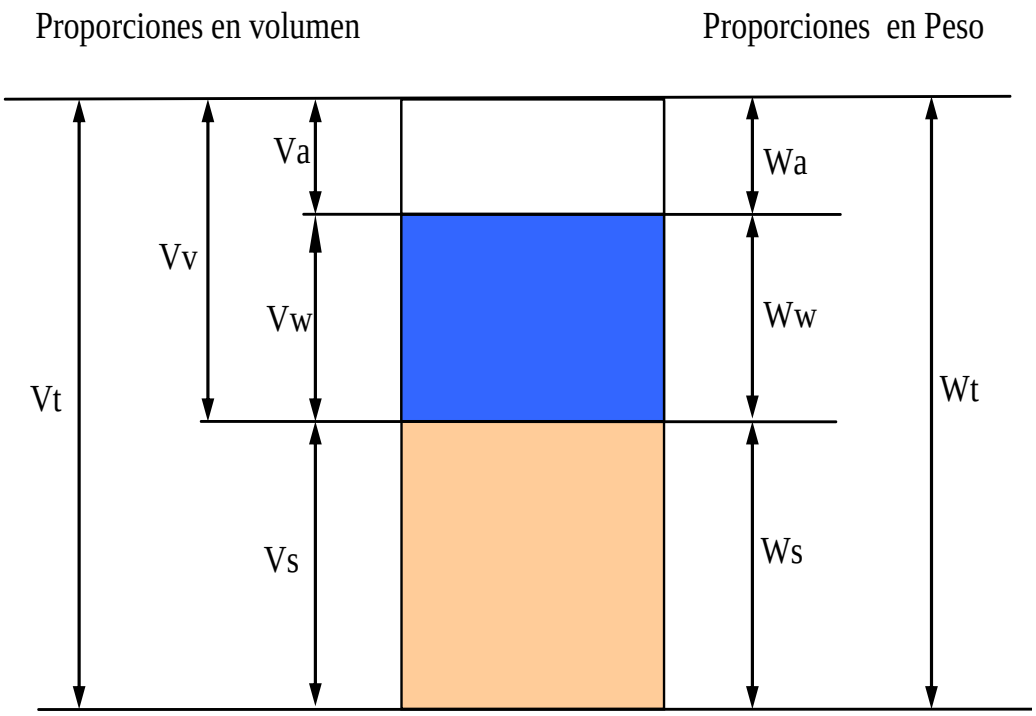
PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS



Prof. Ing. Augusto José Leoni

INDICE

1	**Introducción**		4
2	**Formación de Suelos**		4
	2.1	Erosión in situ	4
	2.2	Erosión por transporte	5
	2.3	Erosión química	6
3	**El suelo como elemento estructural**		7
4	**Propiedades físicas**		8
	4.1	Propiedades de las partículas de suelo	8
	4.1.1	Pesos específico	9
	4.1.1.1	Ensayos para determinar el peso específico	9
	4.1.2	Tamaño	11
	4.1.2.1	Análisis hidrométrico o métodos del hidrómetro (ASTM D-422-90)	12
	4.1.3	Forma y características mineralógicas	13
	4.1.4	Rugosidad	14
5	**Actividad de las partículas de arcillas**		15
	5.1	Conceptos físico químicos	15
	5.2	Capacidad de cambio	16
	5.3	Doble capa difusa	18
	5.4	Superficie específica	20
	5.5	Propiedades físicas	23
6	**Suelos Cohesivos**		25
	6.1	La Caolinita	26
	6.2	La Illita	27
	6.3	La Montmorillonita	27
	6.4	Propiedades de los suelos con agua	28
	6.5	Determinación del Límite Líquido	33
	6.6	Determinación del Límite Plástico	38
	6.7	Límite de Contracción	38
	6.8	Consideraciones particulares	40
	6.9	Sensibilidad	42
7	**Estructura de los suelos**		44
	7.1	Estructura Simple	44
	7.2	Estructura Panaloide	46
	7.3	Estructura Floculenta	47
	7.4	Estructuras Compuestas	48
	7.5	Estructura en “Castillo de naipes”	49
	7.6	Estructuras dispersas	50
8	**Propiedades de los agregados**		52
	8.1	Influencia del tamaño	52
	8.2	Influencia de la forma y de las características mineralógicas	53
	8.2.1	Suelos no cohesivos	53
9	**El agua en los suelos**		62
	9.1	Procedencia del agua en los suelos	62
	9.2	Diversas formas del agua en el suelo	63
	9.3	Agua libre	64

	9.4	Agua capilar	64
10	**Fenómeno capilar y proceso de contracción**		65
	10.1	Tensión superficial, generalidades	65
	10.2	Ascensión capilar	66
	10.3	Efectos capilares	68
	10.4	Proceso de contracción en los suelos finos	70
	10.5	Acción capilar y cohesión aparente	72
11	**Relaciones volumétricas y gravimétricas**		74
	11.1	Relación de pesos y volúmenes	76
	11.1.1	Pesos específicos	76
	11.1.2	Densidad o peso por unidad de volúmen	77
	11.1.3	Densidad o Peso por unidad de volumen de los suelos sumergidos	78
	11.2	Relaciones fundamentales	78
	11.2.1	Relación de vacíos y porosidad	79
	11.2.2	Humedad, grado de saturación y contenido de aire	81
	11.2.3	Factores que afectan a “e” y “γ”	82
	11.3	Vinculación entre las relaciones básicas	83
	11.3.1	Formulas útiles referidas a suelos no saturados	83
	11.3.2	Formulas útiles referidas a suelos saturados	86
	11.3.3	Suelos sumergidos	89

1. INTRODUCCION

La corteza terrestre está compuesta por dos tipos de materiales que genéricamente se denominan roca y suelo. La mecánica de Suelos como su nombre lo indica, se dedica al estudio de la segunda categoría, y naturalmente, es necesario algún índice que sirva de elemento separador para poder entender de que se trata cuando hablamos de **roca** y de **suelo**.

El problema no es sencillo, porque la naturaleza no da productos que se diferencien netamente, sino que dichos productos recorren toda la gama sin que exista ninguna división neta. Por eso, la separación entre suelo y roca no es fácil de hacer en la práctica. El libro de Terzaghi-Peck (Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica) define el suelo diciendo que **es un conglomerado de partículas unidas por fuerzas cohesivas de poca potencia**, y plantea después el interrogante sobre cuales son las fuerzas cohesivas de poca potencia, llamando fuerzas cohesivas de poca potencia a aquellas que pueden contrarrestarse por una acción mecánica poco intensa, como ser agitación en agua.

De esta manera entendemos que el límite de separación entre uno y otro elemento que forman la corteza no es simple. En realidad, el problema no tiene mucha importancia porque, en definitiva, las leyes de la mecánica de suelos son también aplicables a las rocas que tienen poco poder cohesivo y las leyes de la mecánica de rocas son aplicables a los suelos que tienen mucho poder cohesivo, de manera que pueden utilizarse indistintamente. Por lo tanto, en Mecánica de Suelos, vamos a tratar los casos que no merecen ninguna duda, es decir, aquellos formados por elementos de la corteza terrestre que son fácilmente disgregables.

2.- FORMACIÓN DE LOS SUELOS

En la formación de los suelos como descomposición de la roca madre, podemos diferenciar en grandes rasgos la **Erosión o Degradación** que a su vez puede ser Física como también Química. Dentro de estas acciones debemos saber que la primera solamente dará como producto granos de gravas, arenas o limos, ya que para las arcillas se requiere de transformaciones químicas. Dentro de los efectos producidos por la erosión física, podemos diferenciar además dos tipos, a saber:

2.1) Erosión in-situ

2.1.a) Cambios de temperatura

Los efectos del sol en la superficie de la roca actuando sobre la misma durante varias horas del día, hace que la temperatura de la misma se incremente en varios grados y que dicha temperatura además penetre en la masa rocosa. Posteriormente cuando cae el sol la temperatura de la superficie baja en forma brusca, haciendo que entre la parte superficial de la misma y la parte interna, se genere un importante gradiente de temperatura que produce una dilatación diferencial de la roca generando esfuerzos

internos de gran magnitud que por una acción repetitiva (varios años) fatiga a la roca y finalmente la rompe.

2.1.b) Crecimiento de cristales

Otra de las acciones que se producen en las rocas agrietadas, o microfisuradas es la penetración del agua libre que luego por la acción de un cambio de temperatura puede congelarse, provocando grandes esfuerzos de compresión sobre las paredes de la grieta que la contiene, logrando con ello ensanchar la grieta y romper la roca por tracción.

2.1.c) Tensiones de la corteza terrestre

Otra de las acciones que suelen ocurrir en la corteza terrestre, y que pueden derivar en la formación de partículas de menor tamaño, son todos los movimientos que se generan tales como los terremotos y que, además, provocan la formación de diaclasas, plegamientos, etc. que debilitan al macizo rocoso y facilitan su transformación posterior en trozos más pequeños.

2.1.d) Efectos de la gravedad

Rotura y desprendimientos de macizos rocosos sin contención lateral, que son arrastrados por acción de la gravedad cayendo de alturas considerables y que por efectos del golpe generan partículas de menor tamaño.

2.2.- Erosión por transporte

La erosión por transporte, tiene una importancia fundamental en la formación de suelos, la misma, además, resulta como la acción repetitiva de muchos años (miles) sobre la misma partícula hasta que la misma se deposita en lo que nosotros imaginamos como disposición final y que sin duda en un futuro, tal vez muy lejano, cambiará.

Dentro de la erosión por transporte podemos mencionar:

- Al **agua** como transporte fluvial y/o marítimo.
- Al **viento** con su acción de transporte eólico
- A los **glaciares** con su acción de transporte y generador de grandes presiones

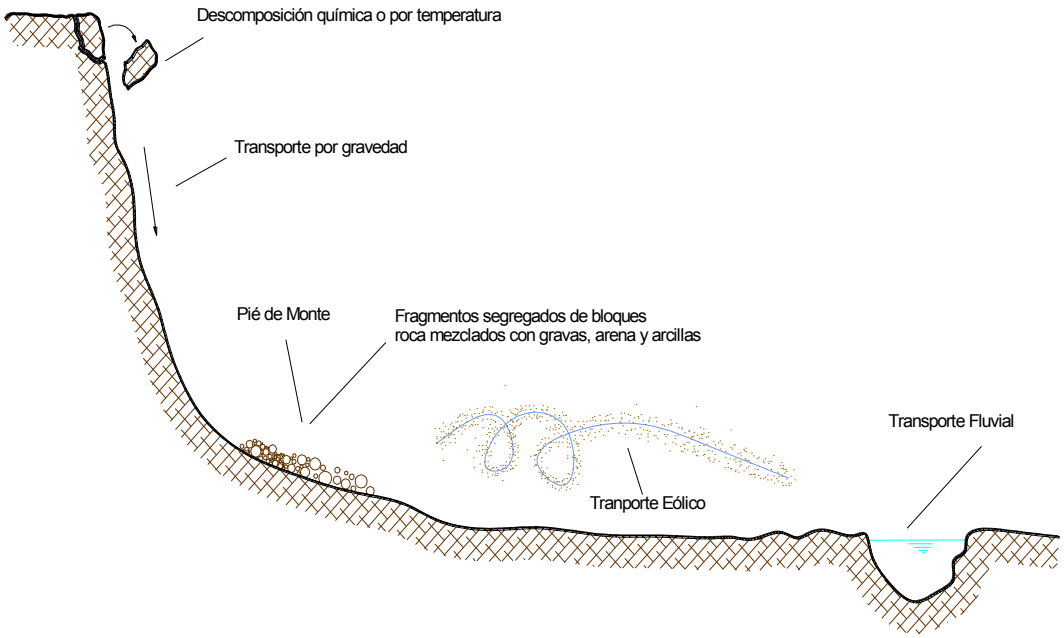


Figura 1.1: Esquema del transporte y sedimentación de partículas

2.3.- Erosión química:

La erosión química es la gran generadora de suelos finos y fundamentalmente de las partículas de arcilla. Dentro de este tipo de acción podemos mencionar a las siguientes:

2.3.a) Hidratación:

Resulta como consecuencia de la adición de agua a un compuesto químico para formar como conclusión otro compuesto químico, por ejemplo si a la "Anhidrita" le adicionamos agua habremos formado el yeso con un incremento de volumen de 1 a 1,6 veces y desarrollando presiones del orden de los 20 kg/cm^2 si el aumento de volumen se ve impedido.

2.3.b) Hidrólisis:

Es la descomposición química de una sustancia por medio del agua, se produce como efecto de que el agua libre, de los climas tropicales de intensa pluviosidad, donde las rocas están formadas fundamentalmente de Silicatos y Oxidos de Fe y Al, el agua libre afloja la ligazón con estos elementos y provoca su descomposición.

2.3.c) Disolución:

Aún cuando la Disolución es un fenómeno físico, en la erosión de los suelos y rocas, actúa casi siempre acompañado de una importante combinación y transformación química, por lo tanto, se lo encuadra en este tipo de fenómenos.

Si bien las formaciones calcáreas (roca caliza) son en general poco solubles en agua, (0,065 gr/litros) cuando en el agua de contacto está presente al anhídrido carbónico, el carbonato de calcio es disuelto lentamente en forma de bicarbonato de calcio que puede llegar a una concentración en agua de 160 gr/litros.

2.3.d) Oxidación

La oxidación que sufren los óxidos ferrosos liberados debido a la hidrólisis, los lleva a transformarse en óxidos férricos. Una evidencia de este accionar se da en la erosión química que sufren los basaltos que primeramente se descomponen en **Saprolitos** de color amarillo y posteriormente por una fuerte oxidación debido al oxígeno disuelto que aportan las lluvias, se transforman en **Lateritas** con un fuerte color rojo.

3.- EL SUELO COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL

La mecánica del suelo forma parte de la teoría de las estructuras. En general, se acostumbra a proyectar las estructuras en el esquema simple de que la misma comienza a nivel del suelo de fundación, olvidándose de la parte inferior. Pero en realidad la estructura está constituida no solo por la parte superior, sino también por la que se encuentra debajo, y ésta debe dimensionarse como parte integrante de la misma, para que resista de manera similar. El material de fundación es el determinante de aquellos dislocamientos (movimientos diferenciales) que se adoptaron para la determinación de los esfuerzos adicionales en los cálculos realizados en Teoría de las Estructuras, resultantes de los asentamientos provocados por la deformación del suelo.

Cuando se proyecta una estructura es necesario analizar las condiciones de los suelos. Estrictamente, nos interesan las propiedades hidráulicas y las mecánicas: resistencia y deformabilidad, y las propiedades físicas. Por ejemplo, la **resistencia** nos permitirá dimensionar las bases con un cierto coeficiente de seguridad a la rotura, la **deformabilidad** indicará cual será la magnitud de los dislocamientos a tener en cuenta a través del tiempo. El ingeniero utiliza el suelo en las condiciones en que se encuentra en la naturaleza, o bien como materia prima o material de construcción, y con esa materia prima fabrica un material nuevo (Suelo - cal, Suelo - cemento, Terraplenes, Diques de materiales sueltos, etc). Las propiedades de ese material nuevo, o mas bien, la utilidad potencial de la materia prima para producir ese material nuevo de características determinadas, está ligado, por la experiencia, a las propiedades físicas de los suelos. Dicho de otra manera: si se ha empleado un suelo de determinadas características físicas del cual se conoce, por ejemplo, su comportamiento mecánico, se puede, entonces, predecir que utilizando otros suelos de las mismas propiedades físicas, se obtendrán comportamientos similares.

Un tercer propósito no menos importante que los anteriores, se sirve de las **propiedades físicas**. En fundaciones y mecánicas de suelo, mas que en cualquier otra rama de la ingeniería civil, es necesaria la **experiencia** para actuar con éxito. El proyecto de las estructuras comunes fundadas sobre suelos, o de aquellas destinadas a retener suelos, debe necesariamente basarse en modelos matemáticos que funcionan en entornos muy

definidos, así que éstas pueden ser utilizadas con propiedad, solamente por el ingeniero que posee un bagaje suficiente de experiencia.

Las obras de mayor envergadura, con características poco comunes, suelen justificar la aplicación de métodos científicos en su proyecto pero, a menos que el ingeniero a cargo de las mismas posea una gran experiencia, no podrá preparar inteligentemente el programa de ensayos requeridos ni interpretar sus resultados en la forma debida. Como la experiencia personal no llega nunca a ser lo suficientemente extensa, el ingeniero se ve muchas veces obligado a basarse en informes sobre experiencias ajenas. Si estos informes contienen una **descripción adecuada** de las condiciones del suelo, los mismos constituyen una fuente estimable de conocimientos de otro modo, pueden conducir a conclusiones totalmente erróneas. Por esta razón, uno de los principales propósitos perseguidos para reducir los riesgos inherentes a todo trabajo con suelos, ha consistido en buscar métodos para diferenciar los distintos tipos de suelos de una misma categoría. Las propiedades físicas en que se basa dicha diferenciación se conoce con el nombre de **propiedades índice.**

El nombre de propiedades índices se refiere se refiere al dedo mayor o índice que sirve para señalar o para indicar, ya que son propiedades que "señalan" o "indican" el comportamiento del suelo. La naturaleza de cualquier suelo puede ser alterada si se lo somete a un tratamiento adecuado. Por ejemplo, una arena suelta puede transformarse en densa si se la vibra adecuadamente. Por eso, el comportamiento de los suelos en el terreno depende no sólo de las propiedades significativas de los granos de su masa, sino que también de aquellas propiedades que tiene su origen en el acomodamiento de las partículas dentro de la misma. De ahí que resulta conveniente dividir las propiedades índices en dos clases: **propiedades de los granos del suelo** y **propiedades de los agregados del suelo**.

4.- PROPIEDADES FÍSICAS

4.1.- Propiedades de las partículas de suelo:

Las propiedades físicas de la partícula de suelo son las siguientes:

- Peso específico
- Tamaño
- Forma
- Características mineralógicas
- Rugosidad

4.1.1.- Peso específico:

La parte sólida de los suelos está constituida por partículas dispuestas de una manera determinada, formando un cierto tipo de estructura porosa que conforma la masa. El análisis de las partículas del suelo demuestra que su peso específico varía poco (para arenas: 2,65 kg/dm^3 y para arcillas varía entre 2,5 y 2,9 kg/dm^3), excluyendo los suelos "raros" como los orgánicos y otros que contienen diatomeas o diatómicas. Luego, la variación del peso específico de las partículas contenidas en los suelos no es muy significativa, ni en las propiedades físicas ni en las mecánicas, para determinar el comportamiento del suelo.

No tienen mucha importancia el valor del peso específico sino en cuanto determina el peso unitario de ese suelo en consideración (Peso/Volumen) y permite mediante él, calcular la tensión que soporta una masa de suelo a una determinada profundidad.

4.1.1.1.- Ensayos para determinar el peso específico:

Para la determinación del peso específico de los suelos finos, se utiliza generalmente un picnómetro graduado de 50 cm³ con tapa capilar, que permite un perfecto enrasado del recipiente cuando se lo llena de agua, tal como se muestra en la figura que se adjunta.

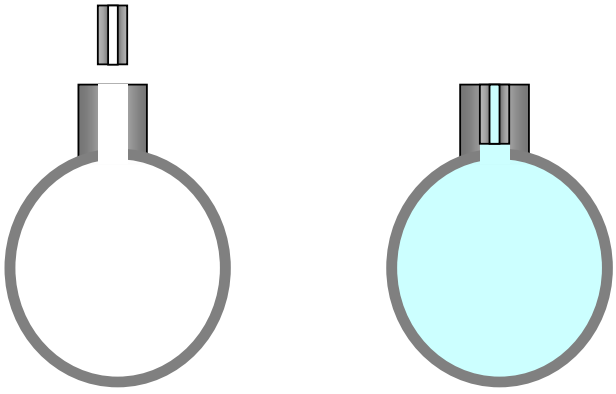


Figura 1.2: Picnómetro con tapa capilar de enrase

En el laboratorio se tienen estos recipientes tabulados cuando están llenos de agua destilada, para distintas temperaturas. Y se conoce también el peso (Wp) del mismo con su correspondiente tapa capilar cuando está vacío y perfectamente seco.

El procedimiento es el siguiente:

- Se toma un picnómetro del que se conoce su tara, se lo seca perfectamente en estufa y se le agrega una porción de suelo seco en estufa, previamente tamizado por el tamiz Nº 4, en una cantidad entre 20 y 40 gramos.

- Una vez colocado el suelo en su interior se pesa nuevamente para conocer la cantidad de suelos seco colocado en su interior. (Wp + Ws)

- Se le agrega posteriormente agua destilada hasta aproximadamente la mitad de la capacidad del picnómetro y se lo conecta a una bomba de vacío, tratando que el vacío generado no supere los 10 cm de columna de mercurio. Al mismo tiempo se hace girar el picnómetro y se lo golpea suavemente para que se desprendan las pequeñas burbujas de aire que pudieran haber quedado atrapadas entre las partículas de suelo.

- Cuando no salen más burbujas, se desconecta la bomba de vacíos y se completa el picnómetro con agua destilada hasta el enrase con la tapa capilar, en este momento se determina la temperatura del agua dentro del picnómetro, se lo seca perfectamente y se lo pesa (Wp + Ws + Ww)

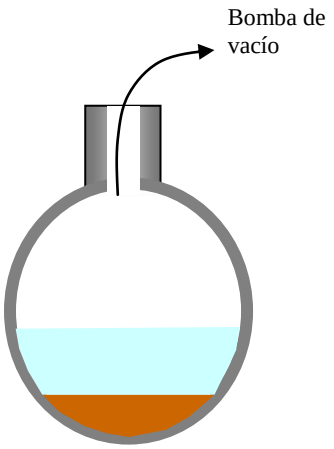


Figura 1.3: Picnómetro con agua y suelo conectado a la bomba de vacíos para extraer las posibles burbujas de aire

Finalmente se procede al cálculo del volumen que ocupan las partículas de suelo "Vs" teniendo en cuenta que se conocen los siguientes valores:

- Peso del picnómetro lleno de agua (Wp + Ww)

- Peso del suelo seco colocado Ws

- Peso del picnómetro + agua + suelo = (Wp + Ww + Ws)

- Peso del picnómetro vacío Wp

Esto nos permite calcular el peso del agua desplazada haciendo:

Wa (desplazada) = (Wp + Ww) + Ws – (Wp + Ww + Ws)

Volumen del agua desplazada $Va = Vs = Wa/\gamma_w$

El volumen del suelo es igual al volumen del agua desplazada por lo que el peso específico de los granos es:

$$Gs = \gamma_s = \frac{Ws}{Vs}$$

4.1.2.- Tamaño:

Todos los suelos tienen partículas de tamaño variable, es decir que dentro de la parte sólida de los suelos, hay partículas de distintos tamaños. Esto conduce de inmediato al análisis de la composición granulométrica, es decir, qué clasificación de tamaño de granos existe dentro de una masa de suelo para ver si ese análisis tiene alguna significación en las propiedades del suelo. Vamos a adelantar que en alguna medida la tiene, sobre todo cuando el suelo constituye materia prima para la producción de un nuevo material y es usado como material de construcción.

El análisis granulométrico se realiza separando las partículas del suelo en rangos de tamaño a través de tamices de distintas dimensiones. En esta operación de dividir las partículas de suelo en tamaños, nos encontramos con una dificultad práctica, ya que tamizar suelos por tamices inferiores al N° 200 (74 μ) significa una complicación ya que éste es muy débil y difícil de manejar. La mayoría de los suelos tienen partículas mas chicas que 74μ y naturalmente, es de interés ingenieríl conocer las características granulométricas de esta parte del suelo, desde ya entonces, podemos hacer una división en este tamiz N° 200 (74μ) en cuanto a los procedimientos a seguir para determinar la granulometría completa del material. Para las partículas superiores a los 74μ se realiza el estudio de su granulometría por lavado del material sobre tamices, representando los porcentajes que pasan por cada tamiz, en función del logaritmo del tamaño, obteniéndose así lo que se llama la curva granulométrica del material.

Para el estudio de las características granulométricas de la parte que pasa el tamiz N° 200, no siendo práctica la utilización de los tamices, ni tampoco completa, es necesario recurrir a otro procedimiento. El procedimiento que se utiliza se basa en la ley de Stokes, quien analizó y expresó en fórmulas la velocidad de descenso de esferas depositadas en un medio líquido. Stokes demostró que esa velocidad es función, entre otros factores, del diámetro de la esfera, ese diámetro se determina por el tiempo transcurrido desde el instante en que se coloca en el recipiente. El procedimiento sólo es aproximado, entre otras cosas porque las partículas del suelo menores de 74μ no son esféricas, no tienen forma redondeada, sino que son chatas como escamas, alargadas o tienen forma de discos. De manera que la ley de Stokes no es estrictamente aplicable a estas partículas, pero eso tiene poca importancia, porque el estudio de la granulometría para la parte mas fina de los suelos tiene importancia secundaria para definir las propiedades físicas y mecánicas.

4.1.2.1.- Análisis hidrométrico o método del hidrómetro (ASTM D-422-90)

Sirve para conocer la composición granulométrica aproximada de las partículas que pasan por el tamiz # 200 (0,075 mm hasta aproximadamente las de 0,002 mm). El método es absolutamente aproximado y utiliza la Ley de Stokes que define la velocidad de caída de una esfera de diámetro "D" dentro de un líquido de viscosidad "μ" conocida. Para ello se coloca una cantidad específica de suelo en una probeta graduada de 1000 cm³, que luego se completa hasta los 1000 cm³ con agua destilada a la que se le suele agregar un antifloculante, para evitar que las partículas de arcilla se agrupen y decanten a mayor velocidad.

Esta solución es agitada fuertemente con las manos, para mezclar totalmente la muestra de suelo con el agua de la probeta y luego se deposita esta la probeta en un baño de agua para mantener una temperatura constante durante el ensayo y se le coloca un densímetro cuyo centro de gravedad se ubica a una distencia "L" desde la superficie del líquido, al mismo tiempo que se dispara un cronómetro para medir el tiempo que tardan las partículas en decantar.

