica, resistencia a la oxidación y resistencia a la radiación ultravioleta.

El polipropileno es muy susceptible a la oxidación, y se recomienda la introducción de aditivos para protección contra el envejecimiento. A menudo, los aditivos se añaden a la base del polímero, con el objetivo de aumentar la estabilidad térmica, resistencia a la radiación ultravioleta y durabilidad en medios acuosos.

En la Tabla 3.2 se enumeran las ventajas y desventajas de los principales polímeros utilizados en la fabricación de geosintéticos. La Figura 3.1 muestra resultados de ensayos de tracción de los distintos polímeros.

Polímero Base	Ventajas	Desventajas
Polipropileno Polietileno	Actividad química nula en soluciones ácidas y básicas Bajo costo	Módulo elástico reducido Deformabilidad elevada bajo carga constante ("creep")
Poliéster	Elevado módulo elástico Baja deformabilidad bajo carga constante ("creep") Costo relativamente bajo	Reducción de las características mecánicas en soluciones muy alcalinas
Poliamida	Módulo elástico elevado Resistencia a la abrasión alta	Perdida de las características mecánicas por permanencia prolongada en agua Costo elevado

Tabla 3.2 – Principales Polímeros Utilizados en la Fabricación de Geosintéticos.

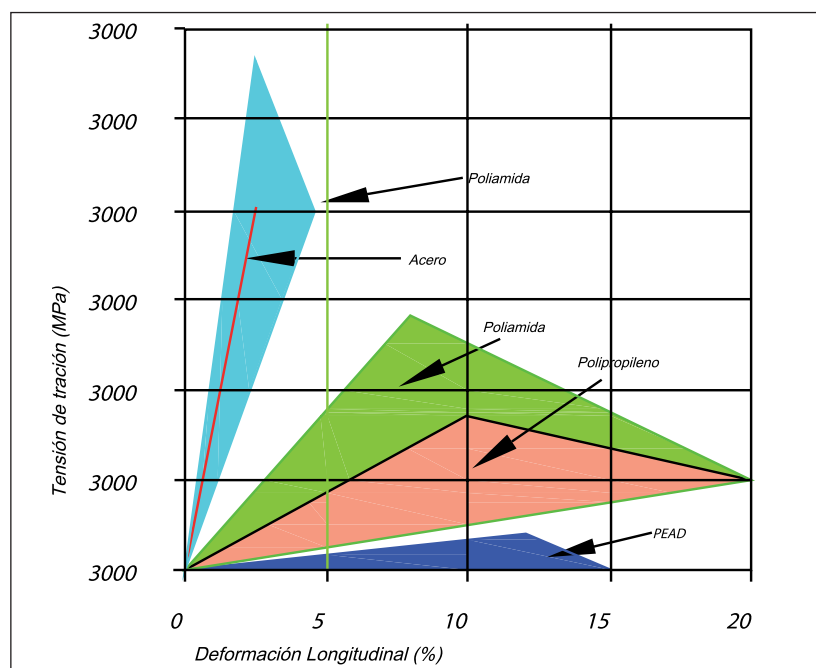


Figura 3.1 – Comportamiento Tensión vs Deformación de Diferentes Polímeros.

3.3 GEOTEXTILES.

Los geotextiles son productos textiles, de fibras sintéticas, identificados como mantas permeables, flexibles y de poco espesor. Tienen una amplia área de actuación y se adecúan a la mayoría de las funciones, como refuerzo, drenaje, filtración y separación.

En función de la disposición estructural de sus fibras o filamentos, los geotextiles se clasifican como tejidos, no tejidos o tridimensionales.

Geotextiles Tejidos.

Son fabricados por procesos convencionales de tejido, que entrelazan los hilos en dos direcciones perpendiculares entre sí. Los geotextiles tejidos forman una estructura plana, que presenta una distribución de poros relativamente regular.

El entrelazamiento de las fibras se muestra de diferentes maneras. Según el tipo de tejido (Figura 3.2), los geotextiles se pueden dividir en:

- geotextiles tejidos por filamentos únicos (monofilamentos);
- geotextiles tejidos por filamentos múltiples;
- fibras.

El espesor de los geotextiles tejidos fabricados a partir de monofilamento y filamentos múltiples varía

entre 1,0mm y 2,0mm. Este espesor es superior al de los geotextiles tejidos obtenidos a partir de fibras, generalmente inferior a 0,5mm. Actualmente las fibras son los elementos de constitución más comunes en la fabricación de los geotextiles tejidos.

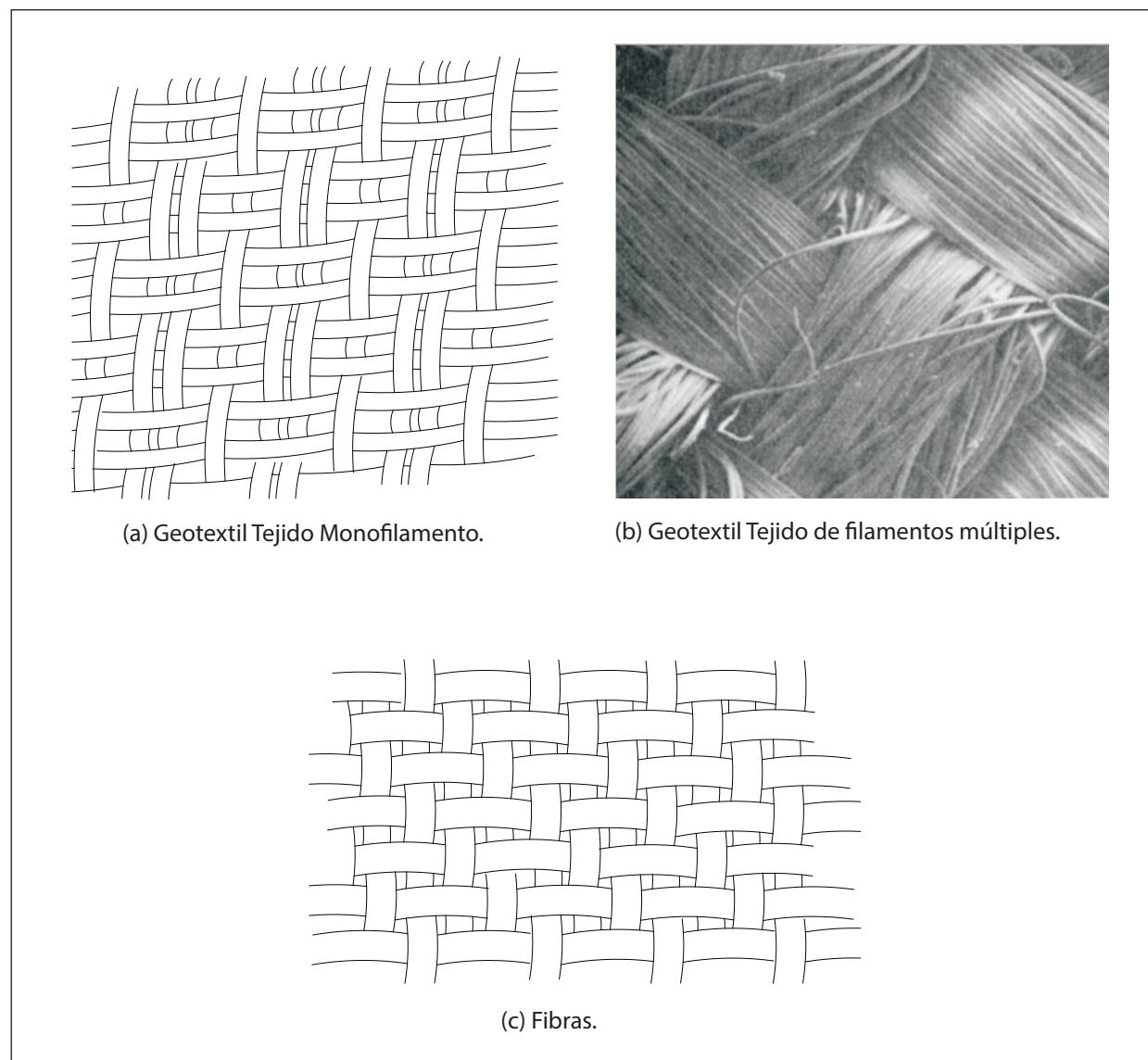


Figura 3.2 – Geotextiles Tejidos.

Geotextiles No Tejidos.

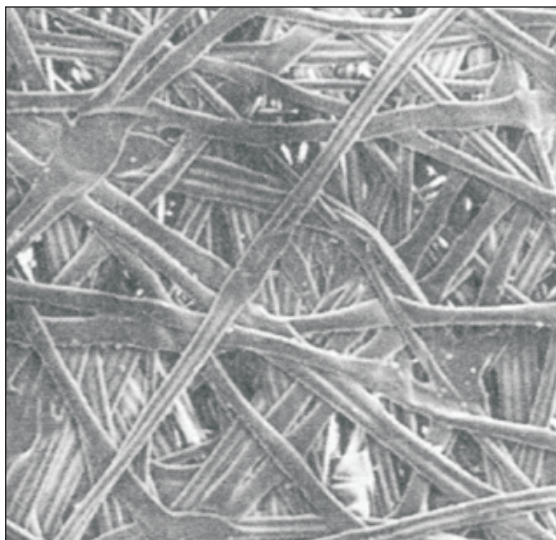
Son constituidos por monofilamentos continuos o cortados, con una disposición aleatoria de los filamentos de la manta (Figura 3.3).

Los geotextiles no tejidos se fabrican disponiéndose los componentes aleatoriamente, en una malla suelta, ligeramente más espesa que el producto final. Los componentes son posteriormente unidos, obteniéndose una estructura plana, formada por la conexión de los filamentos, por medio de uno de los siguientes procesos:

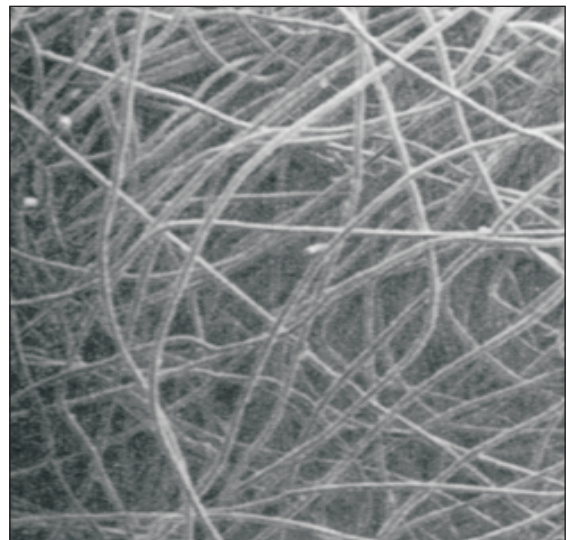
Proceso mecánico: utiliza el agujado para el entrelazamiento de los filamentos produciendo una manta con espesor de 2,0mm a 5,0mm. Los geotextiles unidos por este proceso son conocidos como geotextiles no tejidos agujados.

Proceso térmico: la aplicación de calor brinda cohesión al conjunto con la fusión de los elementos en sus puntos de contacto, obteniéndose los geotextiles no tejidos termo-soldados. Estos geotextiles son relativamente finos, variando el espesor entre 0,5mm y 1,0mm.

Proceso químico: ofrece una unión adicional por la aplicación de una resina acrílica. En esto caso, los productos obtenidos son denominados geotextiles no tejidos resinados. Usualmente, el proceso químico sigue al agujado. El espesor de los geotextiles no tejidos resinados varía entre 0,5mm y 3,0mm.



(a) Geotextil no tejido agujado.



(b) Geotextil no tejido termo-soldado.

Figura: 3.3 - Geotextiles no tejidos.

Geotextiles Tridimensional.

Son materiales usualmente producidos por la asociación de las técnicas de tejido con el objetivo de aumentar la resistencia del producto final. La estructura de esos geotextiles esta constituida por filamentos múltiples de alta resistencia aplicados sobre una base tridimensional deformable, que desempeña el papel de sustrato.

3.4 GEOGRILLAS.

Según la ASTM D 4439, Standard Terminology for Geosynthetics, las geogrillas son geosintéticos formados por una red regular de elementos integralmente conectados con apertura superior a 6,35mm (1/4 de pulgada) para permitir el intertrabamiento con el suelo envolvente (Figura 3.4). Generalmente, las geogrillas son más resistentes que los geotextiles, siendo utilizadas casi exclusivamente como elementos de refuerzo.

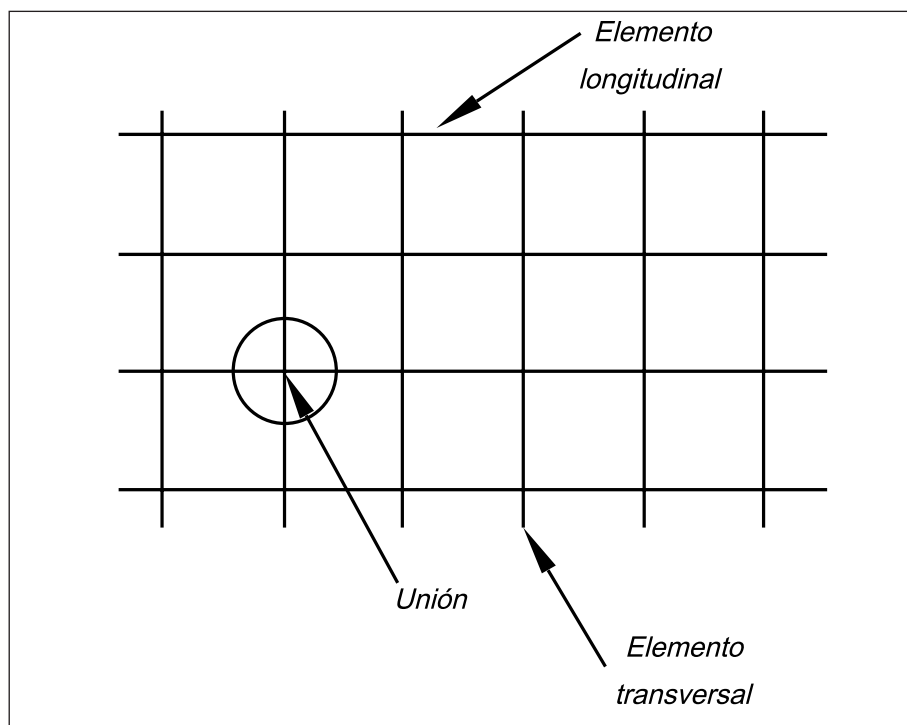


Figura 3.4 – Elementos que componen una geogrilla.

