

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL



TEMA:

“DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO Y PLÁSTICO DE  
LOS SUELOS MEDIANTE EL USO DEL PENETRÓMETRO  
CÓNICO”

ANDRÉS SEBASTIÁN CEVALLOS LUNA

ING. RICARDO SALVADOR

QUITO 2012

## Contenido

Contenido .....	ii
1. GENERALIDADES.....	7
1.1. JUSTIFICACIÓN .....	7
1.2. OBJETIVOS .....	7
1.3. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN .....	8
2. INTRODUCCIÓN .....	9
SUELOS ORIGEN Y FORMACIÓN .....	9
2.1.1. HISTORIA .....	9
2.1.2. ORIGEN DE LOS SUELOS .....	10
2.2. PROPIEDADES DE LOS SUELOS .....	12
2.2.1. IMPORTANCIA PRÁCTICA DE LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS...12	
2.2.2. PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS .....	13
2.2.3. PROPIEDADES DE LOS SUELOS FINOS .....	17
2.2.4. PROPIEDADES FÍSICO-QUÍMICAS .....	19
2.2.5. CONSISTENCIA .....	24
2.2.6. PESO UNITARIO .....	24
2.2.7. GRAVEDAD ESPECÍFICA .....	25
2.2.8. POROSIDAD .....	25
2.2.9. TEXTURA .....	26
2.2.10. DENSIDAD .....	26
2.3. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURACIÓN DE LAS PARTÍCULAS MINERALES.....	28
2.3.1. COMPOSICIÓN DE MINERAL DE LOS SUELOS .....	28
2.3.2. ESTRUCTURA DE LAS PARTÍCULA.....	31
2.4. RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS DE LOS SUELOS .....	37
2.4.1. FASES DEL SUELO .....	37
2.4.2. RELACIONES ENTRE PESO UNITARIO, RELACIÓN DE VACÍOS, CONTENIDO DE HUMEDAD, GRAVEDAD ESPECÍFICA .....	40
2.4.3. RELACIONES ENTRE PESO UNITARIO, POROSIDAD Y CONTENIDO DE HUMEDAD .....	42

2.5.	GRANULOMETRÍA DE LOS SUELOS.....	43
2.5.1.	SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS BASADOS EN CRITERIOS DE GRANULOMETRÍA.....	43
2.5.2.	NOCIONES PARA LOS ENSAYOS .....	46
2.6.	PLASTICIDAD .....	47
2.6.1.	ANTECEDENTES .....	47
2.6.2.	MÉTODO DE CASAGRANDE. ASTM D 4318-05 .....	53
2.6.3.	MÉTODO ESTÁNDAR PARA EL LÍMITE PLÁSTICO. ASTM D 4318-05 ..	54
2.6.4.	MÉTODO DE CONO PARA LÍMITE LÍQUIDO BS 1377-2:1990. ....	55
2.6.5.	LÍMITE DE CONTRACCIÓN .....	57
2.6.6.	ÍNDICE PLÁSTICO, ÍNDICE LÍQUIDO .....	57
2.6.7.	CARTA DE PLASTICIDAD .....	58
2.6.8.	CORRELACIONES ENTRE LA PLASTICIDAD Y OTRAS PROPIEDADES DEL SUELO .....	60
2.7.	SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS.....	75
2.7.1.	REQUERIMIENTOS MÍNIMOS .....	76
2.7.2.	AASHTO.....	78
2.7.3.	SUCS “Sistema Unificado de Clasificación de Suelos” .....	81
2.7.4.	IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS EN CAMPO .....	84
3.	SELECCIÓN, ENSAYOS Y CARACTERÍSTICAS DE MUESTRAS .....	88
3.1.	TRABAJO DE CAMPO.....	88
3.1.1.	OBTENCIÓN Y MUESTREO DE SUELOS .....	88
3.2.	TRABAJO DE LABORATORIO .....	89
3.2.1.	CLASIFICACIÓN DEL SUELO (SUCS). ....	89
3.2.2.	CONTENIDO DE HUMEDAD. ....	89
3.2.3.	LÍMITE LÍQUIDO .....	90
3.2.4.	LÍMITE PLÁSTICO .....	90
3.2.5.	GRANULOMETRÍA. ....	90
3.2.6.	PENETRÓMETRO DE CONO.....	91
3.2.7.	HOJAS DE LABORATORIO.....	91
3.3.	TRABAJO DE GABINETE .....	93

3.3.1.	NOTAS TÉCNICAS REFERENTES AL USO DEL PENETRÓMETRO DE CONO 93	
3.4.	PROPUESTA DE ENSAYO DE CONO PARA DETERMINAR EL LP	99
3.4.1.	OBJETIVO	99
3.4.2.	ALCANCE	99
3.4.3.	RESUMEN	100
3.4.4.	EQUIPO	100
3.4.5.	RECOMENDACIONES PREVIAS AL ENSAYO	100
3.4.6.	PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	101
3.4.7.	RESULTADOS	102
3.5.	DATOS FINALES DE LA INVESTIGACIÓN	102
	HOJAS DE CÁLCULO	104
4.	EVALUACIÓN DE RESULTADOS	109
4.1.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS AL SUELO NATURAL	109
4.2.	CARTA DE PLASTICIDAD	110
4.3.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS ENTRE LOS ENSAYOS REALIZADOS	111
4.4.	TABLAS Y GRÁFICAS COMPARATIVAS	115
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	122
5.1.	CONCLUSIONES	122
5.2.	RECOMENDACIONES	124
6.	BIBLIOGRAFIA.-	125

## Índice de Gráficos

<i>Ilustración 1: Ciclo rocoso.</i>	11
<i>Ilustración 2: Doble capa de difusión.</i>	19
<i>Ilustración 3: Grimm 1959; (a) Tetraedro silícico, (b) Lámina silícica, (c) Octaedro aluminico, (d) Lámina Octaédrica “gibsita”, (e) Lámina elemental silícica-gibsita.</i>	29
<i>Ilustración 4: Diagrama de estructuras (a) Kaolinita, (b) Illita, (c) Montmorilonita.</i>	31
<i>Ilustración 5: Estructura panaloide.</i>	33
<i>Ilustración 6: Estructura floculada.</i>	34
<i>Ilustración 7: Estructura compuesta.</i>	35
<i>Ilustración 8: Estructura castillo de naipes.</i>	35
<i>Ilustración 9: Estructura dispersa.</i>	36
<i>Ilustración 10: Suelo en estado natural.</i>	37
<i>Ilustración 11: Tres fases del suelo.</i>	38
<i>Ilustración 12: Tres Fases del suelo; volumen de sólidos igual a 1.</i>	40
<i>Ilustración 13: tres fases del suelo; volumen total igual a 1.</i>	42
<i>Ilustración 14 Abertura Tamices ASTM.</i>	44
<i>Ilustración 15: Curva Granulométrica.</i>	45
<i>Ilustración 16: Estados y límites de consistencia de un suelo.</i>	48
<i>Ilustración 17: Graficas esfuerzo-deformación de una arcilla en su intervalo plástico. a) Real. b) Idealizada.</i>	49
<i>Ilustración 18: Carta de plasticidad.</i>	60
<i>Ilustración 19: Procedimiento para determinar el límite de contracción.</i>	62
<i>Ilustración 20: Relación contenido de humedad óptimo y límite plástico.</i>	63
<i>Ilustración 21: Correlaciones empíricas de Cc.</i>	64
<i>Ilustración 22: Correlaciones para compresibilidad y consolidación de suelos.</i>	65
<i>Ilustración 23: Correlación aproximada entre el coeficiente de consolidación y el límite líquido.</i>	66
<i>Ilustración 24: Correlación entre el ángulo de fricción efectivo y el índice de plasticidad para arcillas normalmente consolidadas.</i>	67
<i>Ilustración 25: Variación del seno del ángulo de fricción efectivo y el índice de plasticidad para algunas arcillas normalmente consolidadas.</i>	67
<i>Ilustración 26: Valores del ángulo de fricción efectivo para arcillas de varios compuestos, reflejados en el índice de plasticidad.</i>	68
<i>Ilustración 27: Ángulos de fricción efectiva típicos, de arcillas y limos normalmente consolidados, saturados.</i>	68
<i>Ilustración 28: Relación entre CBR y el índice de plasticidad a distintos valores del índice de liquidez.</i>	69
<i>Ilustración 29: Corrección del CBR para saturación parcial.</i>	70
<i>Ilustración 30: Correlación entre el CBR y la relación de la máxima densidad seca y la plasticidad para gravas laterítica-cuarzo.</i>	70
<i>Ilustración 31: Identificación del hinchamiento del suelo en base a la plasticidad.</i>	71
<i>Ilustración 32: Comparación entre varias correlaciones entre el hinchamiento y el índice plástico.</i>	72
<i>Ilustración 33: Relación simplificada entre la plasticidad y el contenido de arcilla.</i>	73
<i>Ilustración 34: Relación del cambio de volumen frente al contenido de coloides, índice de plasticidad, y limite de contracción, bajo una carga de 6.9 Nm<sup>2</sup> (1 Psi).</i>	73
<i>Ilustración 35: Estimación del cambio de volumen de las arcillas.</i>	74
<i>Ilustración 36: Guía de susceptibilidad de un suelo frente al colapso o expansión, basada en el límite líquido y la densidad seca in situ del suelo.</i>	74
<i>Ilustración 37: Relación entre el índice de hinchamiento y la presión de hinchamiento para un rango de valores del límite líquido.</i>	75

<i>Ilustración 38: Estimación de la presión de hinchamiento.</i>	75
<i>Ilustración 39 Tabla de Clasificación de los suelos según AASHTO.</i>	79
<i>Ilustración 40 Rango de valores del IP y LL para los suelos de los grupos de la AASHTO.</i>	80
<i>Ilustración 41 Criterio de clasificación según el SUCS.</i>	83
<i>Ilustración 42: Hoja de laboratorio para la obtención de datos, para determinara el límite líquido y el límite plástico mediante el penetrómetro de cono.</i>	91
<i>Ilustración 43: Hoja de laboratorio y cálculo para determinar: Contenido de Humedad, Límite Líquido, Límite Plástico y Granulometría del suelo según norma ASTM.</i>	92
<i>Ilustración 44: Relación contenido de humedad y logaritmo de la penetración.</i>	94
<i>Ilustración 45 Relación logarítmica entre el contenido de humedad y la penetración del cono.</i>	96
<i>Ilustración 46 Método grafico para determinar el LP de los suelos mediante el uso del penetrómetro cónico.</i>	96
<i>Ilustración 47: Relación lineal entre el contenido de humedad y la raíz de la penetración.</i>	98
<i>Ilustración 48 Penetrómetro de cono</i>	100
<i>Ilustración 49: Hoja de cálculo de Excel para determinar los valores del LL y LP correspondientes a los cuatro criterios analizados.</i>	104
<i>Ilustración 50: Hoja de cálculo de Excel para determinar los valores del LL y LP correspondientes a los cuatro criterios analizados.</i>	105
<i>Ilustración 51: Gráfico para determinar el límite líquido del suelo según norma BS 1377-2:1990.</i>	106
<i>Ilustración 52: Gráfico para determinar el límite líquido y plástico del suelo según Muntohar &amp; Hashim.</i>	106
<i>Ilustración 53 Gráfico para determinar el límite líquido y plástico del suelo según Tao Wei Feng.</i>	107
<i>Ilustración 54: Gráfico para determinar el límite líquido y plástico del suelo según Lee &amp; Freeman.</i>	107
<i>Ilustración 55: Gráfico para determinar el límite plástico del suelo según Norma BS1377-2:1990 modificada.</i>	108
<i>Ilustración 56: Conjunto de muestras analizadas dentro de la carta de plasticidad.</i>	110
<i>Ilustración 57: Conjunto de muestras analizadas dentro de la carta de plasticidad.</i>	111
<i>Ilustración 58: Correlación y ajuste de valores del límite líquido entre ASTM 4318-05 y BS 1377-2:1990.</i>	120
<i>Ilustración 59: Correlación y ajuste de valores del Límite líquido entre la ASTM 4318-05 y Tao Wei Feng.</i>	120
<i>Ilustración 60: Correlación y ajuste de valores del Límite plástico entre la ASTM 4318-05 y Lee &amp; Freeman.</i>	121
<i>Ilustración 61: Correlación y ajuste de valores del Límite plástico entre el Muntohar &amp; Hashim* y Tao Wei Feng.</i>	121

## Índice de Tablas

<i>Tabla 1: Denominación de las Partículas Según su Tamaño.</i>	14
<i>Tabla 2: Minerales Predominantes en Suelos Gruesos.</i>	17
<i>Tabla 3: Minerales Predominantes en Suelos Finos.</i>	17
<i>Tabla 4: Superficie específica de algunos minerales.</i>	21
<i>Tabla 5: Capacidad de intercambio catiónico de los minerales.</i>	22
<i>Tabla 6: Densidades de algunos materiales cotidianos.</i>	27
<i>Tabla 7: Relaciones generales entre la plasticidad y algunas propiedades mecánicas.</i>	53
<i>Tabla 8: Características básicas de clasificación para ciertos tipos de suelos.</i>	77
<i>Tabla 9 Muestras de suelos obtenidas para los ensayos.</i>	89
<i>Tabla 10: Ajuste de regresiones entre los distintos criterios analizados para límite líquido y plástico.</i>	114
<i>Tabla 11: Resumen de valores y características obtenidos mediante la norma ASTM.</i>	115
<i>Tabla 12 Tabla granulométrica de las distintas muestras.</i>	116
<i>Tabla 13: Resumen de valores obtenidos de los diferentes criterios utilizando el penetrómetro cónico.</i>	117
<i>Tabla 14 Comparación de valores del límite líquido obtenidos por los distintos métodos.</i>	118
<i>Tabla 15 Comparación de valores del límite líquido obtenidos por los distintos métodos.</i>	119

# **1. GENERALIDADES**

## **1.1.JUSTIFICACIÓN**

En estos últimos años el crecimiento poblacional del Ecuador y de sus ciudades importantes ha planteado una problemática totalmente novedosa para los ingenieros, la optimización del tiempo y de los recursos, mediante nuevas técnicas de estudio y de construcción. El mundo de la ingeniería se encuentra en un proceso de cambio dinámico por lo cual debemos actualizarnos constantemente, y compartir las nuevas experiencias adquiridas. Se plantean muchas interrogantes a este problema pero la mejor manera de solucionarlas es con la aplicación de las tecnologías de países desarrollados. En este estudio se plantea soluciones que ya han sido experimentadas, pero busca su validez en los suelos de nuestro país.

Los límites de Atterberg son un campo poco estudiado de los suelos a pesar de su gran utilidad en la determinación de las características y los esfuerzos del suelo. Se han planteado varias hipótesis para el mejoramiento de los ensayos tradicionales, para facilitar el trabajo de laboratoristas, así como para tener una mayor garantía de los resultados obtenidos. Una de las principales problemáticas en la determinación del límite plástico, el cual se obtiene al enrollar un pequeña masa de suelo hasta llegar a un espesor de 3mm sin agrietamientos, es la gran influencia que tiene el operador, se ha demostrado que la presión aplicada, la rugosidad de superficie de contacto (mano, vidrio) y la velocidad de ensayo, son factores influyentes en el contenido de humedad obtenido. La gran diferencia que existe entre los ensayos para determinar el LL y LP es una desventaja, principalmente si estos ensayos son la base para la determinación de esfuerzos y la identificación de los suelos.

El método más conocido y más empleado para la determinación del límite líquido es el ensayo de Casagrande. Este método se emplea principalmente en el continente americano y en algunos países de Europa. Por el contrario el método más utilizado y estudiado en Inglaterra es el penetrómetro de cono. En el Ecuador este método es muy poco conocido por lo tanto casi no utilizado por los laboratorios, y mucho menos estudiado. Para lograr una gran difusión de este método se necesitan varios ensayos en los suelos que confirmen la validez del método. Esta investigación ayudara a conocer este nuevo método y también proveerá información de las diferencias que existen entre los métodos señalados.

## **1.2.OBJETIVOS**

- Establecer la factibilidad y el beneficio del uso del penetrómetro de cono en la obtención del límite líquido y el límite plástico de los suelos.
- Contribuir al desarrollo y apoyar la investigación de laboratorio realizada en la PUCE.

- Dar a conocer nuevas propuestas de ensayos de laboratorio y su metodología.
- Identificar las problemáticas en los ensayos tradicionales usados para la determinación del LL y LP.
- Implementar nuevas alternativas de ensayos para la determinación de los límites de Atterberg.
- Generalizar el uso y estudio del penetrómetro de cono en el Ecuador.
- Ampliar y reforzar los conocimientos adquiridos en los estudios de pregrado.
- Postular un nuevo método de ensayo, útil, expedito y confiable, como una alternativa para los laboratorios de suelos.

### **1.3.ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN**

- El presente trabajo culminará con la determinación de las características de las muestras obtenidas mediante el uso de los ensayos propuestos. Se realizarán ensayos a los suelos que presentan características plásticas y no plásticas como los que podemos encontrar en la provincias de Pichincha. Se debe hacer una clara clasificación de dichos suelos para no generalizar los resultados de esta investigación a otro tipo de suelos.
- Al finalizar la investigación se logrará complementar los conocimientos del penetrómetro de cono y se dará a conocer la nueva técnica de ensayo para suelos, y las ventajas que esta puede brindar.
- Se plantea al penetrómetro de cono como alternativa de ensayo, en función de los suelos seleccionados, para la determinación de los límites de Atterberg. El penetrómetro de cono es un ensayo totalmente aceptable debido a la precisión de los resultados obtenidos.

## 2. INTRODUCCIÓN

### SUELOS ORIGEN Y FORMACIÓN

#### 2.1.1. HISTORIA

El primer indicio que se tiene sobre la aplicación del suelo como elemento constructivo no es del todo claro, la historia nos cuenta que civilizaciones de la antigüedad asentadas a las orillas de ríos, precursoras de la humanidad tenían grandes construcciones en las que seguramente se vieron envueltos en problemas relacionados con los suelos. Un ejemplo de renombre son las pirámides de Egipto las cuales además de su gran tamaño presentan grandes cimientos, estabilidad en pendientes y recamaras subterráneas. Otro ejemplo es la construcción de puentes, templos monumentales, grandes obras hidráulicas como los acueductos, hasta llegar a la edad media donde se construyen un sin número de catedrales, y demás obras históricas. Otro ejemplo de gran magnitud es la construcción de la torre de Pisa, la cual ha tenido inclinaciones tanto hacia el este, oeste, norte y por último hacia el sur. Todo este tipo de construcciones implica una cierta experiencia en el manejo de los suelos. Pero es a partir del siglo XVIII cuando los arquitectos y los ingenieros comenzaron a prestar mayor interés en la base de la estructura y en su cimentación, generando un desarrollo más técnico de los estudios del suelo, precisando las nociones de equilibrio, empuje de tierras sobre muros, etc.

Hubo una gran cantidad de científicos que ayudaron en el desarrollo de la mecánica de suelos como por ejemplo los franceses Coulomb, que en 1773, presentó una memoria de los principios de su teoría sobre el empuje de tierras, titulaba “Ensayo sobre una aplicación de máximo y mínimo a algunos problemas de estática relativos a la arquitectura” y William Rankine que en 1857 publicó su primer estudio acerca de la teoría de la presión de los suelos y el equilibrio de las masas.

El también francés Henri Darcy realizó un estudio acerca de la permeabilidad de los filtros de arena en el año de 1856 logrando así definir el coeficiente de permeabilidad del suelo. Otra investigación muy importante fue la teoría de distribución de esfuerzo bajo una carga, realizada en el año de 1885 por Joseph Boussinesq.

A partir del año de 1910 el estudio se enfocó en las arcillas determinando así propiedades fundamentales y parámetros para su estabilización. Entre los estudios más importantes tenemos a Albert Atterberg, que investigó la consistencia del suelo, esto es los límites líquido, plástico y de contracción. El inglés Arthur Bell estudió la presión lateral y la resistencia de las arcillas.

La Mecánica de Suelos propiamente dicha es una ciencia relativamente joven; su nombre actual existe desde 1925, año en el que el profesor checo Karl Terzaghi publicó en Viena su tratado *Erdbaumechanik* y la teoría de la consolidación de las arcillas. A Terzaghi se lo

considera como el padre de la mecánica de suelos, gracias a sus estudios y al espíritu de investigación en este campo. Llegando a escribir su obra titula “Mecánica de suelos, un nuevo capítulo en la ciencia ingenieril” en el cual proclama que la mayoría de los problemas ocurridos en las cimentaciones ya no serán un acto de Dios.

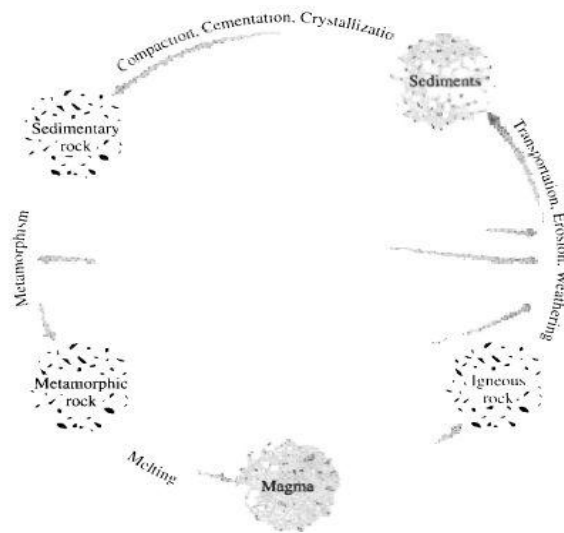
### **2.1.2. ORIGEN DE LOS SUELOS**

De acuerdo con las teorías geológicas la tierra se formo hace 4500 millones de años aproximadamente, como resultado de la condensación de una masa de gases y residuos cósmicos. El enfriamiento de esta masa dio lugar a la formación de la atmósfera, la hidrósfera y la litósfera. La atmósfera es la capa compuesta de gases que envuelve a la hidrósfera y a la litósfera, siendo los mares lagos y todo tipo de fluido líquido, en su mayoría agua, elementos que forman la hidrósfera, mientras que la litósfera está compuesta por continentes e islas.

En un esquema básico, el globo terrestre está constituido por 4 elementos claramente definidos, primero se encuentra el NIFE o núcleo que está formado principalmente por níquel y hierro, el espesor aproximado de esta capa es de 35000 km, de acuerdo a las investigaciones realizadas se cree que el nife se encuentra en estado líquido, su densidad es considerablemente superior a la de las capas, más superficiales, mayor a 10 gr/cm<sup>3</sup>. Rodeando al núcleo se encuentra un manto fluido, denominado manto o magma, su espesor bordea los 2900 km y posee un peso unitario variable, los límites de variación según estudios realizados son entre 3 y 8 g/cm<sup>3</sup>. Debido a varios procesos tanto químicos como físicos, principalmente el enfriamiento, la capa más superficial del manto terrestre se solidifica formando así la última capa solida del globo terrestre, llamada corteza terrestre. Esta capa debido a su densidad decreciente hacia la superficie, flota sobre el manto, las densidades de la corteza terrestre varían entre los 2,5 y 3 g/cm<sup>3</sup>. El espesor promedio de esta capa es de 30 a 40 km, está constituida por grandes masas heterogéneas de materia solida, así como de grandes depresiones ocupadas por los mares o los océanos. Finalmente existe una pequeña capa formada por la disgregación y descomposición de la parte más superficial de la corteza dando lugar a lo que conocemos como suelo. El suelo es el resultado de la acción de los agentes atmosféricos, produciendo la meteorización de la roca superficial, dando lugar a la acumulación de materiales cementados o poco cementados, cuyo espesor varía entre 0 a 1000 m. El suelo del cual trata la mecánica de suelos se encuentra en estado sólido, y tiene una gama muy amplia de densidades, esta varía entre 1 y 2,5 g/cm<sup>3</sup>.

A lo largo de la historia siempre se ha buscado diferenciar los límites entre roca y suelo pero nunca se ha llegado a una definición totalmente clara tanto para la roca como para el suelo, es por este motivo que siempre se debe hacer una diferenciación de común acuerdo, antes de realizar algún tipo de trabajo, o iniciar algún estudio. Generalmente la definición que más se ajusta al criterio internacional y la más clara es la siguiente.

ROCA: agregado natural sólido de partículas minerales unidas por fuerzas cohesivas potentes y permanentes. En general las rocas duras y compactas constituyen un terreno de cimentación excelente, siempre que la solera de excavación esté libre de material alterado y las posibles diaclasas se rellenen con hormigón. La clasificación de las rocas se basa principalmente en su formación y origen en ígneas, sedimentarias y metamórficas. Las rocas ígneas son aquellas que se originaron por el enfriamiento del magma tanto a nivel externo como interno de la corteza terrestre. Ejemplo de rocas ígneas: granitos, diorita, basaltos, etc. Las rocas sedimentarias se generan luego de la erosión de las rocas ya existentes, debido a la erosión se producen sedimentos los cuales bajo la acción de grandes presiones, y agentes cementantes proporcionados principalmente el agua, dan lugar a nuevas rocas. Ejemplo de rocas sedimentarias: areniscas, dolomías. La metamorfosis es un proceso mediante el cual la composición de la roca cambia sin necesidad de ser fundida. Ejemplo de rocas metamórficas: gneis, pizarras, mármoles, etc. El cambio constante de la tierra da lugar a este ciclo de formación de rocas y suelo, por lo tanto las obras de ingeniería son un pequeño proceso dentro de este magnífico ciclo de creación.