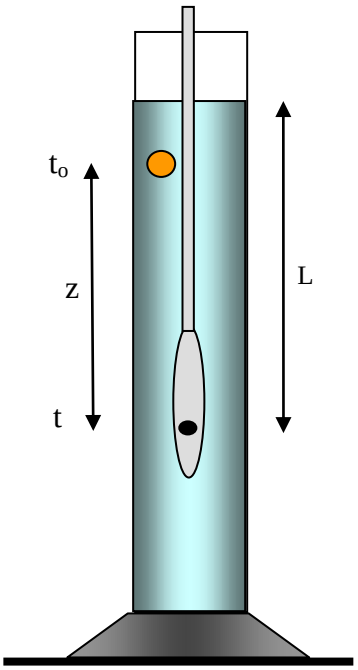


Figura 1.4: Esquema de ejecución de un ensayo de hidrometría

La ecuación de la Ley de Stokes da la velocidad "v" con que desciende una esfera de diámetro "D".

$$v = \frac{2.\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} D^2 \qquad \frac{z}{t} = \frac{2.\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} D^2$$

Teniendo en cuenta que conocemos el valor del pesos específico del suelos Donde: γ_s = 2,65 gr/cm^3; El peso específico del agua γ_w = 1 gr/cm^3; La viscosidad del agua μ = 9,12

x 10^{-6} gr.seg/cm^2, podremos determinar a un tiempo "t" y a una profundidad "L" el diámetro "D" de la partícula, mediante una ecuación como la siguiente:

$$D = Cte.\sqrt{\frac{L}{t}}(mm)$$

Donde la constante quedará determinada en una tabla que figura en la norma, a la que se ingresa por el valor de la temperatura del agua durante el ensayo y por el peso específica de los granos del suelos que se analiza.

Por lo tanto, conociendo para distintos tiempos la concentración de la solución suelo-agua, podremos obtener el diámetro de las partículas y el peso total de las mismas y con ello obtener un punto en el gráfico granulométrico. Esta metodología de cálculo es solamente aproximada ya que la ley de Stokes es aplicable solamente a partículas esféricas, por lo tanto los diámetros medidos son "diámetros equivalentes" a partículas de suelos que sedimentan a la misma velocidad que una esfera del mismo peso específico. Por otra parte, este procedimiento es aplicable solamente a partículas de limos que van de 75 μ a 2 μ, ya que partículas mayores pueden producir turbulencias y las menores de 2 μ pueden no sedimentar porque los efectos gravitatorios quedan superados por los efectos electroquímicos. (movimiento browniano)

4.1.3.- Forma y características mineralógicas:

El próximo paso en el análisis de las propiedades de los constituyentes del suelo es, indudablemente, el **estudio de la forma y características de las partículas**, para ver si ellas tienen o no relación con las propiedades de los suelos, y si esa relación se puede utilizar de alguna manera.

La experiencia demuestra que si se analizan las formas y características mineralógicas de los granos de las partículas de suelo situadas por encima del tamiz N° 200, se observa lo siguiente:

Las partículas mayores del tamiz N° 4 consisten en fragmentos de rocas compuestos de uno o mas minerales y pueden ser angulares, redondeados o chatos (generalmente son redondeados). Pueden ser sanos o mostrar signos de considerable descomposición, ser resistentes o deleznables.

Las partículas comprendidas entre el tamiz N° 4 y el tamiz N° 100 consisten en granos compuestos (dentro de nuestra zona) principalmente por cuarzo. Los mismos pueden ser angulares o redondeados (generalmente son redondeados). Algunas arenas contienen un porcentaje importante de escamas de mica, que las hace muy elásticas y esponjosas.

Para las partículas que pasan el tamiz N° 200 (74 μ) tenemos que:

Cada gramo está constituido generalmente de un solo mineral. Las partículas pueden ser **angulares**, en forma de escamas y ocasionalmente en formas de agujas, y a veces **redondeadas**. En general, el porcentaje de partículas escamosas aumenta en un suelo dado, a medida que decrece el tamaño de las fracciones del mismo. **Las partículas menores de 2μ tienen principalmente forma de escamas**.

Observemos que en el análisis anterior, no se habló de la forma y composición mineralógica de la fracción comprendida entre otros tamices 100 y 200, y además, para las partículas menores que el tamiz 200 se estableció sólo que la fracción menor de 2μ tenía principalmente forma de escamas. Esto es lógico ya que la división en 74μ (tamiz N° 200) no está hecha en forma sistemática y neta. Hay partículas de tamaños mayores que el tamiz 200, que no conservan la composición mineralógica original de la roca y las partículas de tamaños menores del tamiz N° 200 que aún conservan esas propiedades, es decir, hay una zona de interacción en la que se pueden encontrar ambos tipos de partículas.

El predominio de partículas escamosas en la fracción menor de 2μ de los suelos naturales es una consecuencia de los procesos geológicos de su formación. La gran mayoría de los suelos deriva de procesos químicos debidos a la acción de los agentes climáticos sobre las rocas, los que están constituidos, en parte, de minerales menos estables. Los agentes climáticos transforman los minerales menos estables en una masa friable de partículas muy pequeñas de minerales secundarios que comúnmente tienen forma de escamas, mientras que los minerales estables permanecen prácticamente inalterados.

Es así como el proceso de descomposición por los agentes climáticos reduce las rocas a un agregado consistente en fragmentos de minerales inalterados o prácticamente inalterados, embebidos en una matriz compuesta principalmente de partículas en forma de escamas. Durante el transporte por agua que sigue a este fenómeno, el agregado es desmenuzado y sus elementos sujetos a impactos y al desgaste.

El proceso puramente mecánico de desgaste, no alcanza a reducir los granos duros y equidimensionales de minerales inalterados en fragmentos menores de unos 10μ.

En contraposición, las partículas constituidas por minerales secundarios en forma de escamas, aunque inicialmente muy pequeños, son fácilmente desgastadas y desmenuzadas en partículas aún menores.

4.1.4.- Rugosidad:

Esta característica sólo podría tener importancia, a simple vista, en el caso de las partículas mayores que el tamiz 200.

En realidad, su importancia es secundaria dado que los granos naturales son por lo general igualmente rugosos. No obstante, se podría fabricar especialmente una arena de trituración, en cuyo caso sí habría diferencias de comportamiento.

La naturaleza se ha encargado de uniformar la rugosidad de los granos, de manera que esta propiedad no tenga importancia significativa en el comportamiento de los suelos.

5.- ACTIVIDAD DE LAS PARTICULAS DE ARCILLA

5.1. Conceptos fisicoquímicos:

Durante las últimas décadas se ha hecho un gran avance en el conocimiento de la estructura de la materia.

Los átomos o partes más pequeñas de los elementos que componen la materia se conciben hoy con una estructura planetaria, de tal forma que alrededor del núcleo del átomo gira una nube de corpúsculos aún mas pequeños cargados negativamente, denominados electrones, de tal forma que las atracciones eléctricas y magnéticas entre los electrones y el núcleo son neutralizadas por la fuerza centrífuga de los electrones.

Los átomos combinados químicamente forman moléculas que representan las menores partículas indivisibles del nuevo compuesto. Los átomos de la molécula están firmemente unidos unos con otros, por los enlaces electroquímicos que resultan del intercambio o distribución de electrones.

Molécula: *Agregado de por lo menos dos átomos en una colocación definida que se mantienen unidos a través de enlaces químicos.* Al igual que los átomos, las moléculas son eléctricamente neutras

Se había hecho referencia a que las partículas de forma escamosa (menor de 74μ) eran el resultado de la descomposición química en minerales poco estables, principalmente del feldespato. Esos minerales descompuestos cristalizan una estructura que por lo general tienen forma de escamas conformadas por superficies planas de muy pequeño espesor y gran superficie. Esta particularidad hace que las cargas negativas que pueda tener se ubiquen en las caras de la lámina de arcilla y las cargas positivas en el contorno de las mismas, como se muestra en la figura que se adjunta.

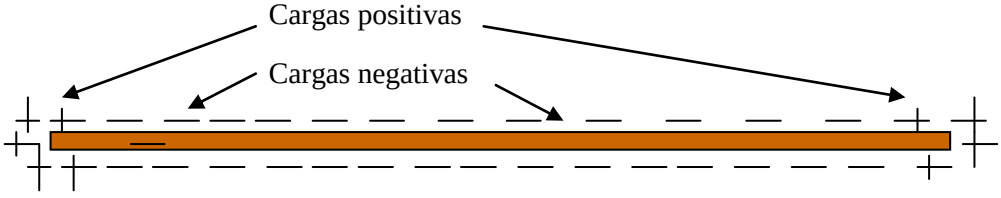


Figura 1.5: Distribución de cargas eléctricas sobre una partícula de arcilla

Estas cargas eléctricas, se reducen en su cantidad a medida que el tamaño de las partículas aumenta, y cambian de forma, partículas no laminares, esféricos o prismáticas y que presentan una menor superficie expuesta.

Para analizar los elementos que se pueden vincular con las caras eléctricamente negativas de las partículas de arcilla, tenemos que tener en cuenta que algunas moléculas son dipolos, es decir, actúan como si tuvieran cargas eléctricas opuestas en sus extremos, la molécula de agua por ejemplo, forma un dipolo debido a la disposición de los átomos de hidrógeno que la conforman, quedando un extremo con mayoría de carga positivas y el otro con mayoría de carga negativas.

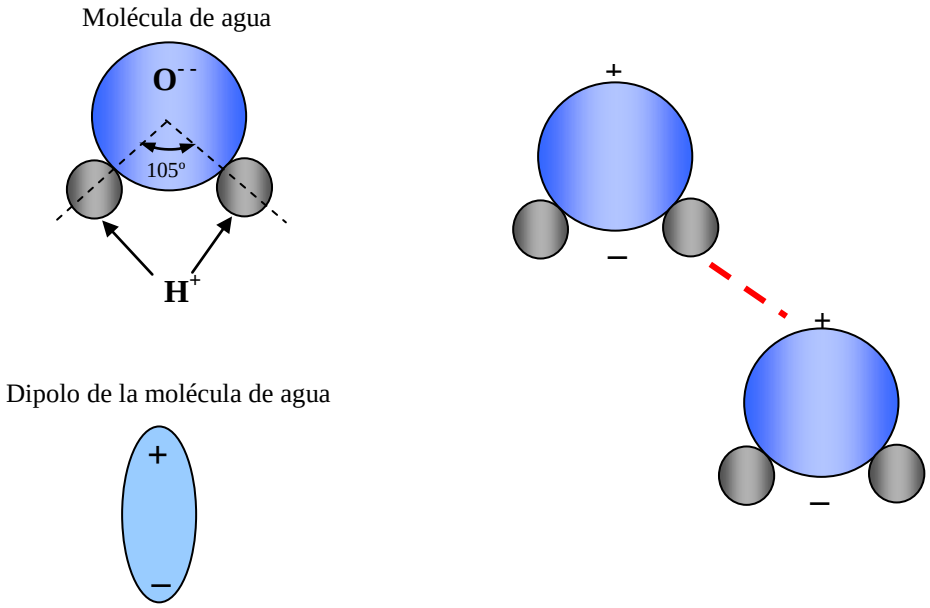


Figura 1.6: Dipolo de una molécula de agua

Como resultado de las atracciones entre moléculas presentes en una solución, se producen los contactos entre las moléculas de cargas eléctricas opuestas.

5.2.- Capacidad de cambio:

La superficie de toda partícula de arcilla de suelo lleva una carga eléctrica negativa, cuya intensidad depende principalmente de sus características mineralógicas. Las manifestaciones físicas y químicas debidas a la carga de la superficie constituyen lo que se llama **Capacidad de Cambio o de intercambio.**

Esta capacidad de cambio está en relación directa con la cantidad de cargas eléctricas negativas que están presentes en las partículas de arcilla.

Esta gran cantidad de cargas eléctricas insatisfechas son neutralizadas en parte por iones que se sitúan en las caras de las láminas de arcilla, estos iones son intercambiables y reciben el nombre de **iones de cambio**.

Ion: *Es un átomo o un grupo de átomos que tienen una carga neta positiva o negativa*.

Los átomos pueden perder o ganar electrones, por lo tanto un átomo neutro que pierde electrones se transforma en un **catión** que no es otra cosa que un ion con carga neta positiva.

De la misma forma, un átomo que gana electrones se transforma en un **anión** que es un ion con carga neta negativa.

Como ejemplo de esto tenemos que un átomo de sodio que pierde un electrón se transforma en el **catión** sodio que se representa como Na^{+} o un átomo de cloro que gana un electrón se transforma en el **anión** Cloruro Cl^{-}.

Debemos tener presente que un átomo puede perder o ganar más de un electrón y tendremos entonces los siguientes iones (cationes) de cambio que pueden vincularse con las caras eléctricamente negativas de las partículas de arcilla.

Na^{+} K^{+} Ca^{++} Mg^{++} $(H3O)^{+}$ Al^{+++} Fe^{+++}

Los iones monovalentes, como Na^{+}, se hallan débilmente ligados al cristal del suelo, los bivalentes Ca^{++} y Mg^{++} están algo mas firmemente unidos a él, mientras que los cationes trivalentes Al^{+++} y Fe^{+++} pueden encontrarse unidos fuertemente a la superficie de la partícula de arcilla.

Las moléculas de agua cuando entran en contacto con las partícula de arcilla con sus carga eléctricamente negativas, se orientan con los polos positivos del dipolo que conforman y se fijan fuertemente sobre la cara de la arcilla, formando una capa compacta de agua **ADSORBIDA** cuya viscosidad es mayor a la del agua libre y que tiene un espesor del orden de los 10 Å. A esta capa se la denomina **doble capa eléctrica** y es muy difícil de eliminar.

Las cargas eléctricas negativas que tienen las láminas que conforman las partículas de arcilla, son equilibradas por el dipolo que conforma la partícula de agua y por los cationes libres que se encuentran en el agua de contacto.

Por lo general sobran carga negativas para combinar. La evaluación de la cantidad de cargas eléctricas disponibles de un suelo, expresado en función de su masa (peso), constituyen lo que se llama la **Capacidad de Cambio o de Intercambio** y se mide en miliequivalente x 100 grs y se expresa como (m.eq.x100g)

Estas cargas negativas de las partículas de arcilla se combinan con los iones positivos (cationes) de mayor valencia, que estén presentes en el agua de contacto. Por lo general los cationes con mayor valencia tienden a desplazar a los de menor valencia generando así un enlace más fuerte.

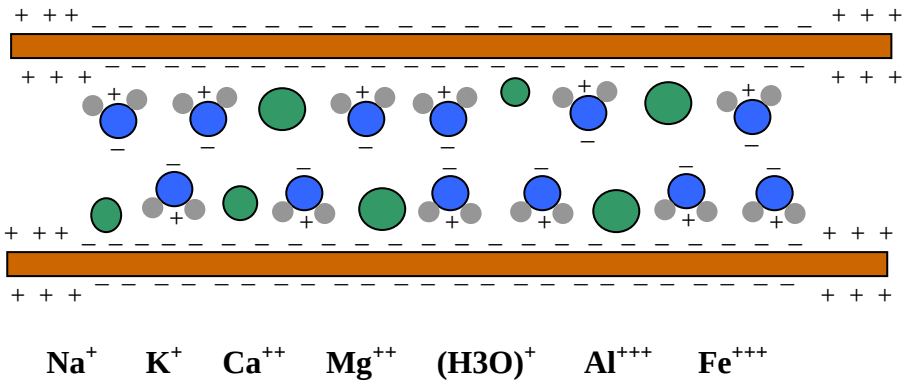


Figura Nº 1.7: Distribución de iones y moléculas de agua entre partículas de arcillas

En la tabla siguiente se indican algunos valores de la capacidad de cambio de cationes y de aniones de algunas arcillas típicas

Arcilla	**Capacidad de cambio** (Miliequivalente x 100 g)	
	Cationes	**Aniones**
Caolinita	2,2 a 15	6,6 a 20,2
Haloysita	10 a 50	80
Montmorillonita	75 a 150	23 a 31
Vermiculita	100 a 150	4

Estos valores de capacidad de cambio o de intercambio de cationes de las arcillas, nos indican la posibilidad potencial que tienen de absorver los dipolos de agua y con ella los cationes que la misma conlleva, que se vincularán a las caras de las partículas.

Estos valores son muy orientativos a la hora de evaluar la capacidad de hinchamiento potencial de un suelo arcilloso que resultan ser extremadamente peligrosos cuando tienen un elevado índice plástico y una capacidad de intercambio de cationes superiores a 25 m.eq x 100.

5.3.- Doble capa difusa

Cuando a una arcilla se la pone en contacto con agua, alrededor de las partículas de arcilla comenzarán a “flotar” las moléculas de agua polarizadas, en forma conjunta con los cationes, tal como se indica en la figura 1.8.

De esta forma en la fase líquida alrededor de las partículas de arcilla se forma una concentración de cationes y de agua dipolar, formando lo que se conoce como la **Doble capa difusa,** donde coexiste una elevada concentración de cationes y de aniones (estos últimos en menor cantidad) en las cercanías de la lámina de arcilla que va perdiendo concentración a medida que nos alejamos de ella.

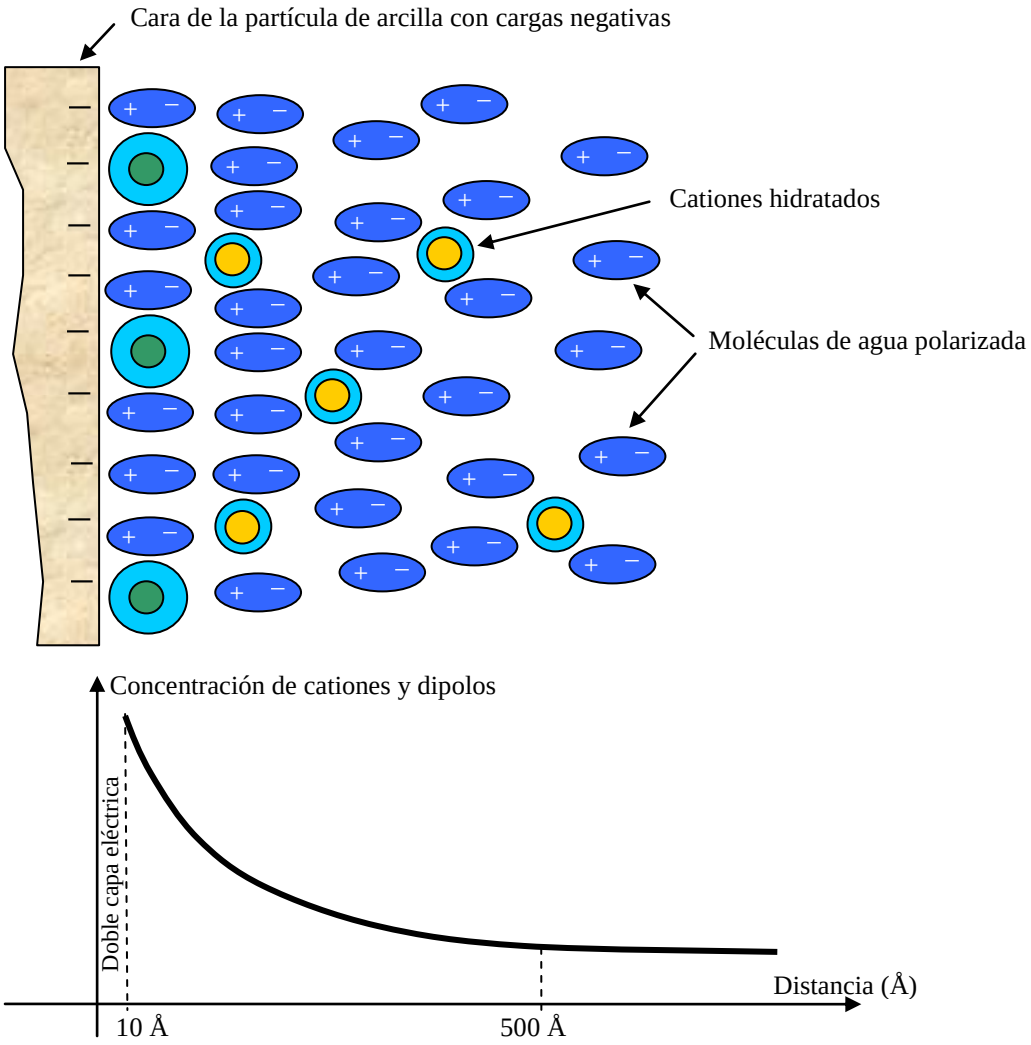


Figura 1.8: Doble capa difusa en la cercanía de una partícula de arcilla

Para tener una idea de la influencia de los iones de intercambio digamos que un catión de Ca^{++} atrae mas moléculas de agua que un catión Na^{+}; pero por cada catión Ca^{++} pueden absorberse en la superficie del cristal dos cationes Na^{+}. El volumen de dos cationes Na^{+} es de 7,88 $Å^3$, y el de un catión Ca^{++}, de 4,99 $Å^3$. Por ello, los cationes Na^{+} tienen una capa mas gruesa de agua absorbida a su alrededor, que junto con el catión pueden formar una **doble capa** particularmente gruesa alrededor de los cristales.

Esta película de agua posee propiedades diferentes de las del mismo líquido en condiciones normales a la misma temperatura, a causa de la gran presión a que está sometida por las fuerzas electrostáticas.

Cerca de la superficie de la partícula, el agua tiene propiedades de un sólido (según Winter Korn tiene las propiedades del hielo); en zonas mas alejadas, las de un líquido viscoso, y a medida que se tiende hacia el límite exterior de la **doble capa** sus propiedades se aproximan a las del líquido normal.

Otra medida importante en las arcillas es la medición del pH de las partículas solubles, se ha observado que cuando aumenta el pH, aumenta también la capacidad de cambio de cationes y disminuye la de aniones.

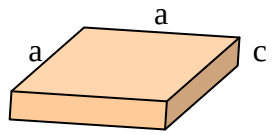
La velocidad con que se realizan los cambios de cationes aumenta con la concentración de la solución de la base y con la velocidad de filtración de esta solución a través del suelo.

5.4.- Superficie específica

La superficie específica de todo material conformado por un conglomerado de partículas sueltas de tamaños diversos, es la sumatoria de la superficie expuesta de todas las partículas que entran en un gramo (1 gr) del material en estado seco.

Se expresa por lo tanto en metros cuadrados / gramos (m^2/gr)

Si tenemos una partícula prismática de lados "a" y espesor "c" como la que se muestra en la figura, podemos calcular su superficie expuesta y su volumen haciendo:

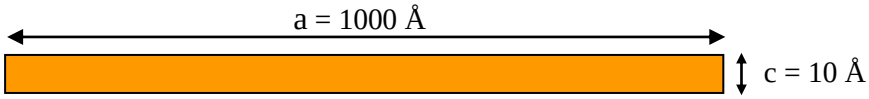


$$Sup. = 2.a^2 + 4.a.c \qquad Vol = a^2.c$$

$$Sup.Específica = \frac{Superficie}{Masa} = \frac{2.a^2 + 4.a.c}{a^2.c.\gamma_s} = \frac{2.a + 4.c}{a.c.\gamma_s}$$

$\gamma_s =$ Peso específico de los granos ≈ 2,8 gr/cm³

Supongamos ahora que tenemos una partícula de Montmorillonita que tiene las siguientes dimensiones:



a = 1000 Å = 10^{-4} mm

c = 10 Å = 10^{-6} mm

γ_s = 2,8 gr/cm³ = 2,8.10^{-3} gr/mm^3

La superficie específica sera:

$$Sup.Específica = \frac{2.a + 4.c}{a.c.\gamma_s} = \frac{2.10^{-4}mm + 4.10^{-6}mm}{10^{-4}mm.10^{-6}mm.2{,}8.10^{-3}(gr/mm^3)} = 728\, m^2/gr$$

Si consideramos ahora una arena con granos de cuarzo de 0,10 mm de lado tendremos:

$$Sup.Específica = \frac{2.a + 4.c}{a.c.\gamma_s} = \frac{2.0{,}1mm + 4.0{,}1mm}{0{,}1mm.0{,}1mm.2{,}6.10^{-3}(gr/mm^3)} = 0{,}019\, m^2/gr$$

Una de las técnicas de laboratorio que pueden ser aplicadas para determinar la superficie específica de un suelo, es la de **Absorción del catión de Azul de Metileno.** La misma se basa fundamentalmente en adicionarle a las partículas de suelo, una solución acuosa con cationes de azul de metileno que se fijan en las superficie de las partículas de arcilla, ocupando cada uno de ellos una superficie de 130 Å^2.

Los pasos a seguir para esta determinación son los siguientes:

- Se prepara una solución patrón con 2 gramos de azul de metileno diluidos en 200 cm³ de agua destilada

- Se pesan 2 gramos de suelo secado a estufa (105º C durante 24 horas) y se los mezcla en una probeta con 50 cm³ de agua destilada.

- Se le adiciona a la probeta con el suelo en suspensión, 0,50 cm³ de la solución patrón con azul de metileno y se la agita fuertemente.

- Luego de cada adición de la solución de azul de metileno se coloca una gota de esta nueva suspensión sobre un papel de filtro y se analiza la aureola de la imagen que queda estampada en el papel.

Si la imagen tiene un contorno externo bien definido, quiere decir que los cationes de azul de metileno están cubriendo las láminas de arcilla y que sigue habiendo demanda de los mismos porque sobran cargas negativas en las partículas de arcilla.

Si por el contrario el contorno de la imagen estampada en el papel de filtro, se nota con una aureola de color más claro (celeste) y difusa, quiere decir que la totalidad de las

cargas negativas de las partículas de arcilla han sido compensadas con los cationes de azul de metileno y en la solución comienzan a sobrar cationes libres.