Las principales aplicaciones de las geogrillas son:

- refuerzo de taludes y muros de contención;
- separación / refuerzo en carreteras no pavimentadas y ferrovías;
- en conjunto con gaviones para construcción de muros reforzados con control de erosión;
- refuerzo para ejecución de terraplenes sobre suelos blandos;
- refuerzo de pavimento asfáltico;

- en conjunto con geotextiles o geomembranas (formando geocompuestos).

Existe una tendencia mundial en normalizar la terminología para clasificar los geosintéticos, y, en consecuencia, las geogrietas. La terminología presentada a continuación, y su respectiva definición, consideran las recomendaciones de IGS y las especificadas en NBR 12553/99.

GG - Geogrietas (geogrid - genérica): estructura sintética, fabricada en forma de manta consiste de una red de elementos integralmente conectados que pueden ser unidos por extrusión, pegamento o o entrelazado. Sus aperturas son mayores que sus elementos constituyentes. Las geogrietas son empleadas en aplicaciones de ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y vial.

GGE - Geogrieta Extruída (extruded geogrid): producida por el estiramiento uniaxial o biaxial de una estructura extruída integralmente.

GGB - Geogrieta Soldada (bounded geogrid): producida por la unión, usualmente en ángulos rectos, de dos o más conjuntos de filamentos.

GGW - Geogrieta Tejida (woven geogrid): producida por tejido, generalmente en ángulos rectos, de dos o más conjuntos de fibras, filamentos u otros elementos.

Los polímeros generalmente utilizados en la producción de geogrietas son polietileno de alta densidad (PEAD), poliéster (PET) y polipropileno (PP), presentados en la Figura 3.1.

Otro aspecto importante de los polímeros se relaciona a su grado de cristalinidad. Los polímeros utilizados en geogrietas presentan siempre parte de su estructura amorfa y parte cristalina y, por eso, son denominados semi-cristalinos.

El tipo de polímero afecta las diversas características del comportamiento de los geosintéticos, principalmente aquellas de largo plazo como resistencia a la degradación química, por acción de los rayos ultravioleta, resistencia a la temperatura, hidrólisis, etc. La Tabla 3.3 presenta un resumen del comportamiento a largo plazo de los materiales en función del polímero utilizado.

Propiedad	Polímero		
	PET	PP	PEAD
Foto-degradación	3	3* a 1**	3* a 1**
Termo-oxidación	3	1	1
Hidrólisis	1	2	2
Degradación Biológica	3	3	3
Degradación química a álcalis	1	2 a 3	3
Degradación química a ácidos	2	3	3
Fluencia	3	2	2

Tabla 3.3 – Propiedades de degradación de los principales polímeros que constituyen las geogrillas (adaptado de Jonh, 1987 y Den) Hoedt, 1988)

* con tratamiento (por ejemplo, negro de humo); ** sin tratamiento

Leyenda: resistencia elevada (3); mediana (2) y baja (1)

En las primeras aplicaciones de las mallas como elementos de refuerzo de suelo, han sido empleadas las mallas metálicas que eran susceptibles a la corrosión.

Esa limitación ha motivada la industria al desarrollo de mallas a partir de materiales poliméricos que, siendo relativamente inertes, pueden ser utilizados en ambientes agresivos. Además, las geogrillas poliméricas también ofrecen buena interacción con el suelo.

3.4.1 Ensayos de Caracterización Física.

Las propiedades físicas de los geosintéticos son determinadas a partir de ensayos de caracterización y dependen de las condiciones de utilización. Las principales propiedades físicas de los geosintéticos son la masa por unidad de área, el espesor y la densidad relativa de los polímeros componentes.

Masa por unidad de área, MA [g/m²]

La masa por unidad de área de una muestra de geometría regular, es un indicativo de la uniformidad y calidad de un geosintético. Los valores usuales de esta propiedad se sitúan entre 100g/m² y 300g/m² para los geotextiles tejidos, 100g/m² y 400g/m² para los geotextiles no tejidos y entre 200g/m² y 1000g/m² para las geogrillas (ISO 9864/88).

Espesor Nominal , t_{GT} [mm]

El espesor nominal se define como la distancia entre las superficies inferior y superior del geosintético, medida para una presión confinante de 2kPa, aplicada en una área de 2500mm², por placas rígidas paralelas (ISO 9863/88).

Densidad Relativa de los Polímeros o Porosidad [n_{GT}] [%]

Se determina en función de M_A y de t_{GT} del geosintético, de la densidad del filamento (ρ_f) y de la masa específica del agua a 4°C (ρ_w), según la expresión:

$$\eta_{GT} = 1 - \frac{M_A}{t_{GT} \cdot \rho_f \cdot \rho_w}$$

3.4.1 Ensayos de Caracterización Mecánica.

En prácticamente todos los tipos de aplicaciones geotécnicas, los geosintéticos están sujetos a sollicitaciones mecánicas, ya sea en la fase de instalación y como construcción, durante la vida útil de la obra.

Durante la fase de instalación, las principales propiedades asociadas a las sollicitaciones mecánicas son: resistencia a la tracción, resistencia a la penetración y perforación, y resistencia a los daños de instalación. Durante la vida útil de la obra, las principales propiedades asociadas a las sollicitaciones mecánicas son: resistencia a la tracción, resistencia a la penetración y perforación, resistencia al deslizamiento en la interfase, resistencia al arrancamiento y resistencia a fluencia.

Ensayos de resistencia a la tracción no confinada.

El comportamiento de un geosintético en sollicitaciones de tracción depende de varios factores, como: tipo de polímero constituyente, estructura, proceso de fabricación, etc.

La resistencia a la tracción no confinada de geotextiles y productos relacionados se determina a partir de ensayos de tracción con probetas anchas. Según la norma americana (ASTM D-4595), estos ensayos se ejecutan en probetas de 200mm de ancho y 100mm de longitud, sometidos a un esfuerzo de tracción bajo velocidad de 200mm/min.

La dimensión de longitud se refiere a la distancia entre las dos mordazas, localizadas en las extremidades de la muestra de geosintético.

La norma francesa (CFGG-NF G38-014) adopta longitudes de 100mm y ancho de 500mm. Los ensayos así ejecutados ofrecen valores de resistencia generalmente un 10% superiores a los obtenidos según las normas brasileña y americana.

Durante el ensayo, se aplica una fuerza de tracción continua y creciente al geosintético (Figura 3.5), hasta su rotura. La respuesta de los geosintéticos cuando están sometidos a tracción se caracteriza por la relación entre la fuerza por unidad de ancho (expresada en kN/m) y la deformación longitudinal (expresa en %).

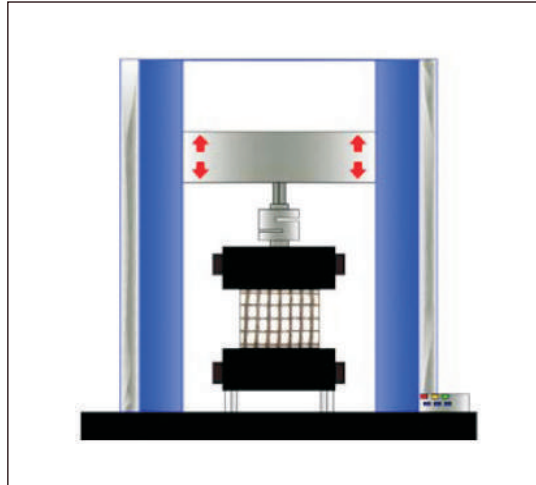


Figura 3.5 - Esquema del Ensayo de Tracción No Confinada.

Se resalta que los datos obtenidos en ensayos de tracción, y expresados en las especificaciones técnicas de los geosintéticos, son valores nominales y, cuando son utilizados en proyectos, deben ser ajustados por factores de seguridad, referentes a posibles daños de instalación, fluencia, ataques químicos y biológicos, etc., de acuerdo con las sollicitaciones de la obra.

Ensayos de resistencia a la tracción confinada.

McGown y otros (1982) han presentado este tipo de ensayo, que consiste en el estudio de comportamiento tensión vs deformación de refuerzos bajo condiciones de confinamiento. Es posible ejecutar este tipo de ensayo en un equipo similar al de ensayos de arrancamiento (presentado en el ítem 3.4.2), teniendo la extremidad final de la muestra de geosintético fijada en una estructura en la extremidad posterior de la caja de ensayos. La Figura 3.6 ilustra el ensayo.

Los resultados de los ensayos tienen aplicación principalmente cuando se desea estudiar el comportamiento fuerza vs deformación de algunos geosintéticos, en especial geogrillas en medio de un suelo arenoso o de grava, donde ocurre el intertrabamiento de partículas en las aberturas de la malla. El comportamiento fuerza vs deformación del conjunto suelo-geogrilla es muy influenciado por la penetración de las partículas de suelo en la malla y sensiblemente diferente del comportamiento no confinado.

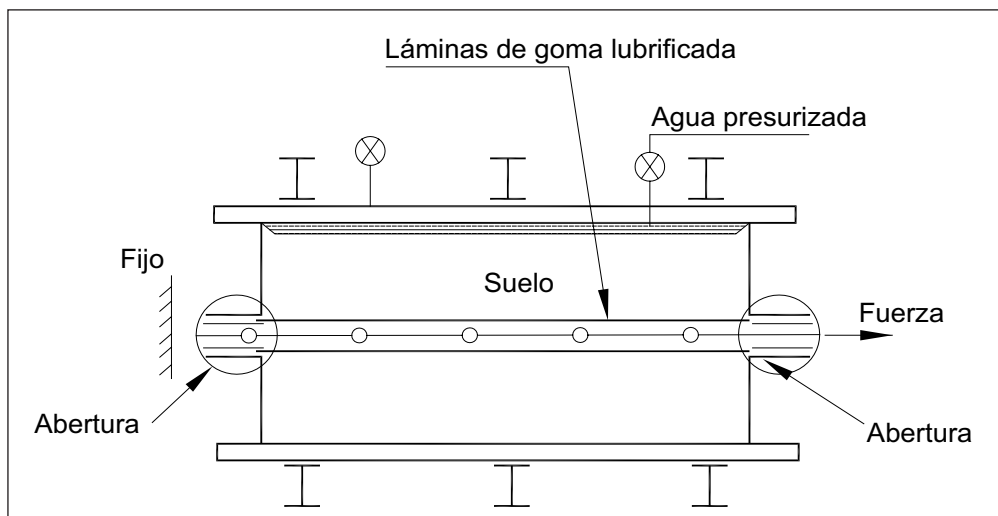


Figura 3.6 – Esquema del ensayo de tracción confinada con suelo (Teixeira, 2003).

Resistencia a la penetración .

Los geosintéticos, cuando son aplicados en obras geotécnicas, pueden sufrir discontinuidades, provenientes de una perforación.

La resistencia a la penetración se define con base en la medición de la vulnerabilidad de los geosintéticos a compresiones diferenciales o impactos provocados por la caída de materiales. La sollicitación puede ser concentrada, estática o dinámica. Según las normas ISO 12236/96 y NBR 13359/95, la resistencia a la penetración estática es determinada utilizándose un pistón tipo CBR. El procedimiento adoptado se aplica a geotextiles, geomembranas y productos relacionados de pequeña a mediana abertura. En este ensayo, se aplica a la superficie de la probeta una fuerza vertical creciente, y se registra la fuerza máxima necesaria para perforar la probeta y el desplazamiento correspondiente.

El riesgo de daños por impacto se determina por el ensayo de determinación de la resistencia a la penetración dinámica (ISO 13433/99). La resistencia a la penetración dinámica corresponde a la energía mínima para que un cono patrón punzone el geosintético.

Resistencia a la Fluencia.

La fluencia se define como la aptitud de un material al alargamiento, cuando está sometido a una carga estática y de larga duración. En macizos reforzados, el geosintético es sometido a la tracción durante toda su vida útil.

Los materiales poliméricos pueden sufrir alteraciones en las propiedades mecánicas a lo largo del tiempo.

Materias primas como poliéster y poliamida presentan baja susceptibilidad a la fluencia, mientras el polipropileno y el polietileno presentan mayor susceptibilidad. Tal característica puede ser minimizada por tratamiento físico-químico del polímero constituyente y adopción de factores de seguridad que garanticen que el elemento de refuerzo no sufrirá rotura por fluencia a lo largo de la vida útil.

El ensayo de fluencia, (ISO 13431/98) para geotextiles y productos relacionados propone métodos para la evaluación del comportamiento en deformación y rotura por fluencia, en tracción no confinada.

Para el análisis del comportamiento en deformación, la norma propone aplicar 4 niveles de carga (uno para cada probeta), seleccionados entre 5 y 60% de la resistencia máxima establecida en ensayo de tracción con probetas anchas (ISO 10319/93), determinándose las deformaciones en 1000h.

En el análisis de la rotura por fluencia, la norma propone aplicar 4 niveles de carga (utilizándose 3 probetas para cada nivel), seleccionados entre 50 y 90% de la resistencia máxima en ensayo índice. Se mide el tiempo necesario hasta la rotura.

Los resultados de ensayos de fluencia son presentados en forma de isócronas de tensión vs deformación, o en función del tiempo para la rotura por fluencia.

3.4.2 Ensayos de Interacción Suelo-Geosintético.

Las propiedades mecánicas de interacción entre el suelo y el elemento de refuerzo son factores importantes para el proyecto de estructuras en suelo reforzado. Los ensayos de laboratorio mas usuales para la determinación de la resistencia de interfase son los ensayos de arrancamiento y de rozamiento, todavía, en la literatura se encuentran ensayos alternativos.

Los ensayos de arrancamiento y de rozamiento difieren entre si básicamente por la forma con que los esfuerzos son aplicados al geosintético, por los mecanismos de rotura impuestos y por las condiciones de borde de cada uno (Figura 3.7). Los diferentes procedimientos de ensayo traen divergencias experimentales. La normalización sería necesaria para garantizar la repetición de los resultados.