**Ilustración 1: Ciclo rocoso.<sup>1</sup>**

SUELO: la creencia popular dice que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas sin algún tipo de organización. Pero en realidad se trata de un conjunto de partículas con propiedades y organización definida. La palabra suelo tiene muchas connotaciones, todo depende de la ciencia que lo estudie, por ejemplo para el agrónomo se aplica a la parte superficial de la tierra capaz de sostener vida, para el geólogo es todo material intemperizado en el lugar en que ahora se encuentra. Para los ingenieros civiles se consideraría que suelo es la capa superficial de la tierra capaz de sostener las obras a realizar. En mecánica

<sup>1</sup> Das, Braja. (2006). Principles of Geotechnical Engineering. Pg. 14.

de suelos el concepto es muy amplio, y depende mucho del autor o persona que lo interprete. En resumen y en concordancia con la mayoría de autores se puede decir que el suelo es todo tipo de material terroso incluyendo su parte líquida y gaseosa, suelto, es decir no consolidado, proveniente de la desintegración química o física de la roca, que se encuentra sobre la corteza terrestre. Hay que notar que existe una gran polémica en torno al tamaño máximo de las partículas que forman a los suelos. Cada región del planeta tiene unos suelos que la caracterizan, según el tipo de roca de la que se ha formado y los agentes que lo han modificado.

Los principales agentes generadores de suelos son el aire y el agua, siendo los medios de acción de estas sustancias sumamente variables, otros agentes generadores de suelo, encontramos la temperatura, el hombre, los movimientos tectónicos etc. Todos los mecanismos antes mencionados se engloban en dos grandes grupos: desintegración física y desintegración química.

Los principales eventos de generación de suelo por desintegración física son: Efectos climáticos, exfoliación, erosión, abrasión, actividad orgánica. El tipo de suelo que estos procesos forman son las arenas o los limos rara vez una arcilla, esto se debe a que solo provocan cambios en la forma, tamaño y textura de las partículas sin afectar su composición química.

Por descomposición química se entiende la acción que modifica la constitución mineralógica de la roca madre, el principal agente de descomposición es el agua, por medio de la oxidación, otros mecanismos son la hidratación, la solución, lixiviación, sulfatación, carbonatación agentes que involucran cierto tipo de elemento químico, la temperatura es un agente externo que ayuda en los procesos de descomposición. Estos mecanismos tienen como producto final las arcillas. Es común que las arcillas se encuentren en zonas húmedas y cálidas como la costa de nuestro país, mientras que es más común el encontrar arenas y limos en lugares más fríos como nuestro callejón interandino. Todo esto no quiere decir que es una regla inmutable para la formación de los suelos, por el contrario hay una gran variedad de ejemplos y tipos de suelos como prueba de la complejidad con la que actúa y actuó la naturaleza en las diferentes eras geológicas.

## **2.2.PROPIEDADES DE LOS SUELOS**

### ***2.2.1. IMPORTANCIA PRÁCTICA DE LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS***

La práctica dentro de la ingeniería geotécnica tiene un valor muy elevado se podría decir más que en cualquier otra rama de la ingeniería civil, las reglas que se emplean son empíricas y se necesita un buen criterio para poner en marcha obras como las cimentaciones o represas de aguas. En obras de gran envergadura es necesario el criterio más científico de las propiedades de los suelos pero es indispensable el conocer la metodología y el tipo de ensayos a realizar

para obtener buenos resultados. Uno de los principales propósitos de las investigaciones en la mecánica de suelos es el clasificar a los suelos para poder obtener mayor información de las experiencias ajenas, detallando el problema y el tipo de suelo que se encuentra en la zona del proyecto. Para una buena descripción del suelo, es necesaria una buena clasificación, por este motivo hay que considerar al suelo como un conjunto y a sus partículas como una unidad del todo. Las principales propiedades del grano en los suelos son la forma y tamaño, mientras que la principal característica de los suelos, son la densidad relativa en suelos no cohesivos y la consistencia en suelos cohesivos.

### ***2.2.2. PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS***

La gran variedad de suelos que existen en la naturaleza y las grandes diferencias que estos presentan en su comportamiento frente a las obras de ingeniería, así como la cantidad de propiedades, relevantes o irrelevantes para el ingeniero, hace casi imposible el formular un sistemas de clasificación universal para los suelos. Está claro que el objetivo de la clasificación para la mecánica de suelos es el agrupar a los suelos basándose en sus propiedades mecánicas. Sin embargo es totalmente valioso el conocer y diferenciar al suelo de acuerdo a sus propiedades más accesibles, que no dependan de un estudio profundo, costoso, y detallado, como son el tamaño de partícula, su origen, su estructuración etc.

Una diferenciación es la que se realiza según su origen. Mediante esta condición se puede separar al suelo en dos grandes grupos que son los suelos residuales y los suelos transportados.

Suelos residuales son aquellos que se forman en un cierto sitio y permanecen en el mismo sitio en el que se encuentra la roca de la cual provienen. Este tipo de suelos son producto de la intemperización química o mecánica, generalmente se generan debido a procesos químicos. Para lograr su identificación se debe tomar en cuenta dos factores absolutamente importantes como son el perfil de meteorización, que es el detalle de los materiales que se pudieron presentar en la zona y que generaron el suelo, y el conjunto de estructura heredada, que son los defectos heredados como grietas, exfoliaciones, de la roca madre al suelo.

Suelos transportados por el contrario de los suelos residuales estos suelos se encuentran distantes de la roca de la cual provienen, siendo generados en su mayoría por desintegración mecánica. Para poder identificar a este tipo de suelo es necesario obtener un estudio estratigráfico. Dentro de esta categoría se puede encontrar una gran variedad de suelos, los cuales depende principalmente de los agentes de transporte.

Entre los principales tipos de suelos se pueden enumeran los suelos coluviales, los cuales provienen de la acción de la gravedad, es decir que se transportan gracias a su propio peso, esto se da en las laderas de las montañas, donde al producirse fisuras el suelo pierde estabilidad y se transporta a las partes más bajas de la ladera.

Otro tipo de suelo muy importante son los eólicos, debido a la poca fuerza que tiene el viento, este tipo de suelo suele ser de partículas finas como las arenas o los limos, a los suelos de tipo arenoso se los conoce con el nombre de dunas mientras que a los de tipo limosos loess.

En nuestro país, por el cual atraviesa el cinturón de fuego del pacifico, existe un suelo muy singular conocido como cangahua o toba, este suelo se genera por la acción conjunta de los volcanes al expulsar la ceniza y el viento el cual transporta dicho material, en nuestro país es muy común encontrar cangahua pero la creencia de que este tipo de suelo es altamente resistente es errónea, la resistencia depende de los factores geoquímicos y del peso que se deposite sobre estos, adquiriendo así una gran compacidad y consistencia.

El agua es otro factor que ayuda en el transporte de los suelos, debido a los diferentes tipos de cuerpos de agua el suelo toma un nombre distinto, es así que los suelos transportados por los ríos se llaman aluviales, los suelos que son transportados por las corrientes de los lagos o lagunas se los conoce con el nombre de lacustres que suelen ser de partículas pequeñas como los limos. Morrenas es el nombre que se le da a los suelos que fueron transportados por el hielo, marítimos es el nombre común de los suelos generados por la acción del mar en las rocas y depositados por la corriente del mismo.

Otro tipo de suelo se produce por la acción del hombre si bien es cierto que no es muy reciente y sus características son muy variables, pero es necesario tomarla en cuenta por la facilidad con la que se puede encontrar. Se los conoce como rellenos artificiales, estos suelos pueden tener excelentes características mecánicas si se lo realizó bajo normas.

Una forma de clasificación de los suelos se la realiza basándose en las propiedades físicas visuales como por ejemplo el tamaño del grano, la forma del grano, el color y cierto tipo de propiedades que se pueden investigar mediante ensayos simples de campo.

**Tabla 1: Denominación de las Partículas Según su Tamaño.<sup>2</sup>**

Nombre	Tamaño (mm)	Ejemplo Vulgar
Boleo	>305	Balón de básquet
Canto rodado	76<T<305	Toronja
Gravas gruesas	19<T<79	Naranja
Gravas finas	4.76<T<19	Uvas
Arenas gruesas	2<T<4.76	Sal en grano
Arenas medias	0.42<T<2	Sal o azúcar
Arenas finas	0.074<T<0.42	Azúcar impalpable
Finos	T<0.074	Ceniza volcánica, cemento, harina.
Coloides	T<0.001	

<sup>2</sup> Salvador Ricardo; Montero Juan Carlos. (2001). Manual de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos. P.U.C.E.

La clasificación mediante el tamaño de las partículas, las cuales tienen una gran variación puede ir desde la piedra bola hasta el tamaño de una molécula grande. Los granos de mayor tamaño se los puede examinar de manera visual, por el contrario los granos de menor tamaño se hace indispensable el uso del microscopio. El proceso por medio del cual se puede separar las distintas partes de un suelo se lo conoce como análisis granulométrico. La importancia en la resistencia y en las propiedades de un suelo debido al tamaño de sus granos se aplica principalmente en los suelos de agregado grueso. En el suelo fino las propiedades dependen mucho de su estructura, e historia geológica.

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas, que dado su origen presentan aristas con algún grado de desgaste. Como material suelto, se encuentran en los lechos, en los márgenes y en los deltas de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares hacia los cuales las gravas han sido transportadas. En la actualidad este tipo de material es muy importante para la construcción por este motivo existen minas para extraer gravas de todo tipo, tanto en su forma como en su composición. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con una mayor o menor proporción de boleas, cantos rodados, arenas, limos y arcillas.

Arenas: Son materiales cuyo origen es similar al de las gravas, existiendo en formas como: arena de río, arena de playa, arena volcánica, vidrio volcánico, etc. La principal diferencia entre las gravas y las arenas es el tamaño de la partícula, generalmente el límite que se toma para diferenciarlas es 2 mm, entendiéndose que las arenas son las partículas menores a los 2 mm y las gravas son mayores a los 2 mm. Este agregado al igual que las gravas tiene un uso indispensable en la construcción, por lo que se puede encontrar minas de este material en todo el mundo.

Limos: Son suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser inorgánicos como los producidos en las canteras u orgánicos como los que suelen encontrarse en los ríos con características plásticas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro.

Arcillas: Son materiales químicamente muy activos y mecánicamente muy plásticos al ser mezclados con agua, suelen contraerse y endurecerse fuertemente al secarse, presentando un agrietamiento prismático. Al formar su estructura dentro de un ambiente acuático, pueden llegar a presentar muy altas humedades (hasta 5 o 6 veces más agua que sólidos, en peso), siendo entonces muy blandos y altamente compresibles, contando con muy baja resistencia al esfuerzo cortante. Su estructura posee relaciones de vacíos relativamente grandes y a pesar de ello son materiales muy poco permeables. Una de sus características es que cuando se someten estos suelos a la acción de esfuerzos compresivos, la deformación correspondiente no se presenta de manera instantánea, como en otros materiales, sino que evolucionará con el tiempo. Otra característica interesante es que cuando se remoldean pierden toda su cohesión,

pero esta resistencia perdida la recuperarán parcialmente con el tiempo; este fenómeno se le conoce con el nombre de “tixotropía”, de naturaleza físico-química.

Turba: Es un material fibroso cuyos componentes pueden ser la materia orgánica empaquetada y mezclada con arcilla. Es un suelo totalmente indeseable para la construcción ya que la descomposición química en estos materiales es muy fuerte, a no ser que reciba algún tipo de tratamiento.

Si un suelo está compuesto por dos o más clases distintas de material la denominación que este tendría sería mediante el uso de los nombres de los compuestos siempre en primer lugar el material que sea predominante como sustantivo y el material de menor cuantía, calificará al sustantivo como un adjetivo en el suelo. Así por ejemplo se tiene el nombre de la arena limosa, o limo arcilloso. Las propiedades de los granos más grandes se las describen como suelta, medianamente densa, densa. Mientras que las propiedades de las arcillas la describen como dura, compacta, blanda.

La forma de las partículas es una característica útil en la práctica profesional por su importancia en el comportamiento mecánico, esta propiedad depende mucho del origen del suelo, a los suelos se los puede agrupar dentro de tres grandes grupos, debido a la complejidad de formas que presentan en la naturaleza, equidimensional, laminar y acicular.

Para los suelos gruesos el típico material a encontrar es el equidimensional, esto quiere decir que sus tres dimensiones son relativamente iguales. Dentro de los suelos gruesos existe otra clasificación debido a su forma, una clasificación bastante subjetiva ya que depende del buen ojo del ingeniero, estos suelos pueden ser clasificados como angulosos, sub angulosos, sub redondeados y redondeados. Está claro que las partículas cuya superficie sea bastante rugosa se la conoce como angulosas y las partículas lisas, en forma de esfera se la conoce como redondeadas.

Las partículas finas de los suelos se pueden clasificar en su mayor parte como laminares esto es que una de las dimensiones es irrelevante frente a las otras dos. Para determinar la forma de las partículas finas es necesario el uso de aparatos electrónicos como los rayos x para partículas muy pequeñas. Existen suelos que presentan una forma acicular como un hilo, pero son muy raros en la naturaleza. Dependiendo del tipo de suelo que se tenga sus características mecánicas varían, por ejemplo una partícula tipo angulosa es resistente a cargas estáticas mientras que un partícula laminar tiene un mejor funcionamiento en esfuerzos vibratorios.

Otra forma de clasificación de los suelos es mediante un estudio químico del material para determinar los minerales que lo constituyen. En los suelos los minerales predominantes son: silicatos, feldspatos, micas, olivinos serpentina óxidos entre los cuales tenemos cuarzo, limonita, corindón; carbonatos como calcita, dolomita, sulfatos como anhidrita y yeso.

**Tabla 2: Minerales Predominantes en Suelos Gruesos.<sup>3</sup>**

SUELOS GRUESOS	Silicatos	Feldespatos
		Mica
		Olivino
		Serpentina
	Óxidos	Cuarzo
		Limonita
		Magnetita
		Corindón
	Carbonatos	Calcita
		Dolomita
	Sulfatos	Anhidrita
		Yeso

El suelo fino por lo general contiene una mezcla de varios minerales arcillosos, siendo identificado por el mineral predominante. Fundamentalmente corresponden a silicatos de aluminio hidratados y en menor proporción silicatos de magnesio, hierro, y otros metales.

**Tabla 3: Minerales Predominantes en Suelos Finos.**

SUELOS FINOS	Silicatos de aluminio hidratado	
	Silicato de magnesio	
	Silicato de hierro	
	Otros silicatos	
	Álcalis	
	Estructura cristalina	Lamina silícica (sílice)
		Lamina alumínica (gibbsita)

El color del suelo depende de sus componentes y puede usarse como una medida indirecta de ciertas propiedades. El color varía con el contenido de humedad. Se sabe por ejemplo que el color rojo indica contenido de óxidos de hierro y manganeso; el amarillo indica óxidos de hierro hidratado; el blanco y el gris indican presencia de cuarzo, yeso y caolín; y el negro y marrón indican materia orgánica. Cuanto más negro es un suelo, más orgánico será.

### **2.2.3. PROPIEDADES DE LOS SUELOS FINOS**

El comportamiento mecánico de los suelos gruesos está condicionado principalmente por su compacidad y por la estructuración de sus partículas razón por la cual su constitución mineralógica no es muy importante. En los suelos finos el comportamiento químico de las partículas de los suelos es el principal factor que influye en el comportamiento mecánico del suelo, todos los cambios que se producen a nivel de partícula tiene un efecto macro, que se

<sup>3</sup>González M. Fernando. (). Introducción a la mecánica de suelos. U.C.E.

puede apreciar a simple vista. El estudio de este aspecto es necesario debido a la influencia que pueda tener en casos prácticos del ejercicio profesional tanto para suelos finos como para la parte fina de los suelos gruesos.

Como ya se explico anteriormente los suelos finos se originan de la descomposición química de la roca, estos suelos presentan varias características debido a los minerales que lo conforman. La dificultad que estos suelos presentan debido a su tamaño los hacen parte de un estudio singular dentro de la mecánica de suelos. Tanto los suelos finos como la fracción fina de suelo gruesos, se los puede estudiar dentro de un mismo sistema.

Los esfuerzos para clasificar las arcillas en base a su composición no han sido del todo satisfactorios debido a varios problemas prácticos como por ejemplo la heterogeneidad de las partículas de arcilla, sus distintas características y el nivel microscópico en el que se desarrolla este mundo, así como los problemas de identificación que se presentan en el laboratorio. Los principales métodos para identificar los minerales constituyentes son; por medio de los rayos x, los cuales muestran una cierta cantidad de laminas reticulares, las que se obtienen por medio de la difracción del rayo al pasar por la arcilla; el balance térmico de las arcillas, este método aplica básicamente el calor por medio del cual la estructura de la arcilla pierde toda su agua contenida, mostrando así ciertas características típicas de los minerales que la constituyen; el microscopio electrónico, es muy usado cuando se trata de estudiar las formas y tamaños de las partículas y el análisis químico que aplica conceptos químicos mediante las reacciones que los minerales puedan presentar frente a otros compuestos químicos.

El término arcilla se usa habitualmente con diferentes significados, engloba a un grupo de minerales (minerales de la arcilla), filosilicatos en su mayor parte, cuyas propiedades físico-químicas dependen de su estructura y del tamaño de grano, muy fino (inferior a 2  $\mu\text{m}$ , micras). Al referirnos a las arcillas no sólo se tiene connotaciones geométricas, en este sentido se consideran arcillas de una manera errónea a todas las fracciones con un tamaño de grano inferior a 2  $\mu\text{m}$ . Según esto todos los filosilicatos podrían considerarse verdaderas arcillas si se encuentran dentro de dicho rango de tamaños, incluso minerales no pertenecientes al grupo de los filosilicatos (cuarzo, feldspatos, etc.) podrían ser considerados partículas arcillosas cuando están incluidos en un sedimento arcilloso y sus tamaños no superan las 2  $\mu\text{m}$  lo cual no es una base para que dichos minerales se comporten de manera similar a los minerales arcillosos.

Las arcillas son constituyentes esenciales de gran parte de los suelos y sedimentos debido a que son, en su mayor parte, productos finales de la meteorización de los silicatos que, formados a mayores presiones y temperaturas, en el medio exógeno se hidrolizan.

### 2.2.4. PROPIEDADES FÍSICO-QUÍMICAS

Cuando una partícula cristalina de arcilla queda rodeada de agua, los átomos de oxígeno del cristal quedan en la superficie de estos, como consecuencia de la constitución interna. Si el cristal se considerase como un ente ideal sería eléctricamente neutro, pero se conoce que la superficie de cada una de las partículas de suelo posee carga negativa, debido al desequilibrio causado por la sustitución isomorfa en las láminas de los minerales arcillosos y una ruptura en la continuidad de la estructura en los bordes. La atracción eléctrica del cristal disminuye rápidamente con la distancia, de manera que la concentración de cationes en la atmósfera del cristal también disminuye. La intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla esto es de su superficie específica y de los iones atraídos. La partícula atrae a los iones positivos del agua y a cationes de diferentes elementos químicos, cada partícula individual de arcilla se ve rodeada de una capa de moléculas de agua orientadas en forma definida y ligadas a su estructura por vínculos eléctricos muy fuertes. Esto se lo conoce como agua adsorbida.

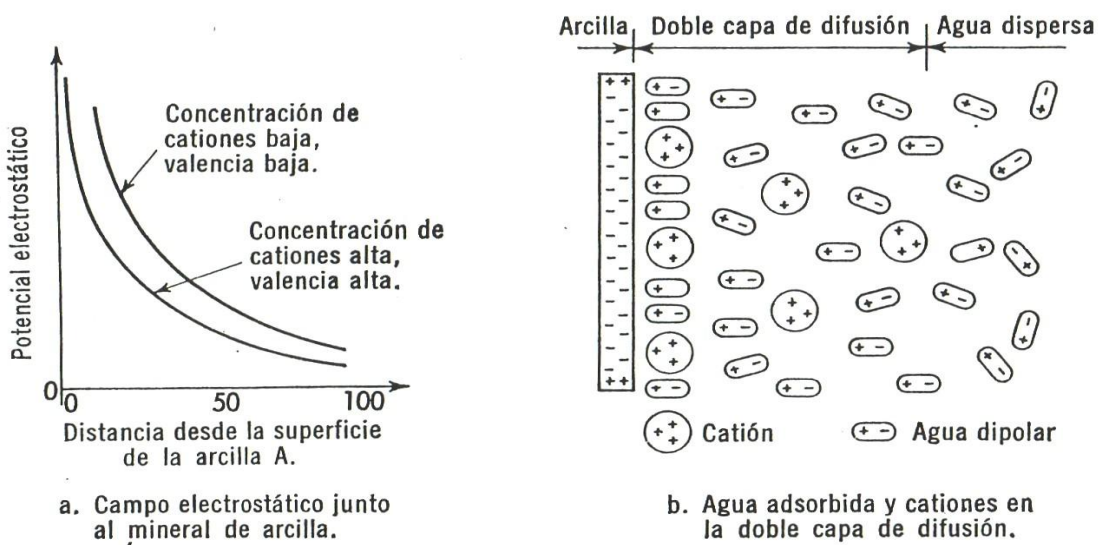


Ilustración 2: Doble capa de difusión.<sup>4</sup>

Las moléculas de agua son polarizadas, funcionando como pequeños dipolos, al ligarse a la partícula por su carga positiva, el polo negativo queda libre dejando la posibilidad de actuar como origen de atracción para otros cationes. Estos cationes pueden atraer otras moléculas de agua formando un cierto volumen de agua a su alrededor pero cuyo vínculos eléctricos son más débiles que los anteriores, formado junto al agua adsorbida de la arcilla la doble capa difusa. Estos cationes no están completamente entregados a los minerales arcillosos, razón por la cual pueden ser reemplazados por otros, siempre que el equilibrio total de valencias se mantenga.

<sup>4</sup> Sowers, G. (1972). Introducción a la mecánica de suelos. Pg. 48.

El espesor de la película de agua adsorbida por el cristal de suelo es función de la naturaleza del mismo y del tipo de cationes atraídos, debido principalmente a las fuerzas de atracción de estos cationes. Las grandes fuerzas que los enlaces químicos presentan dan lugar al estudio de Winterkorn y Bayer, el cual establece que las presiones presentes en la capa de agua adsorbida son de 20000 kg/cm<sup>2</sup>, esto hace pensar que el agua adsorbida se encuentra en estado sólido, es conocido y se ha llegado a determinar que el agua bajo presiones de 6000 kg/cm<sup>2</sup> se congela a 30°C. La capa sólida y viscosa a medida que las presiones disminuyen, es de un espesor de 5 micras de acuerdo con Terzaghi y Peck. Un efecto químico que se presenta en las arcillas es cuando dos cristales se acercan, sus respectivas atmósferas de adsorción interactúan de manera que aparece una fuerza repulsiva, esta fuerza disminuye si la distancia entre los cristales aumenta. Esta fuerza no es la única presente en el equilibrio de fuerzas de los cristales, una fuerza de atracción producto de la acción entre las moléculas de un cristal con las moléculas de la doble capa difusa del otro cristal, también está presente. Cuando en una suspensión de arcilla la fuerza neta es de repulsión, las partículas permanecen separadas y si se depositan lo harán en forma de un sedimento relativamente denso. Al agregar cantidades suficientes de electrolitos en una suspensión se logra alterar la fuerza de repulsión, por ejemplo si se aumentan cationes se disminuyen las fuerzas de repulsión, con lo que aumenta las fuerzas de atracción, de modo que la posibilidad de que dos partículas se atraigan aumenta. De esta manera se puede dar lugar a la floculación del suelo, lo que produce un depósito de agrupaciones muy sueltas ya que cada unidad depositada tiene una alta proporción de vacíos.

Las propiedades físico-químicas derivan, principalmente, de:

- Su extremadamente pequeño tamaño de partícula (inferior a 2 μm)
- Su morfología laminar
- Las sustituciones isomórficas, que dan lugar a la aparición de carga en las láminas y a la presencia de cationes débilmente ligados en el espacio interlaminar

Como consecuencia de estos factores, las arcillas presentan, por una parte, un valor elevado del área superficial y, a la vez, la presencia de una gran cantidad de superficie activa, con enlaces no saturados. Por ello pueden interactuar con diversas sustancias, en especial compuestos polares, por lo que tienen comportamiento plástico en mezclas arcilla-agua con elevada proporción sólido-líquido y son capaces en algunos casos de hinchar, con el desarrollo de propiedades geológicas en suspensiones acuosas.

Por otra parte, la existencia de carga en las láminas se compensa, con la entrada en el espacio interlaminar de cationes débilmente ligados y con estado variable de hidratación, que pueden ser intercambiados fácilmente mediante la puesta en contacto de la arcilla con una solución saturada en otros cationes, a esta propiedad se la conoce como capacidad de intercambio catiónico.

### *Superficie específica*

La superficie específica o área superficial de una arcilla se define como el área de la superficie externa más el área de la superficie interna (en el caso de que esta exista) de las partículas constituyentes, por unidad de masa, expresada en  $m^2/g$ . A continuación se muestran algunos ejemplos de superficies específicas de arcillas:

**Tabla 4: Superficie específica de algunos minerales.<sup>5</sup>**

<b>Mineral</b>	<b>Superficie Especifica (<math>m^2/g</math>)</b>
Caolinita de elevada cristalinidad	hasta 15
Caolinita de baja cristalinidad	hasta 50
Haloisita	hasta 60
Ilita	hasta 50
Montmorilonita	80-300
Sepiolita	100-240
Paligorskita	100-200

### *Capacidad de Intercambio catiónico*

Los cristales de arcilla pueden cambiar los cationes adsorbidos en su película superficial esto sucede debido al cambio de cationes que ocurre en la película de agua. La capacidad de intercambiar cationes es variable pero se sabe que esta crece si la acidez crece. Es decir si el pH de suelo es menor, la capacidad se hace notable, esta capacidad también crece con la velocidad y concentración de la solución que circule por la masa de arcilla. Las propiedades de la arcilla pueden cambiar al variar los cationes contenidos, a diferentes cationes ligados corresponden distintos espesores de la película de agua adsorbida, lo que se refleja sobre todo en las propiedades de plasticidad y resistencia. Por esta razón esta propiedad es de gran utilidad para la práctica ingenieril.

El intercambio catiónico es una propiedad fundamental de las esmectitas. Son capaces de cambiar, fácilmente, los iones fijados en la superficie exterior de sus cristales, en los espacios interlaminares, o en otros espacios interiores de las estructuras, por otros existentes en las soluciones acuosas envolventes. La capacidad de intercambio catiónico (CEC) se puede definir como la suma de todos los cationes de cambio que un mineral puede adsorber a un determinado pH. Es equivalente a la medida del total de cargas negativas del mineral. Estas cargas negativas pueden ser generadas de tres formas diferentes:

- Sustituciones isomórficas dentro de la estructura
- Enlaces insaturados en los bordes y superficies externas

---

<sup>5</sup> González M. Fernando. (). Introducción a la mecánica de suelos. U.C.E.