Como hemos registrado la cantidad de solución patrón adicionada a la suspensión acuosa con partículas de arcilla para lograr este cambio, podremos calcular la superficie específica del suelo con la siguiente ecuación:

$$Se = \frac{1}{319{,}87\,gr/mol}\,\frac{Ws(AM)}{Vol(AM)sol.}\,(N.0{,}5ml).Av.Sup(AM).\frac{1}{Ws(arcilla)}$$

Donde:

Ws(AM): Es el peso en gramos del azul de metileno colocado en la suspensión patrón.

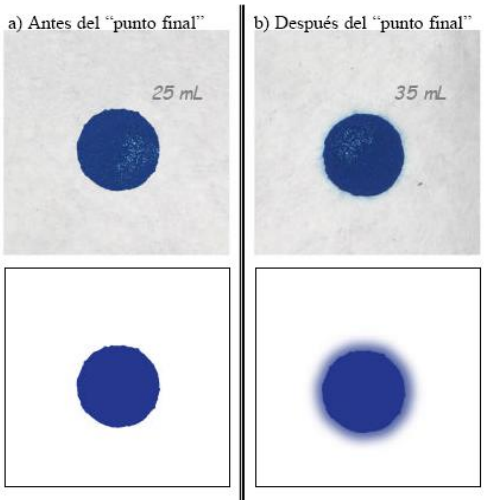
Vol(AM)sol.: Es el volumen total utilizado en la solución patrón en ml.

N: Es el número de veces que se agregaron 0,5 ml de la solución patrón con azul de metileno.

Av = *6,02 x 10^{23} /mol* (es el Número de Avogadro)

Sup (AM): Es el área cubierta por un catión de azul de metileno, asumida generalmente en 130 Å2.

Ws(arcilla): Es el peso seco de la arcilla en gr. que se utilizó en el ensayo.



Ejemplo:

Ws(AM) = 2 gr.

Vol(AM)sol. = 200 ml

N = 70

Av = *6,02 x 10^{23} /mol*.

Sup (AM) = 130 $Å^2$ = 1,30 10^{-14} cm^2.

Ws(arcilla) = 1 gr

Tendremos:

Superficie específica = 856,3 m^2/gr

Ferrar y Coleman (1967) como resultado de un estudio realizado sobre arcillas, determinaron una relación empírica que permite obtener una aproximación del valor de la superficie específica conociendo el valor del límite líquido (W_L)

$$Se = 1{,}8.W_L - 34$$

Donde W_L se expresa en % y el valor de la superficie específica se obtiene en m^2/gr

Si decimos que la capacidad de cambio de cationes de los suelos está asociada a las cargas eléctricas negativas que se disponen en las partículas del suelo, es lógico que los suelos con mayor superficie específica tengan una mayor **capacidad de cambio**. Ello se nota claramente en el cuadro que se adjunta a continuación, que además convalida los cálculos precedentes.

Tipo de arcilla	**Capacidad de cambio** Milequivalente x 100 gr	**Superficie específica** m^2/gr
Arena (cuarzo)	-	0.02
Caolinita	2.20 a 15	15
Halloysita	10 a 50	60
Illita	10 a 50	50
Sepiolita	20 a 35	100 a 240
Montmorillonita	80 a 200	80 a 900

5.5.- Propiedades físicas

La variación que en las propiedades físicas de un suelo pueden causar las bases de cambio, depende tanto de la naturaleza del suelo como de los cationes permutables.

A causa de los fenómenos relacionados con la actividad de la superficie todo suelo saturado consiste no de dos, sino de tres elementos diferentes:

- Partículas sólidas,

- Sustancias absorbidas en la doble capa difusa

- Agua libre normal.

El espesor de las capas absorbidas parece ser independiente del tamaño de las partículas correspondientes a un mismo mineral de igual complejo de absorción así que el porcentaje de volumen total ocupado por las sustancias absorbidas aumenta a medida que disminuye el tamaño de los granos. Si las partículas son muy pequeñas y además tiene forma de escamas, las sustancias absorbidas constituyen una porción muy grande del volumen total.

Para ello vale observar los espesores de la doble capa difusa que se forma en la partícula de Montmorillonita y compararla con la que se forma en otra de Caolinita (B. M. Das 1997). En la primera el aumento de espesor llega al 1400 % con respecto al espesor original de la partícula sola, mientras que en segundo caso el aumento solamente es del 180 %.

Esto explica porqué las montmorillonitas experimentan un hinchamiento importante cuando tienen la posibilidad de incrementar su contenido unitario de agua.

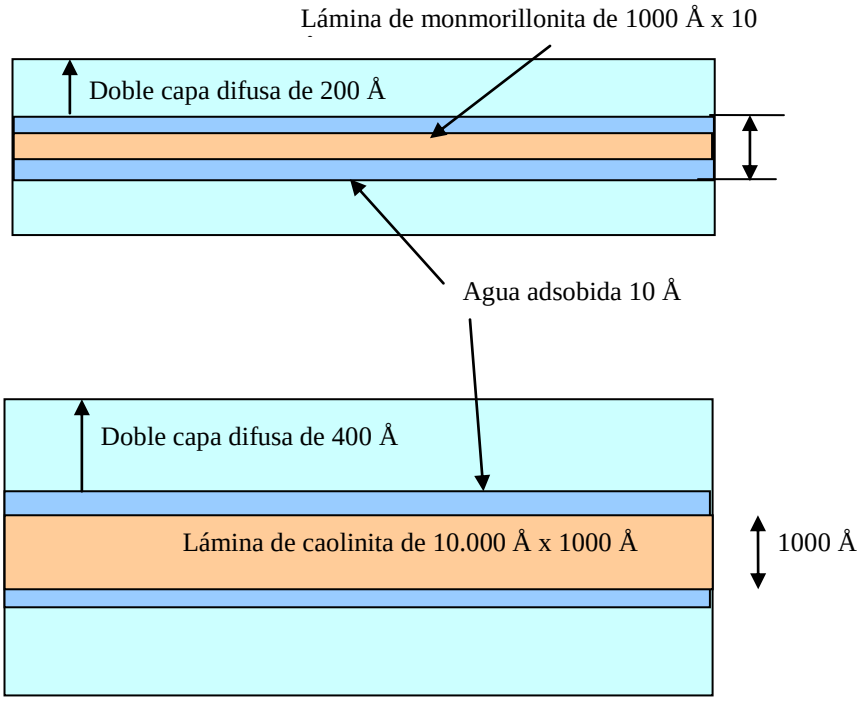


Figura 1.8: Doble capa difusa de una partícula de montmorillonita y otra de caolinita

Todo lo enunciado hasta ahora, indudablemente plantea de inmediato una diferencia en los factores determinantes de los suelos situados por encima del tamiz 200 y de los situados por debajo de dicho tamiz.

Las partículas cuyo tamaño está por encima del tamiz 200, constituyen las partículas gruesas del suelo, mientras que las que están por debajo del tamiz 200, son las partículas finas.

Los suelos que tienen **sólo** partículas superiores al tamiz 200 y están secos se disgregan cuando no están contenidas, sin exigir ningún esfuerzo de tracción porque no tienen cohesión.

Los que tienen en su masa partículas menores que el tamiz 200 en porcentajes importantes, son suelos cohesivos y exigen un cierto esfuerzo de tracción para separar sus partículas, cuando están secos.

La arcilla es un suelo cohesivo, la fuente de esta cohesión no parece estar en la atracción molecular de las partículas en sus puntos de contacto sino en la resistencia **al corte de las capas absorbidas** que separan las partículas en dichos puntos. Esta hipótesis está corroborada por el hecho de que la cohesión de una muestra de la fracción muy fina de un suelo determinado a un contenido dado de humedad, depende en gran parte de la naturaleza del complejo de absorción. Si el contenido de humedad de un suelo muy fino saturado disminuye, el volumen ocupado por las sustancias absorbidas permanece constante. Por consiguiente, la cohesión aumenta al disminuir el contenido de humedad.

Si se amasa completamente una muestra de la fracción muy fina de un suelo y luego se la deja reposar sin que sufra alteración alguna, la masa adquiere con el tiempo mayor resistencia cohesiva, dicha resistencia aumenta al principio en forma rápida y luego más y más lentamente.

Si la muestra es nuevamente amasada a contenido de humedad constante, su cohesión disminuye en forma considerable, pero si se la deja reposar, vuelve a recuperar su valor. **Este fenómeno se conoce con el nombre de Tixotropía**.

La pérdida y el subsiguiente retorno de la resistencia cohesiva parece deberse a la destrucción y subsiguiente reordenación de la estructura molecular de las capas absorbidas.

El poder separar los distintos tamaños del suelo mediante un análisis granulométrico posibilitó comprobar que existían dos fracciones que se comportaban en forma totalmente distinta. Ellas son las que conforman los suelos **no cohesivos** y los **cohesivos** que estudiaremos por separado. Dicho estudio se encarará estableciendo qué influencia tienen en el comportamiento del agregado de suelo en las propiedades de los granos.

6.- SUELOS COHESIVOS

Vamos a analizar ahora, la influencia de la forma y de las características mineralógicas en los suelos cohesivos (exclusivamente partículas menores que el tamiz N° 200 (74 μ)).

Para ello, consideramos la posibilidad de disponer de **dos suelos de origen distinto**: uno de origen granítico (producto de la descomposición química de una roca granítica) y otro de origen basáltico (producto de la descomposición química de una roca basáltica). Supongamos que ambos tienen la misma granulometría (igual curva granulométrica) y la misma relación de vacíos (igual cantidad de huecos). Ambos suelos se diferencian entonces en su forma y composición mineralógica.

La experiencia muestra que solamente por casualidad estos dos suelos pueden tener propiedades mecánicas iguales, es decir que en este caso, la granulometría y la densidad de los suelos son factores no determinantes de las propiedades o de la diferencia de propiedades entre esos suelos.

Desde luego, que la densidad siempre es factor de interés en la determinación de las propiedades de un suelo dado. Si un determinado tipo de suelo tiene una gran cantidad de huecos, es más deformable que ese mismo suelo con menor cantidad de vacíos.

Los dos suelos iniciales, de igual granulometría, de igual porosidad y de distinto origen, se comportaban de manera distinta a pesar de todas esas identidades: si pudiésemos analizar en esos suelos **la forma** y **la composición mineralógica** de las partículas, éstos nos indicarían una **disparidad semejante a la disparidad detectada en sus propiedades,** ya que esa disparidad no reside en la ubicación de las partículas dentro de la masa, sino en propiedades inherentes a las propias partículas en sí.

La medición de esas propiedades de las partículas se puede efectuar de una manera directa utilizando instrumentos cuyo manejo e interpretación mas que al ingeniero, corresponden al físico o al químico y exige el análisis de la composición mineralógica (no química) y cristalográfica de dichas partículas efectuados por medio, del análisis termodiferencial, rayos X, etc.

Así se pueden diferenciar esas partículas en familias de cristales o de minerales distintos, familias que desde el punto de vista de la mecánica del suelo, pueden reducirse a tres:

6.1.- La Caolinita:

El caolín, proviene de la degradación del feldespato y es el principal mineral de la Caolinita con la que se confecciona la mayoría de la cerámica China.

La estructura de la Caolinta está conformada por dos capas de Sílice y Gibbsita fuertemente unidas que conforman una lámina muy delgada con un arreglo muy uniforme y regular.

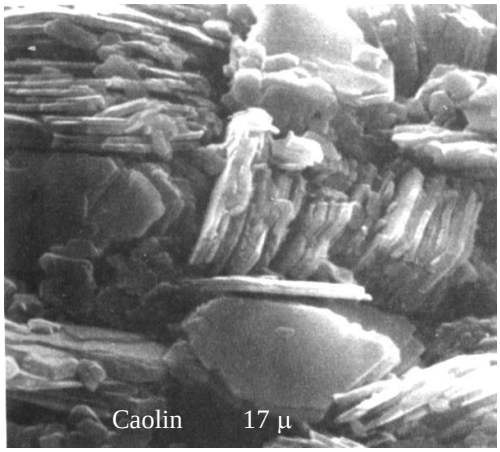


Figura 1.9: Fotografía bajo el microscopio electrónico, de una muestra de caolín

6.2.- La Illita

Este mineral arcilloso proviene de la degradación de la mica en medios marinos, por lo tanto está presente en las mayorías de las arcillas de origen marino, el enlace que une las partículas, es más débil que el de la Caolinita por lo que conforma láminas más pequeñas y delgadas.

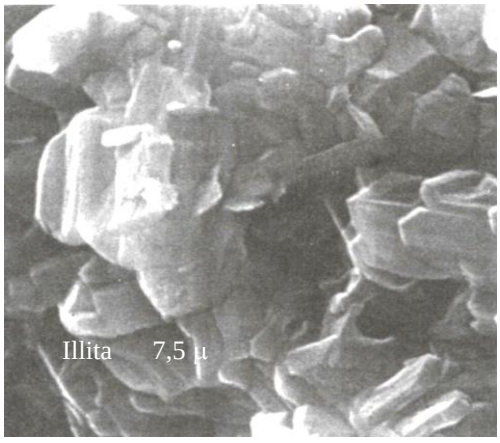


Figura 1.10: Fotografía bajo el microscopio electrónico, de una muestra de illita

6.3.- La Montmorillonita

La Montmorillonita se genera como una degradación adicional de la Illita y de los Feldespatos presentes en las cenizas volcánicas. Su estructura básica está conformada por tres capas, donde por lo general, la capa central es una Gibbsita.

Conforma láminas muy delgadas y de gran superficie con relación a su espesor

La familia de las **Montmorillonitas**, llamadas así por derivar de la localidad de Montmorillon, en Francia, que se caracteriza por tener gran cantidad de estos minerales arcillosos con composición química y cristalográfica determinada.

La bentonita por ejemplo, contiene gran cantidad de arcilla de la familia de las montmorillonitas.

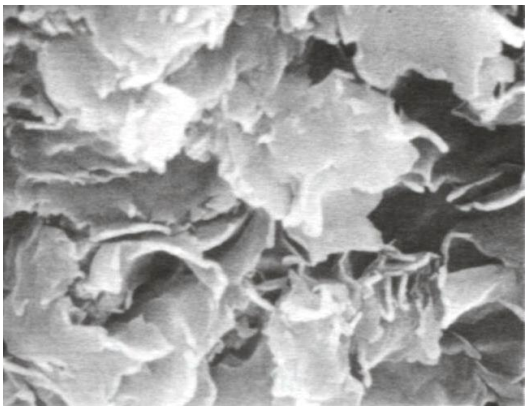


Figura 1.11: Fotografía bajo el microscopio electrónico, de una muestra de montmorillonita

6.4.- Propiedades de los suelos con agua

Luego, la diferenciación de los distintos suelos finos se efectúa a través de un camino indirecto, camino éste que está de alguna manera, ligado a las propiedades específicas de cada uno de estos minerales arcillosos.

Dicho camino se basa en el siguiente hecho físico:

Si se toma una masa de suelo fino y seco y se mezcla con agua amasándola, se nota que a medida que se adiciona agua esa masa, que en principio era dura y que no se podía amasar con los dedos, se va ablandando, va perdiendo sus características de sólido para transformarse en un material mas bien **plástico**, es decir, que puede deformarse con cierta facilidad con un **esfuerzo** relativamente pequeño.

Un material plástico, según el concepto del ingeniero, es un material que en un diagrama $\sigma - \varepsilon$, requiere un cierto esfuerzo para deformarse en un valor ε determinado, pero a partir de allí, con un esfuerzo constante la deformación crece indefinidamente.

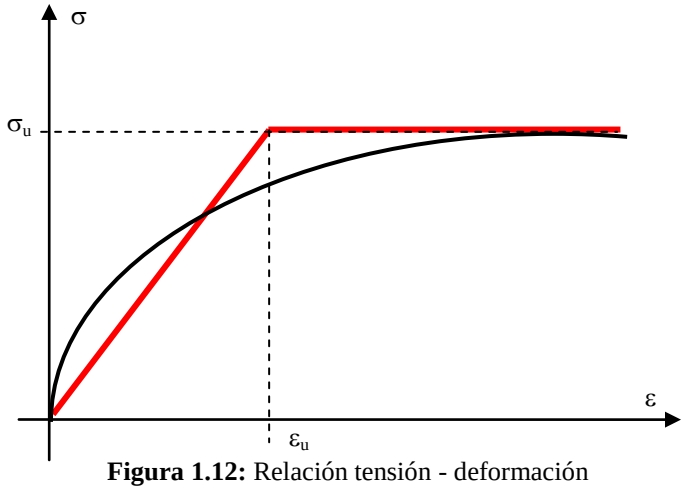


Figura 1.12: Relación tensión - deformación

De acuerdo al concepto de E.J. Badillo, y A.R. Rodríguez también puede definirse como plasticidad, la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse o agrietarse.

Cuando el contenido de humedad de un suelo arcilloso es bajo, el agua que contienen se ubica fundamentalmente en las capas adsorbidas, logrando con ello una fuerte atracción entre las partículas que conforman un "terrón" de suelo duro. Se dice en estos casos que el suelo tiene **cohesión** es decir que presenta una **cementación aparente** entre las partículas que lo conforman.

Si le incrementamos la humedad (agregando agua) la masa de suelo cambia de color y el agua que genera este aumento de humedad, deja de estar solamente en las capas adsorbidas y comienza a formar parte del agua libre, el suelo en estos casos puede incrementar su volumen. Este valor de humedad corresponde a lo que se llama **"Límite de contracción" "Wc".**

A medida que continuamos agregando agua, la humedad del suelo aumenta, la fuerza de cementación aparente, **"cohesión"** disminuye y llegará un punto en el que el suelo se ablanda notablemente y permite que se lo pueda moldear sin que se desgrane. Esta humedad corresponde al **"Límite Plástico" "Wp".**

Si seguimos agregando agua a la misma masa de suelo, veremos que se puede moldear y darle distintas formas estables sin que se derrumbe, hasta un valor de humedad en la que la masa se transforma en una masa casi fluida, el suelo no permite que se le den formas estables y se pega entre los dedos, esta humedad corresponde al **"Límite Líquido". "W_L"**.

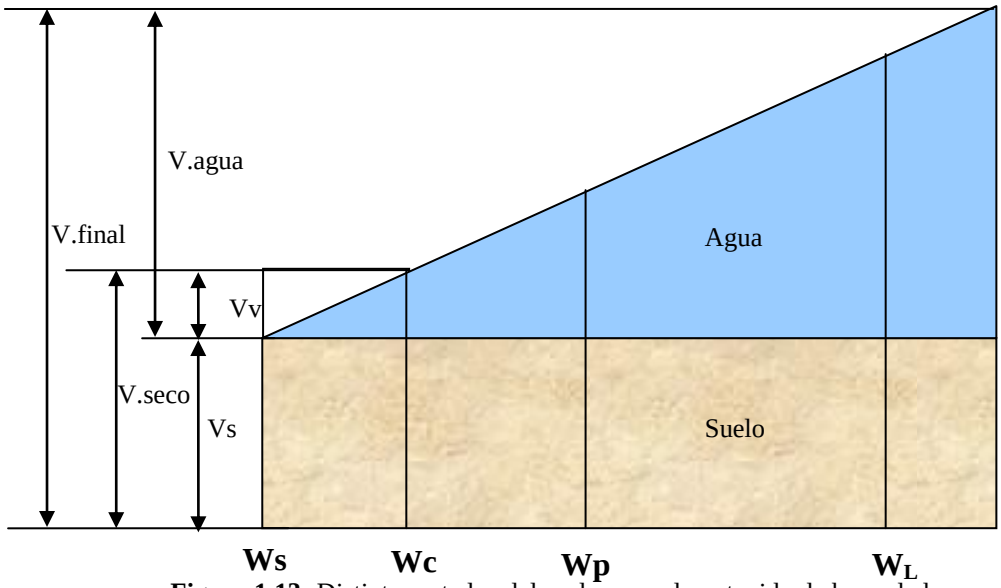


Figura 1.13: Distintos estados del suelos con el contenido de humedad

Sin embargo, la transición de un estado al otro no ocurre en forma abrupta, sino en forma muy gradual, es por ello que la separación entre los distintos estados es absolutamente arbitraria, utilizando ensayos muy simples que originalmente tuvieron su uso en el estudio de los suelos con propósitos agrícolas.

El límite entre el estado sólido y el plástico se denomina **límite plástico** y entre el estado plástico y el líquido, **límite líquido**. Estos se designan genéricamente **límites de consistencia o límites de Atterberg** en honor del científico sueco que los introdujo.

Se entiende por **consistencia** el grado de **resistencia** de un terreno de grano fino a fluir o deformarse.

Luego el límite plástico es el límite inferior de la zona en la cual el suelo puede amasarse, y el límite líquido en el límite superior de dicha zona plástica donde a partir de él no se puede amasar más ya que se pega en los elementos de amasado y fluye entre los mismos. La diferencia entre ellos, es el índice de plasticidad que da el rango de humedad dentro del cual un suelo determinado se comporta como un material plástico.

$Ip = W_L - W_P =$ **lndice plástico**

Habíamos dicho que el análisis de la forma y composición mineralógica de las partículas de dos suelos distintos indicaba una disparidad semejante a la disparidad de sus propiedades y que un modo de detectar las diferencias de forma y composición mineralógica de esos dos suelos y por ende de sus propiedades, era mediante la ejecución de los límites de Atterberg. Veremos qué relación existe entre dicho límite y la forma y composición mineralógica de las partículas.

La propiedad de la plasticidad es un atributo solamente de los minerales arcillosos, el polvo de cuarzo, por ejemplo, no es plástico, cualquiera sea el grado de fineza de sus

partículas. Como prácticamente todos los suelos finos contienen minerales arcillosos, los mismos son -por consiguiente- plásticos.

J. D. Sullivan, trató muestras de una misma arcilla hidrogenada con distintos cationes, y encontró que, a igual contenido de humedad, en **estado sólido**, la resistencia al corte varía apreciablemente, creciendo en el orden en que se citan los cationes en la tabla que se adjunta (relación entre las propiedades mecánicas, su forma y composición mineralógica).

Lista de Cationes en orden creciente de su efecto benéfico sobre la resistencia al corte de una arcilla.

Mayor resistencia al corte ⟶

Li^{+}, Na^{+}, Ca^{++}, Ba^{++}, Mg^{++}, Al^{+++}, Fe^{+++}, K^{+}, H^{+}, NH_4^{+},

⟵ **Mayor plasticidad**

La plasticidad varía aproximadamente en el mismo orden, pero en sentido opuesto.

El fenómeno se puede explicar por la formación de la doble capa difusa de gran viscosidad, donde se encuentran los cationes permutables en contacto con la superficie de las partículas del suelo. Estas películas pueden ser relativamente gruesas en el caso de cationes muy ávidos de agua, como el Li^{+} y Na^{+}, pero muy delgadas con el H+.

La doble capa difusa de los otros cationes tienen espesores intermedios, según la sucesión de la tabla citada precedentemente.

Por esta razón, los suelos con cationes Li^{+} y Na^{+} absorbidos, son relativamente mas plásticos y, **con un bajo contenido de agua** (es todo sólido), tienen relativamente menor resistencia al corte, pues sus partículas se hallan separadas por una doble capa difusa con propiedades semisólidas, mas gruesa.

Para contenidos de humedad más altos (es todo líquido), resulta una relación inversa (relación entre la plasticidad, la forma y composición mineralógica de las partículas).

Tanto en el estado sólido como en el plástico, las fracciones finas de los suelos poseen cohesión, es decir, capacidad para resistir tensiones tangenciales o de corte.

El límite líquido da una medida de la resistencia al corte que posee un suelo mezclado con agua. En otras palabras, mide la verdadera cohesión **potencial** de un material que, a su vez, depende de la superficie total de sus áreas de contacto, es decir, de la finura y forma de sus granos.

Cuanto más pequeños y más aplanados son los granos de una arcilla, mayor es el área total de contacto entre los granos y mayor la cantidad de agua necesaria para

reveztirlos, por ello, el límite líquido es más alto. Dicho de otra manera, hay que añadirle más agua a la mezcla para hacerla fluida.

El límite líquido de una arcilla disminuye con el agregado de arena o limo. El límite plástico, en estas condiciones disminuye al mismo tiempo, pero no tan rápidamente como el límite líquido, de forma que la adición de partículas gruesas causa un descenso del índice plástico, debemos recordar que para las arenas, el índice plástico es cero ya que no se pueden determinar los límites extremos (Plástico y Líquido).

El límite plástico está fuertemente afectado por el contenido orgánico del suelo que eleva su valor, sin elevar simultáneamente el valor del límite líquido. Por dicha causa, los suelos con contenido orgánico tienen bajos índices plásticos y límite líquido relativamente altos.

Habíamos graficado los distintos estados por los que un suelo podía pasar al agregársele agua:

A medida que el contenido e humedad de un suelo cohesivo se aproxima más al límite inferior de la zona plástica (W_P), es mayor su resistencia y compacidad.

Se llama **consistencia relativa** del suelo a la siguiente relación, que da un número que tiene alguna semejanza a la de "densidad relativa" de los suelos no cohesivos.

$$Cr = \frac{W_L - W_n}{W_L - W_P} = \frac{W_L - W_n}{Ip}$$

Si el contenido de **humedad natural** (W_n) de un estrato de suelo es mayor que el W_L (consistencia relativa negativa), el **amasado** transforma al suelo en un barro viscoso, espeso.

Por el contrario, si el contenido de humedad natural es menor que el W_P ($Wn < W_P$ consistencia relativa mayor que la unidad $Cr > 1$), el suelo no puede ser **amasado** ya que se disgrega al deformarse bajo la acción de una fuerza mecánica.

Debe observarse, sin embargo, que los valores de Cr son insuficientes por sí solos para indicar la **consistencia real del suelo de su estado natural** porque el límite líquido, en la práctica, se determina para el suelo que pasa el tamiz N° 40, por lo tanto, fue primeramente secado y roturado para su posterior tamizado; en tanto que la humedad natural se determina sobre todo el suelo que mantiene sus propiedades físicas originales. Por eso puede suceder, **en arcillas de gran susceptibilidad, que el contenido de humedad natural corresponda a su W_L, aunque dichas arcillas en estado natural soporten, con seguridad, cargas más o menos importantes**.