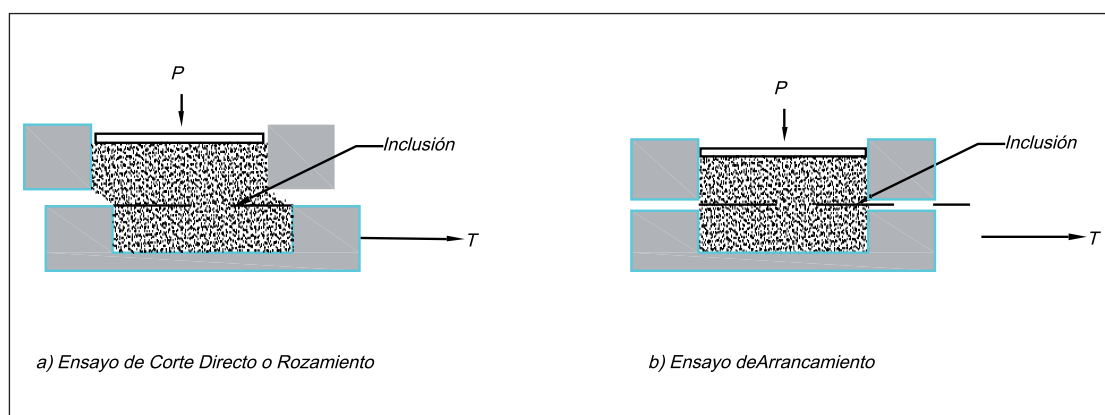


Figura 3.7 – Esquema de ensayos de rozamiento y arrancamiento (Teixeira, 2003).

Collios y otros (1980) sugieren que, en la práctica, la decisión entre el ensayo de arrancamiento y de rozamiento para evaluar una determinada situación se basan en los desplazamientos relativos entre el suelo y la inclusión.

Se puede utilizar la Figura 3.8 para indicar el ensayo de laboratorio mas adecuado para algunos casos típicos. La abscisa representa el ensayo de rozamiento, donde el geosintético permanece estacionario respecto a la caja superior, y, la ordenada, el ensayo de arrancamiento. En los sectores internos ocurren situaciones intermedias entre el rozamiento y el arrancamiento del geosintético.

Se resalta, también, que además del movimiento relativo que ocurre entre el suelo y el elemento de refuerzo, es importante la distinción entre los mecanismos de interacción movilizados en las interfaces suelo-geotextil, y suelo-geogrilla.

Las geogrillas, en la interfase con el suelo, movilizan mecanismos de resistencia distintos de los mecanismos puramente friccionantes que ocurren en lo geotextiles. Los geotextiles son mantas planas continuas, que separan la masa de suelo en capas horizontales. Las geogrillas son mantas con orificios que permiten la continuidad del suelo.

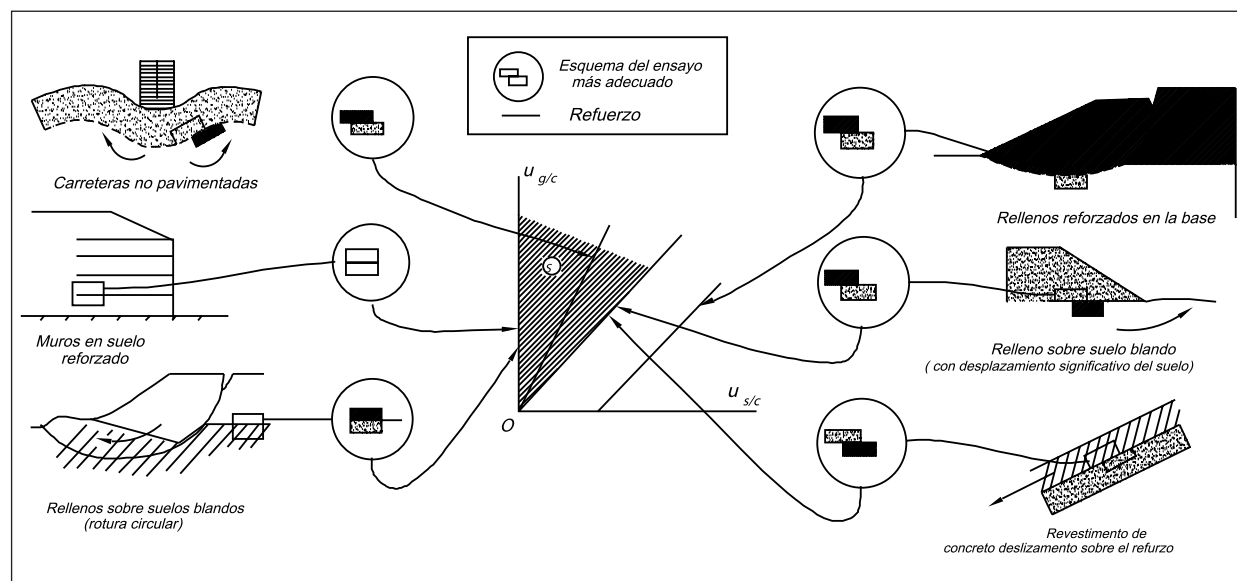


Figura 3.8 – Movimientos relativos entre el suelo y los refuerzos y el ensayo de laboratorio correspondiente (Collios y otros, 2003).

La interacción entre el suelo y la geogrilla es función del corte de la interfase y del empuje pasivo de los miembros de anclaje (Figura 3.9). Este segundo mecanismo no ocurre en la interfase suelo-geotextil.

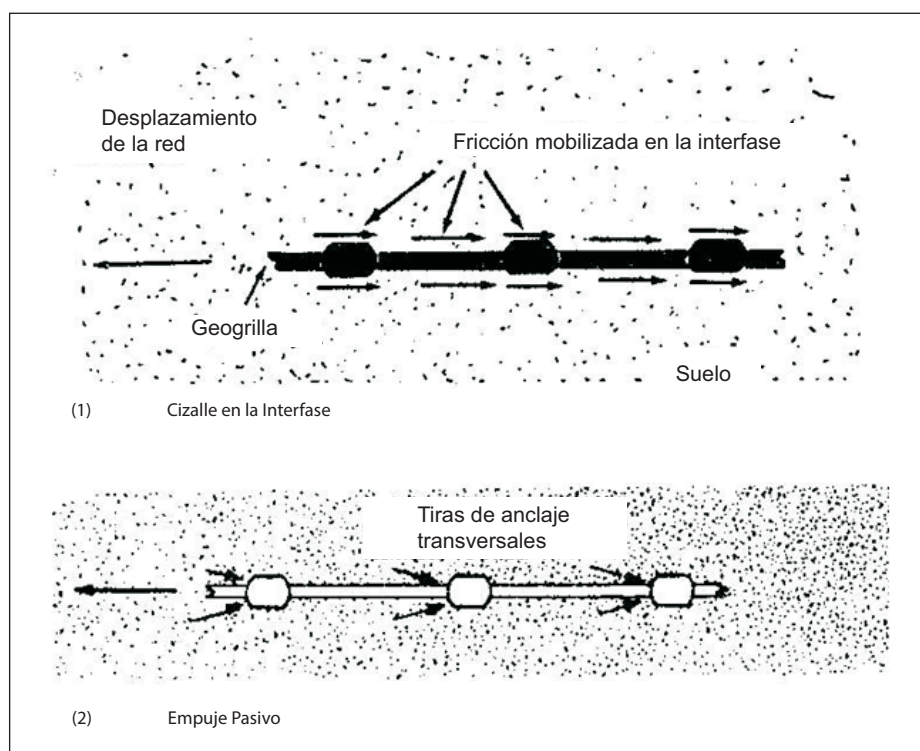


Figura 3.9 - Mecanismos de Interacción entre Suelo y Geogrilla (Bauer y Mowafy, 1988)

Ensayos de Rozamiento – Ensayos de Corte Convencionales.

En los ensayos de rozamiento, se coloca el geosintético entre las dos mitades de la caja de corte, siendo la resistencia movilizada por el desplazamiento relativo de una de las mitades de la caja respecto al geosintético. La mitad inferior de la caja puede ser rellena con suelo, o constituir un soporte rígido (Figura 3.10).

En la mayoría de los ensayos de rozamiento ejecutados con geotextiles, estos materiales son anclados a un soporte rígido plano colocado en la mitad inferior de la caja. Este procedimiento representa convenientemente el mecanismo de interacción por fricción que ocurre en la interfase suelo-geotextil.

Para geogrillas, se sugiere que los ensayos se ejecuten con suelo en la mitad inferior de la caja. Cuando el movimiento corresponde al rozamiento, la resistencia en la interfase suelo-geogrilla corresponde a los mecanismos de fricción a lo largo de la superficie de la malla y de fricción suelo-suelo a lo largo de las aberturas de la geogrilla.

Se resalta que el suelo puede sufrir deformaciones durante la fase de consolidación, alterando la posición de la geogrilla para el inicio del corte. Así, el rozamiento puede ocurrir en la interfase suelo-suelo.

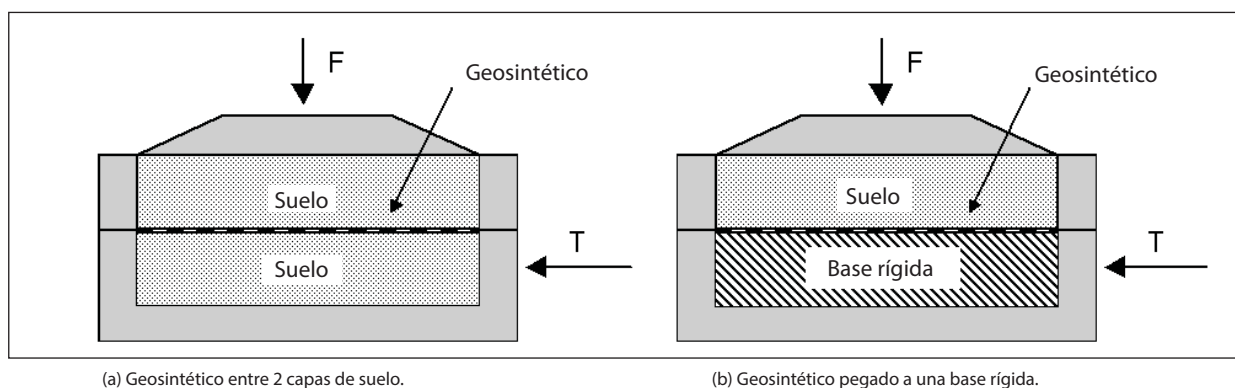


Figura 3.10 - Sistema Suelo-Geosintético en Equipamientos de Corte Directo (Sieira, 2003)

Durante el ensayo de rozamiento, se mide la fuerza horizontal necesaria para desplazar la mitad superior de la caja de corte bajo una fuerza normal constante. Se considera como valor de tensión de corte en la rotura, la relación entre la fuerza capaz de promover el rozamiento y el área de contacto entre las dos mitades de la caja de corte. En la gráfica presentada en la Figura 3.11a, el valor de la fuerza capaz de promover el corte corresponde al valor asintótico de la curva fuerza vs desplazamiento horizontal.

El ensayo se repite para diferentes tensiones normales, con la finalidad de definir una relación entre tensiones de corte y tensiones normales (Figura 3.11b). A partir de la envolvente de resistencia, se obtienen los parámetros de resistencia de interfase: c_a (adhesión suelo-geosintético) y δ (ángulo de fricción suelo-geosintético). Los resultados de los ensayos pueden ser expresados por los coeficientes de adherencia (λ) y de fricción (f):

$$\lambda = \frac{c_a}{c'}$$

$$f = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'}$$

donde: c_a y δ = parámetros de resistencia de interfases;
 c' y ϕ' = parámetros de resistencia del suelo.

Los ensayos de rozamiento, a pesar de convenientes para el estudio de la interacción suelo-geotextil, presentan restricciones en cuanto al estudio de la interacción suelo-geogrilla, por no considerar la parte de empuje pasivo.

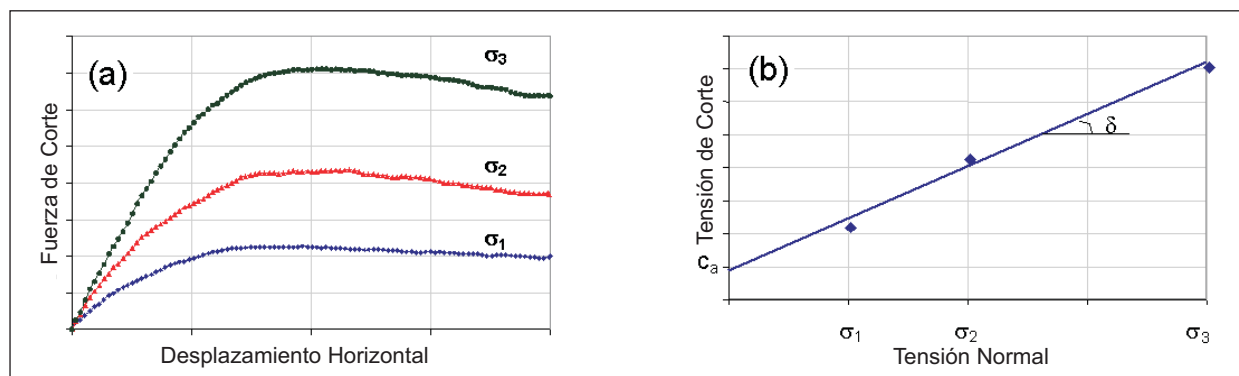


Figura 3.11 – Obtención de los Parámetros de Resistencia de Interfase: Rozamiento.

Corte Directo con Refuerzo Inclinado.

El ensayo de corte directo con refuerzo inclinado ha sido inicialmente utilizado por Jewell (1980) y permite simular la situación en que capas horizontales de refuerzo son solicitadas al corte por una superficie potencial de ruptura de un talud.

En este ensayo, la muestra de refuerzo es posicionada con una determinada inclinación respecto a la caja de ensayos, de tal forma que la superficie de corte intercepte el geosintético, como indica la Figura 3.12.

El refuerzo, a su vez, debe presentar una longitud L mínima para movilizar la resistencia al arrancamiento.

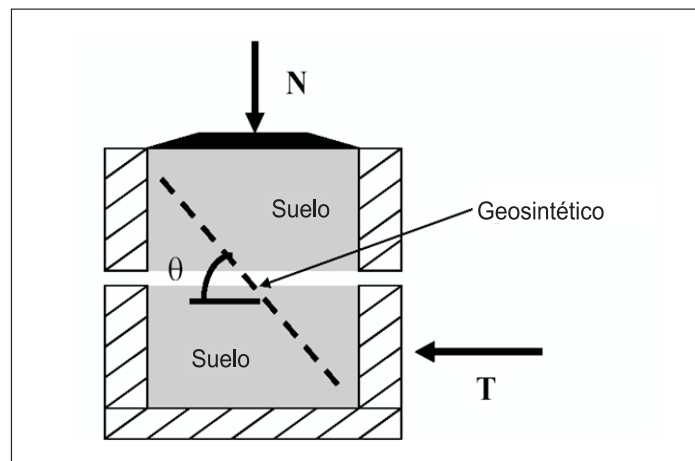


Figura 3.12 – Esquema ilustrativo del ensayo de corte directo con refuerzo inclinado

Ensayo de Plano Inclinado.