- Disociación de los grupos hidroxilos accesibles

El primer tipo es conocido como carga permanente y supone un 80 % de la carga neta de la partícula; además es independiente de las condiciones de pH y actividad iónica del medio. Los dos últimos tipos de origen varían en función del pH y de la actividad iónica. Corresponden a bordes cristalinos, químicamente activos y representan el 20 % de la carga total de la lámina.

A continuación se muestran algunos ejemplos de capacidad de intercambio catiónico (meq/100 g).

**Tabla 5: Capacidad de intercambio catiónico de los minerales.<sup>6</sup>**

Caolinita	3-5
Haloisita	10-40
Ilita	10-50
Clorita	10-50
Vermiculita	100-200
Montmorilonita	80-200
Sepiolita-paligorskita	20-35

#### *Capacidad de absorción*

La capacidad de absorción está directamente relacionada con las características texturales (superficie específica y porosidad) y se puede hablar de dos tipos de procesos que difícilmente se dan de forma aislada: absorción (cuando se trata fundamentalmente de procesos físicos como la retención por capilaridad) y adsorción (cuando existe una interacción de tipo químico entre el adsorbente, en este caso la arcilla, y el líquido o gas adsorbido, denominado adsorbato, generalmente el agua).

La capacidad de adsorción se expresa en porcentaje de adsorbato con respecto a la masa y depende, para una misma arcilla, de la sustancia de que se trate. La absorción de agua de arcillas absorbentes es mayor del 100% con respecto al peso.

#### *Hidratación e hinchamiento*

La hidratación y deshidratación del espacio interlamilar son propiedades características de las esmectitas. Aunque hidratación y deshidratación ocurren independientemente del tipo de catión de cambio presente, el grado de hidratación sí está ligado a la naturaleza del catión interlamilar y a la carga de la lámina.

La absorción de agua en el espacio interlamilar tiene como consecuencia la separación de las láminas dando lugar al hinchamiento. Este proceso depende del balance entre la atracción

<sup>6</sup> González M. Fernando. (). Introducción a la mecánica de suelos. U.C.E.

electrostática catión-lámina y la energía de hidratación del catión. A medida que se intercalan capas de agua y la separación entre las láminas aumenta, las fuerzas que predominan son de repulsión electrostática entre láminas, lo que contribuye a que el proceso de hinchamiento pueda llegar a disociar completamente unas láminas de otras. Cuando el catión interlamina es el sodio, las esmectitas tienen una gran capacidad de hinchamiento, pudiendo llegar a producirse la completa disociación de cristales individuales de esmectita, teniendo como resultado un alto grado de dispersión y un máximo desarrollo de propiedades coloidales. Si por el contrario, tienen Ca o Mg como cationes de cambio su capacidad de hinchamiento será mucho más reducida.

### *Plasticidad*

Las arcillas son eminentemente plásticas. Esta propiedad se debe a que el agua forma una envuelta sobre las partículas laminares produciendo un efecto lubricante que facilita el deslizamiento de unas partículas sobre otras cuando se ejerce un esfuerzo sobre ellas.

La elevada plasticidad de las arcillas es consecuencia, nuevamente, de su morfología laminar, tamaño de partícula extremadamente pequeño (elevada área superficial) y alta capacidad de hinchamiento.

Generalmente, esta plasticidad puede ser cuantificada mediante la determinación de los índices de Atterberg (Límite Líquido, Límite Plástico y Límite de Retracción). Estos límites marcan una separación arbitraria entre los cuatro estados o modos de comportamiento de un suelo, sólido, semisólido, plástico y semilíquido o viscoso.

La relación existente entre el límite líquido y el índice de plasticidad ofrece una gran información sobre la composición granulométrica, comportamiento, naturaleza y calidad de la arcilla. Existe una gran variación entre los límites de Atterberg de diferentes minerales de la arcilla, e incluso para un mismo mineral arcilloso, en función del catión de cambio. En gran parte, esta variación se debe a la diferencia en el tamaño de partícula y al grado de perfección del cristal. En general, cuanto más pequeñas son las partículas y más imperfecta su estructura, más plástico es el material.

### *Tixotropía*

La tixotropía se define como el fenómeno consistente en la pérdida de resistencia de un coloide, al amasarlo, y su posterior recuperación con el tiempo. Las arcillas tixotrópicas cuando son amasadas se convierten en un verdadero líquido. Si, a continuación, se las deja en reposo recuperan la cohesión, así como el comportamiento sólido. Para que una arcilla tixotrópica muestre este especial comportamiento deberá poseer un contenido en agua próximo a su límite líquido. Por el contrario, en torno a su límite plástico no existe posibilidad de comportamiento tixotrópico.

### **2.2.5. CONSISTENCIA**

Consistencia etimológicamente es la cualidad de aquello que tiene la capacidad de mantener sus partes en conjunto. En lenguaje común significa estabilidad de un cuerpo.

Es la característica física que gobierna las fuerzas que permiten que las partículas se mantengan unidas; se puede definir como la resistencia que ofrece la masa del suelo contra las fuerzas externas. Las fuerzas que causan la consistencia son: cohesión y adhesión responsables de la resistencia del suelo a ser remoldeado o roto. Esta característica se manifiesta como la mayor o menor facilidad con que puede fluir, deformarse, o romperse. Para un suelo determinado la consistencia es variable de acuerdo con los cambios que se presentan en su humedad, su densidad y las condiciones de su estructura. La consistencia es descrita por términos como duro, rígido, frágil o pegajoso, plástico y suave.

**Cohesión:** Esta fuerza es debida a atracción molecular en razón, a que las partículas de arcilla presentan carga superficial, por una parte y la atracción de masas por las fuerzas de Van der Waals, por otra (Gavande, 1976). Además de estas fuerzas, otros factores tales como compuestos orgánicos, carbonatos de calcio y óxidos de hierro y aluminio, son agentes que integran el mantenimiento conjunto de las partículas.

**Adhesión:** Se debe a la tensión superficial que se presenta entre las partículas de suelo y las moléculas de agua. Sin embargo, cuando el contenido de agua aumenta excesivamente, la adhesión tiende a disminuir. El efecto de la adhesión es mantener unidas las partículas por lo cual depende de la proporción Agua/Aire.

De acuerdo a lo anteriormente expuesto se puede afirmar que la consistencia del suelo posee dos puntos máximos; uno cuando está en estado seco debido a cohesión y otro cuando húmedo que depende de la adhesión.

### **2.2.6. PESO UNITARIO**

El peso unitario húmedo  $\gamma = \frac{W}{V}$  de un suelo, está definido como el peso de la muestra húmeda, sobre su volumen. Si se tiene una figura regular de muestra, se puede hallar su volumen con las medidas de esta figura, y por geometría, sacar el volumen de suelo. Si por el contrario, no se cuenta de una figura geométrica pareja, se debe llevar a cabo otros métodos, por medio de los cuales, se puede llegar a calcular el volumen de la muestra, como el principio de Arquímedes, según el cual un cuerpo sumergido dentro de una masa de agua desplaza un volumen de agua igual al del cuerpo sumergido. Con este método, se debe tener en cuenta de que al suelo no le debe entrar agua a su interior, porque de lo contrario, estaríamos alterando los resultados.

### 2.2.7. GRAVEDAD ESPECÍFICA

La gravedad específica de cualquier sustancia se define como el peso unitario del material en cuestión dividido por el peso unitario del agua destilada a 4°C. En el caso de los suelos se puede obtener varias gravedades, dependiendo del volumen de suelo que se desee utilizar.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}$$

La gravedad específica de un suelo se toma como el valor promedio para los granos del suelo. Si no se aclara adecuadamente a que gravedad específica se refieren se pueden producir errores, pues la gravedad específica de los suelos es siempre bastante mayor a la gravedad específica volumétrica determinada incluyendo los vacíos de los suelos en el cálculo.

El valor de la gravedad específica es necesario para calcular la relación de vacíos de un suelo, se utiliza también en el análisis del hidrómetro y es útil para predecir el peso unitario del suelo. Ocasionalmente el valor de la gravedad específica puede utilizarse en la clasificación de los minerales del suelo, algunos minerales de hierro tienen un valor de gravedad específica mayor que los provenientes de sílice.

### 2.2.8. POROSIDAD

Como consecuencia de la textura y estructura del suelo tenemos su porosidad, es decir su sistema de espacios vacíos o poros. Los poros en el suelo se distinguen en: macroscópicos y microscópicos.

Los primeros son de notables dimensiones, y están generalmente llenos de aire, por tanto, el agua los atraviesa rápidamente, impulsada por la fuerza de la gravedad. Los segundos en cambio están ocupados en gran parte por agua retenida por las fuerzas capilares.

Los terrenos arenosos son ricos en macro poros, permitiendo un paso rápido del agua, pero con una muy baja capacidad de retener el agua, mientras que los suelos arcillosos son ricos en micro poros, y pueden manifestar una escasa aeración, pero tienen una elevada capacidad de retención del agua.

La porosidad puede ser expresada con la relación;

$$n = \frac{V_v}{V}$$

Donde:

- $V_v$  = volumen de espacios vacíos, comprendiendo los que están ocupados por gases o líquidos;

- V= volumen total de la muestra, comprendiendo sólidos, líquidos y gases.

La porosidad puede ser determinada por la fórmula:

$$n = \frac{S - S_a}{S} * 100$$

Donde:

- n = porosidad en porcentaje del volumen total de la muestra;
- S = densidad real del suelo;
- Sa = densidad aparente del suelo.

En líneas generales la porosidad varía dentro de los siguientes límites:

Suelos ligeros	30 - 45 %
Suelos medios	45 - 55 %
Suelos pesados	50 - 65 %
Suelos turbosos	75 - 90 %

### **2.2.9. TEXTURA**

La textura término se refiere al grado de finura y la uniformidad de un suelo. Es descrito por expresiones como harinosa, suave, áspero o agudo, de acuerdo con la sensación producida por el roce del suelo entre el los dedos.

### **2.2.10. DENSIDAD**

Aunque toda la materia posee masa y volumen, la misma masa de sustancias diferentes ocupa distintos volúmenes, así notamos que el hierro o el hormigón son pesados, mientras que la misma cantidad de goma de borrar o plástico son ligeras. La propiedad que nos permite medir la ligereza o pesadez de una sustancia recibe el nombre de densidad  $\rho$ . Cuanto mayor sea la densidad de un cuerpo, más pesado nos parecerá.

La densidad se define como el cociente entre la masa de un cuerpo y el volumen que ocupa. En el S.I. la masa se mide en kilogramos (kg) y el volumen en metros cúbicos (m<sup>3</sup>) la densidad se medirá en kilogramos por metro cúbico (kg/m<sup>3</sup>). Esta unidad de medida, sin embargo, es muy poco usada, ya que es demasiado pequeña. Para el agua, por ejemplo, como un kilogramo ocupa un volumen de un litro, es decir, de 0,001 m<sup>3</sup>, la densidad será de 1000kg/m<sup>3</sup>.

La mayoría de las sustancias tienen densidades similares a las del agua por lo que, de usar esta unidad, se estarían usando siempre números muy grandes. Para evitarlo, se suele emplear otra unidad de medida el gramo por centímetro cúbico (gr/cm<sup>3</sup>), de esta forma la densidad del agua será 1gr/cm<sup>3</sup>.

Las medidas de la densidad quedan, en su mayor parte, ahora mucho más pequeñas y fáciles de usar. Además, para pasar de una unidad a otra basta con multiplicar o dividir por mil.

**Tabla 6: Densidades de algunos materiales cotidianos.<sup>7</sup>**

<i>Sustancia</i>	<i>Densidad en kg/m<sup>3</sup></i>	<i>Densidad en gr/cm<sup>3</sup></i>
Agua	1000	1
Aceite	920	0,92
Gasolina	680	0,68
Plomo	11300	11,3
Acero	7800	7,8
Mercurio	13600	13,6
Madera	900	0,9
Aire	1,3	0,0013
Hormigón	2.350	2,4
Suelo	100 a 2650	0,1 a 2,65

En la mecánica de suelos hay dos medidas de densidad, la densidad aparente o Bulk, en la que se incluye la masa del suelo y el agua de los poros, y la densidad seca, densidad que solo toma en cuenta la masa del suelo. Ambos valores son usados para distintos tipos de propósitos. La densidad Bulk se usa cuando se quiere determinar presiones del suelo, mientras que la densidad seca se usa principalmente para determinar el conjunto de partículas de suelo.

Los factores que afectan a la densidad aparente son la composición y la estructura. Por ejemplo, suelos arenosos tienden a tener densidades mayores que suelos más finos, al mismo tiempo en suelos bien estructurados los valores son menores.

La densidad aparente es una magnitud aplicada en materiales porosos como el suelo, los cuales forman cuerpos heterogéneos con intersticios de aire u otra sustancia normalmente más ligera, de forma que la densidad total del cuerpo es menor que la densidad del material poroso si se compactase.

La densidad aparente del suelo es un buen indicador de importantes características del suelo, tales como porosidad, grado de aireación y capacidad de drenaje.

En un tipo de suelo los valores bajos de densidad aparente implican suelos porosos, bien aireados y con buen drenaje.

<sup>7</sup> DENSIDAD. Internet. <http://es.wikipedia.org/wiki/Densidad>. (14-10-2011).

Por otro lado, si los valores son altos, quiere decir que el suelo es compacto o poco poroso, que tiene poca porosidad en su composición, que la infiltración del agua es lenta, lo cual puede provocar anegamientos.

La densidad relativa es una comparación de la densidad de una sustancia con la densidad de otra que se toma como referencia. La densidad relativa es adimensional (sin unidades), ya que queda definida como el cociente de dos densidades. En el caso de la mecánica de suelos la densidad de referencia es el mismo suelo en tres estados distintos.

El primer estado es el suelo en su condición normal o inalterada, el segundo estado es una condición favorable en la que el suelo presenta una pequeña relación de vacíos, y el tercer caso es cuando el suelo presenta su máxima relación de vacíos es decir en su estado más suelto.

De aquí se obtiene la siguiente ecuación  $D_r = \frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}}$  donde:

$e_{max}$  = relación de vacíos en el estado más suelto;

$e$  = relación de vacíos real del suelo;

$e_{min}$  = relación de vacíos del suelo bajo la acción de una fuerza.

## **2.3. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURACIÓN DE LAS PARTÍCULAS MINERALES**

### **2.3.1. COMPOSICIÓN DE MINERAL DE LOS SUELOS**

Partiendo de los numerosos minerales, principalmente silicatos que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas los agentes de descomposición química llegan a un producto final muy conocido que es la arcilla. El estudio de la estructura y de la composición mineral de las arcillas, así como sus propiedades mineralógicas comenzaron en el año de 1930, es por lo tanto un campo de gran investigación y discusión dentro de la mecánica de suelos.

Un mineral es una sustancia inorgánica, natural, que posee una estructura interna propia a consecuencia del arreglo de sus átomos e iones. Tiene propiedades físicas y una composición química que varía dentro de límites definidos o en su defecto son fijas. Los minerales son de muy pequeño tamaño son eléctricamente activos y difícilmente identificables con el microscopio electrónico. Exhiben características de afinidad con el agua y de plasticidad, no presentada por otros materiales. Casi siempre un depósito de arcilla tendrá varios minerales arcillosos y un amplio intervalo de tamaños de partículas de otros minerales, que son casi siempre de relleno.

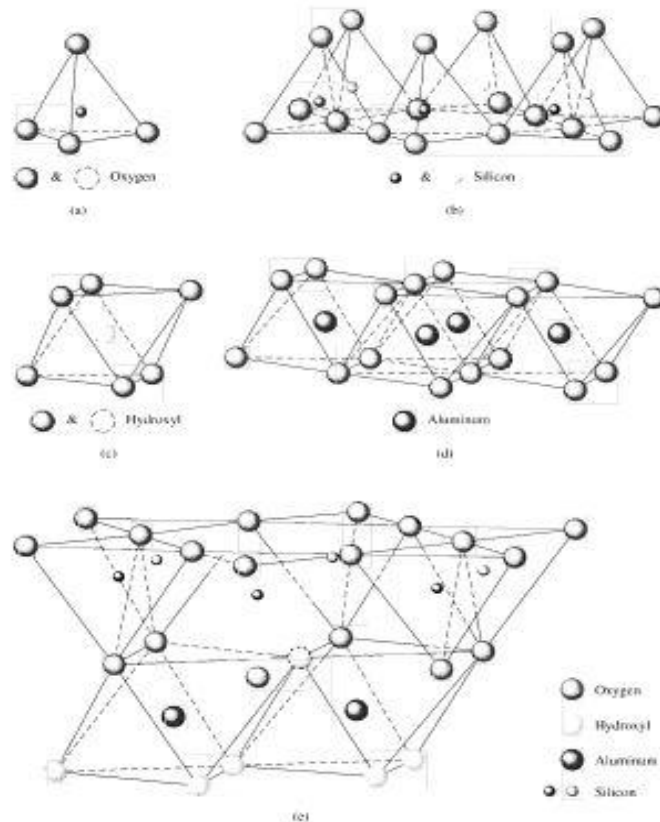
La principal fuente de minerales arcillosos es la descomposición química de las rocas que contienen feldespatos ortoclásico, plagioclásico y mica o muscovita, todos los cuales pueden

ser catalogados como silicatos complejos de aluminio, sin embargo los minerales arcillosos pueden formarse a partir de casi cualquier roca siempre que existan suficientes álcalis y tierras alcalinas para desarrollar los procesos químicos necesarios.

Los minerales arcillosos tienen estructura cristalina con los átomos dispuestos en modelos geométricos, definidos la mayoría en estructura en forma de láminas o capas, mientras que la minoría tiene formas tubulares. Existen dos clases de laminas: silícica, y alumínica.

La lámina silícica está formada por varias retículas constituidas por un átomo de silicio rodeado de cuatro átomos de oxígeno en un conjunto en forma tetraédrica. Los tetraedros se agrupan en unidades hexagonales con un átomo de oxígeno sirviendo de nexo.

La lamina alumínica está formada por retículas de octaedros formados con un átomo de aluminio en el centro y seis hidroxilos alrededor, mediante la combinación de estas unidades octaédricas se forma la lamina octaédrica o gibsita, en la unidad octaédrica en ocasiones el magnesio reemplaza al aluminio, tomando así el nombre de brucita al conjunto de unidades.



**Ilustración 3: Grimm 1959; (a) Tetraedro silícico, (b) Lámina silícica, (c) Octaedro alumínico, (d) Lámina Octaédrica "gibsita", (e) Lámina elemental silícica-gibsita.<sup>8</sup>**

<sup>8</sup> Das, Braja. (2006). Principles of Geotechnical Engineering. Pg. 22.

En una lamina de sílice cada átomo de silicio con una valencia positiva de cuatro esta unido a cuatro átomos de oxígeno con una valencia negativa total de ocho. Pero cada átomo de oxígeno en la base del tetraedro esta unido a dos átomos de silicio, lo cual significa que el átomo superior de oxígeno de cada tetraedro tiene una carga negativa de uno, de aquí la valencia negativa de cada molécula mineral. Cuando la lamina de sílice se coloca sobre la lamina aluminica, estos átomos de oxígeno reemplazan a los hidroxilos para satisfacer sus enlaces de valencia.

El plano de unión entre ambas capas está formado por los oxígenos de los tetraedros que se encontraban sin compartir con otros tetraedros (oxígenos apicales), y por grupos  $(OH)^-$  de la capa brucítica o gibsitica, de forma que, en este plano, quede un  $(OH)^-$  en el centro de cada hexágono formado por 6 oxígenos apicales. El resto de los  $(OH)^-$  son reemplazados por los oxígenos de los tetraedros. Una unión similar puede ocurrir en la superficie opuesta de la capa octaédrica. Así, los filosilicatos pueden estar formados por dos capas: tetraédrica y octaédrica, denominados bilaminares, 1:1, o T:O; o bien por tres capas: una octaédrica y dos tetraédricas, denominándose trilaminares, 2:1 o T:O:T. A la unidad formada por la unión de una capa octaédrica más una o dos tetraédricas se la denomina lámina. Si todos los huecos octaédricos están ocupados, la lámina se denomina trioctaédrica ( $Mg^{2+}$  dominante en la capa octaédrica). Si solo están ocupadas dos tercios de las posiciones octaédricas y el tercio restante está vacante, se denomina dioctaédrica (el  $Al^{3+}$  es el catión octaédrico dominante).

De acuerdo a su estructura reticular los minerales de arcilla se encasillan en tres grandes grupos: caolinita, montmorilonitas e ilitas.

Las caolinitas están formadas por una lámina silícica y otra aluminica que se superponen indefinidamente. La unión entre todas las retículas es lo suficientemente fuerte para no permitir la penetración de moléculas de agua entre ellas. En consecuencia las caolinitas son relativamente estables en presencia de agua.

Las montmorilonitas están formadas por una capa aluminica entre dos silícicas, superponiéndose indefinidamente, en este caso la unión entre las retículas del mineral es débil, por lo que las moléculas de agua pueden introducirse en la estructura con relativa facilidad a causa de las fuerzas eléctricas generadas por su naturaleza dipolar. Lo anterior produce un incremento de volumen en los cristales lo cual se traduce macro físicamente en una expansión. Las bentonitas son arcillas del grupo montmorilonítico, estas arcillas presentan la característica expansión pero en un grado más agudo por lo que su comportamiento es realmente critico. Este tipo de arcillas es muy común encontrar en zonas ricas en rocas ferro magnesianas, donde el clima sea árido y con altas temperaturas como en la provincia de Manabí.

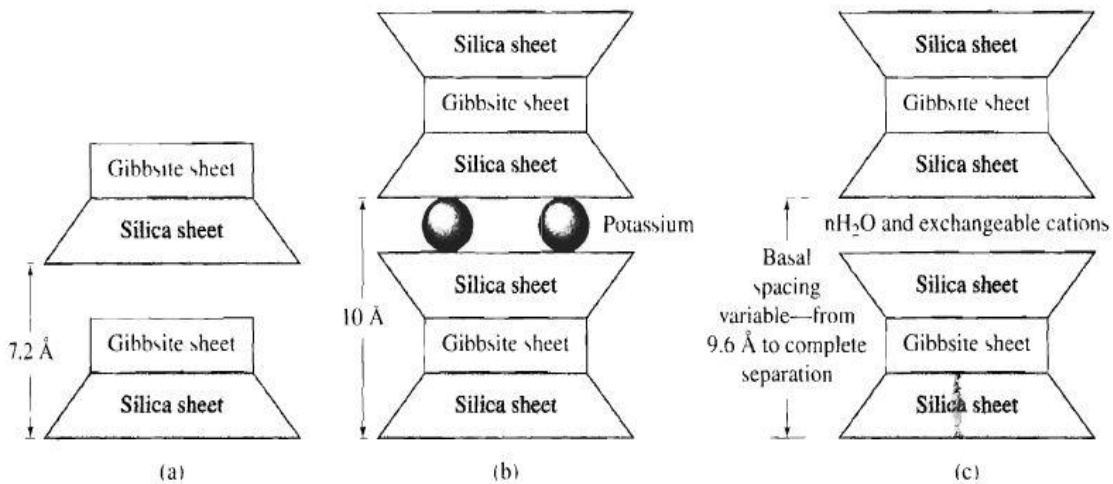
Las ilitas están estructuradas análogamente que las montmorilonitas pero su constitución interna manifiesta tendencia a formar grumos en el material que reducen el área expuesta al

agua, se comportan de manera más estable que las montmorilonitas. Sin embargo es menos estable que la caolinita y en consecuencia su actividad es mayor.

Las partículas de ilita tiene dimensiones que pueden variar entre 1000 y 5000 Å y espesores de 50 a 500 Å. su superficie específica es de aproximadamente 80 m<sup>2</sup>/g.

Se la encuentra principalmente en las lutitas pero puede provenir también de otros depósitos que fueron sometidos a cambios ambientales. Se obtienen principalmente de la mica muscovita y la biolita, por lo que a menudo se la conoce como arcilla micácea.

Aparte de los minerales ya mencionados, se puede encontrar otros minerales arcillosos, como son bentonitas del grupo de montmorilonitas, haloisita del grupo de las caolinitas, vermiculita, y la atipulgita, pertenecientes a las ilitas.



**Ilustración 4: Diagrama de estructuras (a) Kaolinita, (b) Iilita, (c) Montmorilonita.<sup>9</sup>**

### 2.3.2. ESTRUCTURA DE LAS PARTÍCULA

#### *Estructura en suelos gruesos*

El ordenamiento de las partículas de los suelos gruesos puede denominarse arreglo. Este arreglo al igual que cualquier otro material constituido por partículas está fuertemente influenciado por la forma y distribución del tamaño de las mismas. Este tipo de arreglo se conoce con el nombre de estructura simple no cohesiva y se produce cuando las fuerzas gravitacionales son claramente predominantes. Las partículas se disponen apoyándose una sobre otra, teniendo cada una varios puntos de apoyo.

<sup>9</sup> Das, Braja. (2006). Principles of Geotechnical Engineering. Pg. 23.

La estructura simple se encuentra en depósitos transportados por el viento, por el agua, al mismo tiempo que han servido como agentes de transporte, han removido las partículas más pequeñas o los minerales arcillosos o ambos. Estos depósitos tenemos en bancos de arena, grava, etc.

El arreglo óptimo de un material granular se lo conoce como bien graduado, este estado es deseado para materiales de construcción. Esto ayuda de gran manera en la resistencia al corte del material, lo cual es aplicable en la ingeniería geotécnica, así como a un mínimo asentamiento. En palabras muy simples lo que se desea es conseguir una capa homogénea de materiales. Los cuales tienen una variación en su tamaño de una manera ordenada, logrando así tener una masa sin muchos vacíos, por lo tanto más densa.

El comportamiento mecánico de los suelos queda definido por dos características la compacidad del conjunto y la orientación de sus partículas.