Terzaghi establece que la resistencia a compresión simple de las arcillas inalteradas con consistencias relativas próximas a cero, varía comúnmente entre 0,3 y 1 kg/cm^2.

Con consistencias relativas cercanas a la unidad, la resistencia a la compresión varía generalmente entre 1 y 5 kg/cm^2.

6.5.- Determinación del Límite Líquido (Norma IRAM 10501)

Si bien hemos definido que el límite líquido es el contenido de agua que puede tener una masa de suelo, traducido en un porcentaje de humedad, y que marca el límite entre el estado plástico y el estado líquido de la mezcla. La determinación en la práctica de este valor de humedad, es algo empírico.

El precursor de esta determinación fue el Ingeniero químico sueco Albert Mauritz Atterberg. (1846-1916), quien trabajaba en estudios de suelos desde el punto de vista agronómico. Posteriormente Casagrande (1932), tomando como base los ensayos que ejecutaba Atterberg, diseñó un aparato que se llama Cascador de Casagrande y que permite determinar la humedad correspondiente al límite líquido de un suelo.

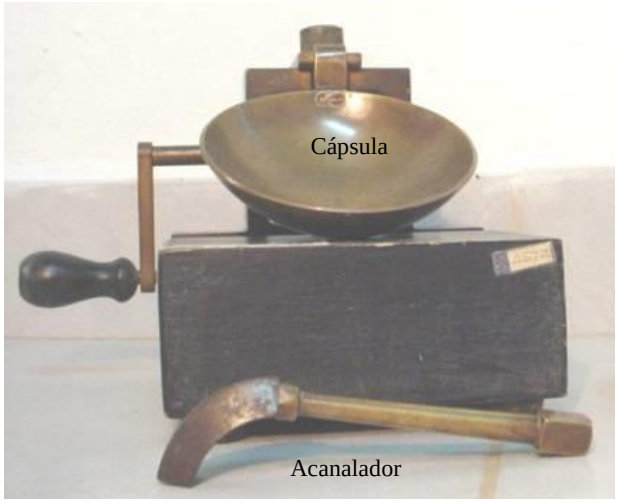


Figura 1.14: cascador de Casagrande

El cascador consiste en una cápsula de bronce que se eleva 10 mm mediante una leva que se acciona mediante una manivela, y que cae en forma brusca sobre un muelle de madera dura

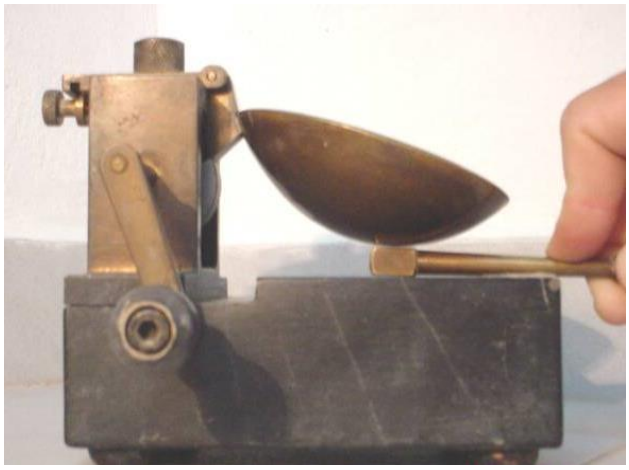


Figura 1.15: Calibración del cascador de Casagrande

Sobre la cápsula de bronce se coloca el suelo que previamente es tamizado por la malla del tamiz Nº 40 (0,425 mm) y amasado con una humedad ubicada en el entorno del estado líquido. El suelo se lo coloca sobre la cápsula de forma que la parte superior de la misma quede una superficie horizontal.

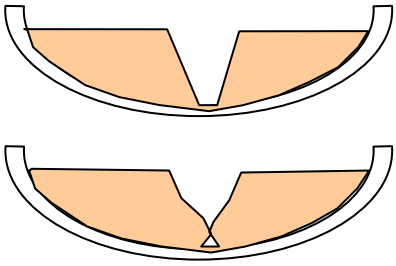
Figura 1.16: Colocación de la muestra en el cascador de Casagrande

Posteriormente con un acanalador especial, se hace una ranura en el centro de la masa de suelo que se colocó en la cápsula, la que se separa en dos partes.

Figura 1.17: Ranura en la muestra en el cascador de Casagrande

A continuación se acciona la manivela mientras se cuentan los golpes, hasta que la ranura que separa en dos partes a la pasta de suelos, se cierre en una longitud de media pulgada (12,7 mm) en la parte central de la misma.

Es muy importante que la masa que se moviliza para unir las dos partes de la pasta de suelos, fluya desde los taludes del corte efectuado tal como se muestra en la figura. y que **nunca** la masa se deslice sobre la superficie de la cápsula, en estos casos se debe anotar que el ensayo no se puede efectuar, quedando indeterminado el valor del límite líquido



Finalmente se corta una porción de la pasta, se la coloca en un pesafiltro (cápsula de aluminio con tapa) y se obtiene la humedad de la masa de suelo.

De acuerdo a la definición de Casagrande del límite líquido, es la humedad que tiene la pasta de suelos cuando en el cascador la ranura se junta en ½ pulgada al darle 25 golpes. Obviamente, esto es prácticamente imposible de lograr salvo una cuestión de azar, por lo tanto para la determinación de ésta humedad característica, se efectúan varias determinaciones similares, tratando de que los números de golpes se ubiquen en el entorno comprendido entre los 20 y los 30 golpes.

Figura 1.18: Estado final de la muestra en el Cascador de Casagrande para determinar la humedad del límite líquido

Para cada uno de estos ensayos, se determina el porcentaje de humedad, con lo cual obtenemos pares de valores de humedad y de Nº de golpes del cascador, que nos permiten que los representemos en un gráfico semilogarítmico como el que se muestra en la figura.

Posteriormente se traza una recta que interpole los punto graficados y se levanta una recta por la abscisa que corresponde a los 25 golpes. La humedad que corresponde a la intersección de ambas rectas, es la humedad del Límite Líquido.

Estos ensayos se han efectuado de esta forma, a nivel mundial, en todos los trabajos de estudio de suelos durante muchos años. De la recopilación de resultados se observó que para distintos tipo de suelos, con distintos valores del límite líquido, el ángulo que se forma por la recta que une los distintos puntos de la gráfica, con la horizontal (β) permanecía invariable, siempre y cuando los puntos se ubicaban en el entorno comprendido entre los 20 y los 30 golpes del cascador.

De esto se obtuvo que se podía asegurar sin mucho error, que el ángulo β es aproximadamente igual a 6,9º (tan β = 0,121)

Ello nos permite, tomando como variables el Nº de golpes y la humedad, establecer el valor de la humedad que corresponde al límite líquido para 25 golpes del cascador, a través de la siguiente ecuación:

$$w_L = w_n \left(\frac{N}{25} \right)^{\tan \beta}$$

Donde "w_n" es el valor de la humedad correspondiente a un ensayo en el que se le dieron "N" golpes (dentro del entorno de los 20 a los 30 golpes) al cascador y la ranura se juntó en ½ pulgada.

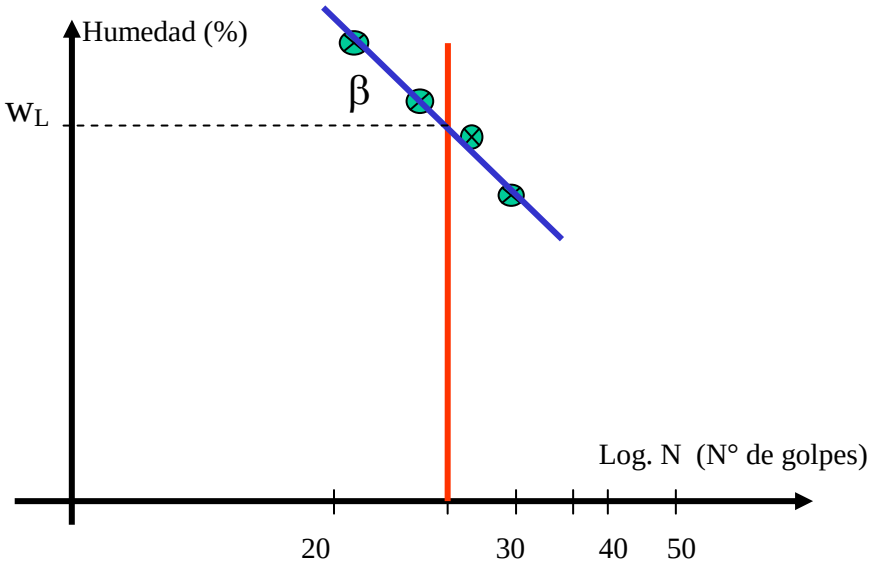


Figura 1.19: Determinación gráfica del límite líquido por el método de los cuatro puntos

Con esta ecuación podemos darle valores a N entre 20 y 30 y calcular el término entre paréntesis y con los resultados confeccionar la tabla que se adjunta que nos permite determinar el valor del límite líquido con un solo ensayo.

N	Factor de corrección	N	Factor de corrección
20	0.9724	**26**	1.0048
21	0.9792	**27**	1.0094
22	0.9847	**28**	1.0138
23	0.9900	**29**	1.0182
24	0.9951	**30**	1.0223
25	1.00		

Ejemplo: Al intentar determinar en valor del límite líquido de un suelo, se obtuvo que la humedad de la pasta de suelo, era del 48,7 % para 22 golpes del cascador.

El valor del límite líquido quedará entonces establecido como el producto entre la humedad determinada y el factor de corrección que corresponde a 22 golpes del cascador:

$$W_L = 48{,}7\% \times 0{,}9847 = 47{,}95\%$$

6.6.- Determinación del Límite Plástico (Norma IRAM 10501)

La humedad que limita el estado plástico del estado semisólido de una masa de suelos, denominada "Límite Plástico" es la humedad que le corresponde a una pasta amasada de suelo que pasa el tamiz Nº 40 (0,425 mm) con agua y que al ser amasada formando cilindros de 3 mm de diámetro sobre una superficie lisa no absorbente, se fisuran transversalmente.

De esta forma se confeccionan una cantidad importante de rollitos de 3 mm de diámetro, en el orden de los 20 a 30 gramos y se los colocan en un pesafiltro para determinar la humedad del conjunto que pasará a ser el valor del "Wp"

Figura 1.20: Determinación del límite plástico

Si el suelo no puede ser amasado con la palma de la mano para formar rollos de 3 mm de diámetro, se dice que el suelo no permite determinar su límite plástico.

6.7.- Límite de Contracción:

El límite de contracción de un suelo, es aquel valor de su humedad para el cuál si el suelo pierde humedad, no cambiará más de volumen. "Wc".

Para determinar este valor de la humedad se procede a amasar una porción de suelo que pasa el tamiz Nº 40 (0,425 mm) con agua de manera que su humedad se ubique en el entorno de la humedad correspondiente al límite líquido, posteriormente se coloca parte de esta pasta en una cápsula metálica de volumen interior y de peso vacío y seco, conocido (Tara) y se enrasa su superficie con los bordes de la cápsula.

A continuación se pesa la cápsula con la pasta en su interior obteniendo un peso húmedo del suelo colocado en su interior

Wh = Peso total $_{(1)}$ - Tara

Posteriormente se coloca la cápsula en la estufa a 105º C hasta obtener peso constante (Aproximadamente 12 hrs) se deja enfriar y se pesa nuevamente el conjunto, obteniendo ahora un peso seco de la pasta haciendo.

Ws = Peso total $_{(2)}$ - Tara

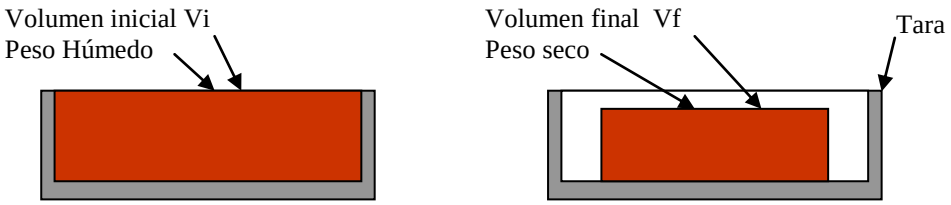


Figura 1.21: Determinación del límite de contracción

A continuación se retira la pastilla de suelos de la cápsula y se la sumerge en mercurio para obtener su volumen procediendo de la siguiente forma:

1) En una bandeja, se coloca un recipiente cilíndrico lleno de mercurio, posteriormente se lo enrasa con un vidrio que tiene tres pitones de plásticos pegados al mismo y se descarta el mercurio que rebalsa, tal como se aprecia en la parte "a" de la figura.

2) Se coloca la pastilla de suelos seca sobre el mercurio parte "b" de la figura y se lo sumerge en el líquido, apoyándole los pitones pegados al vidrio, hasta que la superficie del vidrio apoye perfectamente sobre los bordes rectos del recipiente. Esta operación hará que se derrame una cantidad de mercurio igual al volumen de la pastilla de suelo que quedará en la bandeja. Pesando esta cantidad de mercurio, podemos obtener el volumen del mismo teniendo en cuente el peso específico del mercurio.

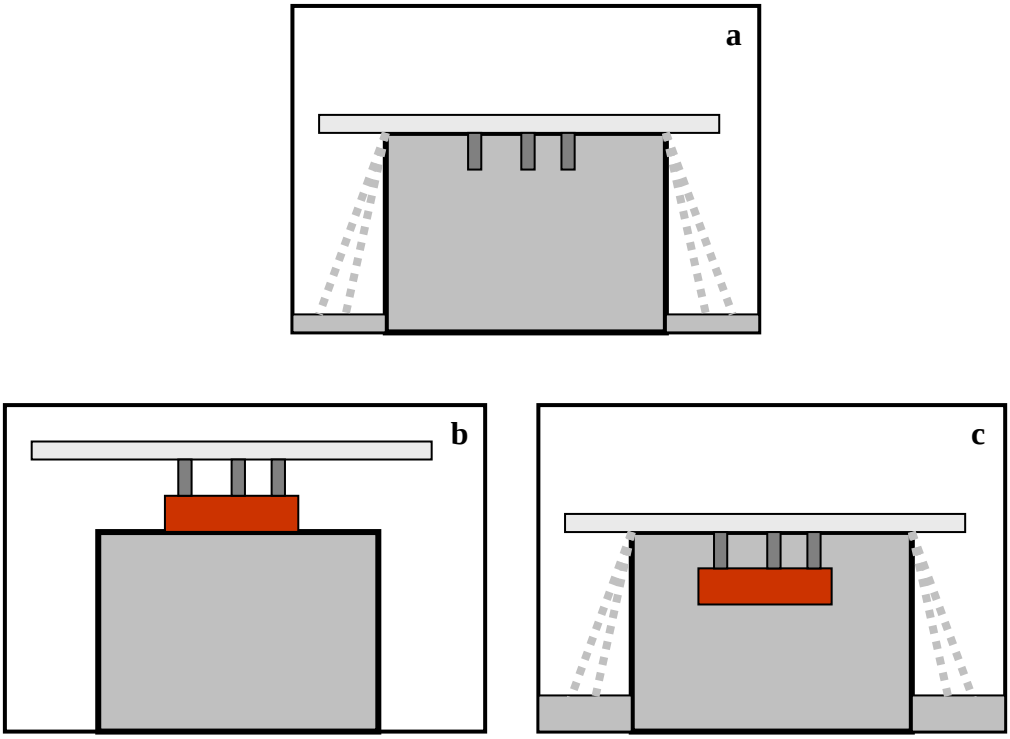
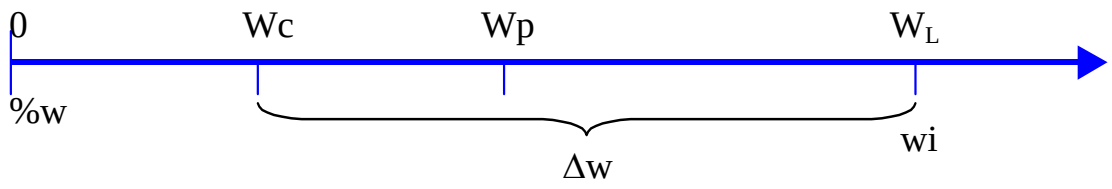


Figura 1.22: Determinación del volumen de la muestra

$$Vf = \frac{W_{mercurio}}{\gamma_{mercurio}}$$

Con estos valores podemos calcular el límite de contracción haciendo:



$$Wc = wi - \Delta w$$

$$Wc = \frac{Wh - Ws}{Ws}.100 - \frac{Vi - Vf}{Ws}.\gamma_w.100$$

6.8.- Consideraciones particulares

Teniendo en cuenta la definición del límite líquido, podemos inferir que la energía utilizada para determinarlo, en el cascador de Casagrande (25 golpes con una caída de 1

cm de altura) es constante para cualquier tipo de suelo que se analice, luego el esfuerzo desarrollado en cada caso para que el suelo fluya es el mismo y se aproxima a una resistencia al corte de 25 gr/cm^2.

Teniendo en cuenta esta característica, podemos plantearnos la siguiente pregunta:

Si tomamos dos muestras arcillosas que denominamos "A" y "B" y decimos que la muestra "A" tiene un valor del W_L = 40 % y la "B" un valor del W_L = 60 %.

Si ambas tienen la misma humedad natural del w_n = 38 % podemos preguntarnos ¿cuál de las dos tendrá, en estas condiciones, mayor resistencia al corte?

Las propiedades índices de las muestras nos indica que la muestra "A" falló bajo una tensión de corte de 25 gr/cm² cuando su contenido unitario de agua llegó a una humedad del 40 %. Mientras que la muestra "B", falló bajo **la misma tensión de corte** cuando su humedad llegó al 60 %.

Teniendo en cuenta que el límite líquido marca el límite entre el estado plástico y el líquido, si tenemos una humedad menor a la del límite líquido, la resistencia al corte de este suelo será mayor cuanto más lejos se ubique la humedad natural por debajo del W_L. Podemos deducir entonces que la muestra "B" es más resistente a las solicitaciones de corte que la muestra "A" para un mismo contenido unitario de agua.

Esto intenta explicar por qué el límite líquido mide la cohesión **potencial** de un suelo, y la llamamos potencial, porque dicha cohesión dependerá de la humedad del suelo en el momento de su consideración.

Como hemos visto en todo este análisis, la comparación de los valores del W_L y W_P con las propiedades mecánicas (deformabilidad y resistencia), muestra una tendencia o dependencia, no una relación determinada, sino una cierta tendencia. Esta tendencia, se ha utilizado en la práctica de la ingeniería para con las propiedades mecánicas potenciales de esos mismos suelos.

La medida cuantitativa más directa de la consistencia de **suelos inalterados** es la resistencia a la compresión simple (**no confinada**) de muestras prismáticas o cilíndricas. La siguiente tabla nos proporciona en función de dicha resistencia varios grados de consistencia:

Resistencia a la compresión simple "q_u" en (kg/cm^2)	**Consistencia**
Menos de 0,25	Muy blanda
0,25 - 0,50	Blanda
0,50 - 1,00	Medianamente compacta
1,00 - 2,00	Compacta
2,00 - 4,00	Muy compacta
Mayor de 4,00	Dura

Las arcillas comparten con muchas otras sustancias coloidales, la propiedad de perder resistencia por ablandamiento cuando son **amasadas** a un contenido de humedad constante. El ablandamiento de los suelos **inalterados** y normalmente consolidados se debe probablemente a dos causas distintas:

a) La destrucción del ordenamiento en que están dispuestas las moléculas de la doble capa difusa.

b) La destrucción de la estructura formada por las partículas durante el proceso de sedimentación.

Aquella parte de la pérdida de resistencia que se debe al desordenamiento de la doble capa difusa, es gradualmente recuperado si la arcilla permanece en reposo, a contenido de humedad constante, después del amasado (fenómeno tixotrópico). El resto debido probablemente a la alteración permanente de la estructura, es irreversible a menos que se le reduzca el contenido de humedad.

La importancia que cada una de estas partes tiene en la estructuración de la resistencia de las arcillas inalteradas es muy distinta para las diferentes arcillas.

6.9.- Sensibilidad

El término **sensibilidad** se refiere al efecto que el amasado produce sobre la **consistencia de las arcillas inalteradas**, independientemente de la naturaleza física de las causas del fenómeno.

El grado de sensibilidad es diferente para las distintas arcillas y puede también diferir en una misma arcilla según cual sea su contenido de humedad.

Si una arcilla es **muy sensitiva**, un deslizamiento de cualquier naturaleza puede transformarla en una masa de trozos lubricados capaces de deslizar con un talud suave,

mientras que un deslizamiento similar en una arcilla de baja sensibilidad, sólo produce una deformación local. El cambio de consistencia producido por la alteración de una arcilla sensitiva, trae siempre aparejado también un cambio de su permeabilidad.

El grado de sensibilidad (St) de una arcilla, se mide por la relación entre la cohesión no drenada de una muestra inalterada y el valor de la cohesión de la misma muestra después de amasada a contenido de humedad constante, es decir:

$$St = \frac{\text{Cohesión no drenada de la arcilla inalterada}}{\text{Cohesión no drenada de la arcilla amasada}}$$

Los valores de "St" están comprendidos entre 2 y 4 para la mayoría de las arcillas. Para arcillas sensitivas, varía entre 4 y 8, aunque se conocen arcillas ultrasensitivas o rápidas con valores de St mayores de 8. Estos valores altos pueden ser causados por una estructura bien desarrollada, por un alto grado de tixotropía de la fracción mas fina del suelo, o por ambas causas simultáneamente.

Las arcillas ultrasensitivas se encuentran principalmente entre las arcillas glaciares blandas, en las arcillas de origen marino, y entre las arcillas blandas derivadas de la descomposición de cenizas volcánicas.

Valores de sensitividad

Clasificación	**St**
Insensitivas	~ 1
Ligeramente sensitivas	1 – 2
Medianamente sensitivas	2 - 4
Muy sensitivas	4 – 8
Ligeramente rápidas	8 – 16
Medianamente rápidas	16 – 32
Muy rápidas	32 – 64
Extra rápidas	> 64

Una idea de la sensibilidad de una arcilla se puede obtener de la comparación entre el cambio de estructura de una muestra intacta y el de la misma muestra amasada a humedad constante. Para ello se debe comparar el peso unitario seco (γ_{di}) de la muestra intacta secada a estufa, con el peso unitario seco de la misma muestra amasada a humedad constante y secada en estufa (γ_{dr})

Cuanto mayor sea la diferencia entre γ_{di} y γ_{dr}, tanto mayor será la diferencia entre la estructura del suelo intacto y el acomodamiento desordenado de partículas del suelo amasado.

7.- ESTRUCTURACIÓN DE LOS SUELOS

Ante todo, conviene insistir en una afirmación ya asentada: *un suelo nunca es un mero agregado desprovisto de organización, al contrario, sus partículas se disponen en forma organizada, siguiendo leyes naturales y según la acción de fuerzas que son susceptibles de análisis.*

En los suelos formados por partículas relativamente grandes (gravas y arenas) las fuerzas que intervienen para formar la estructura son conocidas y sus efectos son relativamente simples de calificar; por ello, prácticamente no hay discusión respecto al mecanismo de estructuración que, por otra parte, es verificable a simple vista.

Por el contrario, en los suelos formados por partículas muy pequeñas (limos y arcillas), las fuerzas que intervienen en los procesos de estructuración son de un carácter mucho mas complejo y las estructuras resultantes son sólo parcialmente verificables por métodos indirectos, relativamente complicados.

Todo ello hace que los mecanismos de estructuración y aún las mismas estructuras resultantes sean, en estos suelos, materia de hipótesis.

Tradicionalmente, se han considerado a las estructuras simples, panaloide y floculenta como las básicas en los suelos reales.

En épocas más modernas, se ha tratado de superar aquel cuadro tradicional introduciendo modificaciones en las ideas anteriores, a la luz de algunos resultados obtenidos en experimentos realizados con técnicas mas modernas. Así, no sólo están variando las ideas de muchos inveztigadores acerca de los mecanismos de estructuración de los suelos, sino que inclusive, han aparecido estructuras que, como la dispersa, no estaban incluidas en el cuadro tradicional.

En lo que sigue se presenta, en primer lugar, el conjunto de estructuras y mecanismos de formación tradicionales y, en segundo lugar, algunas de las ideas de mayor aceptación actual.

7.1.- Estructura Simple:

Es aquella producida cuando las fuerzas debidas al campo gravitacional terrestre son claramente predominantes en la disposición de las partículas; es por lo tanto, típica de suelos de grano grueso (gravas y arenas limpias) de masa comparativamente importante. Las partículas se disponen apoyándose directamente unas en otras y cada partícula posee varios puntos de apoyo.

Desde el punto de vista ingenieril, el comportamiento mecánico e hidráulico de un suelo de estructura simple, queda definido principalmente por dos características:

La densidad del manto y la orientación de las partículas.

El término densidad se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo, dejando mas o menos vacíos entre ellas.

En un suelo muy denso, las partículas sólidas que lo constituyen tienen un alto grado de acomodo y la capacidad de deformación bajo carga, será pequeña. En suelos poco densos el grado de acomodo es menor; en ellos el volumen de vacíos y por ende la capacidad de deformación será mayor.

Una base de comparación para tener una idea de la densidad alcanzable por una estructura simple, se tiene estudiando la disposición de un conjunto de esferas iguales. En las figuras se muestran los estados más suelto y mas denso posible de tal conjunto.

Las líneas llenas marcan la ubicación en planta de las esferas y las líneas de trazo marcan la posición de las esferas apoyadas sobre las anteriores en una segunda capa.