En ciertas situaciones de campo, como sistemas de control de erosión y sistemas de impermeabilización, la utilización de parámetros de interfases obtenidos por ensayos de rozamiento conducen a errores contrarios a la seguridad, asociados, principalmente, a la utilización de bajos niveles de tensión (Girard y otros, 1990; Giroud y otros, 1990; y Gourc y otros, 1996).

Así, los ensayos de plano inclinado (Figura 3.13) representan una alternativa para modelar problemas de estabilidad de capas superficiales de geosintéticos en taludes muy inclinados.

El ensayo consiste en una caja rígida que confina una masa de suelo sobre una capa de geosintético, inicialmente posicionado en la horizontal. Bajo el geosintético se encuentra otra caja, generalmente mayor que la superior, rellena con suelo.

El ensayo se realiza aumentando la inclinación de las cajas hasta que ocurra el desplazamiento a lo largo de la interfase suelo-geosintético (Aguiar, 2008).

El ensayo de rampa es sencillo, pero presenta restricciones, asociadas a la variación de la tensión normal con la inclinación del plano y a la distribución de la tensión normal.

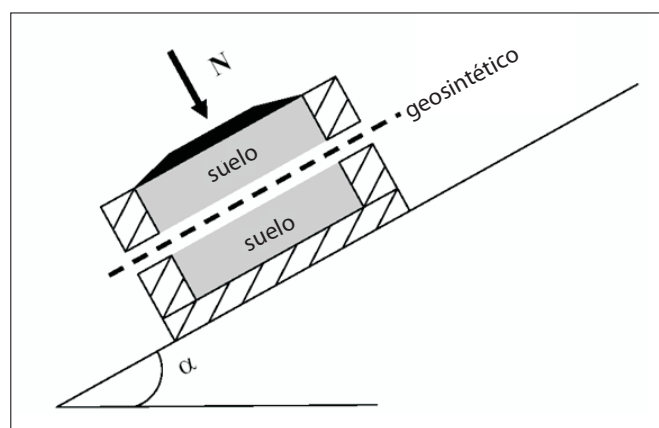


Figura 3.13 - Esquema de un ensayo de plano inclinado (Aguiar, 2008)

Corte Directo Inclinado.

El ensayo de corte directo inclinado ha sido desarrollado para la obtención de parámetros de interfase en condiciones de bajas tensiones normales, semejantes a los ensayos en plano inclinado. Para esto, ha sido realizada una adaptación en los equipo de ensayos de corte convencionales, que ha consistido en la fijación de la caja de corte al equipamiento de plano inclinado (Figura 3.14).

El equipo se compone de dos cajas de acero, siendo la caja superior libre para desplazarse, mientras la caja inferior es fija al plano inclinado de ensayo. La tensión normal se aplica por pesos de concreto o acero y los desplazamientos de la caja superior son medidos por extensómetros.

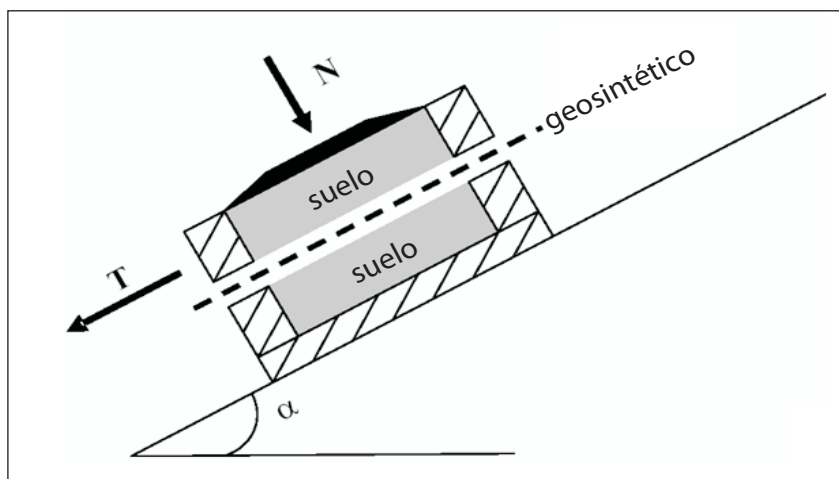


Figura 3.14 - Esquema de un ensayo de corte directo inclinado (Aguiar, 2008)

Ensayo de Arrancamiento.

El ensayo de arrancamiento ha sido desarrollado con el objetivo de evaluar el comportamiento de refuerzos embutidos en el suelo, cuando están solicitados por una fuerza de tracción capaz de provocar la pérdida de adherencia con el mismo. Este ensayo es considerado el más apropiado al estudio de la interacción suelo-geogrilla, pues considera la parte de fricción superficial y empuje pasivo que ocurre en las solicitaciones de campo.

Los ensayos de arrancamiento son realizados en equipos de corte directo modificados por la adición de una mordaza que impone los desplazamientos horizontales de arrancamiento. Se coloca la muestra de geosintético entre 2 capas de suelo. La extremidad conectada a la mordaza es traccionada bajo velocidad constante. Así, el movimiento relativo entre el geosintético y el suelo origina fuerzas en las dos partes del geosintético, que se oponen al movimiento.

Inicialmente, se coloca el suelo en la caja inferior, se posiciona el geosintético horizontalmente sobre el suelo compactado y se conecta el geosintético en la mordaza. Seguidamente, se coloca la caja superior sobre el conjunto y se rellena la caja superior con suelo. Se aplica una carga vertical para confinamiento, a través de una placa rígida o bolsa de aire.

Generada la consolidación de la muestra, se aplica la carga horizontal de arrancamiento bajo velocidad constante. El ensayo prosigue hasta que la carga horizontal se estabilice u ocurra la rotura por tracción del geosintético.

En este caso, se repite el ensayo con valores inferiores de confinamiento (Koutsourais y otros, 1998). La tensión de arrancamiento se define como la relación entre la fuerza de arrancamiento y el área del geosintético solicitada al arrancamiento:

$$\tau_{SG} = \frac{P}{2.B.L}$$

21

donde: P = fuerza de arrancamiento;

B = ancho de la geogrilla;

L = longitud de la geogrilla.

El ensayo debe ser realizado para, un mínimo, de tres valores distintos de confinamiento vertical. Así, se obtiene una envolvente de resistencia y, de manera análoga a los ensayos de rozamiento se extraen los parámetros de resistencia de interfase (c_a e δ).

Diversos autores en todo el mundo han idealizado equipos capaces de realizar ensayos de arrancamiento en geogrillas, geotextiles, etc. Algunas características de los equipos reportados en recientes trabajos publicados se resumen en la Tabla 3.4.

Autores	Altura (mm)	Ancho (mm)	Longitud (mm)	Sistema de aplicación de] sobrecarga	Medidas efectuadas
Christopher & Berg (1990)	310	600	1220	Bolsa de aire	Desplazamiento y fuerza de arrancamiento.
Farrag et al. (1993)	760	900	1520	Bolsa de aire	Desplazamiento, fuerza de arrancamiento y velocidad.
Bergado e Chai (1994)	510	750	1250	Bolsa de aire	Deformación, desplazamiento dilatación y fuerza de arrancamiento.
Alfaro et al. (1995)	400	600	1500	Bolsa de aire	Deformación, desplazamiento, dilatación y fuerza de arrancamiento.
Chang et al. (1995)	150	500	400	Bolsa de aire	Desplazamiento, deformación y fuerza de arrancamiento.
Ladeira & Lopes (1995)	600	1000	1530	Cilíndricos hidráulicos	Desplazamiento y fuerza de arrancamiento.
Miyata (1996)	220	325	660	Bolsa de aire	Dilatación, desplazamiento y fuerza de arrancamiento.
Ochiai et al. (1996)	200	400	600	Bolsa de aire	Desplazamiento frontal y fuerza de arrancamiento.
Bakeer et al., (1998)	152	610	610	Pistón neumático	Desplazamiento frontal y fuerza de arrancamiento.
Teixeira & Bueno (1999)	500	700	1500	Bolsa de aire	Fuerza de arrancamiento, tensiones en el suelo y desplazamientos.
Sugimoto et al., (2001)	625	300	680	Bolsa de aire	Desplazamientos, fuerza de arrancamiento, fuerza frontal, movimiento del suelo.
Teixeira & Bueno (2003)	150	300	250	Bolsa de aire	Fuerza de arrancamiento, tensiones en el suelo y desplazamientos.
Nakamura et al., (2003)	200	220	500	Bolsa de aire	Desplazamiento, fuerza de arrancamiento.
Sieira (2003)	1000	1000	1000	Gato hidráulico	Desplazamiento frontal y fuerza de arrancamiento.

Tabela 3.4 –Características de los equipos.

Ensayos de Deformación Plana.

Este ensayo ha sido desarrollado por Larson (1992), y está esquematizado en la Figura 3.15. Se supone el corte del suelo bajo compresión en deformación plana, aumentando la tensión principal mayor σ_1 o reduciendo la tensión principal menor σ_3 . Para estas condiciones de carga, el refuerzo resiste a las deformaciones laterales que ocurrirían en la masa de suelo en el caso que no estuviera presente. Consecuentemente aparecen tensiones de tracción en el refuerzo.

Este equipo permite el estudio de la interacción suelo-refuerzo bajo condiciones que ocurren en estructuras de contención, y ofrece resultados bastante interesantes (Teixeira, 2003).

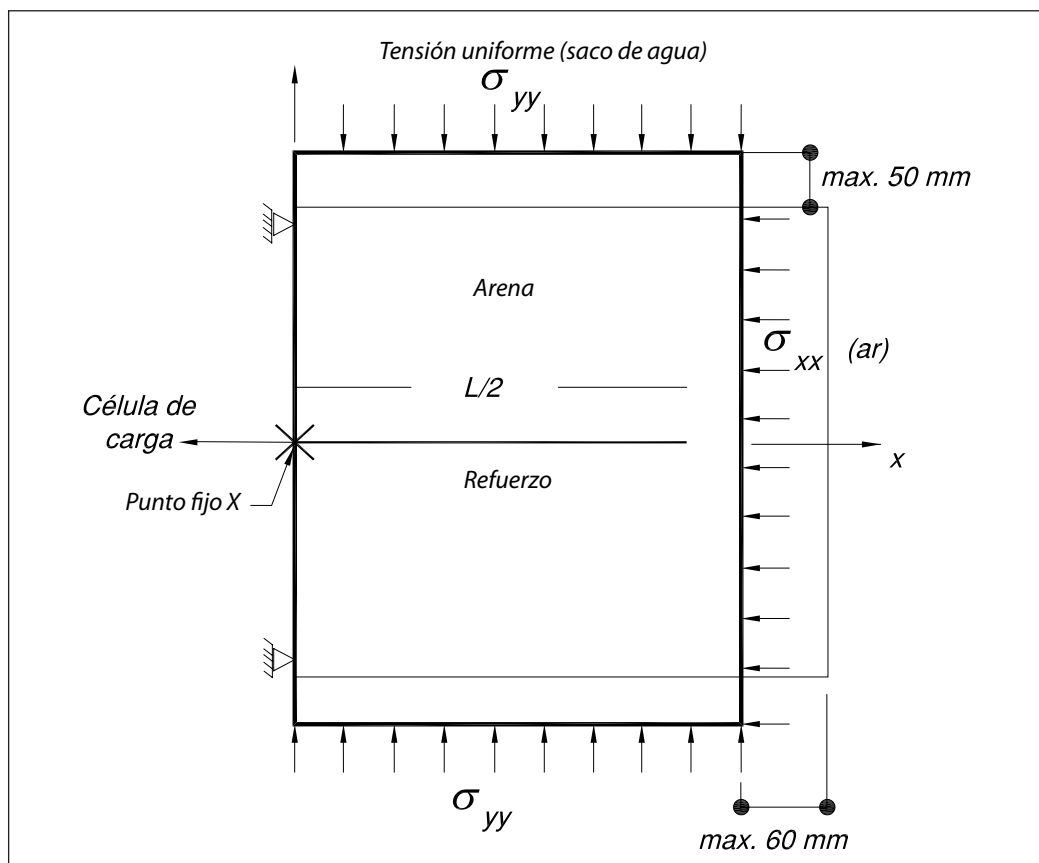


Figura 3.15 – Esquema del ensayo de deformación plana (Teixeira, 2003).

4.0 CONCEPTO DE REFUERZO DE SUELO

La técnica del suelo reforzado consiste en la introducción de elementos resistentes a la tracción, convenientemente orientados, que aumentan la resistencia y disminuyen la deformabilidad del macizo. En este método, designado por refuerzo de suelos, ocurre una mejora en el comportamiento global del macizo por la transferencia de esfuerzos hacia los elementos resistentes a la tracción.

Los suelos presentan resistencia a esfuerzos de compresión y corte, pero no presentan resistencia a la tracción. Una masa de suelo, cargada verticalmente, sufre deformaciones verticales de compresión y deformaciones laterales de extensión (tracción). Si la masa de suelo presenta elementos de refuerzo, los movimientos laterales son limitados por la reducida deformabilidad del refuerzo. Esta restricción de deformaciones se obtiene con el desenvolvimiento de esfuerzos de tracción en el elemento de refuerzo. La Figura 4.1 ilustra el principio básico del comportamiento del suelo reforzado.

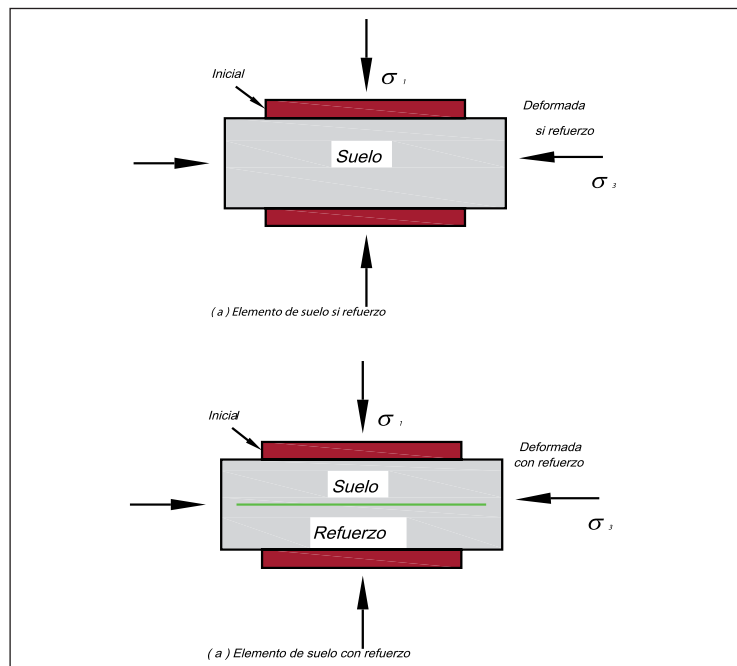


Figura 4.1. Principio Básico del Comportamiento del Suelo Reforzado

La Figura 4.2 presenta un experimento empírico y bastante sencillo que ilustra la restricción de las deformaciones laterales que ocurren en una masa de suelo reforzada con elementos horizontales. Inicialmente, se ha introducido arena compactada en un vaso plástico. La arena ha sido bien compactada, adquiriendo la forma del vaso, después de ser extraída del mismo. (Figura 4.2.a).