La compacidad se refiere al grado de acomodo alcanzado por sus partículas dejando una cantidad mayor o menor de vacíos. La orientación por otro lado se refiere a la inclinación con que se interconectan las partículas. En las partículas sedimentadas en agua es tanto más pronunciada cuanto, las partículas se apartan de la forma esférica. Su efecto principal es variar considerablemente la permeabilidad del depósito, dicho efecto se magnifica si el suelo contiene una cantidad de partículas laminares. En los suelos residuales la orientación de las partículas es un vestigio de la textura original de la roca.

La estructura simple o no cohesiva puede estar mal arreglada caso en el que se la denomina suelta o de baja compacidad. O bien arreglada caso en el que se la llama densa o de total compacidad.

#### *Estructura en suelos finos*

Los minerales arcillosos proporcionan algunas de las características de los suelos, y de igual manera en su estructuración. En estos suelos se puede diferenciar una macro estructura y una micro estructura, la micro estructura depende tanto del arreglo geométrico como de las fuerzas superficiales entre partículas. La medición de estas fuerzas es casi imposible pero se sabe que hay tres tipos de fuerzas actuantes en el suelo.

Enlaces iónico, enlaces de van der Waals, enlaces de hidrógeno y gravitacional.

De acuerdo con estudios realizados se pudo conocer que las partículas individuales, bajo la influencia de las fuerzas inter particulares, están agregadas o floculadas en unidades llamados dominios. A su vez los dominios se agrupan para formar los pedones y grupos de pedones (comúnmente llamados terrones) los cuales ya tienen tamaño macroscópico, estos grupos de pedones junto a otras características de los suelos finos, grietas y fisuras por ejemplo

constituyen su estructura que en consecuencia es muy compleja, en parte esto también influye en el comportamiento mecánico de la arcilla.

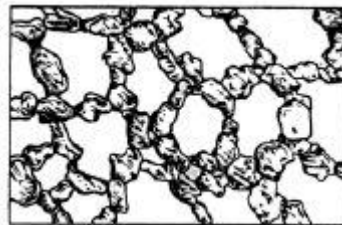
La micro estructura es de utilidad sobre todo para comprender el comportamiento del suelo, resume su historia geológica completa, el ambiente electro químico que existió durante la época en la que se deposito la arcilla, es el factor más importante que influye en la estructura final de la arcilla. Durante la sedimentación se produce estructuras floculadas o agregadas con varios grados de compacidad y de interconexión. El grado de arreglo parece ser muy sensible al hecho de que la deposición haya ocurrido en ambiente marino salobre o en agua dulce afectando a la composición iónica. El grado de arreglo también parece estar influenciado por la mineralogía de la arcilla y por la cantidad y angulosidad de la porción arenosa o limosa.

La macro estructura del suelo fino es decir sus grietas, fisuras, huecos, estratificaciones, aglomeraciones, vetas, lentes de limos o arcillas y otras discontinuidades tiene una importante influencia en su comportamiento frente a la ingeniería práctica, y a menudo controla el comportamiento de la masa de suelo.

Cuando los depósitos de suelo fino son estratificados la interfase entre cada capa se define como plano estratigráfico. Si las capas individuales son relativamente delgadas menos de 25 mm, la arcilla puede catalogarse como laminada. Los depósitos de arcilla lacustre formados durante el deshielo de los glaciares se denominan arcillas varvadas y tiene su origen en las variaciones del flujo de agua proveniente del deshielo a lo largo de las diferentes estaciones anuales. Ello conlleva a la formación de depósitos con una sucesión de capas o varvas en el que se presenta un alto flujo de agua y se alterna con capas de arcilla normalmente de color oscuro que se depositan con lentitud durante las otras estaciones.

Las principales estructuras de los suelos finos, las cuales son ampliamente usadas para explicar este tema, son cinco, las cuales es muy importante conocer.

Estructura panaloide



**Ilustración 5: Estructura panaloide.**<sup>10</sup>

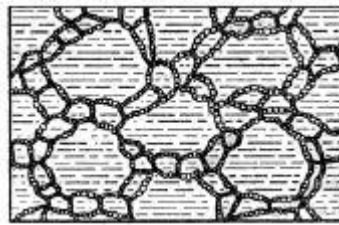
---

<sup>10</sup> Juárez Badillo E; Rico Rodríguez A. (2005). Mecánica de Suelos Tomo 1 Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Pg. 82.

Es típica en partículas de igual o menor tamaño a 0.02 mm que se depositan en un medio continuo, aire o agua. La gravitación hace que las partículas tiendan a sedimentar pero dada su pequeña masa, si la partícula antes de llegar al fondo toca a otra partícula se adhiere fuertemente gracias a la acción de las fuerzas superficiales y queda detenida antes de completar su camino al fondo, así otras partículas pueden añadirse en este mismo suceso y el conjunto de ellas puede llegar a formar una celda con un vacío intermedio en forma de panal.

#### Estructura floculada

Cuando en el proceso de sedimentación dos partículas del tamaño indicado llegan a tocarse se adhieren con fuerza y se sedimentan juntas. Otras partículas pueden unírseles formando un dominio con estructura semejante a un panal cuando aquellos llegan al fondo constituyen grumos en forma de panal cuya bóveda no está integrada por partículas individuales como en el caso anterior sino por panales mencionados. Se producen así una estructura con gran variedad de volumen de vacíos que también se conoce con el nombre de panaloide de orden superior. Esta estructura extraordinariamente difusa tiene un volumen de sólidos que no representa, más de un 10% del total.



**Ilustración 6: Estructura floculada.**<sup>11</sup>

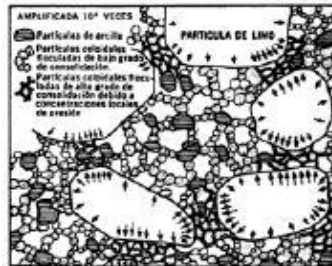
Las partículas de tamaño menor a 0.0002 mm se consideran coloides y permanecen en suspensión indefinida debido a su insignificante peso frente a las fuerzas eléctricas desarrolladas entre las partículas cargadas negativamente y a las fuerzas moleculares ejercidas por el agua. Cuando dos de estas partículas tienden a acercarse sus cargas ejercen repulsión que las aleja de nuevo, en tanto que las vibraciones moleculares del agua impiden que las partículas precipiten, el resultado es un movimiento característico en forma de zigzag conocido como movimiento browniano. Según este mecanismo las partículas coloidales no sedimentarían jamás sin embargo sus cargas eléctricas pueden neutralizarse por adición de los iones positivos. Los coloides unidos por sus cargas quedan unidos por las fuerzas de adherencia formando de flóculos con mayor masa que tienden a depositarse.

#### Estructura compuesta

---

<sup>11</sup> Juárez Badillo E; Rico Rodríguez A. (2005). Mecánica de Suelos Tomo 1 Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Pg. 83.

La estructura compuesta es la combinación de las estructuras anteriores, como se sabe las fuerzas de la naturaleza actúan de manera muy individual en las partículas de un suelo, es también conocido que en el proceso de sedimentación, todo tipo de partícula y tamaños interactúan.

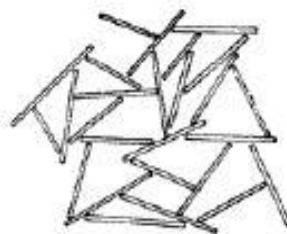


**Ilustración 7: Estructura compuesta.**<sup>12</sup>

En estas formaciones existe un esqueleto constituido por granos gruesos y por masas coloidales de flóculos que proporcionan nexos y que se sedimentan hacia el fondo en capas sucesivas. Se producen entonces en la zona de aproximación entre los granos gruesos una liga arcillosa coloidal muy consolidada que define la capacidad del esqueleto para soportar cargas. Las ligas arcillosas están sujetas a presiones muchos mayores que el promedio en la masa de suelo, mientras que la arcilla que llena los vacíos se mantiene blanda y sujeta a presiones bastante menores.

Las ideas anteriores pueden explicar las diferencias mecánicas que presenta una arcilla en estado no alterado o en estado remoldeado. En el remoldeado se destruye la liga de arcilla altamente consolidada actuando como lubricante entre ellas y dando lugar como resultado una consistencia muy blanda.

Estructura castillo de naipes



**Ilustración 8: Estructura castillo de naipes.**<sup>13</sup>

<sup>12</sup> Juárez Badillo E; Rico Rodríguez A. (2005). Mecánica de Suelos Tomo 1 Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Pg. 83.

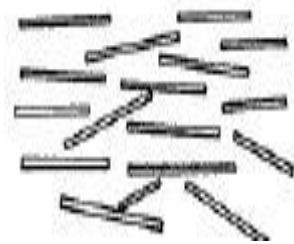
<sup>13</sup> Juárez Badillo E; Rico Rodríguez A. (2005). Mecánica de Suelos Tomo 1 Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Pg. 85.

Según algunos autores la forma laminar típica de las partículas de los suelos es fundamental en la estructuración de los mismos. La superficie específica adquiere toda su importancia al considerar la acción de las fuerzas superficiales como factor determinante en la estructuración de los suelos.

Además las investigaciones han revelado que si bien las partículas poseen cargas negativas en su sus aristas existe una concentración de carga positiva la cual hace que esa zona localizada se atraiga con la superficie de cualquier partícula vecina. Bajo esta consideración, se ha propuesto para las arcillas una estructura tal como un castillo de naipes de ahí su nombre. Debe notarse que según esta hipótesis también corresponde al suelo un importante volumen de vacíos, por consiguiente las consideraciones de los numerales anteriores mantienen su validez.

#### Estructura dispersa

La estructuración en forma de castillo de naipes en la cual las partículas tienen contactos mutuos no es quizá la más estable que se puede imaginar. Cualquier perturbación que exista como por ejemplo la deformación del suelo o su compactación, tiende a disminuir los ángulos entre las diferentes partículas laminares del suelo. Conforme esto sucede, actúan entre las partículas presiones osmóticas que son inversamente proporcionales a la distancia entre ellas. Esas presiones provocan que las partículas se separen y adopten según algunos autores un arreglo más estable que se conoce como estructura dispersa.



**Ilustración 9: Estructura dispersa.**<sup>14</sup>

La estructura dispersa es típica de los suelos que son mezclados o reamados como los que han experimentado un proceso glacial o los formados por sedimentación en presencia de un agente dispersante, o suelos húmedos al momento de compactarse, cuando se hace un relleno.

---

<sup>14</sup> Juárez Badillo E; Rico Rodríguez A. (2005). Mecánica de Suelos Tomo 1 Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Pg. 86.

## 2.4.RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS DE LOS SUELOS

### 2.4.1. FASES DEL SUELO

En la naturaleza se encuentra al suelo en un sistema de tres fases las cuales son: líquida gaseosa y sólida. La fase sólida está formada por las partes minerales de los suelos. La fase líquida por el agua libre específicamente, aunque en el suelo pueden existir otros líquidos, y la fase gaseosa constituida principalmente por aire. La capa viscosa del agua absorbida que presenta propiedades entre líquidas y sólidas, puede considerarse dentro de la fase líquida ya que desaparece al secar la muestra de suelo.

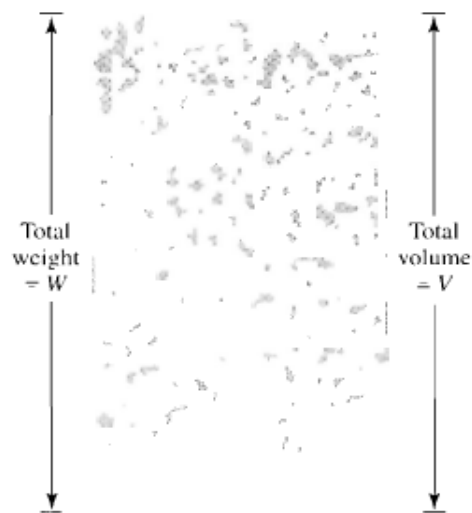


Ilustración 10: Suelo en estado natural.<sup>15</sup>

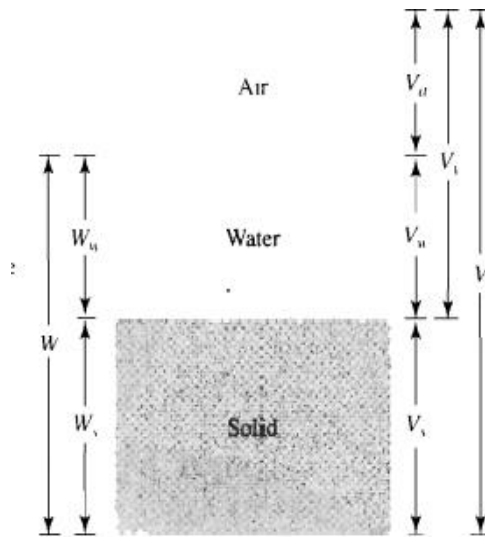
La fase líquida y la fase gaseosa pueden considerarse dentro del volumen de vacíos mientras que la fase sólida dentro del volumen de sólidos.

Se dice que un suelo está totalmente saturado cuando el volumen de vacíos está comprendido solo por agua, en este caso muy particular se considera al suelo como un objeto de solo dos fases líquida y sólida.

Aunque el contenido de materia orgánica y la capa de agua absorbida son muy importantes en el comportamiento mecánico del suelo no son muy considerables en la medición de peso y volúmenes.

En la figura se muestra un suelo de volumen  $V$  y peso  $W$  como existe en la naturaleza. Para poder desarrollar las relaciones debemos separar las fases, como se muestra en la siguiente figura, que tiene mucha aceptación dentro del estudio de suelos.

<sup>15</sup> Das, Braja. (2006). Principles of Geotechnical Engineering. Pg. 46.



**Ilustración 11: Tres fases del suelo.**<sup>16</sup>

De aquí el volumen del suelo se lo define como:  $V = V_s + V_v = V_s + V_a$

Asumiendo que el peso del aire es despreciable, el peso total de la muestra es igual a:  $W = W_s + W_w$

Las relaciones de volúmenes comúnmente usados para las tres fases del suelo son la relación de vacíos, la porosidad, y el grado de saturación.

Relación de vacíos (e): se define como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos de la muestra.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Esta relación puede variar teóricamente de 0 a infinito. En la práctica no suelen hallarse valores menores de 0,25 ni mayores de 15.

Porosidad(n): se define como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total.  $n = \frac{V_v}{V}$

Esta relación puede variar de 0 estado ideal para un suelo, a 100 espacio vacío. Los valores reales oscilan entre 20% al 95%

El grado de saturación (S): se define como la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos  $S = \frac{V_w}{V_v}$  comúnmente en porcentaje. Esta relación tiende a variar de 0 a 100 para suelos secos o totalmente saturados respectivamente.

<sup>16</sup> Das, Braja. (2006). Principles of Geotechnical Engineering. Pg. 46.

La relación entre la porosidad y la relación de vacíos es:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{\frac{V_v}{V}}{1 - \frac{V_v}{V}} = \frac{n}{1 - n}$$

De donde  $n = \frac{e}{1+e}$

Las relaciones comúnmente usadas para las relaciones de peso son: contenido de humedad y el peso unitario.

El contenido de humedad también se refiere al contenido de agua y se define como la relación entre el peso de agua y el peso de los sólidos en un volumen dado de suelo, esto es:

$$w = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

El peso unitario  $\gamma$  es el peso del suelo por unidad de volumen, dado por  $\gamma = \frac{W}{V}$

El peso unitario también puede ser expresado en términos de peso de sólidos, contenido de humedad y el volumen total.

En el círculo de profesionales y trabajadores del área de la mecánica de suelos se refieren al peso unitario como peso unitario húmedo. Frecuentemente para resolver problemas del suelo, se debe conocer el peso por unidad de volumen, excluyendo el agua, este peso se lo conoce como el peso unitario seco o  $\gamma_d = \frac{W_s}{V}$  de las relaciones anteriores se tiene que el peso unitario seco expresado en peso unitario y contenido de humedad  $\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$

El peso unitario en el sistema inglés se expresa en libras por pies cúbicos. En el sistema internacional la unidad usada es el kilo newton por metro cúbico. Debido que el newton es una unidad derivada, el trabajar con densidades de masa  $\rho$  de los suelos muchas veces es más conveniente.

La unidad del SI para la densidad de masa es el kilogramo por metro cúbico. Por lo tanto las ecuaciones anteriores se pueden escribir como:  $\rho = \frac{M}{V}$  y  $\rho_d = \frac{M_d}{V}$

El peso unitario en kN/m<sup>3</sup> se lo puede obtener de las densidades en kN/m<sup>3</sup>:

$$\gamma(kN/m^3) = \frac{g\rho(kg/m^3)}{1000}$$

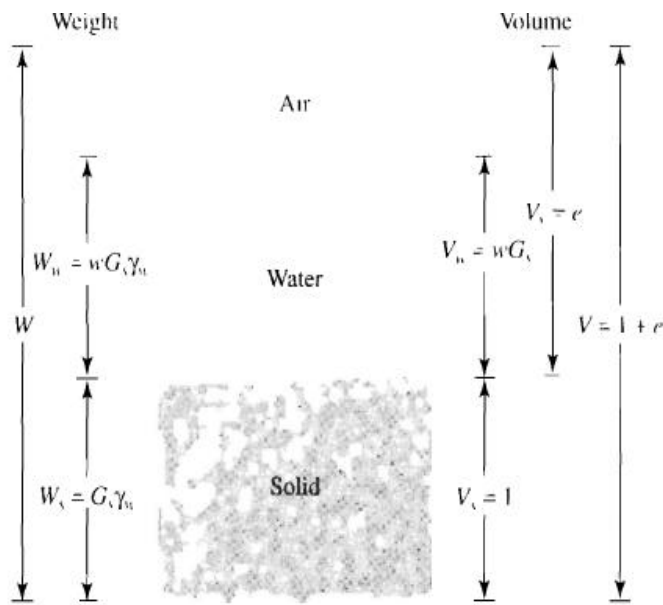
$$\gamma_d(kN/m^3) = \frac{g\rho_d(kg/m^3)}{1000}$$

**2.4.2. RELACIONES ENTRE PESO UNITARIO, RELACIÓN DE VACÍOS, CONTENIDO DE HUMEDAD, GRAVEDAD ESPECÍFICA**

Para obtener relaciones entre el peso unitario o densidad, la relación de vacíos y el contenido de humedad, se debe considerar un volumen de suelo unitario. Si el volumen de suelos es igual a uno entonces el volumen de vacíos es numéricamente igual a la relación de vacíos. Los pesos de sólidos y de agua se pueden obtener mediante:

$$W_s = G_s \gamma_w$$

$$W_w = wW_s = (wG_s) \gamma_w$$



**Ilustración 12: Tres Fases del suelo; volumen de sólidos igual a 1.**<sup>17</sup>

Ahora usando las definiciones de peso unitario se tiene

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s \gamma_w + wG_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{(1 + w)G_s \gamma_w}{1 + e}$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e}$$

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

Como se considera que el peso del agua es igual a  $wG_s \gamma_w$ , el volumen ocupado por el mismo es:

<sup>17</sup> Das, Braja. (2006). Principles of Geotechnical Engineering. Pg. 48.

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{wG_s\gamma_w}{\gamma_w} = wG_s$$

Por lo tanto de la definición del grado de saturación

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{wG_s}{e}$$

Esta ecuación es muy útil para resolver problemas que involucren relaciones entre las tres fases del suelo. Si la muestra de suelo está saturada, esto es si los espacios de vacío están completamente llenos de agua, la relación para peso unitario saturado se puede obtener de manera similar.

$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1 + e} = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w$$

Como se menciono anteriormente debido a la conveniencia de trabajar con densidades en el SI las siguientes ecuaciones similares a relaciones de peso unitario son de gran ayuda.

$$\text{Densidad } \rho = \frac{(1+w)G_s\rho_w}{1+e}$$

$$\text{Densidad seca } \rho_d = \frac{G_s\rho_w}{1+e}$$

$$\text{Densidad saturada } \rho_{sat} = \frac{(G_s+e)\rho_w}{1+e}$$

La ecuación de densidad debe derivarse u obtenerse haciendo referencia al modelo de suelo unitario donde el volumen de los sólidos sea igual a uno. Y el volumen de los vacíos igual a e. Entonces la masa de los sólidos del suelo  $M_s$  es igual a  $G_s\rho_w$ . El contenido de humedad se define  $w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{M_w}{M_s}$

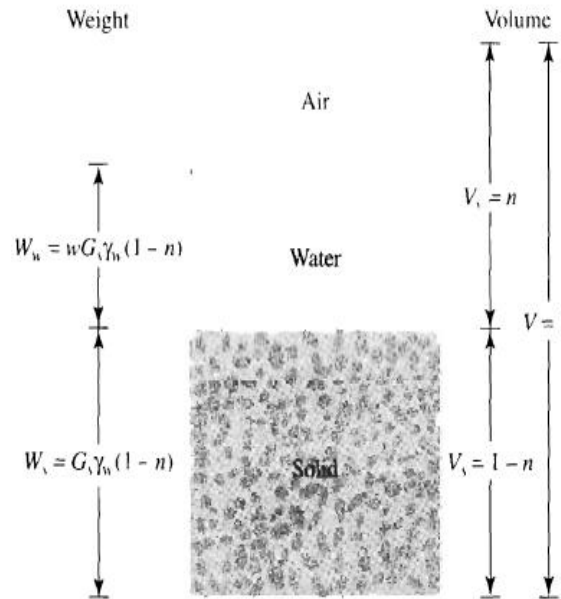
Si la masa del suelo en el elemento es igual a  $G_s\rho_w$  la masa de agua es igual  $M_w = wM_s = wG_s\rho_w$  tenemos:

$$\rho = \frac{M}{V} = \frac{M_s + M_w}{V_s + V_w} = \frac{G_s\rho_w + wG_s\rho_w}{1 + e}$$

$$\rho = \frac{(1 + w)G_s\rho_w}{1 + e}$$

### 2.4.3. RELACIONES ENTRE PESO UNITARIO, POROSIDAD Y CONTENIDO DE HUMEDAD

Estas relaciones se las puede obtener de manera similar a las relaciones ya obtenidas. Considerando un suelo cuyo volumen total sea igual a uno como se muestra.



**Ilustración 13: tres fases del suelo; volumen total igual a 1.**<sup>18</sup>

Si el volumen es igual a 1 entonces  $V_v$  es igual a la porosidad por lo tanto  $V_s = 1 - n$ . El peso de los sólidos y el peso del agua se los puede expresar de la siguiente manera.

$$W_s = G_s\gamma_w(1 - n)$$

$$W_w = wW_s = wG_s\gamma_w(1 - n)$$

El peso unitario seco es igual a  $\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s\gamma_w(1-n)}{1} = G_s\gamma_w(1 - n)$

El peso unitario húmedo es igual a  $\gamma = \frac{W_s+W_w}{V} = G_s\gamma_w(1 - n)(1 + w)$

Si esta muestra fuera saturada se obtiene  $\gamma_{sat} = \frac{W_s+W_w}{V} = \frac{(1-n)G_s\gamma_w+n\gamma_w}{1} = [(1 - n)G_s + n]\gamma_w$

El contenido de humedad de una muestra saturada  $w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{n\gamma_w}{(1-n)\gamma_w G_s} = \frac{n}{(1-n)G_s}$ .

<sup>18</sup> Das, Braja. (2006). Principles of Geotechnical Engineering. Pg. 51.

## **2.5.GRANULOMETRÍA DE LOS SUELOS.**

En los albores de la investigación de las propiedades de los suelos, se creyó que las propiedades mecánicas dependían directamente de la distribución de las partículas constituyentes según sus tamaños, por ello era preocupación especial de los ingenieros la búsqueda de métodos adecuados para obtener tal distribución.

Solamente en los suelos gruesos cuya granulometría puede determinarse por mallas, la distribución por tamaños puede revelar algo referente a las propiedades físicas del material, en efecto la experiencia nos dice que los suelos gruesos bien graduados es decir con un amplio rango en los tamaños tiene un comportamiento ingenieril más favorable en lo que se refiere a algunas propiedades mecánicas.

En dichos suelos es muy importante tener en cuenta que, propiedades como la compacidad y orientación de los granos, son relevantes en el comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos, dichas características se desvanecen en los suelos después de realizados los ensayos de granulometría, obteniendo como resultado un suelo bastante pobre en lo que se refiere a el comportamiento mecánico, por este motivo se ha buscado y se han desarrollado distintas manera de obtener un granulometría sin alterar las propiedades del suelo. En los suelos finos las propiedades dependen en gran medida del grado de estructuración y de la historia geológica del suelo, por lo que el conocimiento de la granulometría es casi del todo inútil. Sin embargo el ingeniero civil debe conocer estas propiedades debido a los criterios utilizados y a su gran importancia dentro del estudio de los suelos.

### ***2.5.1. SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS BASADOS EN CRITERIOS DE GRANULOMETRÍA***

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Dicho criterio se ha venido usando durante toda la vida práctica de la mecánica de suelos, notándose una clara evolución debido a la técnica del tamizado, la cual ha permitido pasar de una clasificación de solo tres grupos hasta la actual gama de tamaños de tamices normados por los distintos países. Debido a la bondad de los tamices en la actualidad es casi seguro que cada país tenga su propia clasificación en base a los diferentes tamices que se puede encontrar, dentro de los principales sistemas de clasificación tenemos: MIT, USDA, AASHTO, FAA, Clasificación Francesa de Suelos, y el SUCS conocido como el sistema unificado para la clasificación de los suelos, el cual esta normado dentro de la ASTM, y es el más utilizado en nuestro país.