La primera figura de la izquierda corresponde a un arreglo cúbico simple, el de la primera fila al centro, al de un arreglo cúbico tetraédrico y el de la primera fila a la derecha corresponde a un arreglo Tetraoctogonal senoidal. En la segunda fila a la izquierda tendremos un arreglo piramidal y a la derecha del anterior, un arreglo tetraédrico

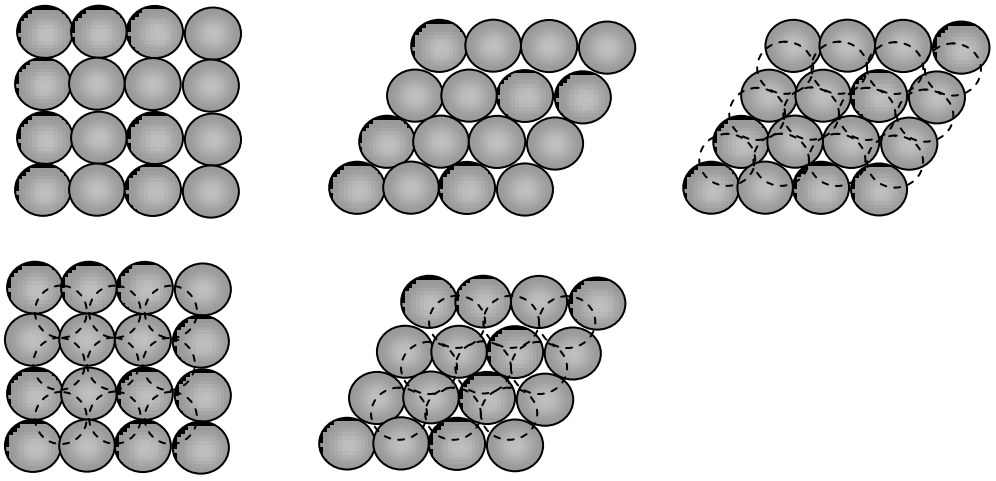


Figura 1.23: Distintos arreglos con partículas esfericas

Si definimos a la **relación de vacíos "e"** de una muestra de suelos, como la relación entre el volumen de vacíos que tienen en su interior con respecto al volumen de sólidos que la conforma y a su vez decimos que la **porosidad "n"** de una muestra, queda determinada como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total de la misma, podremos calcular estos parámetros para los arreglos presentados y tendremos:

Tipo de estructura	Volumen unitario V	Porosidad n	Relación de vacíos e
Cúbico simple	$8.\ R^3$	47.64	0.91
Cúbico tetraédrico	$4.\sqrt{3.R^3}$	39.54	0.65
Tetrágono esferoidal	$6.\ R^3$	30.19	0.43
Piramidal	$4.\sqrt{2.R^3}$	25.95	0.34
Tetraédrico	$4.\sqrt{2.R^3}$	25.95	0.34

Las arenas naturales muy uniformes en tamaño, poseen valores de porosidad "n" y relaciones de vacíos "e" que se acercan mucho a los consignados precedentemente. Pero en las arenas con tamaños más repartidos, bien graduadas, los valores pueden disminuir apreciablemente.

Si tenemos una arena bien graduada, dispondremos de una amplia gama de tamaños de los granos y por lo tanto, los estados mas sueltos y mas densos tendrán valores de **e** y **n** mucho menores que los que corresponden a la acumulación de esferas iguales.

La orientación de las partículas de arena sedimentadas en agua, es tanto mas pronunciada cuanto mas se aparta su forma de la esférica, ésta orientación produce como efecto principal, una muy distinta permeabilidad del suelo según que el flujo de agua sea normal o paralelo a la dirección de orientación; el efecto aumenta notablemente si el suelo contiene un porcentaje apreciable de partículas laminares. Aún en arenas naturales con formas prácticamente equidimensionales el efecto de la orientación de las partículas sobre la permeabilidad, es apreciable.

7.2.- Estructura Panaloide

Esta estructura se considera típica en granos de pequeños tamaños (0,02 mm de diámetro o algo menores), que son arrastrados y redepositados ya sea por el agua o por los vientos.

En estas partículas, la gravitación ejerce un efecto que hace que tiendan a sedimentarse, pero dada su pequeña masa, otras fuerzas naturales pueden hacerse de magnitud comparable, concretamente si la partícula antes de llegar a su ubicación final en el depósito toca a otra partícula ya depositada, la fuerza de adherencia desarrollada entre ambas, puede neutralizar al peso, haciendo que la partícula quede detenida antes de completar su carrera; otra partícula puede ahora añadírsele y el conjunto de ellas podrá llegar a formar una celda, con cantidad importante de vacíos, a modo de panal (ver figura).

Las fuerzas de adherencia, causantes de estas estructuras son fuerzas superficiales, ya mencionadas anteriormente.

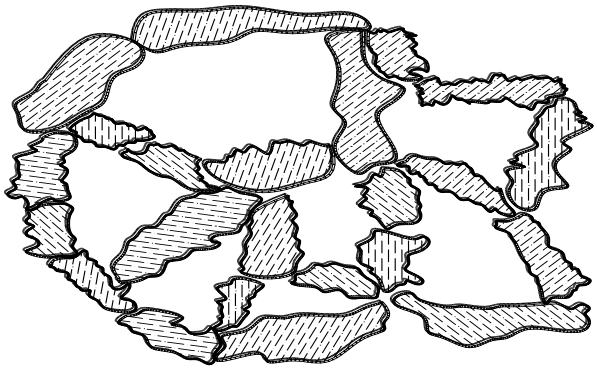


Figura 1.24: Esquema de una estructura Panaloide

7.3.- Estructura Floculenta

Cuando en el proceso de sedimentación dos partículas de diámetros menores de 0,02 mm llegan a tocarse, se adhieren con fuerza y se sedimentan juntas; así, otras partículas pueden unirse al grupo, formando un grumo con estructura similar a un panal.

Cuando estos grumos se depositan, forman a su vez panales, cuyas bóvedas no están ya formadas por partículas individuales, sino por otros grumos.

El mecanismo anterior produce una estructura muy blanda y suelta, con gran volumen de vacíos, llamada **floculenta**.

Las partículas menores de 0,0002 mm = 0,2 micrones se consideran ya **coloides**; estas partículas pueden permanecer en suspensión indefinidamente, pues en ellas el peso ejerce poca influencia en comparación con las fuerzas eléctricas entre partículas cargadas negativamente y las fuerzas moleculares ejercidas por el agua. Cuando dos de estas partículas tienden a acercarse, sus cargas ejercen una repulsión que los aleja de nuevo, las vibraciones moleculares del agua impiden que las partículas se precipiten y el resultado es un movimiento característico en rápido zig-zag, conocido como Browniano (el botánico inglés Brown lo observó por primera vez al estudiar suspensiones de clorofila al microscopio). Por este mecanismo, las partículas coloidales de suelo en suspensión no se sedimentarán.

Las cargas eléctricas de las partículas coloidales pueden, sin embargo, neutralizarse bajo la influencia de la adición de iones de carga positiva opuesta, un electolito por ejemplo, en ácido tal como el clorhídrico, se disocia en agua en iones positivos y negativos (Cl^- y H^+) y por efecto de los iones H^+ en solución, los coloides neutralizan sus cargas y chocan entre sí, quedando unidas por las fuerzas de adherencia desarrolladas. De esta manera, comienzan a formarse los flóculos de mayor masa, que tienden a depositarse.

En las aguas del mar, las sales contenidas actúan como electrolitos, haciendo posible la generación del mecanismo antes descripto.

En otras aguas naturales la disociación normal de algunas moléculas de H^+ o CH^-, que siempre se producen, o la presencia de sales, etc. logra el mismo efecto.

Los flóculos se unen entre sí para formar panales, que se depositan conjuntamente formando al tocar fondo, nuevos panales y dando lugar a una forma extraordinariamente difusa de estructura floculenta, en la que el volumen sólido puede no representar mas de un 5-10 %. La figura siguiente muestra un esquema de tal estructura:

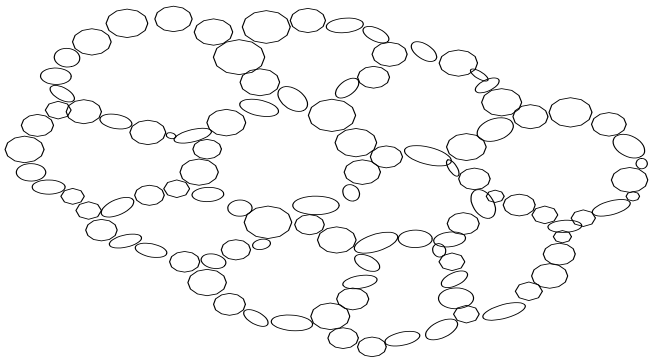


Figura 1.25: Esquema de una Estructura Floculenta

Conforme aumenta el peso debido a la sedimentación continua, las capas inferiores expulsan agua y se consolidan más. Durante este proceso, las partículas y los flóculos se acercan entre sí y es posible que esta estructuración tan poco firme en principio, alcance alguna resistencia.

7.4.- Estructuras Compuestas

Se considera que las estructuras anteriores rara vez se presentan puras en la naturaleza, pues la sedimentación comprende partículas de todos los tamaños y tipos, para los que rigen las leyes de la naturaleza de modo diferente.

La estructura normal de un suelo, se forma en condiciones que permiten la sedimentación de partículas gruesas y finas simultáneamente; esto ocurre frecuentemente en agua de mar o lagos, con contenidos apreciables de sales, donde el efecto floculante de las sales coexiste con el arrastre de vientos, corrientes de agua, etc.

El proceso de acumulación de sedimentos arriba de un cierto nivel, hace que las capas inferiores se consoliden bajo el peso de las suprayacentes.

Las partículas mas gruesas se aproximan ocasionando que la arcilla floculada entre ellos disminuya de volumen, siendo la compresión resultante de la arcilla mayor en las zonas donde se encuentre mas confinada, esto es, en las regiones de aproximación entre los granos mas gruesos, siempre y cuando no haya flujo lateral de la masa en esas regiones. Si el incremento de carga es rápido, existirá el flujo lateral y, consecuentemente, la masa coloidal sufrirá un decremento en volumen mas uniforme; pero en la naturaleza, la

carga crece muy lentamente, por lo que el flujo lateral tiende a producirse en mucha menor medida y las propiedades tixotrópicas de la materia coloidal pueden ayudar eficazmente a impedirlo casi por completo.

Así se produce en las regiones de aproximación entre los granos gruesos una liga arcillosa coloidal altamente consolidada, que define fundamentalmente la capacidad del esqueleto para soportar cargas. Estas ligas arcillosas están sujetas a presiones mucho mayores que el promedio en la masa de suelo, mientras la arcilla que llena los vacíos del esqueleto se mantiene blanda y suelta, sujeta a presiones comparativamente mucho menores.

Con las ideas anteriores es fácil entender la diferencia que presentan las arcillas en propiedades mecánicas, entre los estados, inalterado y remoldeado; el remoldeo destruye la liga de arcilla altamente consolidada entre las partículas gruesas y permite que la arcilla suave las rodee, actuando como lubricante entre ellas; como resultado, la consistencia en el estado remoldeado será mucho menor.

En tanto no sean destruidas las uniones consolidadas, la arcilla se comporta elásticamente y posee resistencia a la acción de las cargas, que depende principalmente de la presión a la que fue consolidada en la naturaleza.

Algunos autores han atribuido exclusivamente la diferencia de comportamiento mecánico de las arcillas, entre los estados inalterado y remoldeado, a las propiedades tixotrópica de esos materiales. En efecto, la tixotropía produce cierta rigidización reversible en una masa plástica, aumentando la adherencia en los puntos de contacto y como este aumento depende de la posición relativa de las partículas, existe una deformación crítica que rompe la adherencia y vuelve blando al material.

Es muy probable, como ya se dijo, que la tixotropía coopere a la formación de la estructura compuesta y a la coherencia de su esqueleto, impidiendo el flujo lateral de la masa coloidal en las regiones de acercamiento de los granos gruesos; así cuanto mayor sea el grado de consolidación de las masas coloidales en la unión entre granos, mayor será la posibilidad de mantener el depósito muy suelto bajo grandes cargas.

Sin embargo, la resistencia del material de la liga de arcilla, no es función de la tixotropía, sino de la intensa concentración de carga en aquellas ligas, la cual, a su vez, depende de la estructura adoptada y de la carga máxima que el estrato haya soportado a lo largo de su historia geológica (carga de preconsolidación).

7.5.- Estructura en “Castillo de Naipes”

Algunos otros inveztigadores como Goldschmidt y Lambe han sugerido una interpretación diferente sobre la génesis de una estructura floculenta y la estructura resultante en sí.

Según estas ideas, la forma laminar típica de los minerales de arcilla es fundamental en la estructuración resultante para los suelos finos.

Las inveztigaciones realizadas en partículas de caolinitas, illitas y montmorillonitas demuestran que la longitud de ellas es del mismo orden de magnitud que su ancho y que el espesor varía de 1/100 de estas dimensiones en las montmorillonitas, a 1/10 en las caolinitas, ocupando las illitas una posición intermedia. Con estos datos es posible estimar que la superficie específica de estas partículas (metros cuadrados de área superficial por gramo de peso) es del orden de 10 en las caolinitas, 80 en las illitas y 800 en las montmorillonitas; estas cifras cobran toda su importancia al considerar la acción de las fuerzas superficiales como factor que interviene en la estructuración, no siendo difícil concebir que tal factor llegue a ser determinante.

Además, en las inveztigaciones de referencia se ha podido notar que, si bien la partícula de suelo posee carga negativa, según ya se dijo, parece cierto que en sus aristas existe una concentración de carga positiva que hace que esa zona localizada se atraiga con la superficie de cualquier partícula vecina.

Tomando esto en consideración, los inveztigadores mencionados han propuesto para las arcillas una estructura tal como la que se muestra en la figura siguiente, a la cual se ha denominado en "castillo de naipes".

Estructura en "Castillo de Naipes"

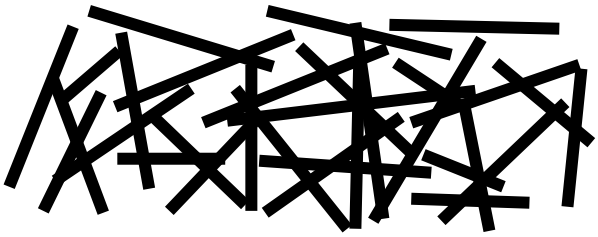


Figura 1.26: Esquema de una estructura en "castillo de naipes"

Debe notarse que, según esta hipótesis de estructuración, también corresponde al suelo un importante volumen de vacíos y que las reflexiones anteriores sobre consolidación de los suelos por el peso de los suprayacentes conservan su validez.

7.6.- Estructura dispersa

Algunas inveztigaciones modernas han indicado que una hipótesis estructural del tipo de "castillo de naipes", en la cual las partículas tienen contactos mutuos, si bien puede aceptarse como real, en muchos casos quizás no es la más estable en la que pudiera pensarse.

Cualquier perturbación que pueda existir, como deformación por esfuerzo cortante, tiende en general a disminuir los ángulos entre las diferentes láminas de material. Conforme esto sucede, actúan entre las partículas, presiones osmóticas inversamente proporcionales al espaciamiento entre ellas. Las presiones osmóticas tienden a hacer que las partículas se separen y adopten una posición tal como la que esquemáticamente se muestra en la figura siguiente.

Aunque a primera vista no lo parezca, algunos autores opinan que este arreglo es más estable.

En las partes a) y b) de la figura se muestra el mecanismo por el cual la presión osmótica, para llegar a una condición mas uniforme, tiende a hacer que las partículas se separen.

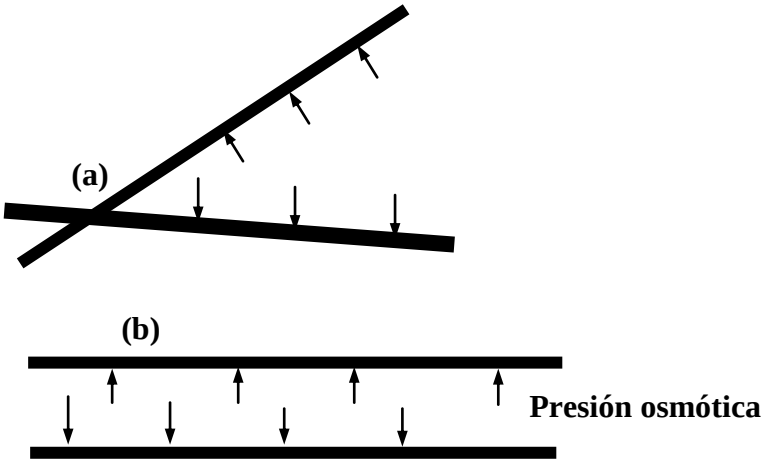


Figura 1.27: Separación de las partículas por presiones osmóticas

En la siguiente figura, se muestra la estructura en su condición final.

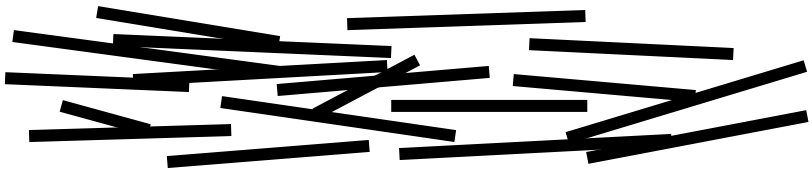


Figura 1.28: Esquema de una estructura dispersa

Debe hacerse notar que el conjunto de estructuras someramente descriptos, no constituye una serie de posibilidades reales en la naturaleza, sino simplemente algunas de las hipótesis de estructuración de que hoy se habla.

Muchos inveztigadores que aceptan alguna de las explicaciones anteriores, rechazan otras y no existe pleno acuerdo al respecto. También ha de observarse que con las

estructuras en “castillo de naipes” o dispersa, se generarán estructuras compuestas análogas a las ya tratadas con las formas estructurales más clásicas.

8.- PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS

8.1. Influencia del tamaño

Desde el inicio del estudio de los materiales de construcción se ha buscado correlacionar la composición granulométrica de los suelos con sus propiedades ingenieriles, tanto para los suelos cohesivos, como para los suelos no cohesivos. Para ello la mejor forma de razonar es ver si todos los suelos que tienen igual granulometría se comportan de la misma manera, si es así, la granulometría es significativa, en caso contrario proporciona un servicio muy secundario.

Desde el instante mismo en que las propiedades de los suelos adquirieron importancia práctica, se intentó con frecuencia, correlacionar las características granulométricas con las constantes del suelo necesarias para resolver los problemas de la práctica, sin que se haya llegado a resultados satisfactorios. Por ejemplo, los intentos efectuados para determinar el coeficiente de permeabilidad de los suelos partiendo de los resultados del análisis granulométrico han fracasado debido a que la permeabilidad depende, en gran parte, de la forma de los granos, forma que puede ser muy diferente aún para suelos que tengan granulometrías idénticas.

Sin embargo, se puede establecer una relación indirecta entre el tamaño y la permeabilidad, dado que si las partículas son pequeñas, los intersticios entre ellas también lo son y, en consecuencia, el movimiento del agua a través de este suelo es mas difícil que a través de un suelo de granos gruesos y grandes intersticios entre los mismos. Pero, tal cual se enunciara precedentemente, el sólo conocimiento del tamaño de las partículas no permite ninguna estimación precisa de coeficiente de permeabilidad. Asimismo, se ha determinado que la fricción interna de las arenas bien graduadas cementadas, es mayor que la que le corresponde a arenas de granos uniformes en la misma condición.

Hay que tener en cuenta que la fricción entre los granos de un suelo granular, depende no sólo de las características granulométricas, sino también y fundamentalmente de la forma de los granos y de la rugosidad de sus superficies. Así, por ejemplo, los ángulos de fricción interna de las arenas de granulometrías idénticas pueden ser muy diferentes.

Los ensayos efectuados para correlacionar las características granulométricas de los suelos cohesivos, con la fricción interna, han sido aún menos felices.

Como las propiedades de una arcilla dependen en gran parte del tipo de mineral arcilloso que predomina y de las sustancias presentes en sus capas de absorción, se ve que dos arcillas granulométricamente idénticas pueden ser muy distintas en otros aspectos. Debido a éstas circunstancias, sólo en el caso de suelos de una **misma categoría y del mismo origen geológico** (por ejemplo, todas las arcillas y todas las

arenas ubicadas en zonas geográficas limitadas), se han podido establecer relaciones **estadísticas** bien definidas entre la granulometría y las propiedades de los suelos, como ser, la fricción entre sus granos.

En tales regiones, la granulometría puede ser y es utilizada como elemento de juicio para apreciar las propiedades significativas de los suelos, pero su extensión fuera de los límites indicados no es aconsejable pues se corre el riesgo de cometer errores importantes.

La experiencia demuestra que la granulometría es significativa, para el caso de suelos **no cohesivos**, para medir la calidad potencial de suelos granulares, para constituir materia prima en ciertas condiciones especiales, en el caso de terraplenes, filtros, bases o sub-bases de pavimentos.

De una manera general: lo que el tamaño de los granos nos proporciona es una cierta idea de alguna de las propiedades potenciales del suelo.

Sin embargo, la primera gran clasificación de los suelos, se hace en función del tamaño de las partículas.

En el cuadro que se adjunta se destaca la división adoptada para los distintos sistemas de clasificación que actualmente se utilizan en los proyectos de ingeniería.

Nombre de la Organización	Tamaño de los granos (mm)			
	Grava	**arena**	**limo**	**arcilla**
Massachusett Institute of Tec.	> 2	2 a 0,06	0,06 a 0,002	<0,002
U.S. Dep. of Agriculture	> 2	2 a 0,05	0,05 a 0,002	<0,002
AASHTO	76,2 a 2	2 a 0,075	0,075 a 0,002	<0,002
Sistema Unificado de Clasif. US Army Corp. Of Engineering US Bureau of Reclamation ASTM	76,2 a 4.75	4,75 a 0,075	<0,075	

Nota: El tamaño correspondiente a 76,2 mm corresponde al tamiz US de 3".

El tamaño correspondiente a 4,75 mm corresponde al tamiz US N° 4.

El tamaño correspondiente a 2 mm corresponde al tamiz US N° 10.

El tamaño correspondiente a 0,075 mm corresponde al tamiz US N° 200.

8.2. Influencia de la forma y de las características mineralógicas

8.2.1. Suelos no cohesivos

La forma de los granos como vimos, tiene una importancia secundaria en la determinación de las propiedades de los suelos ya que, en la mayoría de los casos, los granos son redondeados.

Solamente la presencia de mica dentro de los suelos, tiene una importancia significativa para sus propiedades. Si se determina la deformabilidad de una arena formada por granos de cuarzo mas bien redondeados, o de forma cercana a la cúbica, y se le agrega un 10 % de mica del **mismo tamaño**, el conjunto sigue siendo una arena y aunque no se altere su granulometría, **la deformabilidad del suelo aumenta de manera notable**. La deformación de la mica tiene por lo tanto mucha influencia en la deformación del conjunto.

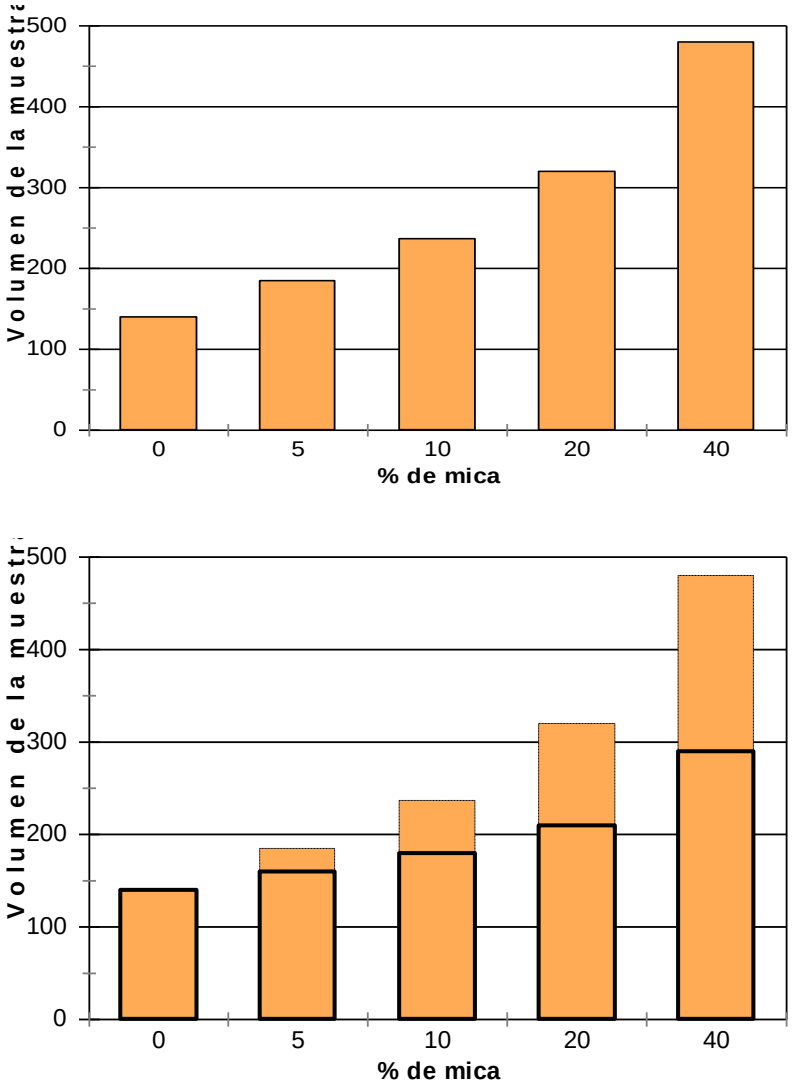


Figura 1.29: Reducción de volumen producida por una presión del 1 kg/cm2 en muestras de 200 gs de varias mezclas de arena y mica. La reducción crece con el contenido de partículas escamosas de mica (reproducción del trabajo de Terzaghi)

La figura anterior muestra el resultado de los ensayos de compresión en mezclas de arena y mica del mismo peso. Puede verse que tanto el volumen como la compresibilidad de la mezcla aumentan con el porcentaje de mica. Esto se debe al efecto puente de las escamas de mica entre los granos de arena y la flexibilidad subsiguiente de estas escamas bajo presión creciente.