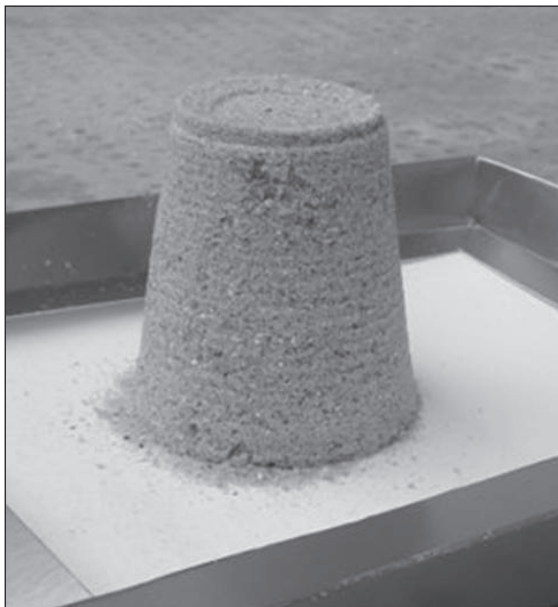
Al ser cargado verticalmente con el mismo vaso plástico, parcialmente lleno con arena (70% del volumen), es posible observar que el cono formado por la arena se desmorona de inmediato, debido a la falta de resistencia interna y restricción lateral (Figura 4.2b).

El mismo experimento ha sido realizado reforzándose la arena con tres capas de fina malla de po-

lipopileno (Figura 4.2c). En este caso, la arena ha sido compactada con el mismo contenido de humedad y energía similar al experimento anterior. El objetivo de la introducción de la malla de polipropileno consiste en la restricción de los movimientos laterales causados por un cargamento vertical externa.

Dando secuencia al experimento, se aplica la misma carga externa impuesta por un vaso de plástico lleno de 70% de su volumen de arena (Figura 4.2d). Se observa que el cono de arena, reforzado con capas de malla, se mantiene estable y es capaz de soportar la carga externa, sin romper.

Esta experiencia ilustra con claridad y didáctica el concepto de refuerzo de suelo, mostrando que la introducción de un elemento sintético en una masa de suelo da una mayor resistencia al conjunto suelo-refuerzo.



a) cono de arena compactada, extraído de un vaso plástico.



b) rotura del cono de arena compactada cargado verticalmente.



c) cono de arena con 3 capas de malla de polipropileno extraído de un vaso plástico.



d) cono de arena reforzado con mallas de polipropileno cargado verticalmente.

Figura 4.2. Experimento empírico para ilustrar el concepto de refuerzo de suelo

4.1 INFLUENCIA DE LA COMPACTACIÓN EN EL COMPORTAMIENTO DE MACIZOS REFORZADOS.

La compactación de un macizo de suelo puede influir directamente en su resistencia, algo que depende fundamentalmente de su naturaleza. Los suelos lateríticos, por ejemplo, en su estado natural se presentan porosos y permeables, lo que los torna en la mayoría de los casos colapsibles. Cuando son compactados pueden alcanzar excelente resistencia bajo condiciones de baja permeabilidad (GODOY et Al., 1996 apud Souza JUNIOR, 2005).

En general, los materiales utilizados en el proceso de compactación presentan un comportamiento distinto de acuerdo con su característica granulométrica. En el caso de las arcillas, cuando son compactadas, es posible observar que en la rama seca de la curva de compactación desarrollan una ubicación de partículas que no exhibe influencia significativa del tipo de compactación empleada, mientras que, cuando son compactadas en la rama húmeda, son significativamente afectadas la orientación de las partículas, la resistencia, la permeabilidad y la compresibilidad de las arcillas. Las propiedades geotécnicas de suelos no cohesivos son significativamente afectadas por la densidad relativa del suelo. Generalmente, un aumento en su densidad implica una mejora en las condiciones de resistencia del suelo granular, así como se reduce su compresibilidad. Es usual si se utiliza la densidad como el único criterio de especificación para la compactación de suelos no cohesivos, desconsiderándose el tenor de humedad como parámetro de control, en contraste al procedimiento frecuentemente empleado en la compactación de suelos cohesivos (Souza JUNIOR, 2005).

El comportamiento y las características de limos y arcillas compactadas son mucho más difíciles de definir en una determinada categoría respecto a los suelos granulares. Mientras éstos ganan resistencia a través de la compactación y del subsiguiente aumento de densidad, algunos limos y arcillas pueden, en ciertas condiciones (método de compactación, tenor de humedad, etc.), presentar una reducción de resistencia después de un determinado aumento de densidad (CERNICA, 1995 apud Souza JUNIOR, 2005). Suelos de naturalezas diferentes, cuando son compactados con la misma energía, presentan curvas de compactación características para cada tipo de material (Figura 4.3). Las arenas poseen mayor densidad máxima y menor humedad óptima que las arcillas, y éstas presentan una curva de compactación con un máximo más definido. Los limos se comportan de forma intermedia (Mello y Teixeira, 1971 apud Souza JUNIOR, 2005).

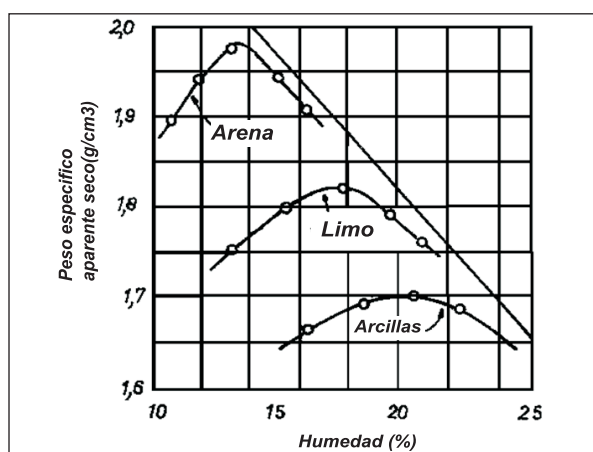


Figura 4.3 – Curvas de compactação para diferentes tipos de solos (MELLO e TEIXEIRA, 1971).

YODER, 1959 apud Souza JUNIOR, 2005, relató algunas características geotécnicas en función de la relación entre las porciones gruesas y fina de mezcla de suelo y agregado. La Figura 4.4 muestra esas características, de forma simplificada, de acuerdo con las condiciones impuestas por esa relación. La condición "a" representa un material sin la fracción fina. Presenta densidad variable, alta permeabilidad, elevada estabilidad y cuando confinado, no es afectado por la condición de humedad, por ende es difícil de compactar. La condición "b" muestra un material con finos suficientes para la densidad máxima. El contacto gran a gran produce un aumento de la resistencia contra las deformaciones. Este material presenta baja permeabilidad, relativa estabilidad en función de las condiciones de confinación, no es muy afectado por las condiciones de humedad y es moderadamente difícil de compactarse. Ya la condición "c" representa un material con gran cantidad de finos. Presenta baja densidad, permeabilidad y estabilidad, y es fuertemente influenciada por las condiciones de humedad. En esa condición el material es fácil de ser compactado (YODER, 1959 apud Souza JUNIOR, 2005).

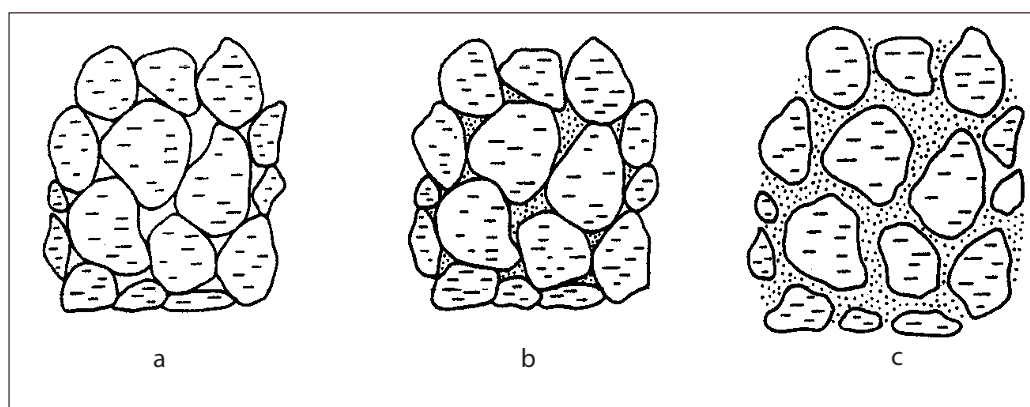


Figura 4.4 – Estado físico de mezclas de suelo-agregado (YODER, 1959 apud SOUZA JUNIOR, 2005).

Las arenas con pedriscos, bien graduadas y con pocos finos, generalmente presentan densidades secas máximas elevadas (en torno a 2,0) y humedades bajas (de 9 a 10%). Humedades óptimas más altas, como 12 a 14%, con densidades secas máximas de 1,9, pueden también representar las arenas finas arcillosas lateríticas. Los materiales arcillosos presentan humedades óptimas mucho más altas, siendo muy común 25 a 30%, y densidades secas máximas más bien bajas, en torno a 1,5 (Pinto, 2000 apud Souza JUNIOR, 2005). La compactación tiene una influencia significativa en el comportamiento de suelos reforzados. Las tensiones horizontales inducidas por el proceso de compactación pueden ser superiores a las tensiones derivadas del peso propio del suelo, invalidando las hipótesis formuladas en el proyecto (Jones, 1990).

Algunos métodos que se proponen en la literatura permiten cuantificar las tensiones generadas durante la compactación en estructuras de contención (Costa, 2004). Con respecto a los desplazamientos, el aumento de las tensiones resultantes de la compactación provoca un aumento en los desplazamientos horizontales de la cara. La Figura 4.5 ilustra el efecto de la compactación en las deformaciones observadas en las estructuras, basada en el concepto de compatibilidad de deformación. Cuando las tensiones en el suelo, inducidas por la compactación, son más elevadas que las tensiones por peso propio, el equilibrio se establece en un valor de deformación en el refuerzo superior al valor previsto sin tener en cuenta el efecto de la compactación.

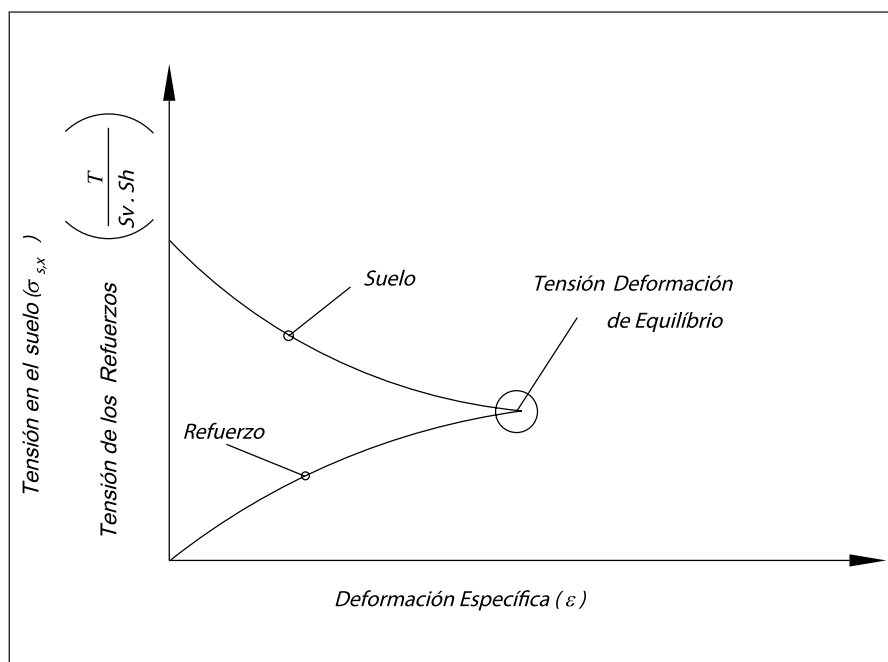


Figura 4.5 – Compatibilidad de deformación considerando las tensiones inducidas por la compactación (Ehrlich y Azambuja, 2003).

La compactación puede representar el principal factor de influencia en las tensiones desarrolladas en el refuerzo. La fuerza y la deformación máxima en cada capa de refuerzo son debido a las tensiones derivadas del proceso de compactación.

La Figura 4.6 muestra que, al considerar el efecto de la compactación, la distribución de la tensión máxima en el refuerzo a lo largo de la profundidad puede ser diferente de la distribución prevista para profundidades inferiores a z_c . A partir de esta profundidad, la tensión en el suelo, debido al peso propio de las capas suprayacentes excede la tensión inducida por la compactación.

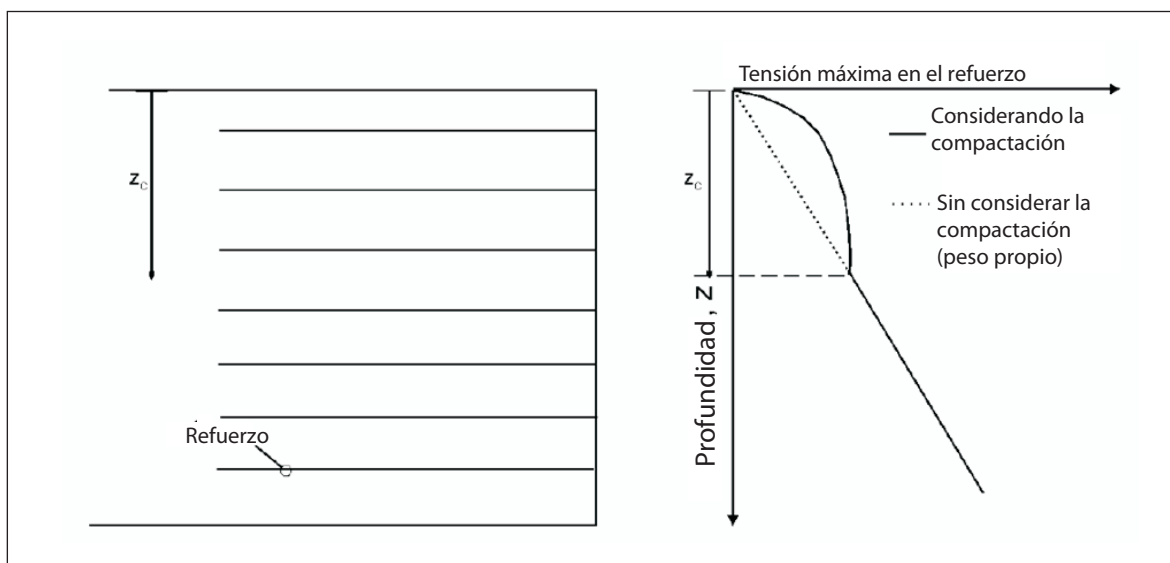


Figura 4.6. Distribución de la máxima tensión en el refuerzo por efecto de la compactación (Ehrlich y Azambuja, 2003).