Designación del tamiz ASTM	Abertura en mm ASTM
5	127
4	101,6
3	76,2
2,5	63,5
2	50,8
1,5	38,1
1,25	31,7
1	25,4
3/4	19,1
5/8	15,9
1/2	12,7
3/8	9,52
5/16	7,93
1/4	6,35
N° 4	4,75
N° 5	4,00
N° 6	3,36
N° 8	2,38
N° 10	2,00
N° 12	1,68
N° 16	1,19
N° 18	1,00
N° 20	0,84
N° 30	0,59
N° 35	0,50
N° 40	0,42
N° 50	0,297
N° 60	0,250
N° 70	0,210
N° 80	0,177
N° 120	0,125
N° 140	0,105
N° 200	0,074
N° 230	0,062
N° 270	0,053
N° 325	0,044

**Ilustración 14 Abertura Tamices ASTM.<sup>19</sup>**

Estos sistemas presentan una serie de tamices correspondientes a partículas finas y gruesas. Esta serie se puede modificar de acuerdo al interés que presente el ensayista o de acuerdo al ensayo que se desee realizar y bajo que norma. Entre los tamices más usados tenemos: tamiz 1½", 1", ¾", ½", ¼", # 4 para el agregado grueso; el tamiz # 4, # 8, # 16, # 30, # 50, # 100, # 200 para el agregado fino. Las partículas cuyos tamaños son inferiores a 0.00002 m son partículas cuyo peso es tan pequeño que son consideradas disoluciones.

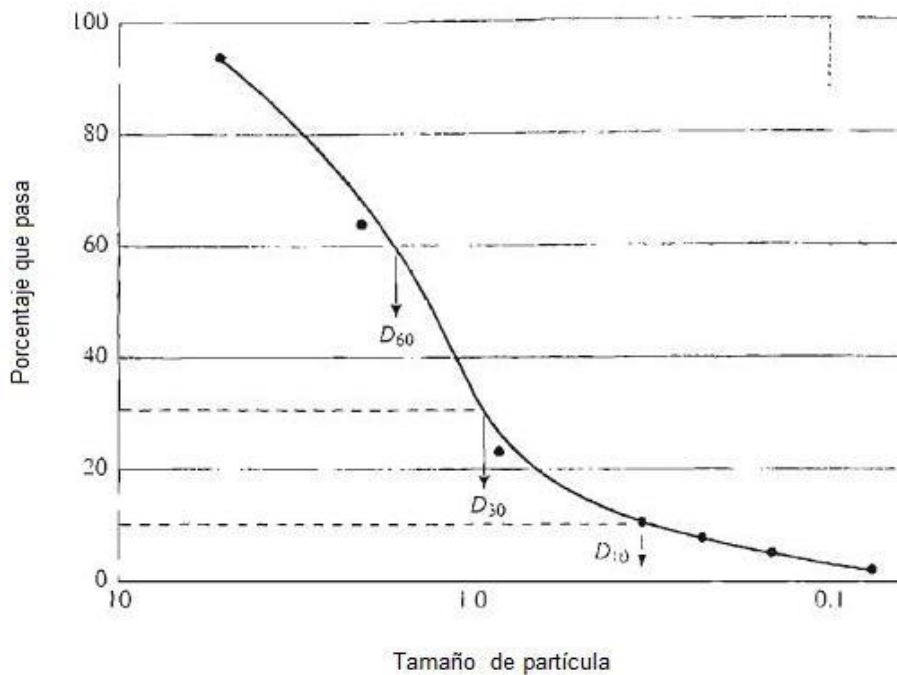
Debido a la amplia gama de clasificaciones que se tiene alrededor del mundo en ocasiones se nota contradicciones entre los métodos de clasificación, principalmente debido a la diferencia en la nomenclatura de los sistemas, en especial en el uso de las palabras limo y arcillas, actualmente se conoce que tanto el limo como la arcilla son suelos que poseen ciertas características físicas las cuales no están definidas únicamente por tamaños como sería de suponer si nos basamos en las clasificaciones anteriores. Un claro ejemplo es la diferencia que

<sup>19</sup> es.scribd.com/doc/2567443/mecanicadesuelosyestudiosgeotecnicos.

se encuentra en los suelos con partículas de cuarzo cuyo tamaño sea igual a los tamaños de la arcilla, o en las llamadas harinas de roca, suelos que a pesar de su tamaño no poseen ninguna característica de la arcilla. Por otro lado un suelo arcilloso posiblemente no contenga más de un 20% de arcilla según la clasificación granulométrica, pues se sabe que las características de estos suelos son propiedades típicas de la fracción fina. Por lo tanto los términos limo y arcilla se usaran solamente para referirse a los tipos de suelos.

### *Representación de la distribución granulométrica*

La forma más fácil de representar los diferentes tamaños de un suelo es el método gráfico, el cual consiste en un dibujo en porcentajes de los tamaños en las ordenadas y de tamaños de las partículas en las abscisas. Las ordenadas se refieren a un porcentaje en peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente del total del peso de la muestra de suelo. La representación a escala semi logarítmica eje de las abscisas resulta preferible a la representación tradicional, ya que se dispone de una mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos.



**Ilustración 15: Curva Granulométrica.<sup>20</sup>**

La forma de la curva nos muestra una idea clara de la granulometría de los suelos, por ejemplo un suelo que posea tan solo partículas de un mismo tamaño estará representado por una línea vertical, mientras que una curva tendida indica una buena gradación en los tamaños del suelo.

<sup>20</sup>es.wikipedia.org

Como una medida de la uniformidad de un suelo Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

En donde:

$D_{60}$  = tamaño tal que el 60% en peso del suelo sea igual o menor

$D_{10}$  = tamaño efectivo o tamaño de partícula cuyo porcentaje sea igual o mayor que el 10% en peso del suelo.

En realidad la relación anterior es una relación que mide la no uniformidad ya que su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con  $C_u < 3$  se consideran muy uniformes.

Otro dato complementario en el estudio granulométrico es el coeficiente de curvatura del suelo el cual se define como:  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}}$ .

Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

### **2.5.2. NOCIONES PARA LOS ENSAYOS**

Los principales métodos de ensayo para la clasificación granulométrica son: el tamizado y el análisis por suspensión del suelo con hidrómetro.

El análisis mediante una serie de tamices se usa generalmente para partículas cuyos tamaños son mayores a la malla N° 200, 0.074 mm. La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes hasta la malla 200, lo retenido en cada malla se pesa y el porcentaje que representa respecto al peso de la muestra total se suman a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño. Así se puede obtener un punto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura. Este método se dificulta cuando el suelo posee gran cantidad de suelos finos, especialmente en las mallas 100 y 200 donde se hace necesario el uso de agua para ayudar al paso de las partículas, procedimiento de lavado.

Los tamaños menores de suelos exigen otro tipo de ensayos basados en otras teorías. El método del hidrómetro se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de las partículas en un líquido es función de su tamaño. Este método fue propuesto por Goldschmidt en 1926. Debido a los errores que se presentaron en este método, Arthur Casagrande realizó una serie de investigaciones en procura de solucionar los problemas suscitados. La ley

fundamental que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es la ley de Stokes, la cual proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Para poder llegar a esta ley se puede hacer observaciones empíricas como teóricas, siendo las segundas un poco más confiables a pesar de las generalidades que se presentan. Aplicando la ley de Stokes se obtiene el diámetro equivalente de la partícula que es el diámetro de una esfera, del mismo peso específico del suelo, que se sedimenta con la misma velocidad que la partícula real en partículas equidimensionales este diámetro es aproximadamente igual al diámetro real medio, pero en partículas laminares este diámetro tiene una gran variación que puede llegar a ser el cuádruple del su equivalente. La ley de Stokes es válida solamente para tamaños menores de 0.2 mm aproximadamente, en tamaños mayores las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación, y para tamaños mayores a 0.2 micras, se dice que bajo este límite la partícula se ve afectado por el movimiento browniano y no se sedimenta.

## **2.6.PLASTICIDAD**

### **2.6.1. ANTECEDENTES**

Existen suelos que al ser remodelados, cambiando su contenido de agua si es necesario, adoptan una consistencia característica, que desde épocas antiguas se llamo plasticidad. Estos suelos han sido llamados arcillas, originalmente por los hombres dedicados a la cerámica, la palabra pasó a la mecánica de suelos en épocas recientes, con idéntico significado. Este proceso fue ampliamente difundido pero poco estudiado es así que antiguamente se conocía como arcillas a todo material que podía ser moldeado es decir que presenta características plásticas en especial para formar utensilios como vasijas, copas, etc. que luego de un proceso de secado obtenían la resistencia deseada para poder ser utilizados por el hombre.

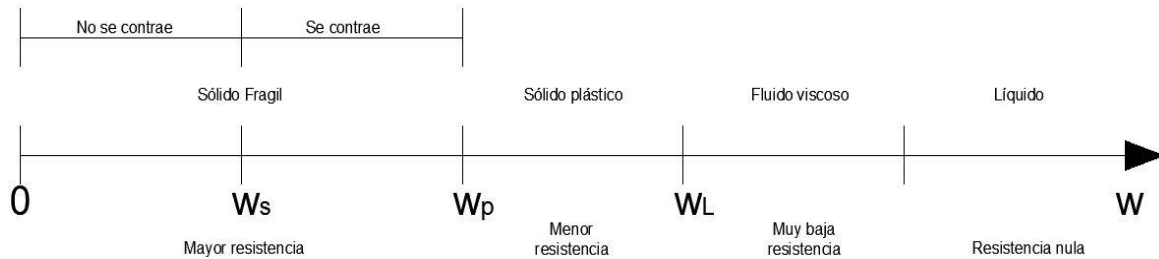
En los suelos finos, principalmente las arcillas que se encuentren en estado seco, es evidente que la masa de agua en el suelo es nula. Si observamos este estado del suelo veremos que tiene una textura áspera y presenta elevada resistencia a la rotura, cuando se rompe el suelo se parte en fragmentos igualmente frágiles y de similar dureza.

Si al suelo se le agrega agua poco a poco veremos que esta se mezcla con los sólidos, aumentando la humedad, el suelo sigue en estado sólido pero su resistencia disminuye y en algún momento se torna plástico, esto es fácilmente moldeable con una textura jabonosa.

Si se aumenta todavía más agua al suelo llega un punto en el que el suelo deja de ser plástico y se convierte en un fluido viscoso, conocido como lodo, de muy baja resistencia.

Finalmente si el aumento de agua se lleva a su máximo la masa pasa a un estado completamente líquido sin resistencia.

Si ahora analizamos el proceso inverso disminuir el contenido de humedad pasando por los estados antes descritos llegaremos al momento en el cual el suelo presenta alta resistencia, continuando con la disminución de agua se notara claramente que el suelo comienza a contraerse este proceso se detiene en el punto en el cual su contenido de humedad es solamente el agua adsorbida y de constitución molecular.



**Ilustración 16: Estados y límites de consistencia de un suelo.**

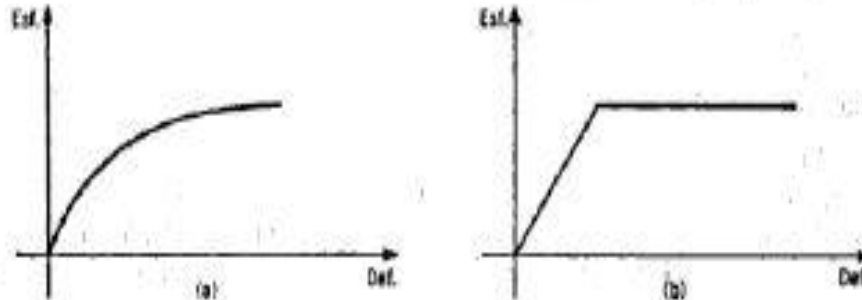
Al tratar de definir en términos simples la plasticidad de un suelo, no resulta suficiente decir que un suelo plástico puede deformarse y remodelarse sin agrietamiento, pues una arena fina y húmeda tiene estas características cuando la deformación se produce lentamente y sin embargo no es plástica, entre el comportamiento de la arcilla y el de la arena hay una importante diferencia, mientras que el volumen de la arena varía, el volumen de la arcillas se mantiene constante, además la arena se desmorona si se la somete a deformaciones rápidas.

En mecánica de suelos puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variación volumétrica y sin desmoronarse o agrietarse.

Se conoce en varias ramas de la ingeniería una interpretación diferente del concepto de plasticidad, basada en las características esfuerzo deformación de los materiales. Cuando un material se sujeta a un esfuerzo de tensión uniaxial su comportamiento mecánico esta descrito por su relación esfuerzo-deformación, una hipótesis referente a su compresibilidad y un criterio de fluencia. La forma curva que representa esa relación depende de las características del material pero existen algunos hechos comunes a muchos materiales. Para valores bajos de esfuerzo, la relación es reversible desapareciendo la deformación cuando se retira el esfuerzo, comportamiento llamado elástico. Para valores mayores de esfuerzo la relación se vuelve irreversible con presencia de deformaciones permanentes, comportamiento llamado plástico.

La mecánica de suelos comprobó, que el concepto plasticidad basado en las ideas adquiridas podrían hasta cierto punto fundamentarse mejor teóricamente recurriendo a las relaciones esfuerzo-deformación. En la gráfica se muestran las curvas; real e idealizada de la relación esfuerzo-deformación de una arcilla suave en su intervalo plástico de este modo se relaciona con las teorías de plasticidad y elasticidad cuyos estudios son particularmente aplicables a ella.

Desafortunadamente el desarrollo de estas disciplinas y su aplicación están aun incompletamente realizados y puede decirse que falta mucho por hacer en este campo.



**Ilustración 17: Gráficas esfuerzo-deformación de una arcilla en su intervalo plástico. a) Real. b) Idealizada.<sup>21</sup>**

La plasticidad es una propiedad tan evidente que ha servido para clasificar suelos en forma puramente descriptiva. Pronto se reconoció que existía una relación específica entre la plasticidad y las propiedades físico-químicas determinantes del comportamiento mecánico de las arcillas. En ese momento la plasticidad se convirtió en una propiedad ingenieril de interés científico estricto, dejando de ser una cualidad puramente descriptiva o de trabajabilidad.

En los suelos finos la plasticidad se origina en la gran superficie específica que poseen, esto debido principalmente a la forma laminar de las partículas, a su composición mineralógica y en menor grado al tamaño de las mismas. Los experimentos realizados han revelado que la carga eléctrica de las pequeñas partículas laminares generan campos que influyen en las moléculas bipolares del agua. En los suelos plásticos el espesor de la doble capa de difusión es grande y su efecto en la interacción de las partículas de suelo determina su plasticidad. Goldschmidt demostró que el polvo de arcilla en contacto con otros líquidos bipolares genera plasticidad, mientras que en contacto con líquidos monopolares no genera esa plasticidad.

Atterberg en cambio demostró que las partículas equidimensionales con pequeña superficie y por lo tanto con pequeña actividad electroquímica nunca dan lugar a la formación de suelos plástico independientemente de su tamaño como en el caso del polvo de piedra.

El estudio de la plasticidad revierte de gran importancia debido a que la mayoría de suelos finos en la naturaleza se encuentran en estado plástico. Además existe una relación muy cercana entre la plasticidad y algunas propiedades mecánicas importantes de suelo. Así se tiene una relación directa entre plasticidad y compresibilidad debida a la forma laminar de las partículas y una relación inversa entre plasticidad y permeabilidad a causa del pequeño tamaño

<sup>21</sup> Juárez Badillo E; Rico Rodríguez A. (2005). Mecánica de Suelos Tomo 1 Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Pg. 126.

de las mismas. Se puede establecer también una relación entre los parámetros de plasticidad de un suelo y su resistencia al corte.

Resulta muy útil en nuestros días seguir manejado en mecánica de suelos un concepto simple de plasticidad basado en ideas con un carácter físico inmediato, incorporando las conclusiones aplicables de la teoría de plasticidad en forma gradual en etapas más avanzadas del estudio y siempre con un criterio que le permita adoptar puntos de vista teóricos claramente confirmados por la experiencia y el laboratorio.

Esta propiedad de los suelos finos, de fácil obtención, trae beneficios obvios para los ingenieros. Por ejemplo, cuando se hace muy difícil la obtención de muestras donde los datos de una prueba sofisticada no son factibles, un vistazo preliminar a las propiedades de los suelos usando pruebas simples se puede realizar con toda seguridad.

El investigador Sueco A. Atterberg, propuso en 1911 cinco estados de consistencia del suelo basado en el proceso en el cual el suelo puede cambiar sus propiedades pasando de un estado líquido a un estado sólido. El contenido de humedad y su efecto en el suelo fue la base para estos estados. El estado líquido en el cual el suelo se comporta como un líquido o una suspensión, sin resistencia a la deformación por corte; el estado semi líquido, con las propiedades y apariencia de un fluido viscoso puede fluir con cierta facilidad, su resistencia es casi nula; el estado plástico, en el, el suelo se comporta plásticamente y presenta una pequeña resistencia al corte; el estado semi sólido, el suelo aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado, se comporta como solido frágil, tiene una alta resistencia; el estado sólido, tiene alta resistencia se comporta como un sólido frágil, el volumen del suelo no varía al ser secado. Atterberg también definió los límites o fronteras que el suelo debe atravesar para pasar de un estado a otro, estos límites son valores de humedad arbitrarios que ha sido ratificados mediante la investigación, existen tres límites claramente identificados que son: límite líquido divide el estado plástico del estado semi líquido; límite plástico divide el estado plástico del estado semi sólido; el límite de contracción divide al estado semi sólido del estado sólido. Debido a la nula resistencia que presenta el estado de consistencia líquido tiene poco interés dentro del estudio de mecánica de suelos. Todo suelo fino tiene un único rango de límites de Atterberg, pero los grupos de suelos presentan rangos comparables, lo cual hace que los límites de Atterberg sean una herramienta útil en la identificación y clasificación de los suelos.

Los límites de Atterberg son un campo poco estudiado de los suelos a pesar de su gran utilidad en la determinación de las características y los esfuerzos del suelo. Se han planteado varias hipótesis para el mejoramiento de los ensayos tradicionales, para facilitar el trabajo de laboratoristas así como para tener una mayor garantía de los resultados obtenidos.

El método más conocido y más empleado para la determinación del límite líquido es el ensayo de Casagrande. Este método se emplea principalmente en el continente americano y en algunos países de Europa. Por el contrario el método más utilizado y estudiado en Inglaterra es

el penetrómetro de cono. En el Ecuador este método es muy poco conocido por lo tanto casi no utilizado por los laboratorios, y mucho menos estudiado.

El método de percusión (copa de Casagrande) y el penetrómetro de cono, derivado de un procedimiento sueco usado desde 1915, base para la normativa de la URSS en la determinación del límite líquido mediante el uso del cono de Vasilev, han sido los métodos mundialmente conocidos para la determinación del límite líquido. En la literatura se ha notado el incremento de la popularidad del penetrómetro de cono como método para determinar el límite líquido, tomado en cuenta que el penetrómetro de cono es aplicable para muestras tanto inalteradas como remoldeadas mientras que el método de Casagrande solo se aplica para muestras remoldeadas.

Se obtiene el LL de un suelo por el método de Casagrande cuando la ranura creada en la copa se junta media pulgada luego de 25 golpes. El procedimiento del penetrómetro de cono nos dice en cambio que el suelo está en su límite líquido cuando un cono de 80 gr de masa y un ángulo de 30°, caen durante 5 segundos y penetra 20 mm en el suelo.

La principal diferencia entre el método de Casagrande y el penetrómetro son las distintas fuerzas que intervienen, por ejemplo en el penetrómetro es en esencia un método estático que depende del esfuerzo de corte del suelo. El método de Casagrande introduce efectos dinámicos y tiene mayor influencia del operador. La fuerza que se opone tanto a la fluencia del suelo como a la penetración del cono proviene de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, razón por la cual estos ensayos proporcionan una medida de la resistencia. Se puede deducir entonces que todos los suelos plásticos que tengan una humedad igual a su límite líquido tienen la misma resistencia al corte. En pruebas de laboratorio Casagrande demostró que esa resistencia es de 25 gr/cm<sup>2</sup>, pero estudios realizados por Norman en el año de 1958 indicaron valores en el orden de 15 a 20 gr/cm<sup>2</sup>.

El método más común para determinar del límite plástico, es el enrollar una pequeña muestra de suelo sobre una placa de vidrio, este método se han mantenido casi inalterado desde que Terzaghi modifico los procedimientos de Atterberg. El límite plástico se determina cuando el rollo de un diámetro de 3 mm presenta fisuras. Si el rollo llega a un espesor menor a 3 mm se considera que aquel suelo está del lado húmedo del LP. Si el rollo se quiebra y se raja antes de alcanzar los 3 mm de espesor, la muestra de suelo se considera que se encuentra en el lado seco del LP.

Una de las principales problemáticas en la determinación del límite plástico, es la gran influencia que tiene el operador, presentando resultados inconsistentes, se ha demostrado que la presión aplicada, la rugosidad de superficie de contacto (mano, vidrio) y la velocidad de ensayo, son factores influyentes en el contenido de humedad obtenido.

Ninguna de estas variables se controla fácilmente, consecuentemente el método tradicional del LP no es un método directo para medir los esfuerzos del suelo.

La desigualdad que existe entre los tres métodos anteriores es una desventaja si los ensayos van a ser usados para medir esfuerzos del suelo o para la identificación de los mismos. A pesar que la relación entre el esfuerzo de corte y la profundidad de penetración del cono se puede establecer, la interpretación del ensayo para el límite plástico es menos obvia. Schofield y Wroth propusieron que el mecanismo de falla en el ensayo del LP es análogo al ensayo brasileño utilizado en muestras de hormigón para determinar su esfuerzo tensor.

El método del penetrómetro de cono ha sido propuesto por muchos investigadores como un método más confiable para determinar el límite plástico. Un procedimiento usando el penetrómetro de cono que ofrezca valores simultáneos del LL y LP tendría menor influencia del juicio del operador y sería más eficiente (económicamente) que los dos procedimientos separados.

Mediante el uso del penetrómetro de cono para establecer el LP, se puede superar un par de problemas. Sería de gran utilidad si el esfuerzo de un suelo cerca del límite plástico se pudiera evaluar de una manera similar al esfuerzo del límite líquido. La clara dificultad que presentaría el uso de estas herramientas para muestras cerca del límite plástico, es que a medida que aumenta el esfuerzo baja la penetración del cono. A pesar que la medición de distancias pequeñas no es un gran problema, el simple hecho que solo una pequeña parte de la muestra esté involucrada es una gran interrogante para aceptar su validez. De igual manera el uso de un peso de mayor tamaño para obtener grandes penetraciones se dificulta por la presencia de problemas prácticos como por ejemplo el equilibrio de los equipos.

A pesar de los problemas encontrados, la relación entre la profundidad de penetración y el contenido de humedad ha sido usada para estimar el valor del LP. Algunas investigaciones previas han concluido que la determinación del LP usando el penetrómetro de cono es más exacta que el método tradicional.

Los ensayos proveen el contenido de humedad de suelos en dos niveles de consistencia. El límite líquido (LL), identifica el contenido de humedad en el cual el suelo cambia de una condición plástica a una condición semi líquida. El límite plástico (LP), representa el contenido de humedad en el cual el suelo cambia de una condición plástica a una semi sólida (frágil). En cuanto a las aplicaciones prácticas, el LL conjuntamente con el LP, dan como resultado un parámetro muy importante que es el IP (índice de plasticidad) el cual es un indicador de una de la propiedad más importante en un suelo fino que es la plasticidad. Su uso más frecuente es sin duda en la clasificación de suelos. También son usados de manera individual o acompañado de otras propiedades ingenieriles en correlaciones, como el criterio del "Bureau of Reclamati6n" para la identificación de suelos expansivos y colapsables donde se usa el LL acompañado de otras propiedades. Según Arthur Casagrande, comparando suelos

de igual IP con un LL que aumenta, y viceversa sus propiedades varían de acuerdo a la siguiente tabla.

**Tabla 7: Relaciones generales entre la plasticidad y algunas propiedades mecánicas.**<sup>22</sup>

<b>Características del suelo</b>	<b>Aumento de Ip</b>	<b>Aumento LL</b>
Compresibilidad	Similar	Aumenta
Permeabilidad	Disminuye	Aumenta
Tasa de cambio volumen	Disminuye	-----
Tenacidad cerca LP	Aumenta	Disminuye
Resistencia en estado seco	Aumenta	Disminuye

### **2.6.2. MÉTODO DE CASAGRANDE. ASTM D 4318-05**

Este método tiene normativas para cada país del mundo principalmente los influenciados por los Estados Unidos de Norteamérica, país del cual tomaremos la norma para este ensayo. El ensayo esta dentro de las normas de la ASTM institución que norma los procedimientos que se realizan en los diferentes materiales. Los procedimientos de ensayo para el límite líquido y el límite plástico se encuentran bajo una misma norma designada D 4318-05.

Existen dos métodos estandarizados por medio de los cuales se puede obtener el límite líquido de un suelo. A continuación se describe de manera bastante práctica un ensayo para determinar el límite líquido de los suelos mediante la obtención de la curva de fluidez.

El equipo que se utilizara para este ensayo es:

- Aparato de límite líquido, copa de Casagrande
- Ranurador plano
- Espátula metálica
- Cápsulas para mezclado
- Tamiz #40
- Cápsulas para determinar el contenido de humedad
- Balanza
- Horno

De la fracción que pasa el tamiz #40, se toma una cantidad de muestra, la cual será mezclada con una espátula añadiendo agua si es preciso hasta que adopte una consistencia suave y uniforme. Hay que tener cuidado al agregar agua ya que en los suelos finos cantidades mínimas de agua producen un cambio significativo de estado de consistencia.

<sup>22</sup> Bowles Joseph. (2006). Foundation Analysis and Design. (5 Ed.) USA: McGraw-Hill.

Colocar una porción de esta mezcla en la copa de Casagrande, en un espesor de aproximadamente 10 mm, se procede a cortar la muestra mediante el ranurador, con una sola pasada.

Se acciona la copa de Casagrande, contando el número de golpes necesario para que la parte inferior de la ranura se cierre 3mm. La ranura deberá cerrarse por flujo de suelo más no por deslizamiento del mismo.

De la parte donde se genera la ranura se toma una porción de suelo para determinar el contenido de humedad.

Se repite el proceso, variando su contenido de humedad para obtener muestras cuyo número de golpes este comprendido entre 25 a 35, 20 a 30, 15 a 25.

Para obtener el valor del límite líquido se saca los contenidos de humedad de cada muestra.

Se dibuja estos valores en escala aritmética así como el número de golpes de cada los cuales irán en escala logarítmica en las abscisas. Se traza la línea que más se ajuste a los datos del ensayo.