En la mayoría de los casos, la dureza individual de los granos del suelo es de poca importancia. Casi todas las arenas se componen mineralógicamente de durísimos granos de cuarzo, con aristas redondeadas.

Las presiones de cimentación, normalmente permitidas sobre tales terrenos, no son suficientes para aplastar o romper ningún grano redondeado, pero sí lo puede hacer, en algunos casos excepcionales, en los que la arena se compone de algún otro mineral más blando que el cuarzo y de granos angulosos o en forma de lajas.

Los efectos sobre éstos materiales de las tensiones generadas por las zapatas ó por las fundaciones en general, cambian la granulometría de la masa involucrada que puede ser inveztigada de la siguiente forma:

Se obtiene con precisión la curva granulométrica de una muestra de arena; ésta se somete después a presiones iguales o, un 50 % mayores que las presiones previstas para una fundación, y se obtiene de nuevo la curva granulométrica. Si de la comparación de ambas curvas, antes y después de la compresión, resulta un aumento apreciable en el porcentaje de las partículas mas pequeñas y del polvo, es una indicación de que se han triturado los granos y es preciso reducir convenientemente las presiones proyectadas. Consideraciones de esta clase, en muchos casos, imponen un límite a la altura de las presas de escollera o a las tensiones de punta de pilotes.

La presencia en terrenos de arena de conchas huecas origina algunas veces un asiento considerable del terreno al cargarlo, con las consiguientes perturbaciones en la cimentación, por la facilidad con que estas conchas se trituran. Por esta razón, debe comprobarse cuidadosamente su presencia durante las inveztigaciones preliminares del terreno elegido para cimentar.

Hagamos ahora el siguiente razonamiento, si el peso específico de las partículas sólidas no tiene importancia; si la granulometría no es importante; si la forma no es importante y si la rugosidad de la superficie de los granos tampoco lo es, ¿en qué se diferencian los distintos suelos granulares?.

Una vez más debe aclararse, que los factores citados precedentemente tienen cierta influencia sobre las propiedades de estos suelos, pero no una influencia decisiva.

La influencia decisiva sobre las propiedades de los suelos granulares, la ejerce otra circunstancia que vamos a definir ahora. Para ello, supongamos que tenemos una arena de una granulometría definida, con una forma de grano y con una rugosidad uniforme en los mismos.

Si dividimos esa masa de arena en dos porciones de igual peso, y volcamos ambas porciones en sendos recipientes iguales, cilíndricos y llenos de agua, supongamos que el volcado lo hacemos en forma suave dentro de los recipientes llenos de agua, por medio de un embudo, de manera que vaya formándose una masa de arena suelta, y aplicamos sobre una de esas masas una carga por medio de una zapata que dejamos reposar sobre la arena, podremos medir el asentamiento (S) de la base dentro de la arena suelta.

Si en el segundo recipiente luego de colocada la arena en forma suelta se la somete a vibraciones, simplemente golpeando lateralmente el recipiente, observamos dos situaciones:

1°) El volumen de la masa de arena disminuye su volumen (se densifica)

2°) Al colocar la zapata en forma similar que en el caso anterior, el hundimiento (S´) de la misma dentro de la arena es menor.

Si en lugar de efectuar esta experiencia en la forma en que se acaba de explicar, se la realiza colocando una zapata más pequeña, en ese caso la arena se levanta a los costados y se necesitará una carga muchísimo menor para obtener el mismo efecto (S´).

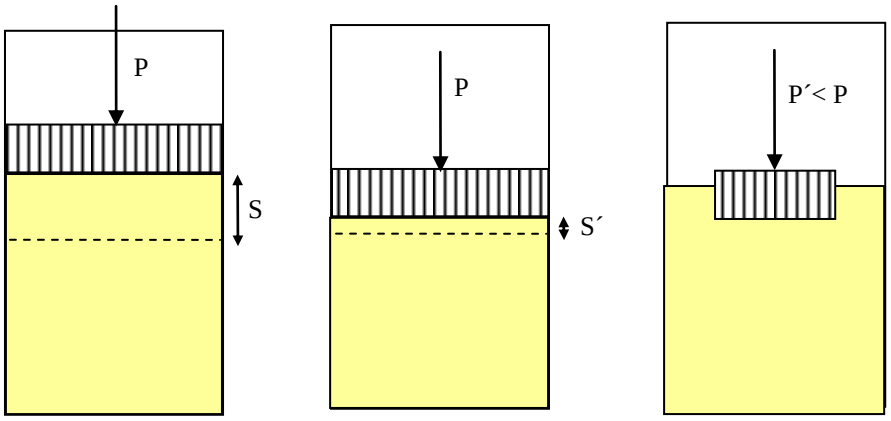


Figura 1.30: Deformación en una masa de arena bajo distintas condiciones de carga, saturación y vibración

Esas dos porciones de arena, que en rigor están compuestas por el mismo material tienen, desde el punto de vista de la ingeniería civil, un comportamiento distinto: soportan cargas muy diferentes y se deforman también de manera muy distinta. La que tenía **mayor volumen inicial** resiste menos y se deforma más que la vibrada con un **menor volumen inicial**.

Como la parte sólida de ambas masas es la misma, la diferencia de volumen entre ambas sólo puede ser posible, si existe una diferencia en el **volumen de huecos o de vacíos** dentro de la muestra.

Quiere decir que en los suelos granulares, es el volumen de huecos o de vacíos el determinante de las propiedades mecánicas del material, en comparación con el volumen de vacíos que dispone el mismo en su estado más denso, y es el factor que tiene importancia primordial para la medición de dichas propiedades.

La manera de poder establecer su influencia es mediante la determinación de la llamada **Densidad Relativa "Dr"**, la cual se define de la siguiente forma:

Para una masa de arena determinada hay un volumen de huecos que es mínimo, medido por su **relación de vacíos mínima, "e_{min}"**, de manera que es imposible lograr un mayor encaje de los granos entre sí, dentro de esa masa.

Esa misma masa de arena se puede disponer de tal modo que su volumen de vacíos sea máximo, medido por su relación de vacíos máxima, "**$e_{máx}$**".

En el primer caso, la arena constituye casi una roca, porque la única manera en que se puede deformar es deformando los granos sólidos. Para deformar la arena hay que deformar el sólido y el sólido es roca. En el segundo caso, la arena está en un estado de estabilidad casi inestable. La arena en tal estado tiene, por el contrario, una resistencia muy pequeña.

En la naturaleza, se encuentran arenas que, en general, tienen una relación de vacíos comprendida entre ambos límites **"e_{min}"** y **"$e_{máx}$"**.

Se denomina densidad relativa de esa arena a la relación:

$$Dr = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}}.100$$ Expresada en (%)

Como se ve, la densidad relativa expresa el grado de densidad de una arena en un estado determinado por la relación del **máximo incremento posible de su relación de vacíos a la amplitud total de variación de dicha diferencia**.

La densidad relativa de la arena tiene un significado bien definido, ya que su valor es prácticamente independiente de la presión estática a que el material está sometido. Por el contrario, el grado de densidad de las arcillas y de otros suelos cohesivos depende en forma primordial de las cargas que los mismos han soportado y, en algunos casos, de la velocidad con que las mismas fueron aplicadas. De modo que el valor de la "Dr" da datos directos relativos a la estabilidad de la arena en su estado natural. El conocimiento de este valor es, pues, de importancia práctica directa.

Para la arena más suelta posible **"$e_{máx}$"**, la densidad relativa Dr = 0%, mientras que para el estado más denso **"$e_{mín}$"**, tendremos el valor máximo de la densidad relativa

Dr =100%.

Si la experiencia indicada anteriormente de cargar una masa de arena con una zapata se realizará por escalones desde **"$e_{máx}$"** a **"e_{min}"**, daría como resultado que tanto la deformabilidad como la carga de rotura Pr determinada para cada caso, serían proporcionales a las densidades relativas Dr %.

Cuanto mayor es la densidad relativa, menor es la deformabilidad y mayor la resistencia.

El cálculo de la relación de vacíos "e", requiere el conocimiento del volumen sólido de la muestra, que se obtiene de su peso, una vez conocido el peso específico **γs**.

La determinación de **γs** se tiene que hacer en el laboratorio con mucho cuidado.

Por dicha razón, la relación de vacíos "**e"**, se usa para definir la consistencia de los suelos, principalmente en las inveztigaciones de laboratorio.

Todo esto hace que sea mucho más práctico determinar la densidad relativa por medio de su peso unitario, utilizando la densidad seca **γd,** valor éste que se puede obtener más fácilmente tanto en el campo como en el laboratorio, que luego vinculado con los valores de la densidad máxima (**$\gamma d_{máx}$**) y la densidad mínima (**$\gamma d_{mín}$**) determinadas en el laboratorio, nos permiten obtener el valor de la densidad relativa mediante la siguiente ecuación:

$$Dr = \frac{\gamma d_{\max}\left(\gamma d - \gamma d_{\min}\right)}{\gamma d\left(\gamma d_{\max} - \gamma d_{\min}\right)}.100 \quad \text{(en \%)}$$

Para determinar cada uno de estos valores de densidad, existen algunas técnicas que trataremos de explicar a continuación:

a) Densidad natural:

Este es un ensayo que se ejecuta en campaña, sobre el estrato de suelos granular del cuál queremos determinar su densidad natural. Para ello debemos limpiar sin mucha alteración, la superficie del estrato del que queremos medir su densidad y nivelar la superficie expuesta del mismo.

Posteriormente se apoya sobre él la placa metálica que se muestra en la figura, que en la parte central tiene un orificio circular, éste orificio debe ser por lo menos mayor a cinco (5) veces el tamaño máximo del suelo granular en el que se va a determinar la densidad.

Esta placa metálica se apoya sobre la superficie del suelo granular y se hace girar mediante las manijas en el plano de apoyo, alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda, tratando que la planchuela metálica que bordea el orificio central penetre en el suelo y permita que se apoye sobre él, la totalidad de la placa.

A continuación se coloca una manta de latex de un espesor a 0,50 mm que cubra la totalidad del orificio (color rojo en la figura), sobre la misma se vuelca agua limpia desde una pipeta graduada, de tal forma que nos permita conocer el volumen total colocado que llamaremos V_i. Este volumen inicial deberá cubrir la totalidad de la superficie horizontal de la manta de latex

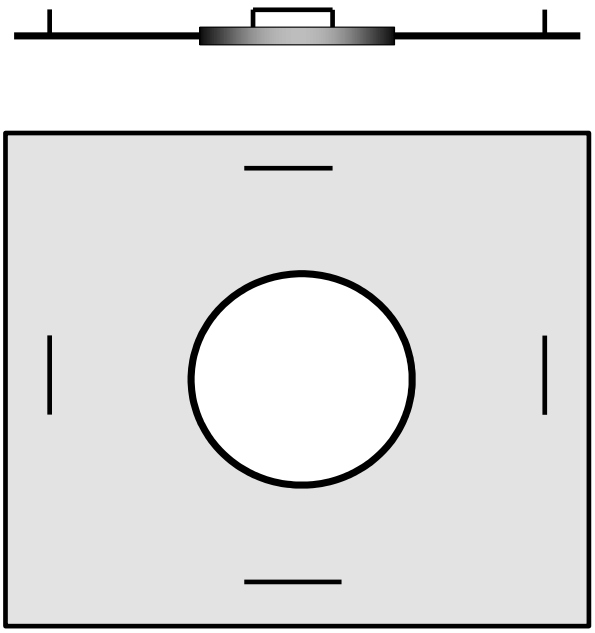


Figura 1.31: Anillo de Oroville para medir densidad en suelos gruesos

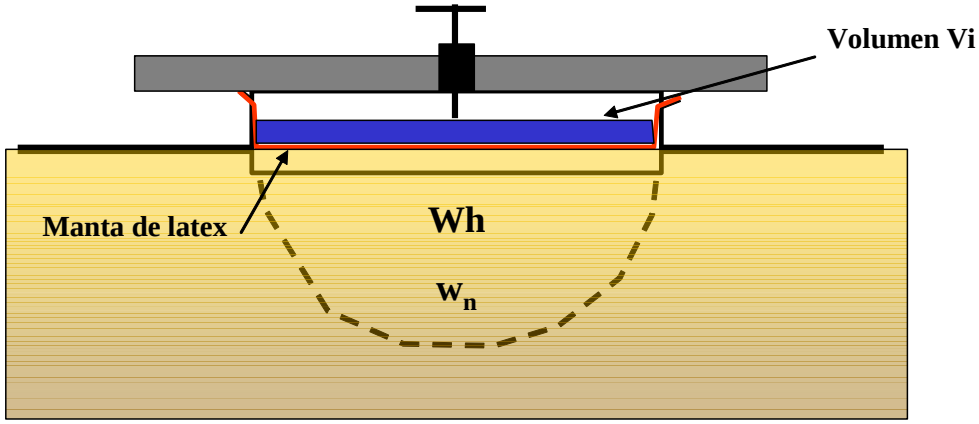


Figura 1.32: Determinación del volumen en suelos gruesos

Una vez colocada el agua sobre la manta, se coloca una varilla metálica que calza sobre dos ranuras ubicadas en el aro metálico del anillo y en la misma varilla, de manera que la posición de la misma sobre el aro sea única. Esta varilla en su parte central tiene un tornillo roscado que se ajusta hasta que la punta del mismo haga contacto con el nivel del agua, logrado ello, se ajusta una contratuerca para que ésta medida quede fija y se retira la varilla.

A continuación se retira la manta de latex, se tira el agua que estaba sobre la misma y se procede con cuidado a retirar el suelo granular de modo tal que no se dejen ángulos rectos, tratando de que la excavación tenga una forma cóncava como la que se marca en la figura con línea de trazos. Este material se debe depositar íntegramente sobre una bandeja de laboratorio que se pesa y se coloca en la estufa, para eliminar la humedad que tenga y poder determinar luego, su peso seco Ws.

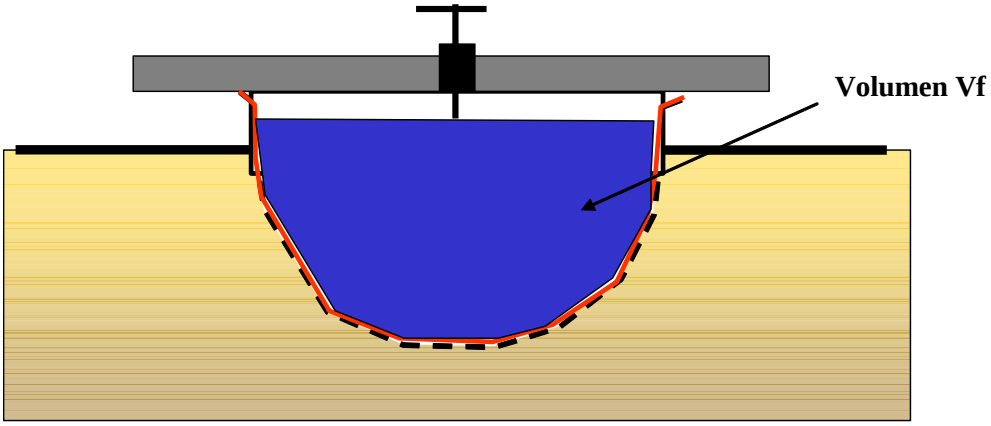


Figura 1.33: Determinación del volumen en suelos gruesos

Como último paso se vuelve a colocar la manta de latex sobre la excavación, tratando que los bordes de la misma sobrepasen el anillo metálico, se coloca la varilla metálica en su única posición y se vuelca agua limpia sobre la manta midiendo el volumen que se coloca hasta que el nivel de agua haga contacto nuevamente con la parte inferior del tornillo roscado de la varilla. A este volumen de agua lo llamamos V_f.

Ahora estamos en condiciones de calcular la densidad del material que retiramos de la excavación, haciendo:

$$\gamma d = \frac{Ws}{V_f - V_i}$$

Teniendo el valor de la densidad seca natural, solo nos resta obtener en el laboratorio la densidad seca mínima ($\gamma d_{mín}$) y la densidad seca máxima ($\gamma d_{máx}$). Para ambos casos los procedimientos están normalizados y se deben respetar los pasos consignados en las normas.

b) Densidad mínima

Para el primer caso, la metodología básicamente consiste en lo siguiente:

- En un recipiente metálico de forma cilíndrica, cuyo diámetro sea mayor o igual a cinco (5) veces el tamaño máximo de la muestra que se analiza y de volumen conocido "V", se vuelca desde una altura constante, lo más cerca posible a la superficie de la muestra, el material previamente secado en estufa

- Se llena el recipiente por encima del borde del mismo, luego se lo enrasa con una regla metálica tratando que no se produzcan vibraciones en al recipiente.

- Se pesa el conjunto y se descuenta el peso del recipiente Ws = Wt – Tara

$$\gamma d_{mín} = \frac{Ws}{V}$$

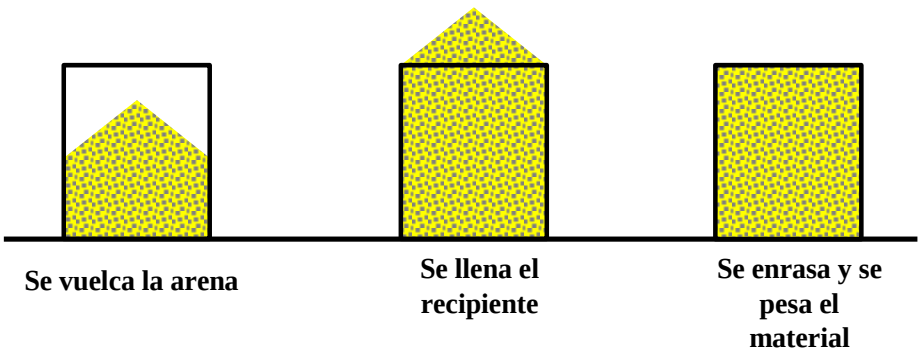


Figura 1.34: Determinación de la densidad mínima de un suelo granular

c) Densidad máxima

- Para obtener la densidad máxima se utiliza un recipiente similar al que se utilizó para obtener la densidad mínima, se lo lleva a una mesa vibrante y se lo fija a la misma.

- A continuación se vuelca el material en el recipiente mientras se pone en funcionamiento la mesa vibrante, se procede a someterlo a un intenso varillado a la vez que se le agrega agua.

- Completado el recipiente se le colocan pesas encima de la muestra de forma tal que transmitan una tensión uniforme sobre el material mientras se lo somete a los efectos de la mesa vibrante.

- Finalmente se apaga la mesa vibrante, se quitan los pesos, se enrasa y se vuelca íntegramente el material del recipiente en una bandeja de laboratorio que se pesa y se lleva a estufa, para obtener posteriormente, el peso seco de la muestra completa.

$$\gamma d_{máx} = \frac{Ws}{V}$$

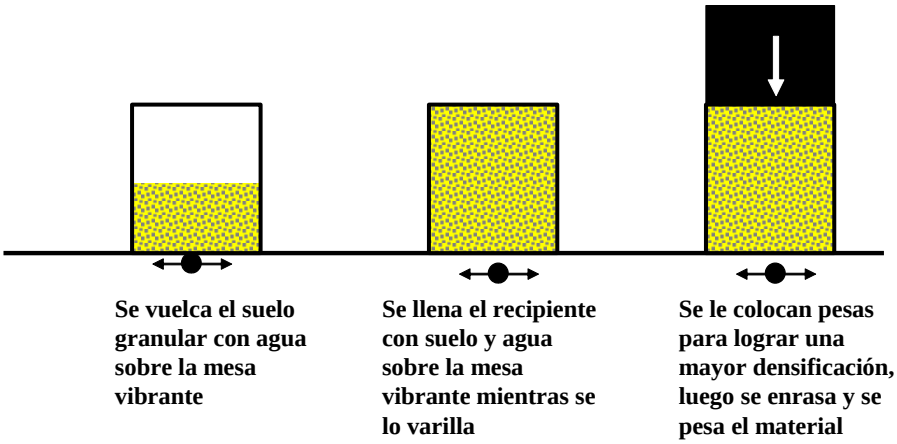


Figura 1.35: Determinación de la densidad máxima en una suelo granular

Con la densidad relativa calculada, podemos clasificar a los suelos granulares de acuerdo al valor de su densidad relativa de la siguiente manera:

Descripción	**Densidad relativa %**
Muy Suelto	0 a 15
Suelto	15 a 30
Medianamente denso	30 a 60
Denso	60 a 80
Muy Denso	80 a 100

9.- EL AGUA EN LOS SUELOS

9.1.- Procedencia del agua del suelo

En general el suelo en estado natural, en menor o mayor grado, siempre está húmedo. El agua que contiene (teniendo sólo en cuenta la fase líquida), puede ser clasificada, por su origen, de la siguiente manera:

- Sedimentación
- Agua de Infiltración
- Condensación

El agua de sedimentación es la que ha quedado incluida en los suelos sedimentarios al producirse el depósito de sus partículas. En ocasiones, tiene una gran importancia. Es frecuente encontrar fangos marinos recién depositados que contienen 120 % de agua con relación al peso de la materia seca.

El agua de infiltración proviene de la superficie del terreno, donde ha sido depositada por las lluvias o por una corriente de agua.

El agua de condensación, por último, proviene del vapor de agua existente en la fase gaseosa que rellena una parte de los poros del suelo.

9.2.- Diversos estados del agua del suelo

En cuanto a los estados en que el agua puede encontrarse en el terreno, podemos considerar los siguientes:

- Agua libre
- Agua capilar
- Agua adsorbida

A las cuales cabría añadir el agua de constitución de los minerales que forman las partículas sólidas del suelo, el agua en estado sólido en aquellos suelos sometidos a temperaturas inferiores a las de congelación, el vapor de agua contenido en la fase gaseosa, etc.

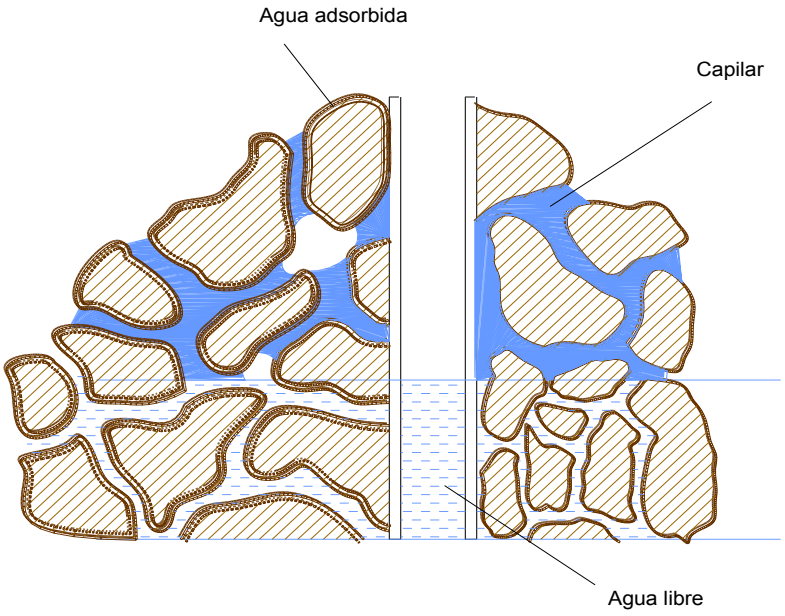


Figura 1.36: Distintos estados del agua en una masa de suelos

Si el agua contenida por un suelo no estuviera sujeta a otra fuerza que la debida a la gravedad, el material situado por encima de la napa se hallaría seco. En realidad, en el terreno, el suelo se halla completamente saturado hasta cierta distancia por arriba de la napa, y parcialmente saturado encima de este nivel.

9.3.- Agua libre

El agua libre que constituye lo que generalmente se denomina capa de agua, se rige en su movimiento o estado de equilibrio por las leyes de la hidráulica. En todos los puntos de su masa, suele reinar una presión igual o mayor que la atmosférica.

Se denomina nivel de la capa freática al lugar geométrico de los niveles a que alcanza la superficie del agua en pozos de observación en libre comunicación con los vacíos del suelo "in situ". Dicho nivel puede también ser definido como el lugar geométrico de los puntos cuya presión es igual a la atmosférica.

Algunas veces, la capa freática alcanza la superficie de la tierra o sus proximidades, como sucede en los pantanos o en algunas llanuras. El agua subterránea se desplaza lateral y verticalmente. El movimiento vertical consiste en las fluctuaciones de la capa freática. Por ejemplo, la capa sube en épocas de lluvias y baja en las de sequía; en algunas ocasiones se han explicado esas fluctuaciones por la influencia de las plantas. La capa o napa freática no es plana y puede seguir o no la topografía de la zona.

9.4.- Agua capilar

Si la parte inferior de una masa de suelo seco se pone en contacto con el agua, el líquido sube por los vacíos hasta alcanzar cierta altura por encima del nivel libre. Este ascenso se atribuye a la **tensión superficial** que se desarrolla en la zona límite entre el aire y el agua.

La existencia de tensiones de tracción en la película superficial ha sido probada fuera de toda duda hace más un siglo, y la intensidad de las mismas ha sido medida por métodos distintos con idénticos resultados. Sin embargo, los conceptos básicos relacionados con las acciones moleculares que producen la tensión superficial son temas que se hallan aún en discusión.

Los ingenieros están familiarizados con la expresión **movimiento capilar** del agua. La de **ascensión capilar**, frecuentemente usada, no es correcta, ya que el agua capilar puede moverse en cualquier dirección y no sólo hacia arriba. Durante y después de las lluvias, cuando el suelo de la superficie tiene más humedad que las capas inferiores, la fuerza capilar sumada a la de la gravedad atrae el agua hacia el interior de la tierra. Cuando el suelo de la superficie se ha secado por la acción del sol y del viento, el movimiento del agua es ascendente.