4.2 ASPECTOS RELATIVOS A LOS REFUERZOS: FACTORES DE REDUCCIÓN.

Un proyecto con materiales geosintéticos debe considerar tres tipos de propiedades: propiedad necesaria, propiedad índice y propiedad funcional (Vidal y otros, 1999).

La propiedad requerida está relacionada con el valor de la función especificada en el proyecto. De la propiedad requerida, se elige el geosintético que mejor se aplica al proyecto. Los productos que satisfacen las propiedades requeridas pueden ser posteriormente sometidos a ensayos, posibilitando el diseño final.

Las propiedades índices son obtenidas a partir de ensayos de caracterización y por lo general son suministradas por el fabricante.

Estas propiedades son inherentes al producto y no consideran las condiciones de uso del geosintético. Los ensayos de caracterización determinan las características básicas del producto y tienen procedimientos establecidos en la norma, ya que, en general, son ensayos rápidos y sencillos.

La propiedad funcional (T_f) considera el tipo de sollicitación impuesta en campo y las condiciones de utilización del geosintético, y se determina por la razón entre la propiedad índice (T_i) y el factor total de pérdida de resistencia (f_r). Este factor se obtiene por el producto de factores parciales, definidos por función y tipo de aplicación.

En proyectos de suelo reforzado con geosintéticos, los principales factores de pérdida de resistencia son:

- Factor de pérdida de resistencia por deformaciones por fluencia (ff);
- Factor de pérdida de resistencia por degradación química y biológica (fa);
- Factor de pérdida de resistencia por eventuales enmiendas (fe);
- Factor de pérdida de resistencia por daños de instalación (fd);

Así, la propiedad funcional se expresa por:

$$T_f = \frac{T_i}{f_r \cdot f_a \cdot f_e \cdot f_d} \quad (4.1)$$

En proyectos de suelo reforzado, han sido adoptados factores de pérdida de resistencia parciales, en lugar de un solo factor total de seguridad, como es habitual en otras áreas de Geotecnia.

La razón para la adopción de los factores de pérdida de resistencia parciales se debe a muchas variables involucradas en las propiedades mecánicas de los refuerzos en las condiciones de servicio.

Los factores de pérdida de resistencia dependen de las características del geosintético y de las características del ambiente donde el geosintético será instalado.

La Tabla 4.1 sugiere valores de factores de pérdida de resistencia respecto al tipo de aplicación para geotextiles y geogrietas. En la Tabla 4.2, se proponen factores de pérdida de resistencia en función del tipo de polímero constituyente.

Aplicación		f_d	f_f	f_a
Muros y Taludes	Geotextiles	1,1 a 2,0	2,0 a 4,0	1,0 a 2,0
	Geogrietas	1,1 a 1,4	1,6 a 3,0	1,0 a 2,0
Terraplenes sobre Suelo Blando	Geotextiles	1,0 a 1,4	2,0 a 3,0	1,0 a 2,0
	Geogrietas	1,1 a 1,4	1,6 a 3,0	1,0 a 1,8
Refuerzo de Fundación	Geotextiles	1,2 a 2,0	2,0 a 4,0	1,0 a 2,0
	Geogrietas	1,2 a 1,5	2,0 a 3,0	1,0 a 2,0
Carreteras No-pavimentadas	Geotextiles	1,1 a 2,0	1,1 a 2,5	1,0 a 1,8
	Geogrietas	1,1 a 1,6	1,5 a 2,5	1,0 a 1,8

Tabla 4.1. Factores de Pérdida de Resistencia en Función del Tipo de Aplicación para Geotextiles y Geogrietas (Adaptado de Koerner, 1998)

	Francia		Alemania	
	PET	PP, PE	PET	PP, PE
f_f	2,5	5,0	2,5	5,0
f_d	1,5		1,5	
f_a^1	1,05		2,0	
f_e^2	1,0		1,0	

Tabla 4.2. Factores de Pérdida de Resistencia en Función del Tipo de Polímero (Adaptado de Vidal y otros, 1999)

Leyenda: PET: poliéster PP: polipropileno PE: polietileno

¹ (sin impacto ambiental)

² (sin enmiendas)

4.2.1. Factores de Pérdida de Resistencia por Deformaciones por Fluencia

La fluencia se puede definir como la capacidad de alargamiento de un material, cuando está sometido a una carga estática de larga duración. La magnitud de las deformaciones por fluencia depende de la composición del polímero y de la estructura de las fibras.

Generalmente, el factor de pérdida de resistencia por deformaciones por fluencia se define por la relación entre la carga de rotura convencional (obtenida en ensayos de tracción no confinada) y la carga que conduce a la rotura del geosintético por fluencia.

El nivel de fluencia de un material está directamente relacionado al porcentaje de carga máxima a la que el mismo está sometido y a la temperatura ambiente (Bush, 1990).

El Ítem 3.4 del presente manual presenta detalles sobre ensayos de fluencia para Geotextiles y productos relacionados sometidos a la tracción (ISO 13431/98).

4.2.2. Factor de Pérdida de Resistencia por Degradación Ambiental.

El medio ambiente puede producir la degradación de geosintéticos durante su vida útil. La degradación ambiental se manifiesta por mecanismos de degradación química y biológica.

Los principales mecanismos de degradación química son termo-oxidación, foto-oxidación e hidrólisis.

- Termo-oxidación: mecanismo de oxidación activado por el calor. En temperaturas normales de utilización en Geotecnia, los polímeros comúnmente utilizados en los geosintéticos no presentan problemas de estabilidad. Bajo temperatura elevada, algunas propiedades mecánicas pueden sufrir alteración a lo largo del tiempo, especialmente la relación tensión-deformación.
- Foto-oxidación: mecanismo oxidante activado por los rayos ultravioleta. La acción de los rayos UV afecta apenas la superficie de las fibras.
- Hidrólisis: consiste en la rotura de cadenas moleculares por la acción de moléculas de agua. La consecuencia de este proceso es la pérdida de resistencia por debilitamiento de las fibras que componen el producto (Salman y otros, 1997).
- Oxidación: provoca corrosión de las fibras del geosintético causando su rotura, y consecuentemente, la reducción de sus propiedades.

4.2.3. Factor de Pérdida de Resistencia por Enmiendas.

Las enmiendas en geosintéticos se pueden realizar a través de 4 procesos: soldadura o pegamento, bloqueo sencillo, superposición de capas o costura. La presencia de las enmiendas crea una región menos resistente. Para los procesos de soldadura, costura y de bloqueo, los factores de pérdida de resistencia por enmiendas se obtienen por ensayos de tracción en las enmiendas. En general, el factor de pérdida de resistencia por enmiendas varía entre 1,0 y 1,2.

4.2.4. Factor de Pérdida de Resistencia por Daños de Instalación.

En macizos reforzados, el factor de pérdida de resistencia por daños de instalación prevalecerá sobre los demás. La ocurrencia del daño de instalación es mayor cuando se utilizan suelos de granulometría gruesa y métodos de compactación más agresivos. Cuanto mayor es la intensidad del daño, más grande es el factor de pérdida de resistencia. La Tabla 4.3 presenta valores para el factor de pérdida de resistencia por daños de instalación en función de la capacidad de supervivencia del geosintético y de la severidad del ambiente de instalación.

El término “capacidad de supervivencia” se utiliza para describir la resistencia a la destrucción de los geosintéticos frente a los esfuerzos derivados del proceso constructivo. Los criterios de clasificación de la capacidad de supervivencia de geotextiles y geogrillas registrados en la literatura se resumen en la Tabla 4.4.

Allen (1991) ha propuesto criterios de clasificación de la severidad del medio en función de las condiciones de instalación (Tabla 4.5). Esta clasificación es función del espesor de la capa de suelo suprayacente al geosintético, de la dimensión de los granos de suelo y del tipo de equipo utilizado en la compactación.

La tabla 4.3 presenta valores para el factor de pérdida de resistencia por dano mecanico en función de la capacidad de supervivencia de geosintetico y de la severidad del ambiente de instalación.

Geosintético	Capacidad de supervivencia	Severidad del Medio			
		Baja	Moderado	Alta	Muy alta
Geogrilla flexível revest. acrílico	Moderada	1,10 – 1,20	1,20 – 1,40	NR	NR
	Alta	1,10 – 1,15	1,20 – 1,40	1,50 – NR	NR
Geogrilla flexível revest. de PVC	Moderada	1,05 – 1,15	1,15 – 1,30	1,40 – 1,60	NR
	Alta	1,05 – 1,15	1,15 – 1,30	1,40 – 1,60	1,50 – 2,00
Geogrilla rígida de polipropileno	Moderada	1,05 - 1,15	1,05 - 1,20	1,30 - 1,45	NR
Geogrilla rígida de polietileno	Moderada	1,05 – 1,15	1,10 – 1,40	1,20 – 1,50	1,30 – 1,60
	Alta	1,04 – 1,10	1,05 – 1,20	1,15 – 1,45	1,30 – 1,50

Tabla 4.3. Factores de Pérdida de Resistencia por Daños de Instalación para Geogrillas (Azambuja, 1994)

El termino “capacidad de supervivencia” es utilizado para describir la resistencia de la destrucción del geosintético frente a de los esfuerzos durante el proceso constructivo y de las solicitaciones iniciales de la obra. Los criterios de clasificación de la capacidad de supervivencia de geotextiles y geogrillas registrados en la literatura están resumidos en la Tabla 4.4.

Los ambientes de instalación son clasificados según la agresividad o severidad de medio. Allen (1991) propone criterios de clasificación de la severidad del ambiente en función de las condiciones de instalación del geosintético en sistemas de contención (Tabla 4.5). Esta clasificación es función del espesor de la película de suelo suprayacente al geosintético, de la forma y de la dimensión de los granos de suelo y del tipo de equipo utilizado en la compactación.

Capacidad de Supervivencia	Geotextiles		Geogrillas	
	Tejidos	No tejidos	Flexibles	Rígidas
Baja	$M_A \leq 135$	$M_A \leq 135$	-	-
Moderada	$135 < M_A \leq 150$	$135 < M_A \leq 200$	$T \leq 55$	$T < 55$
Alta	$M_A > 150$	$M_A > 200$	$T > 55$	$T \geq 55$

Tabla 4.4. Criterio para Clasificación de la Capacidad de Supervivencia de Geosintéticos (Adaptado de Azambuja, 1994).

Leyenda: M_A = masa por unidad de área [g/m²] T = resistencia a la tracción [kN/m²]

Tipo de Equipo	Terraplén	Espesor de la Capa		
		< 15cm	15-30cm	> 30cm
lleve y remolcado	arena fina a gruesa con granos sub-redondeados	baja	baja	baja
	arena y grava bien graduada sub-redondeados a sub-angulares, $\phi_{\max} < 75\text{mm}$	moderada	baja	baja
	grava mal graduada con granos angulosos, $\phi_{\max} < 75\text{mm}$	muy alta	alta	moderada
pesado	arena fina a gruesa con granos sub-arredondeados	moderada	baja	baja
	arena y grava bien graduados con granos sub-arredondeados a sub-angulares, $\phi_{\max} < 75\text{mm}$	alta	moderada	baja
	grava mal graduada con granos angulosos, $\phi_{\max} < 75\text{mm}$	NR	muy alta	alta

Tabla 4.5. Clasificación de la Severidad del Medio (Allen 1991)

Leyenda: NR = no recomendable

4.3. ASPECTOS RELATIVOS A LOS SUELOS.

Las características de los suelos utilizados pueden interferir directamente en el comportamiento de la estructura de suelo reforzado. Los suelos arenosos son generalmente preferidos para la construcción de terraplenes reforzados teniendo en cuenta sus características geomecánicas y su capacidad de drenaje.

La utilización de suelos cohesivos es limitada por la baja adherencia entre el suelo y el refuerzo. Por razones económicas, a veces se torna difícil la obtención de material para el terraplén con características deseables cerca de la zona de construcción.

4.4. RIGIDEZ RELATIVA SUELO-REFUERZO.

Un aspecto a ser considerado en el proyecto con suelo reforzado es la rigidez relativa suelo-refuerzo. La Figura 4.7 presenta un modelo sencillo capaz de representar el mecanismo de movilización de tensiones en una masa de suelo reforzado. Hipotéticamente, bajo condición de deformación horizontal nula, el suelo se encontraría en un estado de tensiones correspondiente al reposo. En esta condición, los refuerzos estarían no traccionados. Con la deformación lateral, las tensiones horizontales en el suelo ($\sigma_{s,x}$) disminuyen, tendiendo a la condición activa. Simultáneamente, las tensiones en los refuerzos crecen hasta que el equilibrio de la masa reforzada sea satisfecho. La tensión o deformación de equilibrio entre los geosintéticos y el suelo depende de la relación entre la rigidez del suelo y la rigidez del refuerzo. Esta relación se traduce por el índice de rigidez relativa (S_i), expresado por (Ehrlich y Mitchell, 1994):

$$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{K \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad (4.2)$$

Siendo:

E_r = módulo de elasticidad del refuerzo;

A_r = área de la sección transversal del refuerzo;

K = módulo tangente inicial del suelo del modelo hiperbólico (Duncan y otros, 1980);

P_a = presión atmosférica; S_v = espaciamiento vertical de los refuerzos;

S_h = espaciamiento horizontal de los refuerzos.

Por la Figura 4.7, se deduce que cuanto mayor la rigidez del refuerzo, menores las deformaciones necesarias para que el equilibrio sea atendido.