El valor de la ordena correspondiente al punto cuya abscisa es 25 y cruce con la línea trazada será el valor del límite líquido.

El segundo método que se utiliza para obtener el límite líquido se lo realiza de manera muy similar, la diferencia radica en la utilización de una fórmula para obtener el límite líquido. En este procedimiento se trata de acercarse con el ensayo hasta el número exacto de golpes para el límite líquido (25) este ensayo es conocido como el ensayo de un punto.

### ***2.6.3. MÉTODO ESTÁNDAR PARA EL LÍMITE PLÁSTICO. ASTM D 4318-05***

Equipo:

- Placa de vidrio esmerilado
- Espátula metálica
- Cápsulas para mezclado
- Tamiz #40
- Cápsulas para determinar el contenido de humedad
- Balanza
- Horno

La preparación para este ensayo es la misma que para el límite líquido, por tanto es aconsejable preparar la muestra de suelo para poder llevar a cabo los dos ensayos.

De la fracción de suelo que pasa el tamiz #40 se toma aproximadamente 15 gramos, se añade agua hasta tener una pasta de consistencia suave y uniforme.

Con esta mezcla se forma una masa elipsoidal, la cual se pone sobre el vidrio para formar un rollo de 3.2 mm de diámetro con la presión de los dedos, el tiempo de amasado no deberá ser superior a los 2 min.

Si el cordón cilíndrico no presenta fisuras al llegar al diámetro indicado, se repite el proceso hasta que se formen fisuras en el cilindro, si el cilindro llegara a fisurarse antes de llegar a los 3.2 mm de diámetro, se toma como valido dicho cilindro.

Este procedimiento se repite hasta tener dos porciones de suelo con fisuras, de 6 gr mínimo.

Para calcular el límite plástico se obtiene el contenido de humedad de las muestras, se realiza un promedio entre las humedades, el cual se tomara como el límite plástico del suelo.

#### ***2.6.4. MÉTODO DE CONO PARA LÍMITE LÍQUIDO BS 1377-2:1990.***

El límite líquido es el contenido de humedad determinado de manera empírica en el cual el suelo pasa de un estado líquido a un estado plástico. Este método es ampliamente usado en Inglaterra y Asia, este ensayo esta normado en la norma Británica BS 1377-2:1990.

Para poder realizar este ensayo se procede a preparar la muestra de suelo bajo las mismas condiciones que para los ensayos anteriores, es decir se debe usar solamente la porción de suelo que pase el tamiz # 40.

El equipo que se debe usar es el siguiente:

- Aparato de límite líquido, penetrómetro de cono
- Cono de acero inoxidable
- Uno o más recipientes de 55mm de diámetro y 40 mm de alto
- Espátula metálica
- Cápsulas para mezclado
- Tamiz #40
- Cápsulas para determinar el contenido de humedad
- Balanza
- Horno

El procedimiento a seguir en este ensayo es bastante simple, este ensayo se traducirá de la manera más acertada de la norma británica, obteniendo así un documento valedero para su utilización.

Procedimiento:

- 1) Se toma una muestra de suelo de aproximadamente 300 g y se lo coloca dentro de las cápsulas de mezclado.
- 2) Se mezcla durante un periodo de 10 min usando una espátula. De ser necesario se añade más agua a la muestra de tal manera que la primera lectura del ensayo nos de cerca de los 15 mm.

- 3) Colocar una porción de suelo dentro de las cápsulas con una paleta, teniendo cuidado de que no quede aire atrapado en el recipiente. Se enrasa el recipiente con una espátula, para obtener una superficie lisa.
- 4) Una vez que la muestra de suelo se encuentre bajo la base del penetrómetro, se debe ajustar el cono de manera que solamente la punta del mismo toque la superficie de la muestra, una manera de asegurarnos de esto es mediante pequeños movimientos de la cápsula, evidenciando así marcas del cono en la superficie de la muestra. Se encera el micrómetro.
- 5) Se suelta el cono por un periodo de 5 segundos y se toma la lectura en el micrómetro. Se anota la diferencia entre lecturas para obtener la penetración del cono.
- 6) Levantar el cono y limpiar cuidadosamente evitando rayones.
- 7) Anadir un poco de suelo húmedo a la cápsula, evitando que burbujas de aire queden atrapadas, enrasar la muestra y repetir los pasos anteriores.
- 8) Si la diferencias de lecturas entre la primera y la segunda prueba, es menor a 0.5 mm se toma el promedio de las mismas como la penetración de cono para dicha muestra.
- 9) Si por el contrario la diferencia de lecturas es mayor a 0.5 mm pero menor a 1 mm se ensaya una tercera muestra. Si el rango de variación entre las muestras no excede 1 mm se promedia las tres lecturas de manera que dicho promedio sea la penetración del cono para la muestra.
- 10) Si el rango de variación de las tres penetraciones es mayor a 1 mm se deberá volver a ensayar la muestra luego de mezclar el suelo, por tanto se debe repetir todo el procedimiento antes descrito.
- 11) Después de determinar la penetración del cono, se debe determinar el contenido de humedad para dicho suelo, se tomara entonces 10 g de suelo del área penetrada por el cono.
- 12) Este proceso se debe repetir por lo menos tres veces más usando la misma muestra de suelo pero variando su contenido de humedad. Es recomendable ensayar primero la muestra de suelo con menor contenido de humedad. El agua que se debe aumentar a la muestra debe ser tal que se obtenga valores de penetración entre 15 mm y 25 mm, distribuida de manera conveniente en los cuatro ensayos o más que se realicen.
- 13) Si durante el proceso se ensayo se deja la muestra por un tiempo prolongado, hay que mantener la humedad de la misma tapándola con un trapo húmedo.
- 14) Para obtener el límite líquido de la muestra se hace al igual que en el procedimiento con la copa de Casagrande un gráfico, pero en este caso las dos escalas son lineales.
- 15) Se saca la humedades de las muestras, se grafica dichas humedades en las abscisas de un plano coordenado, mientras en las ordenas se grafica las dimensiones en mm de la penetración del cono. Se traza la línea que más se aproxime a la los puntos dibujados, de esta línea se toma el punto cuya ordenada sea igual a 20 mm, y el correspondiente contenido de humedad será el límite líquido de nuestro suelo.

Al igual que para el procedimiento usando la copa de Casagrande existe un método para determinar el límite líquido del suelo por medio de una formula usando solo un dato del ensayo antes mencionado.

### 2.6.5. LÍMITE DE CONTRACCIÓN

El límite de contracción es la barrera entre el estado semi sólido y el sólido.

El límite de contracción se lo puede definir como la humedad a la cual el suelo no presenta cambio de volumen.

Para determinar esta propiedad física del suelo se sigue el ensayo ASTM D 427, en el cual al igual que en los ensayos anteriores, se toma una muestra de suelo con partículas menores al tamiz #40, se debe adherir agua si es necesario para obtener una masa de suelo cuyo contenido de agua sea aproximadamente igual al límite líquido. Se llena un molde previamente pesado y del cual su volumen es conocido ( $V_i$ ) por medio de una resta se obtiene el peso húmedo de suelo ( $m_w$ ). Se hace secar la muestra de suelo por medio de un horno a temperatura de 110 grados Celsius durante seis horas. Se saca la muestra y se toma su volumen mediante el método de Arquímedes ( $V_f$ ), al igual que el peso seco del suelo ( $m_s$ ). Mediante la siguiente formula se establece el límite de contracción y la relación de contracción.

$$w = \frac{m_w - m_s}{m_s} * 100$$

$$L_s = w - \left[ \frac{V_i - V_f}{m_s} \right] \rho_w * 100$$

$$R = \frac{m_s}{V_f \rho_w}$$

La relación de contracción indica el cambio de volumen que sufre el suelo con la variación de su contenido de humedad, debe notarse que es importante el conocer el cambio de volumen de la muestra ya que para cada ensayo le corresponde una relación diferente.

### 2.6.6. ÍNDICE PLÁSTICO, ÍNDICE LÍQUIDO

Conociendo los límites de Atterberg se puede determinar ciertos criterios que ayudan a comprender las propiedades físicas de los suelos.

La plasticidad es una propiedad que depende del contenido de agua de la muestra, es claro que esta propiedad se presenta dentro de un rango de humedades como lo consideraba Atterberg. Atterberg demostró que la plasticidad de un suelo fino quedaba definida por dos parámetros, el límite líquido y el límite plástico. El parámetro que define a la plasticidad es el índice de plasticidad, el cual se lo obtiene mediante la resta aritmética entre el límite líquido y el límite plástico.  $I_p = w_L - w_P$ .

Los valores extremos del índice de plasticidad que se pueden encontrar en suelos son el cero, cuando los dos límites sean iguales, este caso es muy particular, se dice que dicho suelo no

posee plasticidad alguna. El extremo máximo se presenta en suelos como las arcillas, matemáticamente no se ha podido definir este valor pero en el laboratorio se han encontrado suelos cuyo índice de plasticidad varía entre 600 a 650.

Otra propiedad importante es el índice de fluidez que es la pendiente de la curva de flujo representación grafica del ensayo de límite líquido por el método de la copa de la Casagrande. Este parámetro es útil para establecer la sensibilidad a los cambios de humedad de un suelo fino. Si se observa los gráficos obtenidos en el laboratorio se notara que el índice de fluencia y la sensibilidad se relacionan de manera inversa. Esto es si el índice de fluidez es pequeño, el suelo es muy sensible y viceversa.

Para obtener este índice se debe sacar la pendiente del gráfico en valor absoluto esto es:

$$I_f = \frac{\Delta w}{\Delta \log N}$$

Índice de tenacidad, se lo define como el cociente entre el índice de plasticidad y el índice de fluidez, es a dimensional porque es el cociente entre dos porcentajes. Es una medida directa de la tenacidad de un suelo de manera que a mayor índice de tenacidad de un suelo, más tenaz es el mismo, o sea se tiene mayor resistencia al llegar a su límite plástico  $I_T = \frac{I_p}{I_f}$ .

Índice de liquidez, es una medida de la resistencia relativa al corte en suelos remoldeados, pero también se han establecido relaciones empíricas entre este índice y la resistencia al corte de suelos inalterados. Se puede decir de manera general que de acuerdo al índice de liquidez se tiene una noción de la resistencia del suelo.

$I_L > 1$  Suelo en estado líquido no tiene resistencia al corte.

$I_L = 1$  Resistencia muy baja (25 gr/cm<sup>2</sup>).

$0 < I_L < 1$  Suelo en estado plástico, tiene resistencia (menor cuando  $I_L$  este cerca de 1).

$I_L = 0$  Resistencia en función del  $I_T$ .

$I_L < 0$  Suelo en estado sólido o semi sólido. Mayor resistencia al corte.

$$I_L = \frac{w_N - W_p}{I_p}$$

### **2.6.7. CARTA DE PLASTICIDAD**

La plasticidad de un suelo está determinada por el límite líquido y el índice de plasticidad, con base en estos criterios Casagrande elaboro un sistema de ejes coordenados en el cual coloco en las ordenadas el índice de plasticidad y en las abscisas el límite líquido. Luego represento en dicho esquema los puntos correspondientes a un sin número de ensayos realizados, y obtuvo

una nube de puntos inclinados respecto a la horizontal. Así Casagrande estableció que los suelos de un mismo depósito, generalmente no adoptan una posición caprichosa sino que se agrupan de modo específico en líneas o bandas inclinadas respondiendo a sus características de plasticidad. La inclinación confirmó el hecho de que la plasticidad depende de esos dos factores y reveló que la línea de frontera entre los suelos de alta plasticidad y los de baja plasticidad también debía ser una línea inclinada. Usando métodos estadísticos estableció que esa línea inclinada era una recta a la que llamó línea A, esta línea dividió el gráfico en dos campos, el superior ocupado por los suelos más plásticos “arcillas” y el inferior ocupado por los suelos menos plásticos “limos” para representar gráficamente esta línea se usa la ecuación definida por  $I_p = \frac{22}{30}(w_L - 20)$  o mediante los puntos  $P_1 = (20,0)$   $P_2 = (50,22)$ . Se sabe que el límite líquido es una medida directa de la compresibilidad relativa del suelo, de manera que en el gráfico los suelos más compresibles deben ubicarse hacia la derecha y los menos compresibles hacia la izquierda o sea en la zona cuyos límites líquidos son menores. En la investigación de Casagrande no se utilizaron muestras cuyo límite líquido sea mayor a cien por lo que una línea vertical que pase por todos los puntos con un límite líquido igual a 50, pareció ser una acertada división, esta línea se denomina línea B.

Otra propiedad que se debe notar en los suelos finos es su composición orgánica, esta se puede identificar de una manera fácil, mediante el color y el olor del suelo un color oscuro y un olor característico del metano son los principales indicadores de los suelos orgánicos. Se ha demostrado que un suelo orgánico al ser secado pierde su constituyente orgánico y disminuye su valor de límite líquido. Se estableció entonces que si un suelo cuyo límite líquido después de ser secado es menor a su límite líquido sin secar, se trata de un suelo orgánico. Tenemos así los grupos de las arcillas orgánicas y los limos orgánicos de alta compresibilidad, ubicados a la izquierda de la línea B y los de baja compresibilidad ubicados a la derecha de la línea B. Un gran problema que se presentó dentro de este sistema de clasificación se produce en la frontera de las arcillas de baja compresibilidad y los limos de baja compresibilidad, esta zona ubicada a la izquierda de la gráfica, presenta un área limitada por las líneas correspondientes a un  $I_p = 7$ ,  $I_p = 4$  y la línea inclinada A, todo suelo que caiga dentro de estos límites tendrá un doble símbolo CL-ML.

Una referencia que se presenta en la carta de plasticidad es que ningún suelo puede caer sobre la línea U, si se diera el caso se deberá repetir los ensayos en la muestra de suelo. La ecuación para esta línea está definida por  $I_p = 0.9(w_L - 8)$ .

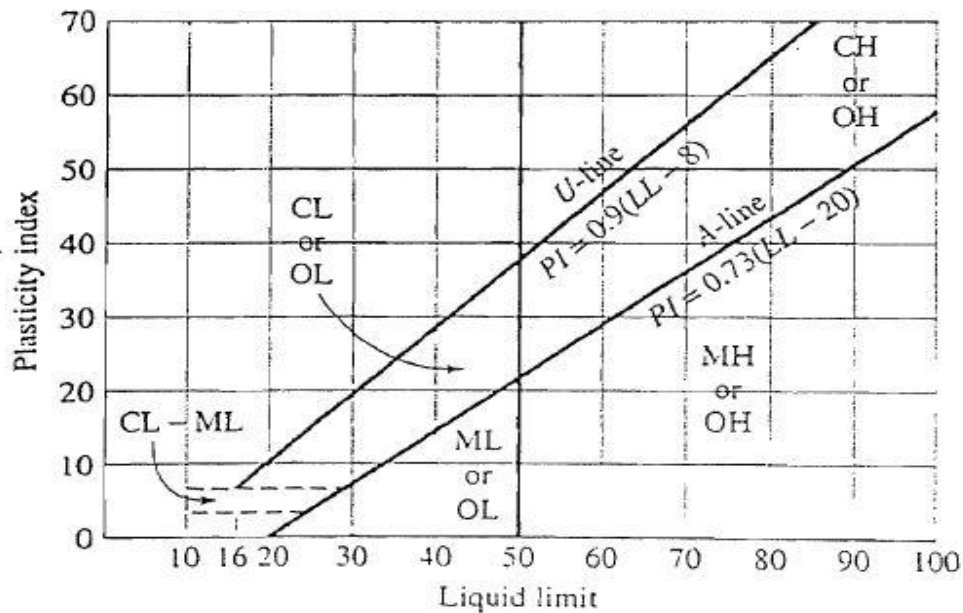


Ilustración 18: Carta de plasticidad.<sup>23</sup>

### 2.6.8. CORRELACIONES ENTRE LA PLASTICIDAD Y OTRAS PROPIEDADES DEL SUELO

#### Importancia de la plasticidad

El límite líquido debe ser, el contenido de humedad en el cual el suelo presente un esfuerzo de corte igual a cero. De todos modos de la manera como están estandarizados los ensayos para determinar el límite líquido, se nota que el suelo presenta un esfuerzo de corte pequeño. Como consecuencia de estos procedimientos se llegó a determinar que el esfuerzo de corte para todos los suelos es similar, y este se encuentra entre  $1-2 \text{ kN/m}^2$ . El procedimiento de enrollado del suelo usado para determinar el límite plástico de los suelos, se lo puede considerar como un mecanismo de medida de la tenacidad, que se la puede relacionar con el esfuerzo de corte, a pesar de no existir una analogía lógica para su mecanismo de falla. Se ha observado por un sin número de autores que todos los suelos que se encuentran en el estado plástico presentan valores similares en el esfuerzo de corte, obteniendo valores entre  $100$  y  $200 \text{ kN/m}^2$ . Se ha reconocido que los límites de consistencia son una medida del esfuerzo de corte del suelo. En el laboratorio se puede notar que el esfuerzo de corte de suelos remoldeados, cambia de manera significativa debido a la plasticidad, de  $1 \text{ kN/m}^2$  en el límite líquido hasta  $100 \text{ kN/m}^2$  en el estado plástico. Por lo tanto el índice plástico, es la cantidad de agua necesaria para variar el esfuerzo de corte aproximadamente 100 veces, dentro de su rango de plasticidad. Para una muestra de suelo cuyo contenido de humedad se encuentre dentro de su rango plástico, se

<sup>23</sup> ASTM D2487-05.

espera obtener un esfuerzo de corte dentro de los extremos mencionados, y es razonable pensar que el esfuerzo de corte esté relacionado a su contenido de humedad. Además, asumiendo que el patrón de cambio entre el esfuerzo de corte y el contenido de humedad, es similar para todos los suelos, a lo largo de su rango plástico, se podría entonces obtener el esfuerzo de corte de las arcillas conociendo su contenido de humedad así como sus límites plástico y líquido.

Otra consecuencia derivada de estos conceptos es que un suelo con un índice de plasticidad bajo requiere de pequeñas cantidades de agua para reducir su esfuerzo de corte, por el contrario un suelo cuyo índice de plasticidad sea alto no se estabilizara bajo una carga hasta que su contenido de humedad varíe de gran manera. Esto implica que suelos altamente plásticos serán menos estables, existiendo la posibilidad de una correlación entre la plasticidad y la compresibilidad. El límite líquido depende de la cantidad de minerales arcillosos, los cuales controlan la permeabilidad del suelo, por tanto la velocidad de consolidación, lo cual implica una correlación entre el coeficiente de consolidación y el límite líquido.

La plasticidad en las arcillas depende en gran manera del comportamiento electroquímico de los minerales arcillosos, suelos que no poseen minerales arcillosos no presentan plasticidad, pasando así del estado líquido al estado semi sólido al reducir su contenido de humedad. Los límites de Atterberg nos indican ambos parámetros la cantidad de minerales arcillosos presentes en el suelo así como el tipo de minerales presentes. La relación entre el índice plástico y la cantidad de material inferior a 2 micras nos indica la plasticidad de la porción exclusiva de arcilla, conocido como actividad. La caolinita tiene una actividad de 0.3 – 0.5; 1 la ilita de alrededor de 0.9; y la montmorilonita mayor a 1.5. Una alta actividad es asociada con aquellos minerales que pueden adsorber grandes cantidades de agua. La inserción de estas grandes cantidades de agua de manera química en la red mineralógica causa un incremento de volumen de los minerales arcillosos por lo tanto el suelo se hincha. La actividad es una medida de cuan propensa a hincharse es una arcilla en presencia del agua. De una manera poco precisa el límite líquido está relacionado con propiedades de hinchamiento y contracción.

A groso modo la plasticidad refleja la relación entre minerales arcillosos, limos y arenas de un suelo, esto es la proporción de minerales arcillosos presentes en los suelos finos. Cada partícula sean limos, arcillas, o arenas tienen ángulos característicos de fricción, sus proporciones relativas dentro del suelo determinan el ángulo de fricción interna  $\phi_r$  (y por tanto el ángulo de resistencia efectiva  $\phi'$ ) de los suelos arcillosos. Por esto pueden existir correlaciones entre  $\phi_r$ ,  $\phi'$  y el índice de plasticidad.

### *Limitaciones*

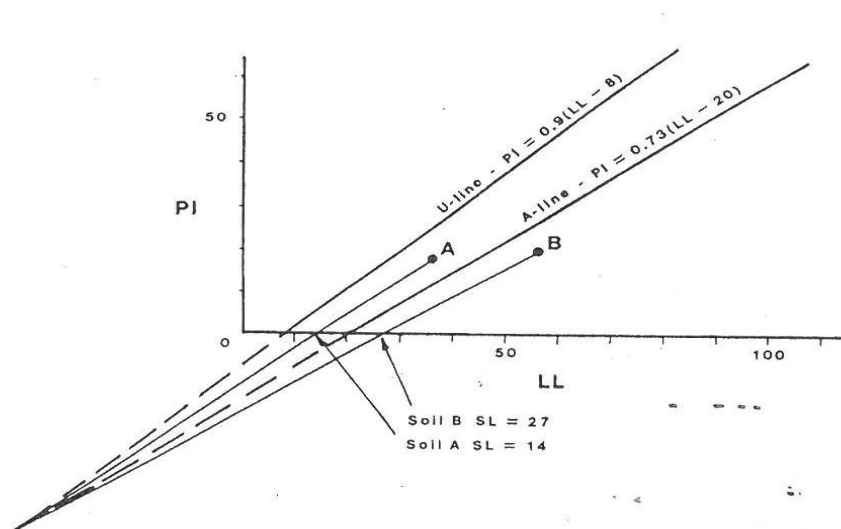
Se puede notar que tanto la granulometría como los límites de Atterberg están relacionados a una amplia gama de propiedades de los suelos. Debido a que han sido demostradas como ciertas, nos da una amplia justificación de su uso en los sistemas de clasificación de suelos. De

todos modos, los límites de Atterberg no permiten buenas predicciones para ciertas propiedades ingenieriles, ciertas limitaciones deben ser consideradas. Los ensayos de límites se los realiza en la porción de suelo inferior a 425 micras, y el grado en el cual estas propiedades reflejan las propiedades del suelo dependerá en gran medida de la porción de material grueso presente y en su correcta granulometría.

Otra limitación es que los ensayos se los realiza en suelos remoldeados y las correlaciones por lo general no son validas para suelos inalterados a menos que las propiedades del suelo no cambien en gran medida durante el remoldeo, este el caso de muchas arcillas normalmente consolidadas, pero las características de arcillas sobre consolidadas, arcillas sensitivas y suelos cementantes, difieren de aquellas predichas por las pruebas de límites.

### Correlaciones

La primera correlación que se puede nombrar a partir del uso del límite líquido es la determinación del límite de contracción que en nuestro caso sería muy útil ya que no se obtuvo este valor en el laboratorio. Existe un método gráfico y otro método mediante el uso de fórmulas. La fórmula encontrada se basa como en una investigación empírica, de la cual se pudo demostrar que el límite de contracción fue igual a 20, cuando las muestras de suelo obtenidas, se acercaron a la línea A de la carta de plasticidad. Es así que se dedujo que si en el gráfico dentro de la carta de plasticidad el suelo presenta una diferencia  $\Delta p$ , entonces el límite de contracción será mayor o menor 20 siempre con una diferencia igual a  $\Delta p$ . Para suelos sobre la línea A  $SL = 20 - \Delta p$ . Para suelos bajo la línea A  $SL = 20 + \Delta p$ .

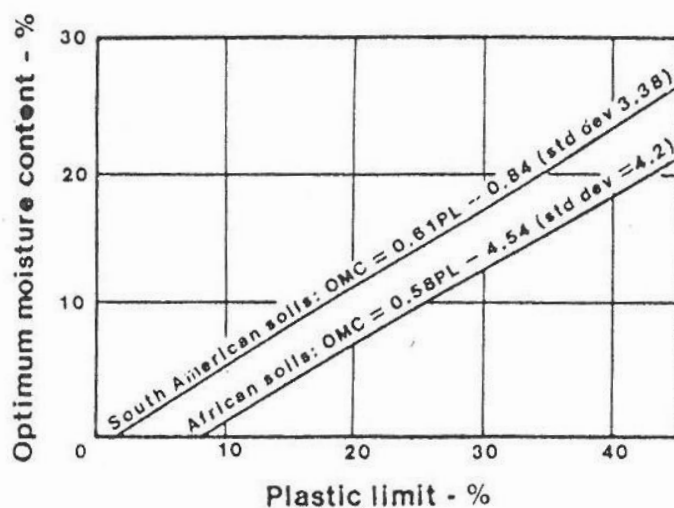


**Ilustración 19: Procedimiento para determinar el límite de contracción.**<sup>24</sup>

<sup>24</sup> Carter M. and Bentley S. (1991). Correlations of Soil Properties. Pg. 9.

El método gráfico es igual de preciso que el anterior y se puede decir que igualmente fácil. Las líneas A y U de la carta de plasticidad se extiende hasta el punto donde se crucen, este es (-43.5; -46.4), se traza una línea desde este punto hasta el punto obtenido. Esta línea se cruza con el eje de las abscisas o LL justo en el valor correspondiente al límite de contracción.

Dentro del capítulo de la densidad se sabe que para compactar un suelo se debe tener una humedad óptima así se podrá obtener la máxima densidad del suelo. Mediante trabajos realizados por Morin and Todor en 1977 con suelos tropicales tanto en África como en Suramérica se pudo obtener correlaciones entre el contenido de humedad óptimo y el límite plástico como se indica en la siguiente figura.



**Ilustración 20: Relación contenido de humedad óptimo y límite plástico.**<sup>25</sup>

Dentro del capítulo de la consolidación encontramos principalmente fórmulas para calcular el índice de compresión, el cual es la pendiente de la curva  $e$  vs.  $\text{Log } \sigma'$  para suelos normalmente consolidados, todas las ecuaciones presentadas son empíricas y en algunos casos se aplican solamente para los suelos estudiados. Skempton en 1944 propuso la relación entre el índice de compresión y el límite líquido.  $C_c = 0.007(LL - 7)$ , ecuación que no aparece en los textos modernos de mecánica de suelos. La ecuación propuesta por Terzaghi y Peck en 1967 es similar a la anterior. Otras correlaciones existentes se presentan en las siguientes tablas tomadas de dos libros, para poder observar la relación que estas tienen y el uso de otras propiedades para determinar el índice de compresión.