En arenas de grano grueso, la humedad capilar se desplaza sólo unos pocos centímetros, pero muy rápidamente. Alcanza alturas mayores en suelos de grano fino, pero el desplazamiento total puede durar meses y aún años. La velocidad y longitud del movimiento capilar son mayores en los suelos húmedos que en los secos. El agua capilar caliente se mueve más rápido que la fría, probablemente por su menor viscosidad.

10.- FENÓMENO CAPILAR Y PROCESO DE CONTRACCION

10.1.- Tensión superficial. Generalidades

Cuando se altera la forma de la superficie de un líquido, de manera que el área aumente, es preciso realizar para ello un trabajo; éste se recupera cuando la superficie se retrae a su forma primitiva, de modo que la superficie en cuestión resulta capaz de almacenar energía potencial. El trabajo necesario para aumentar el área de una superficie líquida resulta ser, experimentalmente, proporcional a dicho aumento, definiéndose como coeficiente de tensión superficial "Ts" a la relación entre ambos conceptos.

$$dw = Ts \times dA \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(1)}$$

Por consiguiente:

$$Ts = \frac{dw}{dA}$$

Donde:

dw es el trabajo necesario

*d*A es el aumento de área del menisco.

$Ts =$ fuerza de tensión superficial, que se mide en unidades de trabajo o energía entre unidades de área o sea, por ejemplo, en dinas/cm. Representa la fuerza por unidad de longitud, en cualquier línea sobre la superficie.

$$[Ts] = \frac{unidad \cdot de \cdot trabajo}{unidad \cdot de \cdot \text{sup}\, erficie}$$

Tomemos como unidades de fuerza la dina y como unidades de longitud el centímetro. Luego:

$$[Ts] = \frac{(dina)x(cm)}{(cm^2)} = \frac{dina}{cm}$$

Es decir que "Ts" se puede tomar como la **fuerza por unidad de longitud** que actúa sobre una línea cualquiera que se encuentra sobre la superficie *d*A.

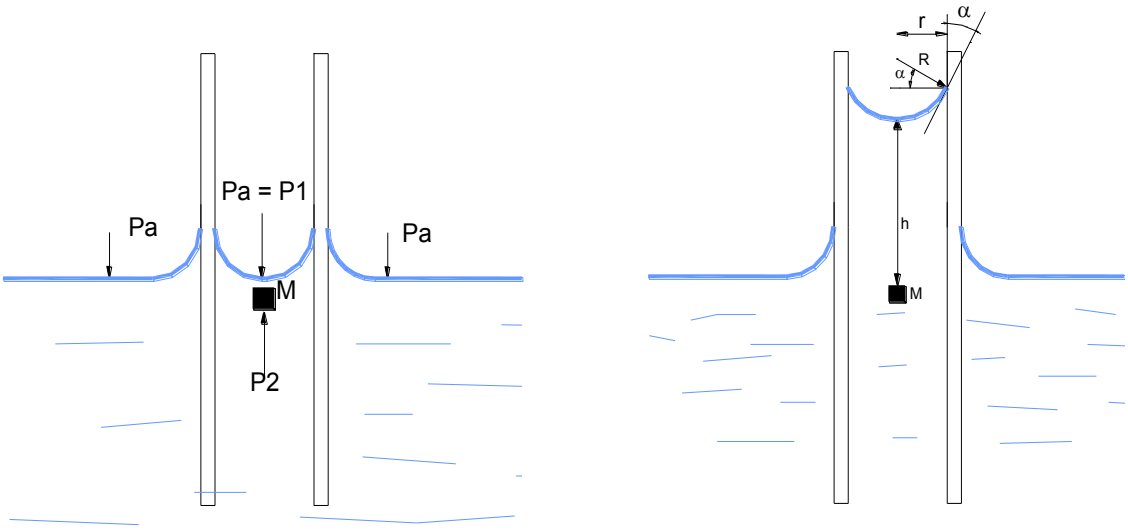
La tensión superficial del agua es de 75 dinas/cm

Como 1 gramo equivalen a 981 dinas tendremos:

75 dinas/cm = 0,0764 gr/cm

10.2.- Ascensión capilar

Cuando un líquido está en contacto con las paredes de un tubo, la forma de su superficie se encorva. Si el líquido es agua y las paredes del tubo son sólidas, el menisco que se forma en el contacto entre ambos, es generalmente cóncavo. Si el tubo es de pequeño diámetro (capilar) las alteraciones de la superficie en toda la periferia producen una superficie (menisco) cuya forma tiende muy aproximadamente a la esférica,



(a) **(b)**

Figura 1.37: Ascensión del agua en un tubo capilar

Obsérveze el tubo capilar de la figura en la parte (a), con el agua colocada al ras, pero con un menisco formado.

De lo anterior se deduce que, si el tubo es de pequeño diámetro, la forma del menisco podrá considerarse cercana a la esférica, con suficiente aproximación para los fines actuales. Se a demostrado que en este caso, la presión "p_2" en el lado convexo es menor que la presión "p", en el cóncavo, siendo su diferencia $\frac{2Ts}{R}$.

Si el tubo está abierto al aire, p_1 es la presión atmosférica, por lo tanto debe tenerse:

p_2 < presión atmosférica.

Pero la presión del agua inmediatamente bajo la superficie del líquido que rodea al tubo es la atmosférica, mayor que p_2, por lo que el sistema inmediatamente abajo del lado convexo del menisco no está en equilibrio, teniendo una presión neta hacia arriba igual a $pa - p_2$.

Por efecto de esta presión el agua sube por el tubo hasta formar una columna que equilibre a esa diferencia de presiones.

En la figura anterior, parte (b), se observa que:

$$R = \frac{r}{Cos\alpha}$$

Además, dijimos que:

$$p_2 = pa - \frac{2Ts}{R} = pa - \frac{2Ts.\cos\alpha}{r}$$

Una vez que el agua asciende en el tubo, la presión en el punto "M" es:

$$p_2 + \gamma\omega h$$

Pues p_2 es la presión que tenía, y ($\gamma\omega$.h) es debida a la elevación de la columna capilar de altura h:

Entonces la presión en M vale:

$$P_M = pa - \frac{2Ts.\cos\alpha}{r} + \gamma\omega.h$$

Pero cuando se alcanza el equilibrio, esa presión debe ser la atmosférica que tiene el líquido que rodea al tubo en la superficie.

Luego debe tenerse:

$$pa = pa - \frac{2Ts.\cos\alpha}{r} + \gamma\omega.h$$

Con lo cual debe cumplirse que:

$$h = \frac{2Ts.\cos\alpha}{r.\gamma\omega}$$

Fórmula debida a Jurin que da la altura a que debe ascender el agua en un capilar de radio "r", en la que se expresa que la elevación capilar es inversamente proporcional al radio del tubo capilar.

10.3. Efectos capilares

La tensión superficial existente en la superficie de un líquido expuesto al aire es debida a la atracción intermolecular que la masa del líquido ejerce sobre aquellas moléculas situadas en la superficie. Mientras que las moléculas en el interior de la masa líquida son atraídas con fuerzas iguales por las que las rodean, esto no sucede con las moléculas de la capa superficial, pues están expuestas a atracciones de parte del aire y del líquido considerado. Estas atracciones son diferentes y no se equilibran, originando un estado de tensión en toda la superficie libre del líquido.

Entre los fenómenos causados por la tensión superficial, uno de los mas característicos y de mayor importancia práctica es, como ya se dijo, el de la ascensión capilar, cuyo mecanismo teórico ha quedado brevemente descriptos en los párrafos anteriores. En ellos se vio que la altura de ascensión capilar quedaba dada en general, por la expresión:

$$h = \frac{2Ts.\cos\alpha}{r.\gamma\omega}$$

En el caso del contacto agua-aire, el experimento prueba que, aproximadamente:

$$Ts = 75\frac{dinas}{cm} = 0{,}0764\frac{gr}{cm}$$

En realidad, Ts varía con la temperatura del agua y no tiene valor fijo. El valor anterior corresponde aproximadamente a 20 °C, pero por otra parte, en el caso de agua sobre vidrio húmedo, se vio que el ángulo de contacto α es nulo, por lo que la fórmula puede escribirse, para esas condiciones:

$$h = \frac{4\times 0{,}0764 gr/cm}{D\times 1.gr/cm^3}$$

$h = \frac{0{,}3}{D}$ Con h y D en cm, siendo D el diámetro del tubo.

Considérese nuevamente un tubo capilar lleno de agua y expuesto a la evaporación, durante este proceso el menisco en los extremos se desarrollará produciendo las fuerzas F_T, generadas por la tensión superficial en la periferia del menisco, ver figura.

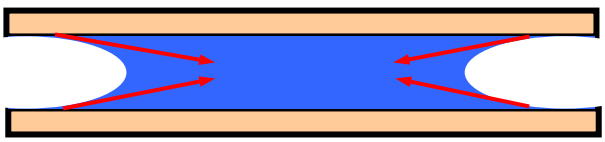


Figura 1.38: Fuerza que genera la tensión superficial del agua en los capilares formados entre partículas de arcilla

Esquema que ilustra la generación de presiones capilares de un tubo capilar

Por reacción a esas fuerzas, la pared del tubo sufre esfuerzos que tienden tanto a cerrar el tubo, como a acortar su longitud.

En toda la masa del agua entre los meniscos, se generan tensiones, que producen a lo largo de la pared del tubo, esfuerzos de compresión que tienden a cerrarlo. Si el tubo estuviera hecho de un material compresible, las presiones capilares le producirían realmente un estrechamiento y un acortamiento.

Una masa compresible, atravezada por tubos capilares sujetos a evaporación, se contraerá, volumétricamente como resultado de los efectos descriptos.

En la foto que se adjunta se muestra la contracción por sacado que se presenta en probetas de arcilla plástica, talladas en el laboratorio para realizar ensayos triaxiales y que luego se dejaron secar al aire libre por un tiempo prolongado. La probeta de la izquierda representa el volumen inicial que tenía la misma con su humedad natural y la de la derecha, una probeta similar que se dejó secar al aire libre.

Figura 1.39: Disminución de volumen por contracción debido al secado de una probeta de arcilla expuesta al medio ambiente

Una demostración simple y convincente (Terzaghi) de la existencia y acción de la presión capilar en una masa porosa, es la siguiente:

Un pedazo de algodón absorbente se satura con agua; después, dentro del agua, se comprime con la mano y seguidamente se suelta; podrá observarse que la masa se recupera con cierta rapidez. Sin embargo, si después de comprimido se saca del agua y se la abandona a sí mismo en el aire, se notará que no recupera su forma original, permaneciendo la masa comprimida. Si, posteriormente, el algodón vuelve a sumergirse, la recuperación volverá a presentarse.

Este experimento se comprende fácilmente en términos de tensión capilar en el agua, y presión en las paredes de los tubos capilares que atraviesan el algodón. Cuando el algodón se comprime en estado seco o sumergido, sus fibras se recuperan elásticamente al serles quitada la presión, pero si esto sucede en el aire, una muy pequeña expansión dará como resultado la generación de los meniscos en cada canalículo y la tensión en éstos contrarrestará la tendencia expansiva, dejando deformada a la masa. Al volver a sumergir la masa, los meniscos se destruyen porque se anula la tensión superficie y la expansión se manifiesta nuevamente.

10.4.- Proceso de Contracción en suelos finos

Con las consideraciones expuestas en los párrafos anteriores, es posible comprender el mecanismo de contracción en los suelos finos, hecho experimental de conocimiento común, así como las razones para el mismo.

Un suelo saturado exhibe primeramente una superficie brillante, que cambia a opaco al formarse, por evaporación, los meniscos cóncavos, en cada poro. Al irse evaporando el agua, va disminuyendo el radio de curvatura de esos meniscos y aumentando, por lo tanto, la presión capilar sobre las partículas sólidas, que por este efecto, se comprimen y se agrupan, disminuyendo el volumen de vacíos existente entre partículas, la evaporación seguirá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y comprimiendo la estructura del suelo, hasta un punto en que la presión capilar sea incapaz de producir mayor deformación; en ese momento comenzará la retracción de los meniscos hacia el interior de la masa de suelo. Físicamente ese momento está señalado por el cambio de tono del suelo, de oscuro a más claro.

En el suelo, los poros y canalículos ocupados por el agua no son de tamaño uniforme, sino que varían entre amplios límites, por lo que el agua no se retraerá al mismo tiempo hacia el interior de la masa, comenzando el proceso en los poros de mayor diámetro.

Estadísticamente, puede decirse que toda la gama de diámetros de los canalículos existentes se presentan a lo largo de un capilar, en una distancia relativamente pequeña a partir de la superficie. Esta distancia puede ser del orden de 2,5 cm, en arenas gruesas, pero en arcillas ordinarias, con diámetros de poro comprendidos entre 0,1 y 0,001 μ, todos ellos se presentan a una distancia del exterior no mayor que una fracción de milímetro. Por lo tanto, aun cuando una de las aberturas de la superficie corresponda al mayor diámetro que pueda encontrarse en la muestra total de suelo, el menisco necesitará retraerse muy poco para llegar a una zona de pequeño diámetro en la cual pueda desarrollar esfuerzos de tensión importantes.

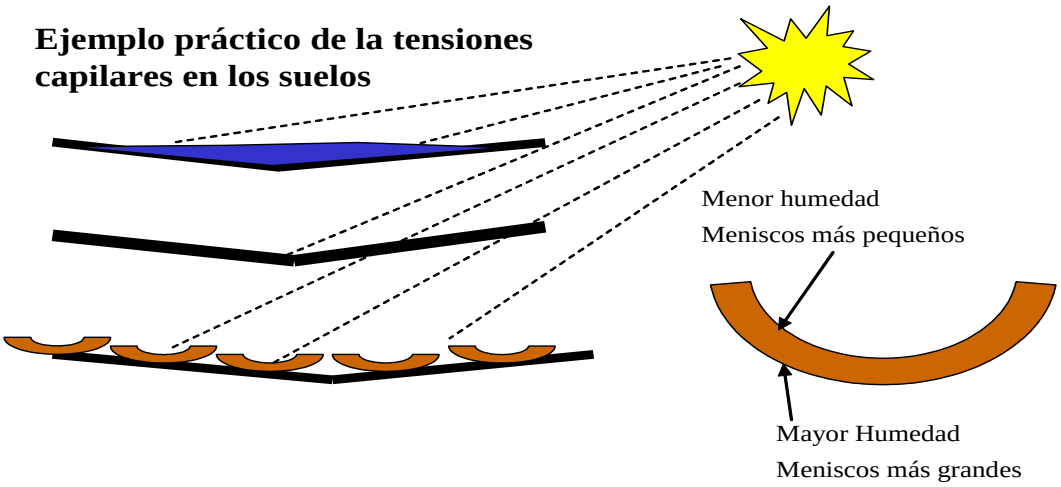
Cada menisco se retraerá al diámetro de poro más pequeño para el que un menisco totalmente desarrollado produzca en el suelo la máxima presión capilar que pueda deformar la estructura al máximo. En ese instante, con su máxima contracción alcanzada bajo esa máxima presión capilar que el agua ejerce, el suelo habrá llegado a su límite de contracción. Cualquier evaporación posterior hará que los meniscos se

retraigan hacia el interior sin más incremento en la presión capilar, pues el diámetro de los poros ya no disminuye.

Una manera sencilla de visualizar el proceso de secado de un suelo fino es la que se expone a continuación:

Supongamos una charca formada por agua de lluvia que tiene arcilla en suspensión y que por efecto del sol se va secando, la arcilla en suspensión, formará por lo tanto la capa superior de la superficie expuesta del suelo una vez que el agua se ha evaporado completamente. A medida que el sol sigue irradiando calor, más cantidad de agua se irá evaporando y ahora será a expensas del agua de los capilares del suelo, en este momento, veremos como la pequeña capa de arcilla, de solo algunos milímetros, que había estado en suspensión en el agua comienza a contraerse por acción de las presiones capilares.

Observaremos además que la contracción no será igual en ambas caras y que será mayor en la cara superior donde el sol actúa en forma directa, lo cual hace que los capilares de esta cara, experimenten una contracción mayor que en la cara posterior y ejerzan un mayor esfuerzo de contracción sobre las partículas de arcilla con lo cual se produce una contracción diferencial, que se traduce en la curvatura de la capa, que a su vez hace que la misma se rompa en trozos muy similares, de acuerdo al esquema de la figura y de la foto que se adjunta.



Acción de los rayos solares sobre la contracción de la capa de arcilla

Figura 1.40: contracción diferencial superficial de una capa de arcilla expuesta al sol

10.5.- Acción capilar y cohesión aparente

Hay suelos finos (las arcillas por ejemplo), donde además los esfuerzos friccionales, contribuyen, a la resistencia al esfuerzo cortante, con otros factores que se suman al momento de evaluar la resistencia final.

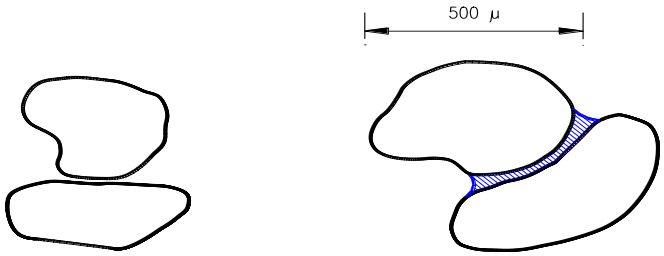
Si tenemos una arcilla que haya soportado, a través de su vida geológica, sobrecargas tales como estratos que luego fueron erosionados, glaciares, estructuras que han sido demolidas, etc. podemos decir que, al presente, se encuentra preconsolidada.

Cuando extraemos una muestra de éste material, y la protegemos convenientemente de las pérdidas o de los incrementos de humedad, observaremos que una parte importante de las presiones intergranulares a las que fue sometida en su proceso de consolidación, es retenida por efecto de la acción capilar sobre la superficie de la muestra.

Es decir que por acción del fenómeno de "**capilaridad**", actúa sobre las partículas del suelo una tensión superficial que provoca una resistencia adicional al esfuerzo cortante, que se suma a la resistencia friccional y a la que llamaremos "**cohesión aparente**".

Este nombre deriva por la circunstancia de que es un valor relativo y no permanente ya que depende del contenido de agua que tenga la muestra de suelo.

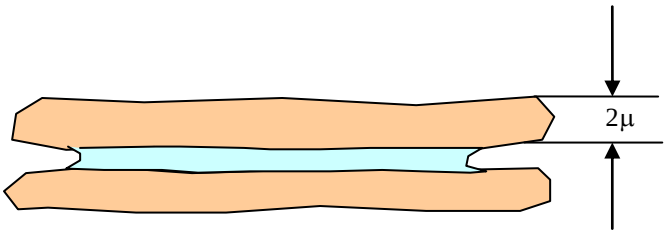
Supongamos como ejemplo que intentamos pegar un grano de arena fina con otro grano de arena del mismo tamaño, si los dos granos están secos, de ninguna manera se unirán (ver figura). Pero si hay una pequeña capa de agua sobre los mismos, es posible que se unan de tal manera que la tensión superficial que desarrolla el menisco que se forma por el acercamiento de los granos, genere el esfuerzo suficiente para soportar el peso de la partícula y que la misma se "pegue" a la otra.



Granos de arena secos Granos de arena húmedos

Esta unión entre granos en una arena fina con tamaño de granos del orden de los 0,5 mm (500 μ) es muy débil, ya que los esfuerzos de gravedad (peso del grano) son muy importantes comparándolos con los esfuerzos de atracción que genera la tensión superficial.

Este fenómeno sin embargo es de potencial importancia entre las partículas de arcillas que son 500 veces más pequeñas que el grano de arena fina de nuestro ejemplo anterior (<2 μ) y donde la forma de las mismas dejan de ser redondeadas para pasar a ser laminares.



Este fenómeno de atracción entre partículas en los suelos finos, (limos y arcillas) se conoce con el nombre de **cohesión aparente.**

En muchas arcillas esta atracción entre partículas como consecuencia de la tensión superficial, se pierde rápidamente si la muestra se sumerge en agua, ya que la muestra absorbe agua, los meniscos aumentan de radio con lo cual los esfuerzos que mantienen unidas a las partículas disminuyen, las partículas se separan y la muestra se desgrana totalmente o en trozos perdiendo de esta forma la cohesión aparente debida a la tensión superficial**.**

En otros tipos de arcilla esta pérdida de cohesión no se manifiesta cuando son sumergidas en agua. Evidentemente en estos casos las partículas son retenidas por fuerzas de otro tipo, que no alcanzan a ser destruidas, por la inmersión en agua.

Estas fuerzas pueden ser de carácter electrostático, que son generadas por la película de agua absorbida que se forma sobre cada partícula. O derivar de agentes cementantes naturales o no, como es el caso del cemento Portland cuando lo mezclamos con suelos para hacer **suelo-cemento**.

A esta forma casi permanente de resistencia al corte, o resistencia al desplazamiento relativo de partículas adyacentes motivada por esta fuerza de origen interno se la denomina **cohesión verdadera** (las pizarras por ejemplo son arcillas con una elevada cohesión verdadera).

Tanto la cohesión aparente como la verdadera reciben el nombre general de cohesión y se identifica en la Mecánica de suelos con la letra "c"**.**

11.- RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMETRICAS

El suelo es un material constituido por el esqueleto de partículas sólidas rodeado por espacios libres (vacíos), en general ocupados por agua y aire. Para poder describir completamente las características de un depósito de suelo es necesario expresar las distintas composiciones de sólido, líquido y gas, en términos de algunas propiedades físicas.

En el suelo se distinguen tres fases:

Sólida: Formada por partículas minerales del suelo, incluyendo la capa semisólida adsorbida.

Líquida: Generalmente agua (específicamente agua libre), aunque pueden existir otros líquidos de menor significación.

Gaseosa: Comprende sobre todo el aire, si bien pueden estar presentes otros gases, por ejemplo: vapores de sulfuro, anhídridos carbónicos, etc.

La capa viscosa del agua adsorbida, que presenta propiedades intermedias entre la fase sólida y la líquida, suele incluirse en esta última pues es susceptible de desaparecer cuando el suelo es sometido a una fuerte evaporación (secado). Algunos suelos contienen, además, materia orgánica (residuos vegetales parcialmente descompuestos) en diversas formas y cantidades.

Pese a que la capa adsorbida y el contenido de materia orgánica son muy importantes desde el punto de vista de las propiedades mecánicas del suelo, no es preciso considerarlos en la medición de pesos y volúmenes relativos de las tres fases principales. Sus influencias se tomarán en cuenta más fácilmente en etapas posteriores del estudio de ciertas propiedades de los suelos.

Las fases líquida y gaseosa conforman el Volumen de Vacíos, mientras que la fase sólida constituye el Volumen de Sólidos. Un suelo está totalmente saturado, cuando todos sus vacíos están ocupados únicamente por agua; en estas circunstancias consta, como caso particular, de sólo dos fases: la sólida y la líquida. Muchos suelos bajo la napa, están saturados.

Entre estas fases es preciso definir un conjunto de relaciones que se refieren a sus pesos y volúmenes, las cuales sirven para establecer la necesaria nomenclatura y para contar

con conceptos mensurables, a través de cuya variación puedan seguirse los procesos ingenieriles que afectan a los suelos. En los laboratorios de Geotecnia puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno, y el peso específico de los suelos.

Estas magnitudes no son las únicas cuyo cálculo es necesario; es preciso obtener relaciones sencillas y prácticas a fin de poder medir algunas otras magnitudes en términos de éstas. Su dominio debe considerarse indispensable para la aplicación rápida y sencilla de las diversas teorías que conforman la Geotecnia. En la figura 1.41 aparece un esquema de una muestra de suelo separada en sus tres fases, y en ella se acotan los pesos y volúmenes cuyo uso es de gran interés.

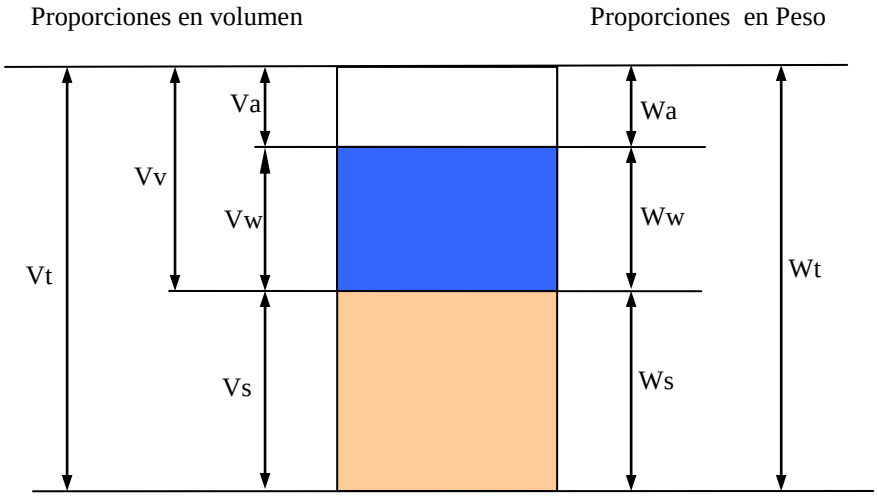


Figura Nº 1.41: Representación esquemática de las distintas fases de una muestra de suelo

El significado de los símbolos es el siguiente

Vt : volumen total de la muestra del suelo. (volumen de la masa)

Vs: volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos)

Vω: volumen de la fase líquida (volumen de agua)

Va: volumen de la fase gaseosa (volumen de aire)

Vv: volumen de vacíos de la muestra de suelo (volumen de vacíos).

$$Vv = V\omega + Va$$

$$Vt = Vv + Vs$$

$$Vt = V\omega + Va + Vs$$

Wt: Peso total de la muestra de suelo. (Peso de la Masa).

W_s: Peso de la fase sólida de la muestra o peso seco de la muestra.

Wω: Peso de la fase líquida (peso del agua).

Wa: Peso de la fase gaseosa, convencionalmente considerado como nulo en Geotecnia.