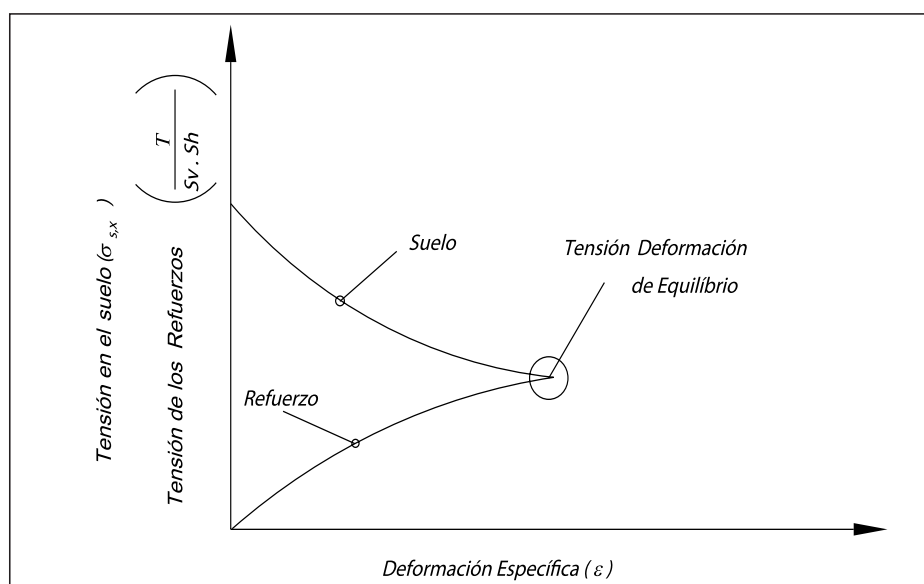


Figura 4.7. Movilización de Tensiones en Suelo Reforzado (Ehrlich y Mitchell, 1994)

Se resalta que los geosintéticos cuando actúan como refuerzo necesitan atender los siguientes requisitos: resistencia a la tracción elevada, módulo de deformación elevado, baja susceptibilidad a la fluencia, elevado grado de interacción con el suelo y durabilidad compatible con la vida útil.

Los próximos volúmenes de este manual describen las principales aplicaciones de los geosintéticos como elementos de refuerzo de suelos, juntamente con los criterios de proyecto y diseño.

4.5 APLICACIONES DE GEOSINTETICOS COMO REFUERZOS EN GEOTECNIA

Actualmente, la mayoría de las obras de suelos necesita algún tipo de refuerzo o elemento estabilizador en vista de la existencia de suelos con baja capacidad soporte.

Como ejemplo de proyectos geotécnicos que utilizan la técnica de refuerzo de suelo, se destacan: muros de suelo reforzado, terraplenes reforzados sobre suelos blandos, terraplenes sobre pilotes, refuerzo de base de pavimentos, etc. Para desempeñar la función de refuerzo, se utilizan los geotextiles y las geogrillas.

Los ítems subsecuentes presentan las diferentes técnicas de suelo reforzado de manera sucinta, y el volumen II detalla las técnicas y metodologías de diseño actualmente utilizadas.

4.5.1 Muros y Taludes Reforzados con Geosintéticos.

Las estructuras en suelos reforzados con geosintéticos son constituidas de capas horizontales de suelo compactado intercaladas por capas de geosintéticos. La interacción suelo-refuerzo proporciona al conjunto mayor estabilidad.

Figuras 4.8a y 4.8b esquematizan una estructura reforzada, con paramento externo de bloques pre-moldeados. En la figura 4.8b se observan drenes horizontales en la capa del terraplén, constituidos de grava y de una tubería perforada colocada en la parte interna del pie del paramento externo del talud.

La verificación de la estabilidad de macizos reforzados con geosintéticos debe atender criterios de estabilidad externa e interna. En la verificación de la estabilidad externa se admite que el macizo de suelo reforzado actúa como un cuerpo rígido, o sea, la zona reforzada funciona como un muro de gravedad. Así, se verifica la seguridad del macizo para los cuatro mecanismos clásicos de rotura a) deslizamiento;

b) vuelco; c) hundimiento y d) rotura global

En la verificación de la estabilidad interna, se verifica la seguridad del macizo para dos mecanismos de rotura interna:

a) arrancamiento del refuerzo y

b) rotura por tracción del refuerzo (Figura 4.9).

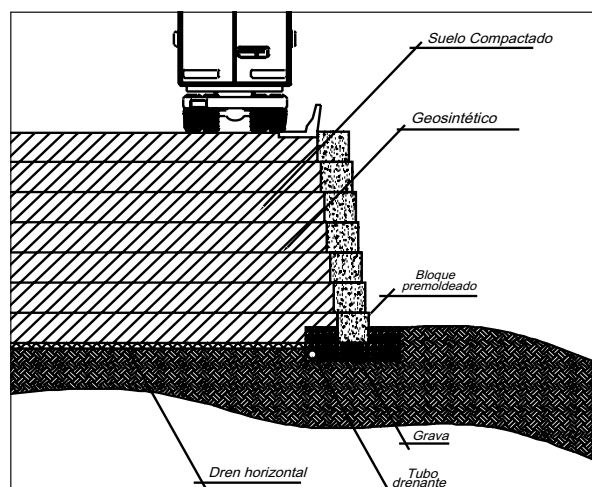
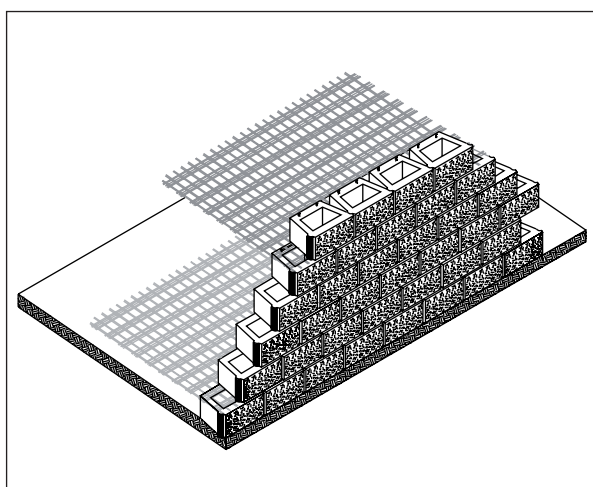


Figura 4.8. Esquema de un muro reforzado con geosintéticos (Kakuda, 2005).
a) Perspectiva del muro; b) Sección transversal del muro.

Además de las analices de estabilidad externa (análisis como muro) deben ser hechas los análisis internos de la estructura, afín de verificar la estabilidad de los refuerzos separadamente y con eso validar la resistencia y la largura individual por capa. Esa verificación se basa en el análisis por equilibrio límite, separando el macizo en dos regiones denominadas de zonas activa y resistiva, revelando dos condiciones: a) arracamiento del refuerzo y b) rotura del refuerzo. Los modos de roturas de estructuras en suelo reforzado sano presentados de forma esquemática en la Figura 4.4.

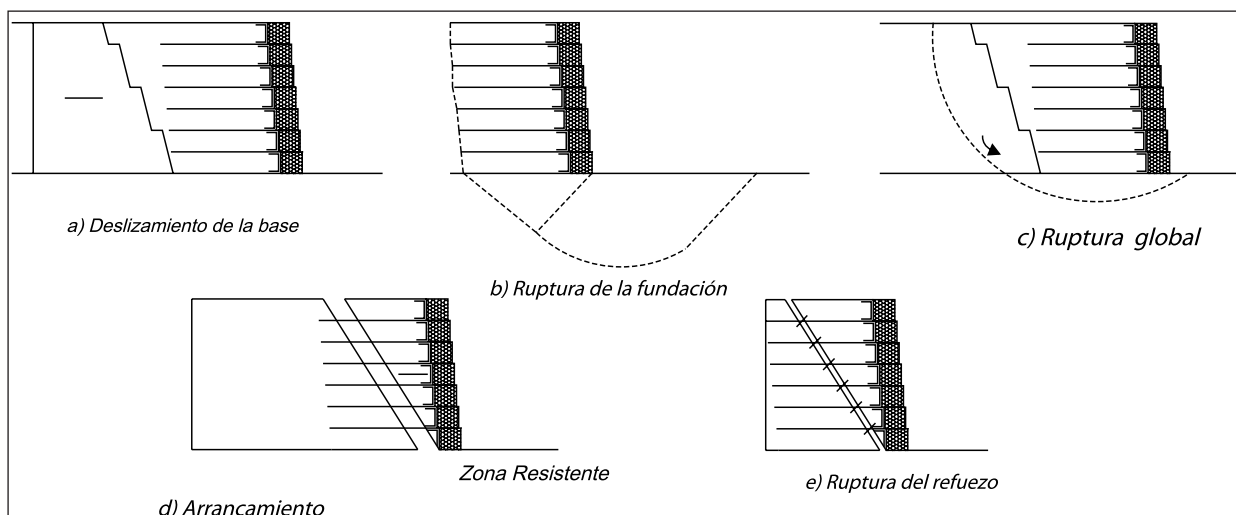


Figura 4.8. Estabilidad interna de un muro en suelo reforzado.

4.5.2 Terraplenes Sobre Suelos Blandos.

Generalmente, la construcción de terraplenes sobre suelos con baja capacidad soporte requiere la utilización de técnicas de mejoramiento del suelo de fundación.

Se opta por cambio de suelo o introducción de aditivos que conduzcan a una mejora del suelo. Todavía, estas técnicas imponen la necesidad de movimientos de tierra, muchas veces inviables.

La aplicación de geosintéticos como refuerzo de base de terraplenes sobre suelo blando presenta ventajas como rapidez constructiva y posibilidad de construcción de taludes más esbeltos.

Como criterio de diseño, se analiza la estabilidad considerando, como hipótesis inicial, una superficie de rotura circular y se utiliza el método de equilibrio límite.

Básicamente, los mecanismos de estabilidad consisten en la verificación de la seguridad contra: a) rotura del terraplén en el contacto con el geosintético; b) rotura del suelo de fundación; y c) rotura global (Figura 4.9).

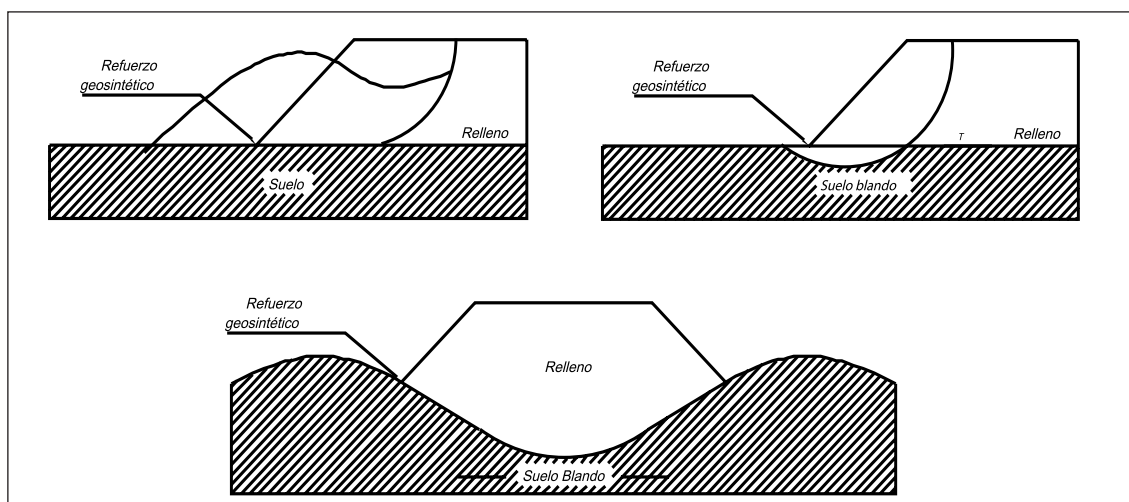


Figura 4.9 Mecanismos de estabilidad de refuerzo de base de terraplén sobre suelo blando (Adaptado de Palmeira, 2002).

4.5.3 Terraplenes Sobre Pilotes.

Existen casos donde la construcción de terraplenes sobre suelos blandos exige una transferencia de las tensiones superficiales para los estratos más resistentes.

En estos casos, las capas de suelos blandos de baja capacidad soporte no reciben directamente la carga ocasionada por la construcción y permanencia del terraplén compactado.

El concepto básico de un terraplén sobre pilotes está relacionado al fenómeno de arqueamiento del suelo permitiendo la utilización de elementos discretos constituidos de estacas.

Este fenómeno posibilita la transferencia de todas las cargas oriundas de terraplén para los pilotes, sin necesidad de una capa continua (Figura 4.9).

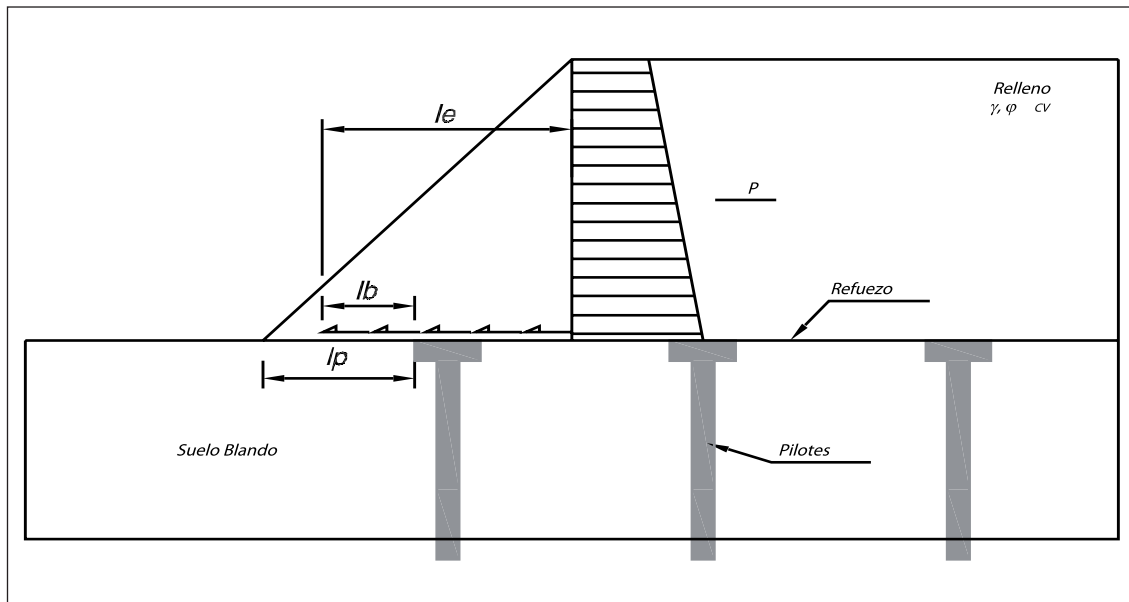


Figura 4.10 - Geometría de un terraplén piloteado y principales esfuerzos actuantes (ABINT, 2004).