<sup>25</sup> Carter M. and Bentley S. (1991). Correlations of Soil Properties. Pg. 47.

Reference	Relation	Comments
Terzaghi and Peck (1967)	$C_c = 0.009(LL - 10)$	Undisturbed clay
	$C_c = 0.007(LL - 10)$	Remolded clay
Azzouz et al. (1976)	$C_c = 0.01 w_N$	Chicago clay
	$C_c = 0.0046(LL - 9)$	Brazilian clay
	$C_c = 1.21 + 1.005(e_0 - 1.87)$	Motley clays from Sao Paulo city
	$C_c = 0.208e_0 + 0.0083$	Chicago clay
	$C_c = 0.0115w_N$	Organic soil, peat
	$C_c = 0.02 + 0.014(PI)$	North Atlantic clay
Rendon-Herrero (1983)	$C_c = 0.141G_s^{1.2} \left( \frac{1 + e_0}{G_s} \right)^{2.38}$	
Nagaraj and Murty (1985)	$C_c = 0.2343 \left( \frac{LL}{100} \right) G_s$	
Park and Koumoto (2004)	$C_c = \frac{n_s}{371.747 - 4.275n_s}$	

Ilustración 21: Correlaciones empíricas de  $C_c$ .<sup>26</sup>

<sup>26</sup> Das, Braja. (2008). Advanced Soil Mechanics. Pg. 317.

### Correlation equations for soil compressibility/consolidation

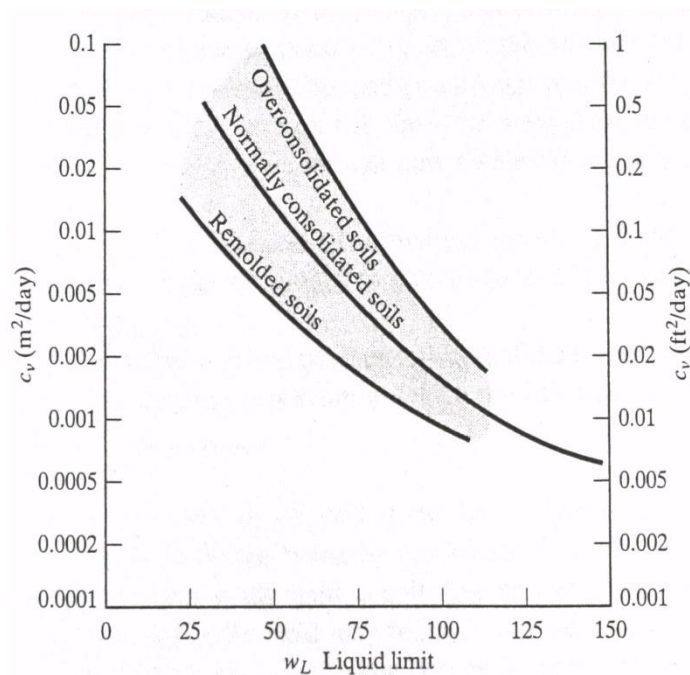
Compression index, $C_c$	Comments	Source/Reference
$C_c = 0.009(w_L - 10)$ ( $\pm 30\%$ error)	Clays of moderate $S_r$ 678 data points	Terzaghi and Peck (1967)
$C_c = 0.37(e_o + 0.003w_L + 0.0004w_N - 0.34)$		Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0.141G_s \left( \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{dry}} \right)^{2.4}$	All clays	Rendon-Herrero (1983)
$C_c = 0.0093w_N$	109 data points	Koppula (1981)
$C_c = -0.0997 + 0.009w_L + 0.0014I_p + 0.0036w_N + 0.1165e_o + 0.0025C_p$	109 data points	Koppula (1981)
$C_c = 0.329[w_N G_s - 0.027w_p + 0.0133I_p(1.192 + C_p/I_p)]$	All inorganic clays	Carrier (1985)
$C_c = 0.046 + 0.0104I_p$	Best for $I_p < 50\%$	Nakase et al. (1988)
$C_c = 0.00234w_L G_s$	All inorganic clays	Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985, 1986)
$C_c = 1.15(e_o - 0.35)$	All clays	Nishida (1956)
$C_c = 0.009w_N + 0.005w_L$	All clays	Koppula (1986)
$C_c = -0.156 + 0.411e_o + 0.00058w_L$	72 data points	Al-Khafaji and Andersland (1992)
<b>Recompression index, <math>C_r</math></b>		
$C_r = 0.000463w_L G_s$		Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985)
$C_r = 0.00194(I_p - 4.6)$ $= 0.05$ to $0.1C_c$	Best for $I_p < 50\%$ In desperation	Nakase et al. (1988)
<b>Secondary compression index, <math>C_\alpha</math></b>		
$C_\alpha = 0.00168 + 0.00033I_p$ $= 0.0001w_N$		Nakase et al. (1988) NAFAC DM7.1 p. 7.1-237
$C_\alpha = 0.032C_c$ $= 0.06$ to $0.07C_c$ $= 0.015$ to $0.03C_c$	$0.025 < C_\alpha < 0.1$ Peats and organic soil Sandy clays	Mesri and Godlewski (1977) Mesri (1986) Mesri et al. (1990)

Notes: 1. Use  $w_L$ ,  $w_p$ ,  $w_N$ ,  $I_p$  as percent, not decimal.  
 2. One may compute the in situ void ratio as  $e_o = w_N G_s$  if  $S \rightarrow 100$  percent.  
 3.  $C_p$  = percent clay (usually material finer than 0.002 mm).  
 4. Equations that use  $e_o$ ,  $w_N$ , and  $w_L$  are for both normally and overconsolidated soils.

#### Ilustración 22: Correlaciones para compresibilidad y consolidación de suelos.<sup>27</sup>

Existe también un gráfico en el cual se puede observar el coeficiente de consolidación y el límite líquido de una manera aproximada, propuesto por la US Navy en 1982.

<sup>27</sup> Bowles, J. (2006). Foundation Analysis and Design Pg. 89



**Ilustración 23: Correlación aproximada entre el coeficiente de consolidación y el límite líquido.**<sup>28</sup>

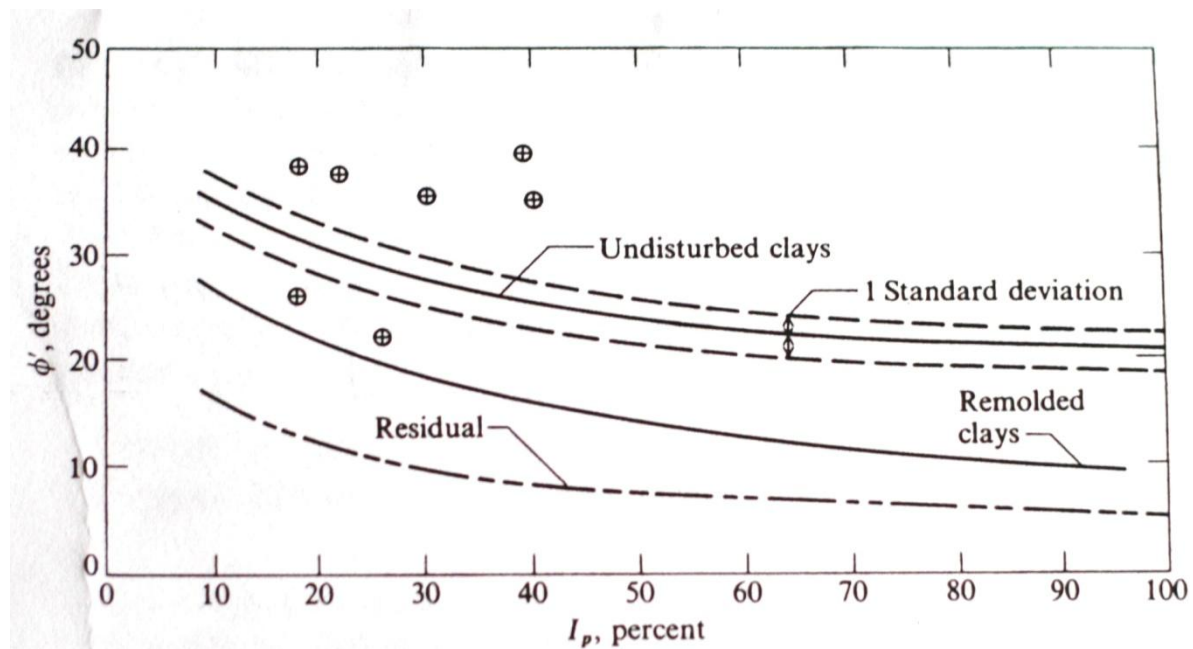
Es común asumir que el esfuerzo de corte de los suelos está gobernado por el criterio de falla Mohr Coulomb.  $s = c + \sigma \tan \Phi$ . De donde se sabe que  $s$  es el esfuerzo de corte de falla,  $\sigma$  es esfuerzo normal,  $c$  y  $\Phi$  son parámetros del esfuerzo de corte; cohesión y ángulo de fricción.

Existe una complicación en el estudio del esfuerzo normal, esto debido a que parte del esfuerzo es tomado por el esqueleto sólido del suelo y otra parte es tomado por el agua dentro de los vacíos del suelo. De aquí se puede hacer una variación a la fórmula anterior donde se considere solamente el esfuerzo correspondiente a la estructura del suelo, denominado esfuerzo efectivo.  $s = c' + \sigma' \tan \Phi'$ , siendo  $\sigma' = (\sigma - \mu)$ . De donde  $\mu$  es la presión de poros.

Las principales correlaciones existentes en la literatura hacen referencia tanto al esfuerzo efectivo como al esfuerzo normal.

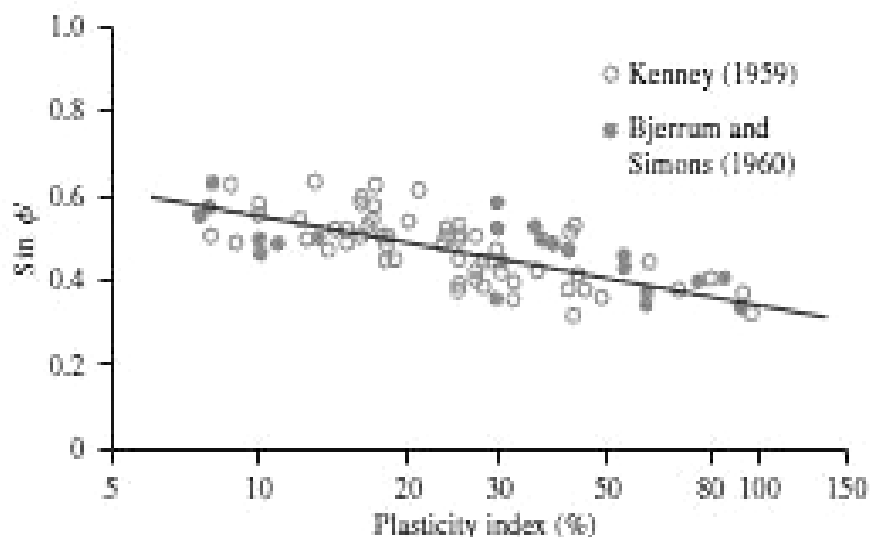
Existen correlaciones en las cuales se toman datos de varios autores para poder obtener una gráfica más amplia usando varias investigaciones. En la gráfica siguiente se puede ver varias correlaciones entre el  $\Phi'$  y el índice de plasticidad  $I_p$ , para arcillas normalmente consolidadas. Aproximadamente el 80% de los puntos se encontró dentro de la línea de tendencia, pero otros como los que se puede observar en la gráfica son extremos que claramente no entran dentro de la correlación. La información utilizada para este gráfico se tomo de fuentes como Ladd et al. (1977), Bjerrum y Simons (1960), Kanja y Wolle (1977), Olsen et al. (1986).

<sup>28</sup> Donald P. Coduto. (1999). Geotechnical Engineering Principles and Practices. Pg. 450.



**Ilustración 24: Correlación entre el ángulo de fricción efectivo y el índice de plasticidad para arcillas normalmente consolidadas.<sup>29</sup>**

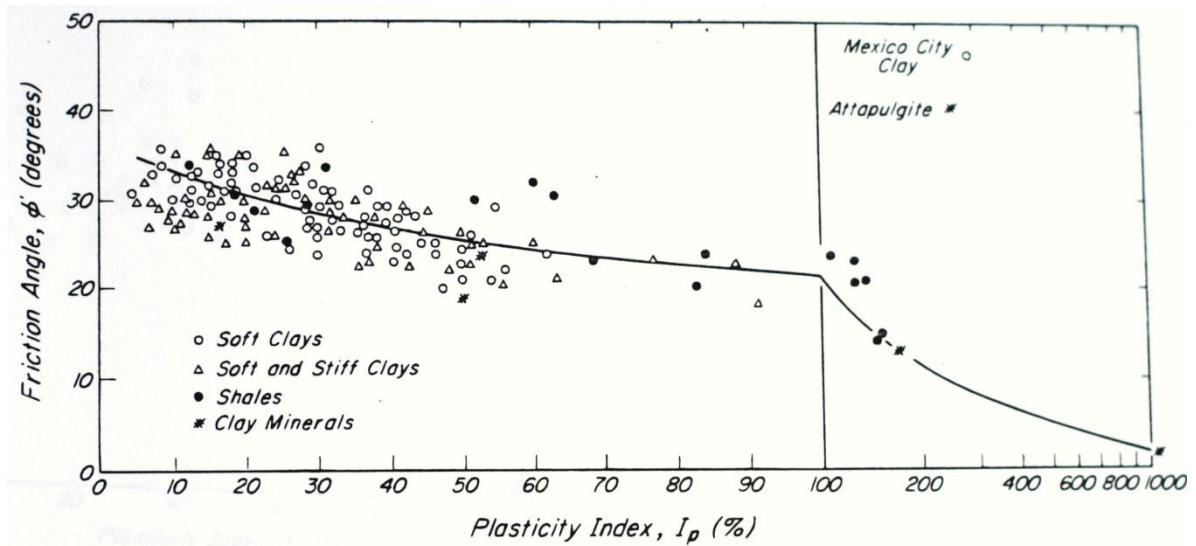
En otra correlación se puede observar que al disminuir la cantidad de datos la correlación varía, en este gráfico podemos observar la nube de puntos generada por los datos estudiados. Otra diferencia importante entre los gráficos propuestos es el valor en las ordenadas, que a diferencia de los anteriores en este gráfico se usa el seno del ángulo de fricción efectivo.



**Ilustración 25: Variación del seno del ángulo de fricción efectivo y el índice de plasticidad para algunas arcillas normalmente consolidadas.<sup>30</sup>**

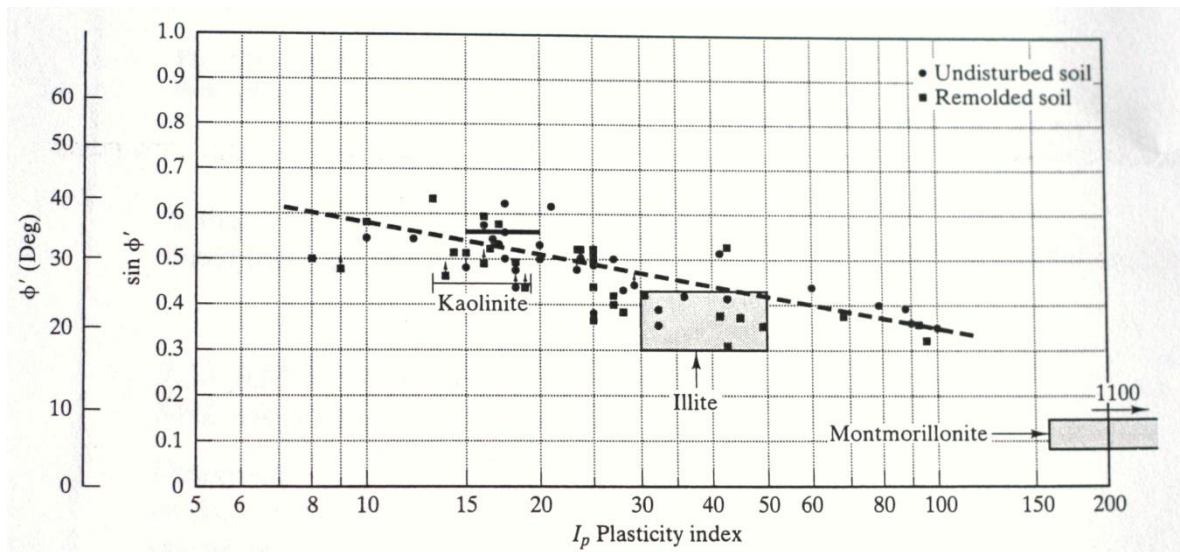
<sup>29</sup> Bowles Joseph. (2006). Foundation Analysis and Design. Pg. 108.

Otra correlación similar a las anteriores se muestra en la figura siguiente.



**Ilustración 26:** Valores del ángulo de fricción efectivo para arcillas de varios compuestos, reflejados en el índice de plasticidad.<sup>31</sup>

Otra relación en la cual se puede ver la influencia del mineral arcilloso, para arcillas normalmente consolidadas, saturadas.



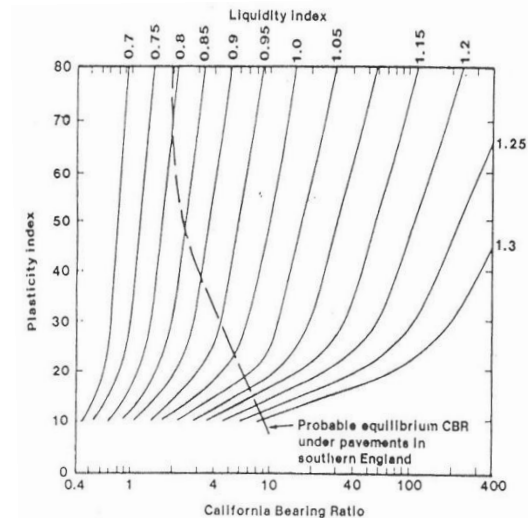
**Ilustración 27:** Ángulos de fricción efectiva típicos, de arcillas y limos normalmente consolidados, saturados.<sup>32</sup>

<sup>30</sup> Das, Braja. (2011). Principles of Foundation Engineering. Pg. 55.

<sup>31</sup> Karl Terzaghi; Ralph B. Peck; Gholamreza Mersi. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice. Pg. 152.

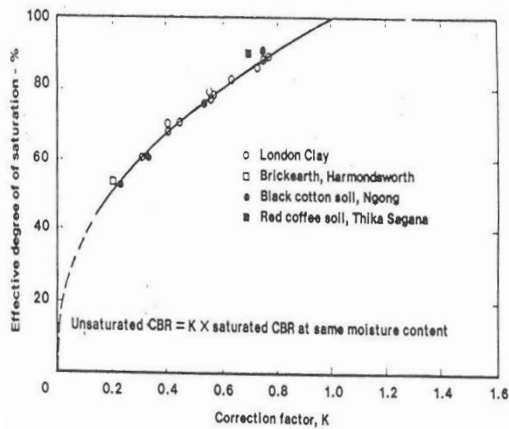
<sup>32</sup> Donald P. Coduto. (1999). Geotechnical Engineering Principles and Practices. Pg. 489.

Si consideramos que los métodos de diseño de pavimentos antes usados se basaban en los ensayos de clasificación, es coherente pensar que hay una relación estrecha entre el CBR y la clasificación de los suelos. Un sin número de intentos se han realizado para obtener una relación entre el CBR y el límite plástico. El laboratorio de investigación para transportes y carreteras da una tabla en la cual se puede ver el porcentaje de CBR. Esta tabla se basa en un amplio estudio de suelos limitado a suelos británicos compactados en su humedad natural. Lamentablemente, la densidad y el contenido de humedad correspondiente a los valores CBR de la tabla no se especifican. Los valores usados por el laboratorio de investigación para transportes y carreteras se deben a un estudio realizado por Black en 1962, quien obtuvo correlaciones entre CBR y el índice de plasticidad para varios valores del índice de liquidez, este gráfico se muestra a continuación. Los valores obtenidos hacen referencia a suelos saturados, para suelos no saturados se hace una corrección mediante la segunda grafica mostrada.



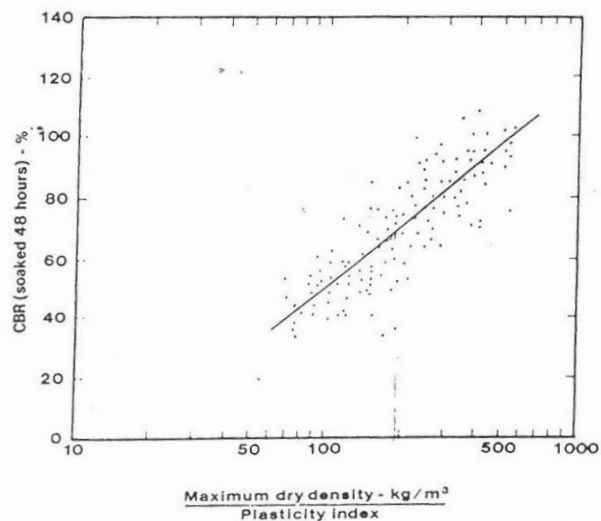
**Ilustración 28: Relación entre CBR y el índice de plasticidad a distintos valores del índice de liquidez.**<sup>33</sup>

<sup>33</sup> Carter M. and Bentley S. (1991). Correlations of Soil Properties. Pg. 100.



**Ilustración 29: Corrección del CBR para saturación parcial.<sup>34</sup>**

La literatura técnica nos habla de varios intentos para determinar la correlación entre los valores de CBR, la densidad máxima y la humedad óptima, mediante el índice de plasticidad, el porcentaje de suelo que pasa el tamiz N° 200, sin obtener resultados favorables. Investigaciones posteriores en gravas lateríticas llevaron a establecer una relación entre el CBR y la relación de la máxima densidad seca para el índice de plasticidad.



**Ilustración 30: Correlación entre el CBR y la relación de la máxima densidad seca y la plasticidad para gravas laterítica-cuarzo.<sup>35</sup>**

Los suelos expansivos son aquellos cuyo cambio de volumen es muy marcado con el incremento o disminución del contenido de agua. Dichas propiedades se limitan a suelos que presentan minerales arcillosos, los cuales son susceptibles a absorber agua dentro de su

<sup>34</sup> Carter M. and Bentley S. (1991). Correlations of Soil Properties. Pg. 101.

<sup>35</sup> Carter M. and Bentley S. (1991). Correlations of Soil Properties. Pg. 102.

estructura química. El mineral arcilloso se lo puede determinar mediante su origen geológico y mediante algunas características del suelo, junto con los límites de Atterberg. El ensayo para determinar hinchamiento potencial generalmente no se lo lleva a cabo, por esta razón se ha intentado correlacionar esta propiedad con la plasticidad. Seed estableció una relación en 1962, la cual usa al índice de plasticidad como su factor de referencia.  $S = 60K(PI)^{2.44}$ , en esta fórmula K es una constante igual a  $3.6 \times 10^{-5}$ . Esta ecuación es válida para suelos que tengan un contenido de arcilla entre el 8% y 65%. Los valores obtenidos de esta fórmula se asemejan a los valores obtenidos por el ensayo de hinchamiento, la variación existente es del 33%. Teniendo en consideración esta relación se pueden obtener rangos de valores de la plasticidad correspondiente a los diferentes tipos de hinchamiento potencial.

<i>Swelling potential</i>	<i>Plasticity index</i> <sup>1</sup>	<i>Plasticity index</i> <sup>2</sup>
Low (0-1.5%)	0-15	0-15
Medium (1.5-5%)	10-30	15-24
High (5-25%)	20-55	25-46
Very high (25+ %)	> 40	> 46

<sup>1</sup> Based on the relationship given by Seed *et al.* (1962).

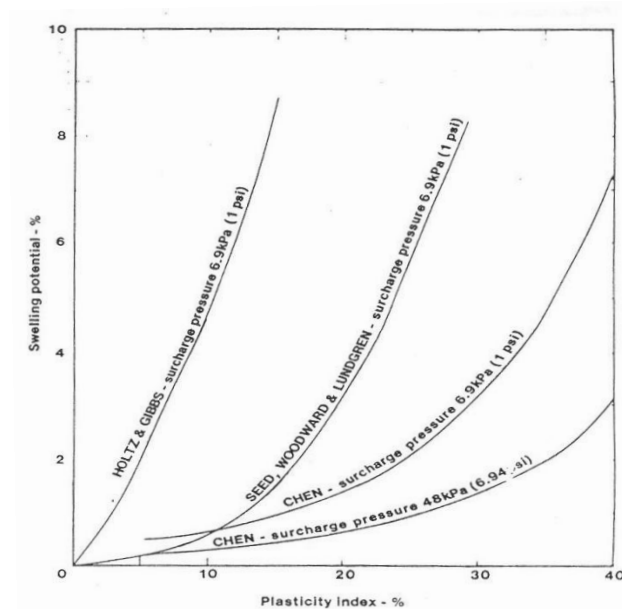
<sup>2</sup> Values according to Krebs and Walker (1971).

**Ilustración 31: Identificación del hinchamiento del suelo en base a la plasticidad.<sup>36</sup>**

Otra correlación que involucra el hinchamiento potencial y el índice de plasticidad es la propuesta por Chen en 1988, para obtener dicha correlación se basó en un estudio de 321 muestras de suelo inalterado. El propuso  $S = Be^{A(PI)}$ , de donde A, B y e son constantes, siendo e igual al número natural 2.718, A igual a 0.0838 y B igual a 0.2558.

Una comparación entre varias correlaciones propuestas se puede observar en el siguiente gráfico. Hay que notar que la correlación de Holtz y Gibbs dada en la figura no es del todo comparable con las demás debido a que la medición en el cambio de volumen se la realizó en muestras secas al aire de suelos inalterados.

<sup>36</sup> Carter M. and Bentley S. (1991). Correlations of Soil Properties. Pg. 108.