Existe un problema para poder definir el peso sólido, o sea del suelo seco, obtenido eliminando la fase líquida. El problema proviene del hecho de que la película de agua adsorbida no desaparece por completo al someter al suelo a una evaporación en horno, a temperatura practicas; la cuestión está convencionalmente resuelta en Geotecnia, al definir como estado seco de un suelo al que se obtiene tras someter el mismo a un proceso de evaporación en un horno, con temperaturas de 105º C a 110º C, y durante un período suficiente para llegar a peso constante, el cual se logra generalmente en 18 a 24 horas.

11.1.- RELACIONES DE PESOS Y VOLÚMENES

En Geotecnia se relaciona el peso de las distintas fases con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto de peso específico, es decir, la relación entre el peso de la sustancia y su propio volumen, y de los pesos por unidad de volumen, que relacionan los pesos totales (de una o más sustancias) con los volúmenes totales.

11.1.1.- Pesos Específicos.

Se define al peso específico relativo como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua destilada a 4º C sujeta a una atmósfera de presión.

γ_o : Peso específico del agua destilada, a 4º C. y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar. $\gamma_o = 1{,}000$ gr/ cm³

γ_w : Peso específico del agua en condiciones reales de trabajo, su valor difiere un poco del γ_o , en la práctica se toma igual que γ_o.

γs : Peso específico del suelo, también llamado peso volumétrico de los sólidos.

$$\gamma_s = \frac{Ws}{Vs}$$

En forma general podemos decir que para una arena que está conformada mayoritariamente con granos de cuarzo tiene un peso específico que se ubica en el entorno de los γ_s = 2,65 gr/cm³. Mientras que para una arcilla los valores varían entre γ_s = 2,5 a 2,9 gr/cm³, con un valor medio de 2,75 gr/cm^3

11.1.2.- Densidad o Peso por Unidad de Volumen

La densidad de una masa de suelos es el peso de la misma, con distintas contenidos de humedad, dividido por el volumen total de la misma. Esto quiere decir que en la valoración del volumen se involucran los vacíos intergranulares.

En función del contenido de humedad de la muestra podemos diferenciar distintos valores de la densidad, tendremos así los siguientes valores de densidad:

Cuando la humedad de la muestra es mayor que cero pero no llega a la saturación de la muestra, (volumen del aire Va ≠ 0 y el peso del agua Wa ≠ 0) y tendremos la densidad húmeda γ_h:

$$\gamma h = \frac{Wt}{Vt} = \frac{Ws + Ww + Wa}{Vs + Vv} = \frac{Ws + Ww}{Vs + Vv}$$

Cuando el valor de la humedad de la muestra coincide con la humedad de la saturación $\omega = \omega_{sat}$ (volumen del aire Va = 0) tendremos la densidad de la muestra saturada γ_{sat}:

$$\gamma_{sat} = \frac{Wt}{Vt} = \frac{Ws + Ww}{Vs + Vv}$$

Finalmente cuando el valor de la humedad es nulo $\omega = 0$ (el peso del agua Wa = 0) tendremos la densidad seca γ_d:

$$\gamma d = \frac{Wt}{Vt} = \frac{Ws}{Vs + Vv}$$

La relación que existe, para un mismo volumen total, entre el peso por unidad de volumen seco, el peso por unidad de volumen con una humedad distinta a la de saturación, y el peso por unidad de volumen saturado, obviamente se incrementa con el aumento de la humedad ya que aumentamos el peso total con el incremento del contenido de agua en los vacíos del suelo.

$$\gamma_w < \gamma_d < \gamma_h < \gamma_{sat} < \gamma_s$$

11.1.3.- Densidad o Peso por Unidad de Volumen de los Suelos Sumergidos.

Los cuerpos sumergidos en agua (en este caso los suelos) pesan menos que en el aire, a causa del efecto del empuje hidrostático dado por la ley de Arquímedes.

En consecuencia al peso de los granos hay que restarle el peso del volumen de agua que desplaza al sumergirse.

Peso sumergido = $Ws - Vs.\gamma_w$

Por lo tanto la densidad del suelo sumergido será igual al peso del suelo sumergido dividido por el volumen total:

$$\gamma' = \frac{Ws - Vs.\gamma w}{Vt}$$

Sumando y restando ($V\omega.\gamma_w$)

$$\gamma' = \frac{Ws - Vs.\gamma w + Vw.\gamma w - Vw.\gamma w}{Vt}$$

$$\gamma' = \frac{(Ws + Ww) - (Vs + Vw).\gamma w}{Vt}$$

$$\gamma' = \frac{Ws + Ww}{Vt} - \frac{(Vs + Vw).\gamma w}{Vt}$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Esta fórmula, que es de uso prácticamente permanente en Geotecnia, se estudiará con mayor detalle en el tema de Presiones Neutras y Efectivas.-

11.2.- RELACIONES FUNDAMENTALES

Las relaciones que se dan a continuación son muy importantes para el manejo comprensible de las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos. Tener un completo dominio de su significado y sentido físico es imprescindible para poder expresar en forma clara los datos y conclusiones de la Geotecnia.

11.2.1.- RELACIONES DE VACÍOS Y POROSIDAD.

La cantidad de vacíos que contiene una muestra de suelo, es una magnitud muy importante y de gran valor en la ingeniería geotécnica. La misma se expresa relacionada con el volumen de sólidos y se reconoce con la letra "e".

$$e = \frac{Vv}{Vs}$$

En algunos casos es también útil relacionar el volumen de vacíos con el volumen total de la muestra a la que llamamos Porosidad que queda representada por la letra "n"**.**

$$n = \frac{Vv}{Vt}$$

Ambas propiedades, **e** y **n** son parámetros adimensionales, y con frecuencia **n** se expresa también en porcentaje.

Como se observa, la Relación de Vacíos "**e"** vincula el volumen de vacíos con una magnitud constante Vs. Por lo tanto para una masa de suelos que está sometida a una carga a lo largo del tiempo, si la muestra experimenta deformaciones, la deformación quedará expresada con la variación de la relación de vacíos en el tiempo.

Por el contrario, la Porosidad "**n"** relaciona el volumen de vacíos con el volumen total de la muestra, esto hace que si la muestra se deforma los dos términos varían en el tiempo.

Estas dos relaciones se pueden vincular de la siguiente manera:

$$e = \frac{Vv}{Vs} = \frac{Vv}{Vt - Vv}$$

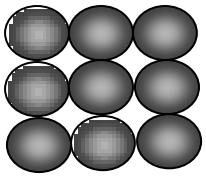
$$e = \frac{\frac{Vv}{Vt}}{1 - \frac{Vv}{Vt}} \qquad e = \frac{n}{1-n} \qquad n = \frac{e}{1+e}$$

Para tener una idea de las magnitudes que pueden alcanzar **e** y **n** se analizan, a continuación, algunas situaciones particulares para cada tipo de suelo:

a.- <u>Suelos granulares</u>

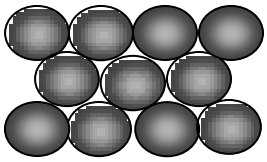
Los rangos de valores de relación de vacíos y porosidad que se encuentran comúnmente en los suelos granulares dependen de la organización de las partículas en el esqueleto

del suelo. En condiciones extremas pueden ilustrarse considerando un suelo ideal con partículas esféricas de tamaño uniforme.



Suelo granular ideal de partículas esféricas, ordenadas en un arreglo cúbico con seis puntos de contacto entre cada partícula.

Figura Nº 1.42: Representa el estado más suelto (corresponde al máximo volumen de vacíos). $e_{máx.}$ = 0,91 $n_{máx}$ = 47,6 %



Suelo granular ideal de partículas esféricas, ordenadas en un arreglo rómbico con doce puntos de contacto.

Figura Nº 1.43: Simboliza el estado más denso (corresponde al mínimo volumen de vacíos). $e_{mín.}$ = 0,35 $n_{mín}$ = 26 %

Los valores extremos que se obtienen en la práctica para suelos granulares se encuentran notablemente limitados por los valores teóricos. Los rangos típicos son los siguientes.

Arenas bien graduadas: e = 0,43 - 0,67 n = 30 % - 40 %

Arenas de tamaño uniforme: e = 0,51 - 0,85 n = 34 % - 46 %

Es claro que el conocimiento de la relación de vacíos de un suelo granular en su estado natural, no proporciona en sí mismo una información suficiente para establecer si el suelo se encuentra en su estado "suelto o denso". Esta información puede obtenerse sólo si la relación de vacíos **e** "in situ" se compara con la relación de vacíos máxima y mínima $\mathbf{e_{max}}$ y $\mathbf{e_{min}}$, que pueden obtenerse con ese suelo. Tal comparación puede expresarse numéricamente en términos de la Densidad Relativa "**Dr"** del depósito de suelo, la cual se define como:

$$Dr = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}}$$

Esta ecuación indica que $0 \leq$ **Dr** ≤ 1. Valores bajos de **Dr** indican que el suelo natural se encuentra en estado "suelto", en tanto que los valores altos indican que el suelo está en estado "denso".

Otra forma de expresar la Densidad Relativa es haciendo uso de los pesos por unidad de volumen secos en estado natural, en estado suelto, y en estado de máxima densidad, como se indica a continuación:

$$Dr = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d\,mín}}{\gamma_{d\,máx} - \gamma_{d\,mín}} \right] . \frac{\gamma_{d\,máx}}{\gamma_d}$$

b.- <u>Suelos cohesivos</u>:

Estos suelos generalmente poseen una proporción de vacíos mucho más alta que la que es posible en suelos granulares. Esto se debe a la actividad electroquímica asociada con las partículas de mineral de arcilla, que dan lugar a la formación de estructuras muy abiertas del tipo "panel de abejas" o similar. En general, pueden tomarse como valores típicos, los rangos siguientes:

e = 0,55 - 5,00 n = 35% - 83 %

11.2.2.- HUMEDAD (ω), GRADO DE SATURACIÓN (S) y CONTENIDO DE AIRE (A).

Tanto la humedad, como el grado de saturación y el contenido de aire, se suelen expresar en porcentaje.

a.- Se define el Contenido de Agua o la humedad de un suelo, como la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de la fase sólida.

$$w(\%) = \frac{Ww}{Ws} . 100$$

b.- La proporción de vacíos ocupada por el agua se expresa en términos del grado de saturación, y se define como la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos. Varía entre 0 % (suelo seco) y 100 % (suelo totalmente saturado).

$$S(\%) = \frac{Vw}{Vv} . 100$$

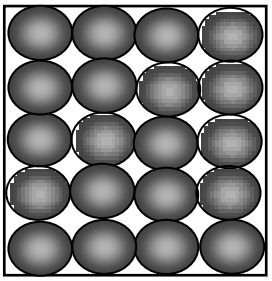
c.- El contenido de aire, Grado de Aireación, expresa la proporción de aire presente en un elemento de suelo. Es una magnitud de escasa importancia práctica respecto a las anteriores, su definición es:

$$A(\%) = \frac{Va}{Vv} . 100 \qquad 0\,\% \leq A \leq 100\,\%$$

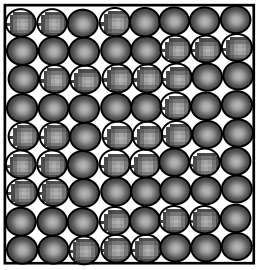
Nótese que S (%) + A (%) = 100 % ya que Vv = Va + Vw

11.2.3.- FACTORES QUE AFECTAN A e y γ .

a) Los valores de la densidad y de la relación de vacíos **"γ"** y "**e**" no dependen del diámetro de las partículas siempre que sean uniformes y conserven la misma disposición.



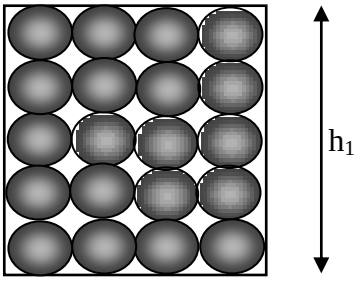
Relación de vacíos = e_1
Densidad = γ_1



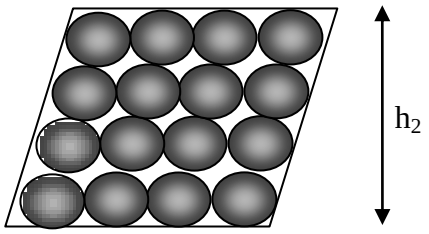
Relación de vacíos = e_2
Densidad = γ_2

Puesto que en ambos casos el volumen de sólidos "Vs" y el volumen total "Vt" son similares tendremos que $e_1 = e_2$ y $\gamma_1 = \gamma_2$.

b) Los valores de la densidad y de la relación de vacíos "**e**" y "**γ**" dependen de la disposición de las partículas.



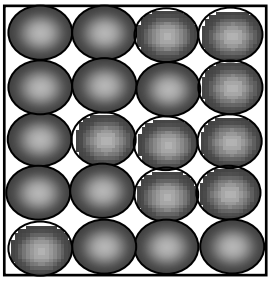
Relación de vacíos = e_1
Densidad = γ_1



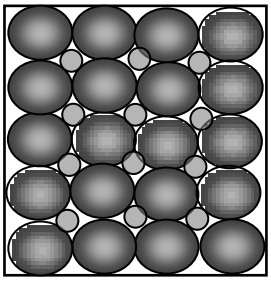
Relación de vacíos = e_2
Densidad = γ_2

En este caso tenemos el mismo volumen de sólidos "Vs" pero cambia el volumen total "Vt" y la relación de vacíos $e_1 > e_2$ y $\gamma_1 < \gamma_2$

c) Los valores de la densidad y de la relación de vacíos "**e**" y "**γ**" son función de la graduación en el tamaño de las partículas.



Relación de vacíos = e_1
Densidad = γ_1



Relación de vacíos = e_2
Densidad = γ_2

En éste caso mantenemos constante el volumen total "Vt" pero en la segunda figura aumentamos el volumen sólido "Vs" y se reduce la relación de vacíos $e_1 > e_2$ y $\gamma_1 < \gamma_2$

11.3.- VINCULACIONES ENTRE LAS RELACIONES BÁSICAS

De todas las relaciones vistas hasta el momento, sólo existen algunas de cálculo inmediato realizadas en campaña o laboratorio. Tanto en un lugar como en el otro, lo único posible de medir son los pesos y los volúmenes; los primeros directamente en balanzas, y los segundos geométricamente o por desplazamiento de un fluido, como por ejemplo mercurio. Así obtenemos **Ws**, **Wt**, **Vs** y **Vt**. Las relaciones más comunes que se calculan en base a estos valores, y que llamaremos básicas, son: peso específico "**γs",** peso por unidad de volumen húmedo "**γ_h"**; peso por unidad de volumen seco "**γ_d"**; peso por unidad de volumen saturado "**γ_{sat}"** y humedad o contenido unitario de agua "**ω"**.

11.3.1.- FÓRMULAS MÁS ÚTILES REFERIDAS A SUELOS NO SATURADOS.

Por necesidad de cálculo, a los efectos de acelerar la marcha de los ensayos programados para un determinado tipo de suelo, no se hallan todas las relaciones básicas enunciadas, sino que se establecen ciertas vinculaciones que permitan obtener algunas de ellas en función de las otras.

a.- Peso de las Partículas Sólidas, en función de Wt y ω

$$Ws = \frac{Wt}{1+w}$$

Donde ω está dado en forma decimal. Esta expresión es válida para cualquier tenor de humedad; pero si el suelo está saturado se usa la expresión siguiente.

$$Ws + Wa = Wt$$

$$Ws + w.Ws = Wt$$

$$Ws(1+w) = Wt$$

$$Ws = \frac{Wt}{(1+w)}$$

b.- Relación de Vacíos y Porosidad.

b.1.- En función de γs y γd

$$e = \frac{Vv}{Vs} = \frac{Vt - Vs}{Vs} = \frac{\frac{Ws}{\gamma_d} - \frac{Ws}{\gamma_s}}{\frac{Ws}{\gamma_s}}$$

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$$

En forma similar se obtiene:

$$n = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s}$$

b.2.- En función de γs; γ_h y ω.

$$e = \frac{Vt - Vs}{Vs} = \frac{\frac{Wt}{\gamma_h} - \frac{Ws}{\gamma_s}}{\frac{Ws}{\gamma_s}} = \frac{\frac{(1+w)Ws}{\gamma_h} - \frac{Ws}{\gamma_s}}{\frac{Ws}{\gamma_s}}$$

$$e = \frac{(1+w).\gamma_s - \gamma_h}{\gamma_h}$$

En forma similar se obtiene:

$$n = 1 - \frac{\gamma_h}{(1+w).\gamma_s}$$

c.- Grado de Saturación.

c.1.- En función de γd ; γs y ω.

$$S = \frac{Va}{Vs} = \frac{Va}{Vt - Vs} = \frac{\frac{Wa}{\gamma_w}}{\frac{Ws}{\gamma_d} - \frac{Ws}{\gamma_s}} = \frac{\frac{w.Ws}{\gamma_w}}{\frac{Ws}{\gamma_d} - \frac{Ws}{\gamma_s}} = \frac{\frac{w}{\gamma_w}}{\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s}}$$

$$S = \frac{\gamma_d.\gamma_s.w}{(\gamma_s - \gamma_d).\gamma_w}$$

Para obtener S (%), ω se debe expresar en %

c.2.- En función de γ ; γd; y γs

De la fórmula anterior podemos descomponer el siguiente término:

$\gamma_d.w = \frac{Ws}{Vt}.\frac{Wa}{Ws} = \frac{Wt - Ws}{Vt} = \gamma_h - \gamma_d$ Reemplazando tendremos:

$$S = \frac{(\gamma_h - \gamma_d).\gamma_s}{(\gamma_s - \gamma_d).\gamma_w}$$

c.3.- En función de γ ; γs; y ω.

$$S = \frac{Va}{Vs} = \frac{Va}{Vt - Vs} = \frac{\frac{Wa}{\gamma_w}}{\frac{Wh}{\gamma_h} - \frac{Ws}{\gamma_s}} = \frac{\frac{w.Ws}{\gamma_w}}{\frac{(1+w).Ws}{\gamma_h} - \frac{Ws}{\gamma_s}} = \frac{\frac{w}{\gamma_w}}{\frac{(1+w)}{\gamma_h} - \frac{1}{\gamma_s}}$$

$S = \frac{\gamma_h.\gamma_s.w}{((1+w)\gamma_s - \gamma_h).\gamma_w}.100$ (La humedad debe expresarse en decimal)

d.- Densidad Relativa.

d.1.- En función de γd.

$$Dr = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d\,mín}}{\gamma_{d\,máx} - \gamma_{d\,mín}}\right].\frac{\gamma_{d\,máx}}{\gamma_d}$$

11.3.2.-FORMULAS ÚTILES REFERENTES A SUELOS SATURADOS.

a.- Relación de Vacíos y Porosidad.

Varias relaciones útiles referentes a estos tipos de suelos, se pueden obtener de los esquemas de la figura 1.44

La parte (a) está formada a partir de la adopción del valor unidad para el volumen de sólidos, es decir se adopta que **Vs = 1.** En la parte (b) se tomó como unitario el volumen total de la muestra **Vt = 1**

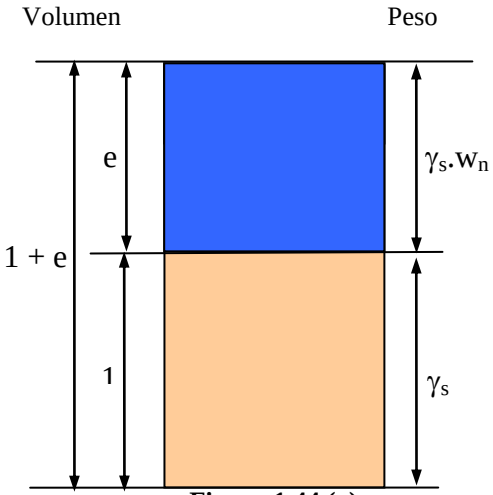


Figura 1.44 (a)

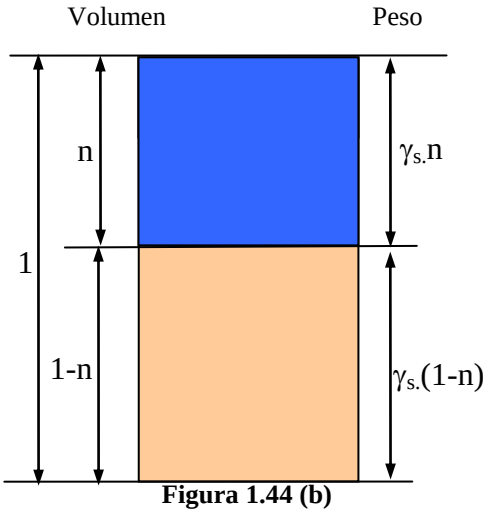


Figura 1.44 (b)

a.1.- En función de γ_{sat} y γ_s .

Teniendo en cuenta la figura 1.44 a.

Se conoce que: $\gamma_s = \frac{Ws}{Vs}$ $\gamma_{sat} = \frac{Wt}{Vt}$

Como Vs = 1; Vt = 1 + e; Wt = Wω + Ws; y Wt = γ_w.e + 1.γs;

Se tiene: $\gamma_s = W_s$ $\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w.e + \gamma_s}{1+e}$

$$(1+e).\gamma_{sat} = \gamma_w.e + \gamma_s$$

$$\gamma_{sat} + e.\gamma_{sat} = \gamma_w.e + \gamma_s$$

$$e.(\gamma_{sat} - \gamma_w) = \gamma_s - \gamma_{sat}$$

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$$

Observando la fig. (b), y de manera análoga de deduce la expresión siguiente:

$$n = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma w}$$

a.2.- En función de ω_{sat} y γ_s.

$$e = \frac{\omega_{sat} - \gamma_s}{\gamma_w} \qquad n = \frac{\gamma_s . \omega_{sat}}{\gamma_s . \omega_{sat} + \gamma_s}$$

a.3.- En función de γ_{sat} y γ_d

$$e = \frac{\gamma_{sat} . \gamma_d}{\gamma_d - \gamma_{sat} + \gamma_w} \qquad n = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_d}{\gamma_w}$$

a.4.- En función de γ_d y ωsat

$$e = \frac{\gamma_d . \omega_{sat}}{\gamma_w - \gamma_d . \omega_{sat}} \qquad n = \frac{\gamma_d . \omega_{sat}}{\gamma_w}$$

a.5.- En función de γ_{sat} y ω_{sat}

$$e = \frac{\gamma_{sat} . \omega_{sat}}{(\gamma_w - \gamma_{sat}) . \omega_{sat} + \gamma_w} \qquad n = \frac{\gamma_{sat} . \omega_{sat}}{(1 + \gamma_{sat}) + \gamma_w}$$

a.6.- En función de γ_s y γ_d

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} \qquad n = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s}$$

La expresión de **n** es válida esté o no el suelo saturado.

b.- Peso Específico.

b.1.- En función de γ_{sat} y γ_d

$$\gamma_s = \frac{\gamma_d \cdot \gamma_w}{\gamma_d - \gamma_{sat} + \gamma_w}$$

b.2.- En función de γ_d y ω_{sat}

$$\gamma_s = \frac{\gamma_d \cdot \gamma_w}{\gamma_w - \gamma_d \cdot \omega_{sat}}$$

b.3.- En función de γ_{sat} y ω_{sat}

$$\gamma_s = \frac{\gamma_{sat} \cdot \gamma_w}{\gamma_w + (\gamma_w - \gamma_{sat}) \cdot \omega_{sat}}$$

c.- Peso por Unidad de Volumen Seco.

c.1.- En función de γ_s y γ_{sat}.

$$\gamma_d = \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot \gamma_s}{\gamma_s - \gamma_w}$$

c.2.- En función de γ_s y ω_{sat}.

$$\gamma_s = \frac{\gamma_w \cdot \gamma_s}{\gamma_w + \gamma_s \cdot \omega_{sat}}$$

c.3.- En función de γ_{sat} y ω_{sat}.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{sat}}{1 + \omega_{sat}}$$

Esta expresión es válida para cualquier tenor de humedad; en caso general de un suelo **no saturado** se tiene:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + \omega}$$

d.- Contenido de Agua.

d.1.- En función de γ_s y γ_d

$$\omega_{sat} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d . \gamma_s} . \gamma_w$$

d.2.- En función de γ_s y γ_{sat}

$$\omega_{sat} = \frac{(\gamma_s - \gamma_{sat}) . \gamma_w}{\gamma_s . (\gamma_{sat} - \gamma_w)}$$

d.3.- En función de γ_d y γ_{sat}

$$\omega_{sat} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_d}{\gamma_d}$$

11.3.3.- SUELOS SUMERGIDOS.

a.- Peso por Unidad de Volumen Sumergido.

Sabemos que el peso por unidad de volumen sumergido vale:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

a.1.- En función de γ_s y γ_d.

$$\gamma' = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_s} . \gamma_d$$

a.2.- En función de γ_s y ω_{sat}.

$$\gamma' = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_s . \omega_{sat} + \gamma_w} . \gamma_w$$

a.3.- En función de γ_d y ω_{sat}.

$$\gamma' = \gamma_d . (1 + \omega_{sat}) - \gamma_w$$

Haciendo uso de la figura 1.43, y dado que los suelos se consideran saturados, se tiene:

$$\gamma' = \frac{\text{Peso de las partículas sólidas - Peso del agua desplazada}}{\text{Volumen total}}$$

$\gamma' = \frac{Ws - Vs.\gamma_w}{1+e}$ Como dijimos que Vs = 1 nos queda: $\gamma' = \frac{Ws - \gamma_w}{1+e}$ que también podemos expresar como:

$$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$$

Por otra parte tenemos que:

$$\gamma_d = \frac{Ws}{Vt} = \frac{Ws}{Vv + Vs} = \frac{\gamma_s}{e+1}$$

$1 + e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d}$ Con lo cuál la densidad sumergida quedará:

$$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s}.\gamma_d$$