4.5.4 Refuerzo de Base de Pavimento.

La introducción de geosintéticos, en particular geogrietas, en base de pavimentos presenta ventajas, como reducción de espesores de capas granulares y aumento de la vida útil del proyecto.

Estas mejoras han sido observadas y comprobadas a partir de resultados de ensayos de campo y laboratorio. La Figura 4.11 presenta un detalle de la interfase geogrieta-base del pavimento.

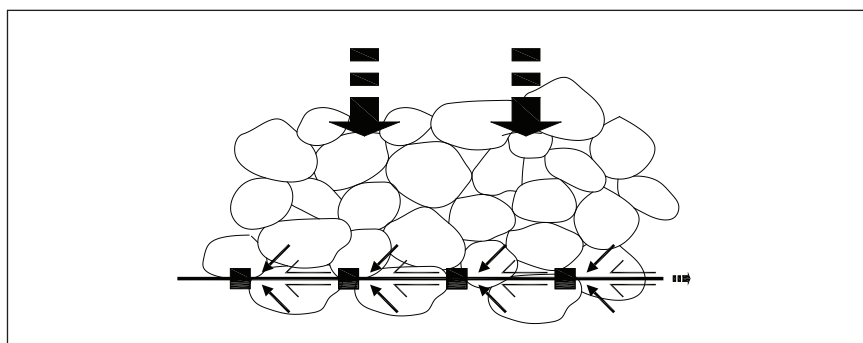


Figura 4.11 - Detalle de la interfase geogrieta-base de pavimento

Los refuerzos geosintéticos pueden originar mejoras en el desempeño de este tipo de proyecto, como:

- Eliminación de deformaciones en el pavimento;
- Eliminación de la contaminación, y consecuente pérdida de la capacidad soporte (en caso de uso de geotextiles);
- Reducción de las deformaciones, con consecuente reducción de la posibilidad de aparición de fisuras en el pavimento;
- Reducción del espesor de la capa granular.

Kakuda (2005) reporta resultados de investigaciones de varios autores, que reportan valores de vida útil de proyectos tres veces superiores y reducciones de espesores de la capa granular de un 20 hasta 50%, cuando se utilizan geosintéticos como elemento de refuerzo de base de pavimento.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

ABNT: MB 3122. "Solo – Ensaio de Palheta in situ", Método de Ensaio. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989.

Abramento, M., Analysis and Measurement of Stress in Planar Soil Reinforcements. PhD. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, MIT - Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, USA. 1993.

Abramento, M., Koshima, A., Zirlis, A. C., Reforço do Terreno. Fundações – Teoria e Prática, 2ª ed., capítulo 18, ABMS/ABEF (eds), São Paulo, Ed. PINI. 1998.

Allen, T.M. and Holtz, R.D., "Design of Retaining Walls Reinforced with Geosynthetics", State of the Art Paper, session 8A on Earth Reinforcement, Geotechnical Engineering Congress 1991, Geotechnical Special Publication No. 27, ASCE, Vol. II, pp. 970-987. 1991.

Azambuja, E., Investigação do dano mecânico em geotêxteis não tecidos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 142 pg. 1994.

Azambuja, E., "Determinação da Resistência Admissível dos Geossintéticos Empregados como Reforço em Muros ou Taludes Íngremes". 1º Curso Catarinense – Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente, Florianópolis, Brasil. 1999.

Badillo, E.J., Rodríguez, A.R., Fundamentos de la mecánica de suelos – segunda edición – 1969.

Baldi, G., Belotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Pasqualini, E. Cone resistance of dry medium sand. 10th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, , Stockolm. . v. 2, p. 427-432. Proceedings: A. A. Balkema, Rotterdam, 1981.

Barros, C.L. A, Apostila de ensaios de laboratoriais de geotecnia – 1997.

Berry, P.L., Reid, D., Tradução: Bernardo Caicedo H., Revisão Técnica: Aquiles Arrieta Guerr, Mecânica de Suelos, Bogota: McGraw-Hill – Interamericana, 1993.

Boussinesq, J. Application des Potentials a L'Etude de L'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques, Paris, Gauthier-Villars, 1883.

Bush, D.I., "Variation of Long-Term Design Strength of Geosynthetics in Temperatures up to 40°C", Proceedings of the Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes, and Related Products, The Hague, Netherlands, pp. 673-676.1990.

Caputo, H.P. Mecânica dos solos e suas aplicações. Vol. 1 e 2, 6a edição. 1988.

Carothers, S.D. "The Elastic Equivalence of Statically Equipollent Loads," Proceedings, Intern. Mathematical Congress, Toronto, Vol. 11, pp. 519-526, 1924.

Casagrande, A. (1937) "Seepage through dams", Journal of the New England Water Works Association. Reprinted in Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940, Boston Society of Civil Engineers, Boston 1940.

Cernica, J.N. (1995). Geotechnical Engineering: Soil Mechanics. John Wiley & Sons, Inc. New York, 454 pp.

Collios, A., Delmas, P., Gourc, J.P, Giroud, J.P., Experiments on Soil Reinforcement with Geotextiles. The Use of Geotextiles for Soil Improvement. ASCE National Convention, April, 53-73, Portland, Oregon, UK. 1980.

Costa, C.M.L., Deformações dependentes do tempo em muros de solo reforçado com geotêxteis. Tese – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

Den Hoedt, G., Durability experience in the Netherlands, 1958-1988. Durability and Aging of Geosynthetics, R. Koerner, Editor, p. 82-94. 1988.

Ehrlich, M. & Mitchell, J.K., "Working stress design method for reinforced soil walls". Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, n. 4, pp. 625-645. 1994.

Farrag, K., Acar, Y.B. & Juran, I., Pull-Out Resistance of Geogrid Reinforcements. Geotextiles and Geomembranes. (12): 3, 133-159. 1993.

Fiore, A. P., Carmignani, L., Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas. 1a edição, 2001.

Godoy, H.; Bernucci, L.B.; Nogami, J.S. (1996). Diretrizes para a identificação expedita de solos lateríticos para o uso em obras viárias. 30ª Reunião Anual de Pavimentação. Salvador, BA. pp.557-568.

González de Vallejo, L.I., Ferrer, M., Ortuño, L. e Oteo, C., Ingeniería Geológica – Person Educación, Madrid, 2002.

Houlsby, G. T. & Teh, C. I., Analysis of the piezocone tests in clay, Proc 1st ISOPT - Int Simp on Penetration Testing, Orlando, vol 2, pp 777-783. 1988.

Jamiolkowski, M; Ladd, C.C.; Germaine, J.T.; Lancellotta, R. New developments in field and laboratory testing of soils. 11th ICSMFE, San Francisco. Rotterdam: A. A. Balkema, 1985.

Jewell, R.A., Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behavior of Soils. Dissertation sub-

mitted to Cambridge University, Cambridge, UK. 1980.

Jewell, R.A. and Greenwood, J. H., "Long-term strength and safety in steep soil slopes reinforced by polymer materials", OUEL 1725/88. 1988.

John, N.W.M., Geotextiles, Chapman and Hall, New York. 1987.

Jones, C.J.F.P., "Earth reinforcement and soil structures", Thomas Telford/ASCE Press, p.379. 1996.

Jürgenson, L., Application of Theories of Elasticity and Plasticity to Foundation Problems, Journal Boston Soc. of Civil Engineering, Vol. 21, No. 3, 1934.

Kakuda, F.M. Estudo de ensaios de arrancamento de geogrelha com utilização de um equipamento reduzido. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

Koerner, R., Designing whit Geosynthetics, 4th ed. - Prentice-Hall, New Jersey, 1998.

Larson, D. G., A Laboratory Investigation of Load-Transfer in Reinforced Soil, Ph.D. Thesis, Department of Civil and Enviromental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA. 1992.

Love, A. E. H., A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity, Dover Publications, New York City, 641 pp., 1944.

Lunne, T., Robertson, P. K., Powell, J. J. M., "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic & Professional, 1st Ed., 1997.

Marangon, M., NuGeo/Núcleo de Geotecnia, Departamento de Transportes e Geotecnia - Faculdade de Engenharia, UFJF- Notas de aula, Mecânica dos solos 2 - Unidade 2 – Tensões nos solos.

Mcgown, A., Andrawes, K. Z. & Kabir, M. H., Load-Extension Testing for Geotextiles Confined in Soil. 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, v. 3, p. 547-560. 1982.

Melan, E., "Der Spannungszustand der durch eine Einzelkraft im Innern beanspruchten Halbscheibe," Zeitschrift fur angewandte Mathematik und Mechanik, Bd. 12, pp. 343-346, 1932.

Mitchell, J. K.; Villet, W. C. B., Reinforcement of earth slopes and embankments. NCHRP Rep. n. 290, Washington, D.C., USA: Transportation Research Board. 1987.

Nogueira, J.B., Apostila de mecânica dos solos – Ensaio de Laboratório, EESC USP – 1971.

NBR 6484, Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. NBR. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980.

NBR 7250, Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento. NBR. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1982.

Ortigão, J.A., Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos, Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda., 1993.

Ortigão, J.A.R. & Collet, H.B. (1987). Errors caused by friction in field vane testing. Anais ASTM Symp on Laboratory and Field Vane Shear Strength Testing, Tampa, STP 1014, p. 104-116.

Osterberg, J.O., Influence values for vertical stresses in semi-infinite mass due to embankment loading. Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Londres, v. 1, p. 393-396, 1957.

Pacheco Silva, F. 1970. Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. COBRAMSEF, Rio de Janeiro, Vols. I e II, Tomo I, pp. 219-224.

Palmeira, E.M. & Milligan, G.W.E. "Large Scale Direct Shear Tests on Reinforced Soil". Soil and Foundations, 29(1), 18-30, 1989.

Palmeira, E.M. & Milligan, G.W.E. "Scale and Other Factors Affecting the Results of the Pullout Tests of Grids Buried in Sand". Geotechnique 39. No. 3, 551-584, 1989.

Palmeira, E.M., "Aterros Sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos". In Anais, 1o. Simpósio Brasileiro Sobre Geossintéticos-Geossintéticos'92, Brasília, 1992, 276-300 São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1992.

Palmeira, E.M., "Embankments", Book Geosynthetic Applications, ed. Thomas, cap. 10, pp.45, 2002.

Palmeira, E.M., "Bearing force mobilisation in pull-out tests on geogrids". Geotextiles and Geomembranes (22): 481-509, 2004.

Proctor, R.R., Fundamental Principles of Soil Compaction, Engineering News Record, pp. 20-28. 1933.

Robertson, K.P. e Campanella, R.G. "Guidelines for using the CPT,CPTU and Marchetti DMT for geotechnical design", in: Report n. FHWA-PA-87-023-84-24, Federal Highway Administration. Washington: 1988.

Robertson, P.K.; Sully, J.P.; Woeller, D.J.; Lunne, T.; Powell,J.J.M.; Gillespie,D.G. – Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests. Canadian Geotechnical Journal, 29(4), 551-7, 1992.

Salman, A., Elias, V., Juran, I., Lu, S., and Pearce, E. "Durability of geosynthetics for highway applications." Report DTFH 61 -91-R-00054, Fed. Hwy. Admin., Washington, D.C. 1997a.

Salman, A., Elias, V., Juran, I., Lu, S., and Pearce, E. "Durability of geosynthetics based on accelerated laboratory testing." *Geosynthetics* 97, 21 7-234. 1997b.

Schnaid, F. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. São Paulo, Oficina de Textos, 2000.

Sieira, A.C.C.F. *Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha*. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, 363p. 2003.

Sieira, A.C.C.F., Sayão, A.S.F.J. *Experimental Investigation of Mechanical Damage in Geogrids*. Soils and Rocks, ABMS, 2009.

Skempton, A.W. & Northey, R.D. *The Sensitivity of Clays*. *Geotechnique*, vol. 3 pp 72-78. 1952.

Souza Junior, J. D. "O Efeito da Energia de Compactação em Propriedades dos Solos Utilizados na Pavimentação do Estado do Ceará", *Dissertação de Mestrado, Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE*, 211 fl., 2005.

Sousa Pinto, C. – *Curso básico de mecânica dos solos*. 1ª ed., São Paulo – Oficina de Textos, 2001.

Taylor, D.W., *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York, 1948.

Teixeira, S.H.C., *Estudo da Interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados*. São Carlos, 214p. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2003.

Terzaghi, K, *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, New York, 1943.

Terzaghi, K. and Peck, R.B., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 1987.

Vargas, M., *Introdução à mecânica dos solos*, McGraw-Hill do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo, 1977.

Vertematti, J. C. *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. Editora Edgard Blucher, 2004.

Vidal, H., *The principle of reinforced earth*, Highway Research Board, HRR, No. 282, Washington, DC, pp. 1-16. 1969.

Vidal, D., Fabrin, T. e Montez, F.T., O conceito de fatores de redução aplicados às propriedades dos geossintéticos; I Simpósio Sul-americano de Geossintéticos / 3o Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Rio de Janeiro, vol.1, pp. 189-198. Out, 1999.



Sistema de Gestión de Calidad
Certificado de Conformidad con la
Norma ISO 9001



MACCAFERRI

AMERICA LATINA

Matriz.

Av. José Benassi, 2601 - Distrito Industrial FazGran
CEP 13.213.085 - Jundiaí - SP - Brasil
T: +(55) 11 4525-5000
E: info.br@maccaferri.com
www.maccaferri.com/br

Maccaferri de Argentina S.A.
T: (+54) 3327 412201
E: info.ar@maccaferri.com

Maccaferri de Bolivia Ltda.
T: (+591) 3 322-8042
E: info.bo@maccaferri.com

Maccaferri del Caribe.
T: (+809) 472-3380
E: info.do@maccaferri.com

Maccaferri de Centroamérica Ltda.
T: (+506) 2244-6090
E: info.cr@maccaferri.com

Maccaferri de Chile S.P.A.
T: (+56) 2 2940-2347
E: info.cl@maccaferri.com

Maccaferri de Colombia Ltda.
T: (+57) 1 636 9230
E: info.co@maccaferri.com

Maccaferri de Ecuador S.A.
T: (+593) 2 3820-971
E: info.ec@maccaferri.com

Maccaferri de Guatemala S.A.
T: (+502) 2208-3535
E: info.gt@maccaferri.com

Maccaferri de México.
T: (+52) 442 229 43 00
E: info.mx@maccaferri.com

Maccaferri de Panamá S.A.
T: (+507) 292-8608
E: info.pa@maccaferri.com

Maccaferri de Perú S.A.C.
T: (+51) 1 206-2600
E: info.pe@maccaferri.com