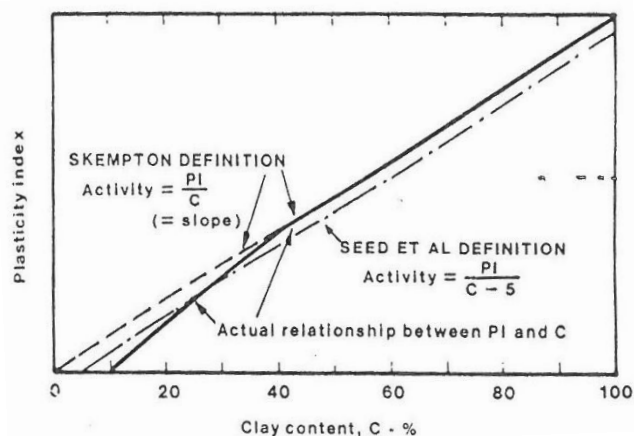


**Ilustración 32: Comparación entre varias correlaciones entre el hinchamiento y el índice plástico.**<sup>37</sup>

Parece ser que los suelos altamente plásticos presentan características de hinchamiento potencial, pero esto no es del todo cierto. Por este motivo el índice plástico debe ser usado solo como una referencia para obtener el potencial de hinchamiento de un suelo.

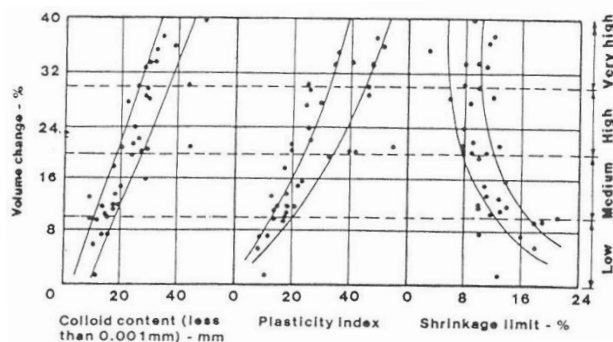
Seed junto a otros investigadores sugirieron que debe existir una correlación entre el potencial de hinchamiento y el contenido de partículas de tamaño inferior a 2 micras. Desafortunadamente la correlación muestra factores relacionados al tipo de mineral arcilloso presente. Para resolver este problema se hizo una correlación tomando como referencia la actividad, obteniendo así una relación simplificada entre el índice de plasticidad y el contenido de minerales arcillosos.

<sup>37</sup> Carter M. and Bentley S. (1991). Correlations of Soil Properties. Pg. 109.



**Ilustración 33: Relación simplificada entre la plasticidad y el contenido de arcilla.**<sup>38</sup>

Por otro lado Holtz y Gibbs 1956 correlacionaron el cambio de volumen con el contenido de coloides, el índice plástico y el límite de contracción, como se muestra en el gráfico.



**Ilustración 34: Relación del cambio de volumen frente al contenido de coloides, índice de plasticidad, y límite de contracción, bajo una carga de  $6.9 \frac{N}{m^2}$  (1 Psi).**<sup>39</sup>

Los autores sugieren esto porque consideraron que el potencial de expansión debe ser calculado tomando en cuenta las tres correlaciones presentadas en la tabla. Este procedimiento ha sido adoptado por el servicio de agua y recursos energéticos de los Estados Unidos de Norteamérica. Como se menciona anteriormente se debe tener en cuenta que el cambio de volumen medido, a una presión de  $6.9 \text{ kN/m}^2$  es para suelos inalterados secos y no son directamente comparables con los valores obtenidos para el potencial de hinchamiento. Además este estudio se lo realizó en base a tan solo 45 muestras de suelo.

<sup>38</sup> Carter M. and Bentley S. (1991). Correlations of Soil Properties. Pg. 111.

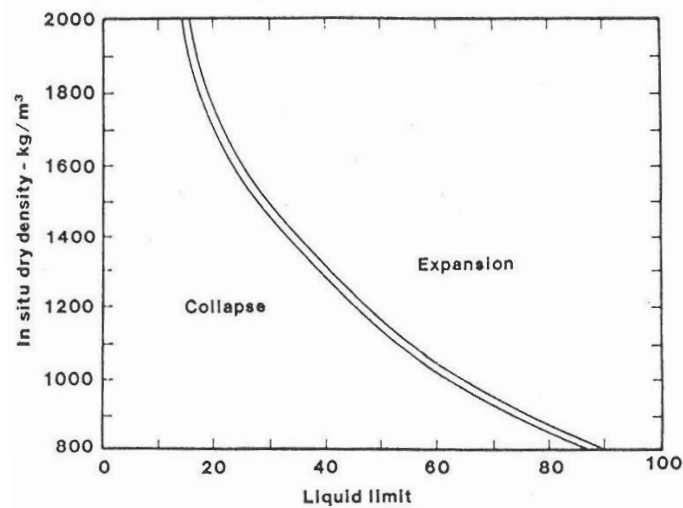
<sup>39</sup> Carter M. and Bentley S. (1991). Correlations of Soil Properties. Pg. 112.

Data from index tests				
Colloid content % finer than 0.001mm			Probable expansion % total volume change*	Potential for expansion
	PI	SL		
> 28	> 35	< 11	> 30	Very high
20-31	25-41	7-12	20-30	High
13-23	15-28	10-16	10-30	Medium
< 15	< 18	> 15	< 10	Low

\* Based on a loading of 6.9kN/m<sup>2</sup> (11lb/in<sup>2</sup>).

**Ilustración 35: Estimación del cambio de volumen de las arcillas.**<sup>40</sup>

Holtz y Kovacs proponen en 1981 una carta en la cual se puede ver la susceptibilidad a la expansión o al colapso en base de la densidad seca del suelo en situ y el límite líquido.

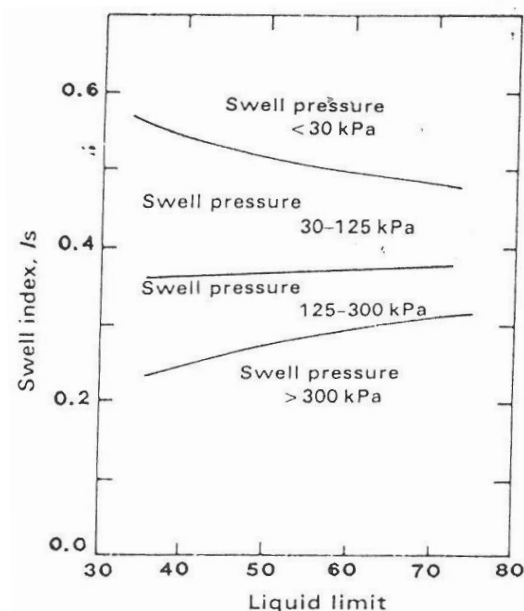


**Ilustración 36: Guía de susceptibilidad de un suelo frente al colapso o expansión, basada en el límite líquido y la densidad seca in situ del suelo.**<sup>41</sup>

Una vez identificado el suelo expansivo y su potencial de hinchamiento es necesario determinar la presión que este suelo puede ejercer para propósitos de diseño. Como es de conocimiento existen métodos directos para poder medir la presión de expansión de un suelo ya sea en campo como en laboratorio, pero también hay las correlaciones empíricas basadas en valores de ensayos más comúnmente realizados. Vijayvergiya y Ghassahy en 1973 basándose en estudios empíricos de suelos de The Rocky Mountain, proponen el estimar la presión de hinchamiento del suelo basándose en el índice de hinchamiento  $I_s = \frac{w_n}{LL}$ . La relación entre el índice de hinchamiento y la presión a lo largo de una serie del límite líquido se muestra en el gráfico.

<sup>40</sup> Carter M. and Bentley S. (1991). Correlations of Soil Properties. Pg. 112.

<sup>41</sup> Carter M. and Bentley S. (1991). Correlations of Soil Properties. Pg. 113.



**Ilustración 37: Relación entre el índice de hinchamiento y la presión de hinchamiento para un rango de valores del límite líquido.**<sup>42</sup>

Por otro lado Chen en 1988 sugiere una relación entre la presión de hinchamiento usando el porcentaje de finos, el límite líquido y la penetración estándar. Nótese que la expansión probable dada en la tabla es el potencial de hinchamiento para una carga confinada de 48kN/m<sup>2</sup>, basándose en la premisa de que es una carga típica de estructuras ligeras.

<i>Laboratory and field data</i>					
<i>Percentage passing 75µm sieve</i>	<i>Liquid limit, (%)</i>	<i>Standard penetration resistance, blows/300mm</i>	<i>Probable expansion percent total volume change</i>	<i>Swelling pressure, (kN/m<sup>2</sup>)</i>	<i>Degree of expansion</i>
>95	> 60	> 30	> 10	> 1000	Very high
60-95	40-60	20-30	3-10	250-1000	High
30-60	30-40	10-20	1-5	150-250	Medium
<30	< 30	< 10	< 1	< 50	Low

**Ilustración 38: Estimación de la presión de hinchamiento.**<sup>43</sup>

## 2.7.SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

Desde que las propiedades mecánicas de los suelos se transformaron en una ciencia de gran interés, se han realizado un sin número de propuestas para correlacionar los resultados de ensayos de clasificación con los parámetros necesarios para resolver los problemas prácticos.

<sup>42</sup> Carter M. and Bentley S. (1991). Correlations of Soil Properties. Pg. 114.

<sup>43</sup> Carter M. and Bentley S. (1991). Correlations of Soil Properties. Pg. 114.

La mayoría de las correlaciones sugeridas en la década pasada se relacionaron con el tamaño de los granos, dando resultados desalentadores, otros intentos de correlación como por ejemplo con la permeabilidad fueron también poco fructíferos debido a que la permeabilidad del suelo depende básicamente de la forma de las partículas del suelo, investigaciones en los suelos finos tratando de correlacionar las características como el ángulo de fricción interna dependiendo únicamente del tamaño de los granos fueron totalmente insatisfactorias. Las propiedades de los suelos finos se han podido correlacionar en general con la plasticidad del material, por lo tanto los límites de Atterberg son la base para la clasificación de dichos suelos. En la naturaleza es muy común el encontrar suelos que posean una granulometría muy amplia por lo que su clasificación no solo se basa en el tamaño de los granos sino también en la plasticidad de su porción de finos.

Son tantas las propiedades que interesan al ingeniero y tantas las combinaciones de estas propiedades que se puede tener en un depósito natural, que la elaboración de un sistema universal parece impracticable a causa del alto nivel de complejidad que ello implicaría. Como es de suponer un sistema de clasificación debe ser simple y aplicar métodos sencillos para llegar a una clasificación. Por tanto el ingeniero debe desarrollar la experiencia necesaria para familiarizarse con los propósitos y limitaciones del sistema que adopte para su ejercicio profesional.

Los diferentes tipos de suelos deben ser clasificados en grupos y sub grupos de acuerdo con su comportamiento ingenieril facilitando así su estudio, y generalizando posibles soluciones a los problemas que se presenten dentro de la ingeniería práctica. Los sistemas de clasificación otorgan una nomenclatura básica para los suelos, expresando características generales, las cuales son infinitamente variables, sin descripciones detalladas pero proporcionando la máxima información cualitativa a partir de la cual se pueda establecer en qué dirección se debe profundizar la investigación. Estos sistemas de clasificación se convierten en un lenguaje que permite aprender y comprender los resultados que otros profesionales a nivel mundial experimenten, además de facilitar el intercambio de conocimientos. Actualmente dos sistemas de clasificación se usan dentro de la mecánica de suelos, ambos mecanismos de clasificación se basan en el tamaño del grano, y en los límites de Atterberg, estos son: el método propuesto por la AASHTO, y el sistema unificado para la clasificación de suelos SUCS. Estas propiedades físicas a diferencia de otras como peso unitario, humedad, relación de vacíos son propiedades que no aportan información valiosa respecto al comportamiento mecánico del suelo.

### ***2.7.1. REQUERIMIENTOS MÍNIMOS***

En función del tamaño de grano y de la plasticidad, el ingeniero conoce el grupo al cual pertenece un suelo dado, conoce en forma muy general las características físicas más importantes de dicho suelo.

A continuación se muestra una tabla en la cual se encuentra de manera muy general las propiedades que se requieren para poder identificar de una manera correcta los diferentes tipos de suelos, basándonos en características físicas y mecánicas de los suelos.

**Tabla 8: Características básicas de clasificación para ciertos tipos de suelos.**<sup>44</sup>

Tipo de suelo	Información general						Resultados de los ensayos de clasificación											
							Muestras inalteradas					Muestras alteradas						
	Color	Olor	Textura	Dilatancia	Propiedades de los granos	Resistencia del suelo seco	Relación natural de vacíos	Contenido natural de humedad	Peso unitario en estado natural	Peso unitario en estado seco	Resistencia a la compresión simple	Sensibilidad	Relación de vacíos máxima	Relación de vacíos mínima	Límite líquido	Límite plástico	Análisis granulométrico	Contenido de carbono
Greda	X		X		X		X	X	X		X				X	X	X	X
Arena, ripio	X				X		X					X	X				X	
Limo inorgánico	X		X	X		X		X	X	X	X				X	X	X	X
Limo orgánico	X	X	X	X		X		X	X	X	X				X	X	X	X
Arcilla	X		X			X		X	X	X	X				X	X		X
Arcilla orgánica	X	X	X			X		X	X	X	X				X	X		X
Turba	X	X	X		X				X	X								
Morena	X				X		X	X	X			X	X				X	
Tufa de grano fino	X		X			X			X	X	X	X			X	X	X	
Loess	X		X	X		X	X	X	X	X		X	X	X	X	X	X	X
Loess modificado	X		X	X		X	X	X	X	X		X	X	X	X	X	X	X
Marga	X		X	X		X		X	X	X	X				X	X	X	X
Tosca	x		X				X	X	X		X				X	X		X

Cada grupo incluye suelos con una gran variedad de propiedades, además, un determinado suelo puede presentarse en el terreno en formas muy diversas, a fin de poder efectuar una distinción más precisa entre los distintos miembros de un mismo grupo o los diferentes estados

<sup>44</sup> Karl Terzaghi; Ralph B. Peck; Gholamreza Mersi. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice.

del suelo, es necesario recurrir a datos complementarios. Para poder conseguir este objetivo se han planteado dos posibilidades, subdividir cada grupo principal o bien agregar al nombre del grupo los valores numéricos de las propiedades índice que le correspondan. La primera posibilidad queda corta al igual que el actual mecanismo de clasificación de los suelos, debido a la gran variedad de suelos que existen y a los diferentes estados en los que se puede encontrar el suelo, este mecanismo dificultaría aun más el estudio de los suelo debido a la nomenclatura que se debería usar para clasificar un suelo. Este mecanismo puede ser muy útil en lugares donde es casi seguro encontrar un mismo tipo de suelo.

La segunda posibilidad si bien al comienzo será muy difícil el identificar y diferenciar a los suelos de un mismo grupo, con el tiempo y la experiencia adquirida este problema se puede sobrellevar, por este motivo es de gran importancia el implementar todos los datos de los ensayos realizados en la clasificación, y describir de manera numérica las propiedades básicas de los suelos como lo es la plasticidad, entonces se debería usar los adjetivos poca plástica o muy plásticas junto con el índice de plasticidad obtenido en los ensayos correspondientes.

### **2.7.2. AASHTO**

American Association of State Highway and Transportation Official, esta asociación estadounidense y su sistema de clasificación fue desarrollado en 1929, y ha sufrido un sin número de revisiones y correcciones hasta llegar al actual modelo de clasificación. Este sistema, clasifica al suelo dentro de 8 grandes grupos, los cuales se enumeran desde A1 hasta A8. Los suelos que se encuentran dentro de los grupos A1, A2, A3 son suelos granulares cuya parte de fino, menor a 0,0074 no excede el 35 % de la muestra. Los suelos cuyo contenido de finos es mayor al 35% se clasifican en los grupos A4, A5, A6, A7. Estos suelos son mayormente tipo limo o arcilla. Por último los suelos dentro del grupo A8 que son suelos altamente orgánicos.

El sistema de clasificación se basa en los siguientes parámetros:

Tamaño de las partículas

Grava: fracción que pasa la malla 75 mm y que se retiene en la malla N° 10 o 2mm.

Arena: fracción que pasa la malla N° 10 y se retiene en la malla N° 200 o 0,075.

Limo y arcilla: fracción que pasa la malla N° 200.

Plasticidad: el término limoso es aplicado cuando la fracción de fino tiene un índice de plasticidad menor o igual a 10. El término arcilloso se usa cuando la fracción de finos tiene un índice de plasticidad mayor o igual a 11.

Si se encuentran rocas de mayor tamaño a 75 mm en la muestra de suelo, estas son excluidas de la porción, sin embargo se toma el porcentaje de este material.

Si se desea clasificar a un suelo de acuerdo con el sistema AASHTO, se toma la tabla siguiente como guía para esta clasificación, se debe aplicar los datos en la tabla de izquierda a derecha mediante un proceso de eliminación, el primer grupo desde la izquierda en el cual todos los datos coincidan es el adecuado para una correcta clasificación.

General classification	Granular materials (35% or less of total sample passing No. 200)						
	A-1		A-3	A-2			
Group classification	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Sieve analysis (percentage passing)							
No. 10	50 max.		51 min.				
No. 40	30 max.	50 max.					
No. 200	15 max.	25 max.	10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.
Characteristics of fraction passing No. 40							
Liquid limit				40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Plasticity index		6 max.	NP	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
Usual types of significant constituent materials	Stone fragments, gravel, and sand		Fine sand	Silty or clayey gravel and sand			
General subgrade rating	Excellent to good						
General classification	Silt-clay materials (more than 35% of total sample passing No. 200)						
Group classification	A-4	A-5	A-7 A-7-5 <sup>a</sup> A-6	A-7-6 <sup>b</sup>			
Sieve analysis (percentage passing)							
No. 10							
No. 40							
No. 200		36 min.	36 min.	36 min.			
Characteristics of fraction passing No. 40							
Liquid limit		40 max.	41 min.	40 max.			
Plasticity index		10 max.	10 max.	11 min.			
Usual types of significant constituent materials		Silty soils		Clayey soils			
General subgrade rating		Fair to poor					
<sup>a</sup> For A-7-5, $PI \leq LL - 30$							
<sup>b</sup> For A-7-6, $PI > LL - 30$							

**Ilustración 39** Tabla de Clasificación de los suelos según AASHTO.<sup>45</sup>

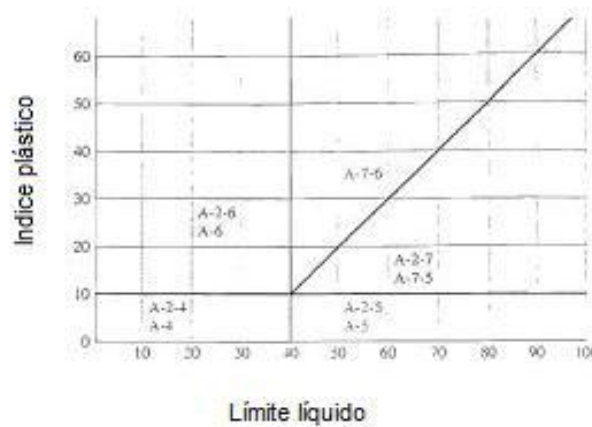
Uno de los grandes cambios que este sistema presento fue la sub división de los grupos, introduciendo dos sub grupos en A1, cuatro en A2 y dos en A7. Para poder diferenciar a los sub grupos se introdujeron los siguientes criterios de clasificación. Para el grupo A1 se puede diferencia entre a o b si el suelo contiene partículas de gran tamaño como gravas, para el suelo A1a, mientras que en el suelo A1b se encuentra predominantemente la existencia de arena gruesa.

El grupo A2 también pertenece al grupo de los suelos gruesos, con un importante porcentaje de finos. Lo sub grupos A-2-4 y A-2-5 incluyen materiales cuyo contenido de finos no excede el 35 % y tienen características plásticas iguales a A4 y A5 (suelos limosos). Los sub grupos A-2-6 y A-2-7 presentan características similares a los sub grupos anteriores diferenciándose en la plasticidad del suelo, estos suelos presentan plasticidades similares a la de los grupos A6 y A7 (suelos arcillosos).

<sup>45</sup> Das, Braja. (2006). Principles of Geotechnical Engineering. Pg. 84.

Los suelos tipo A3 son arenas finas de tamaños similares, arenas mal gradadas. Los suelos A4 y A5 son limos, los grupos A6 y A7 son arcillas. Para el grupo A7 donde se presentan dos subgrupos, se aplica la siguiente condición,  $I_p \leq w_L - 30$ , clasificando así a los suelos que cumplan con dicha característica dentro del subgrupo A-7-5 y en caso contrario dentro del subgrupo A-7-6.

En el siguiente gráfico se muestra el rango del límite líquido y del índice de plasticidad para suelos contenidos dentro de los grupos A2, A3, A4, A5, A6, A7.



**Ilustración 40** Rango de valores del IP y LL para los suelos de los grupos de la AASHTO.<sup>46</sup>

Para evaluar la calidad de un suelo, se debe incorporar un número llamado índice de grupo, con los grupos y sub grupos del suelo. Este número se escribe entre paréntesis y va después del nombre del grupo o subgrupo del suelo. El índice de grupo viene dado por la siguiente expresión:

$$GI = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10)$$

Si el resultado de la ecuación da un número negativo se toma como índice de grupo igual a 0.

El índice de grupo debe ser un número entero, si el resultado de la ecuación anterior da un número decimal se aproxima al entero más cercano.

No existen límites superiores de índice de grupo para los diferentes grupos.

El índice de grupo para los suelos pertenecientes a los grupos A1a A1b A24 A25 y A3 es siempre cero.

Cuando se calcula el índice de grupo para el grupo A-2-6 se debe usar una fórmula particular del índice de grupo  $GI = 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10)$ .

<sup>46</sup> Das, Braja. (2006). Principles of Geotechnical Engineering. Pg. 85.

### 2.7.3. *SUCS “Sistema Unificado de Clasificación de Suelos”*

La forma original del SUCS fue propuesta por Casagrande en 1942 durante la segunda guerra mundial, para uso del cuerpo de ingenieros de la armada del Estados Unidos. Varias instituciones de investigación revisaron el sistema en 1952. En la actualidad este método es ampliamente usado en el campo de la ingeniería a pesar de una serie de limitaciones encontradas. Para poder hacer uso de este sistema se debe tener en cuenta que:

La clasificación se basa en el material que pasa el tamiz 2.5 o 75 mm, excluyendo lo retenido en este tamiz pero calculando su porcentaje en el suelo.

La fracción gruesa es igual al porcentaje retenido en el tamiz 200, esto es  $100 - \%Pasa_{200}$ , igual a  $\%RET_{200}$ .

La porción de finos es igual al porcentaje que pasa el tamiz 200.

Grava es igual al porcentaje que se retiene en el tamiz numero 4.

De acuerdo al SUCS el suelo se clasifica en dos grandes grupos.

Suelos gruesos que son grava y arena, tienen un porcentaje de finos menor al 50%, esto es  $\%Pasa_{200} < 50$ . El símbolo del grupo comienza con los prefijos G o S. G para gravas y S para arenas.

Suelos finos son suelos cuyo % de finos es del 50% o más, esto es  $\%Pasa_{200} > 50$ . Los símbolos de este grupo comienzan con M para limos, C para las arcillas y O para suelos orgánicos, el símbolo PT es usado para principalmente para turbas (peat), y otros suelos altamente orgánicos.

Se establecen así los seis grandes grupos gravas, arenas, limos, arcillas, orgánicos y muy orgánicos. Ahora se debe diferenciar las características de los sub grupos.

Otros símbolos usados dentro de esta clasificación son:

W bien graduado

P pobremente graduado

L baja plasticidad

H alta plasticidad

El criterio para diferenciar la grava de la arena es puramente granulométrico, si mas del 50% de la fracción gruesa se retiene en el tamiz numero 4 se trata de una grava, caso contrario el

suelo será una arena. Los suelos finos se sub dividen en base a su plasticidad y al contenido orgánico.

En todo suelo grueso la cantidad de finos influye en su comportamiento mecánico, a menos que sea menor al 5%. Si el porcentaje de finos en las gravas es menor al 5% se tiene una baja influencia de la parte fina de los suelos, la nomenclatura de estos suelos depende en gran medida del coeficiente de uniformidad  $C_u > 4$  y el coeficiente de curvatura  $1 < C_c < 3$ . Si se cumplen estas limitaciones se dice que el suelo es bien graduado por lo tanto el uso de del sufijo W, si por lo contrario no cumple esta normativa se usa el sufijo P. Ahora si el porcentaje de fino es mayor al 12% se tiene una gran influencia de la parte fina en el suelo, por lo tanto la designación de símbolos para estos suelos se basa en los criterios de plasticidad, por ejemplo gravas con limo GM o gravas con arcilla GC.

Existe también la posibilidad de encontrarnos con suelos muy característicos como por ejemplo aquellos cuyo datos estén en la frontera entre los limos y las arcillas, presentándose así la grava arcillo limosa cuyo doble símbolo es GC-GM.

Otros casos especiales se presentan cuando el porcentaje de finos de la muestra está en un rango del 5 al 12% de aquí se derivan cuatro clasificaciones posibles:

GW-GM grava bien gradada con limo

GW-GC grava bien gradad con arcilla

GP-GM grava mal gradad con limo

GP-GC grava mal gradada con arcilla

Este mismo criterio se plica para la clasificación de la arena, los símbolos característicos de estos suelos son:

SW arena bien gradada

SP arena mal gradada

SM arena limosa

SC arena arcillosa

SC-SM arena arcillo limosa

SW-SM arena bien gradada con limo

SW-SC arena bien gradada con arcilla

SP-SM arena mal gradada con limo

SP-SC arena mal gradada con arcilla

En cuanto a la clasificación de los suelos finos, esta se basa en propiedades como el límite líquido y el límite plástico, de acuerdo a los valores obtenidos se traza un punto en la carta de plasticidad obteniendo así el símbolo correspondiente para dicho suelo.

Para mayor facilidad y comprensión se muestra la grafica a utilizar para clasificar a los suelos.

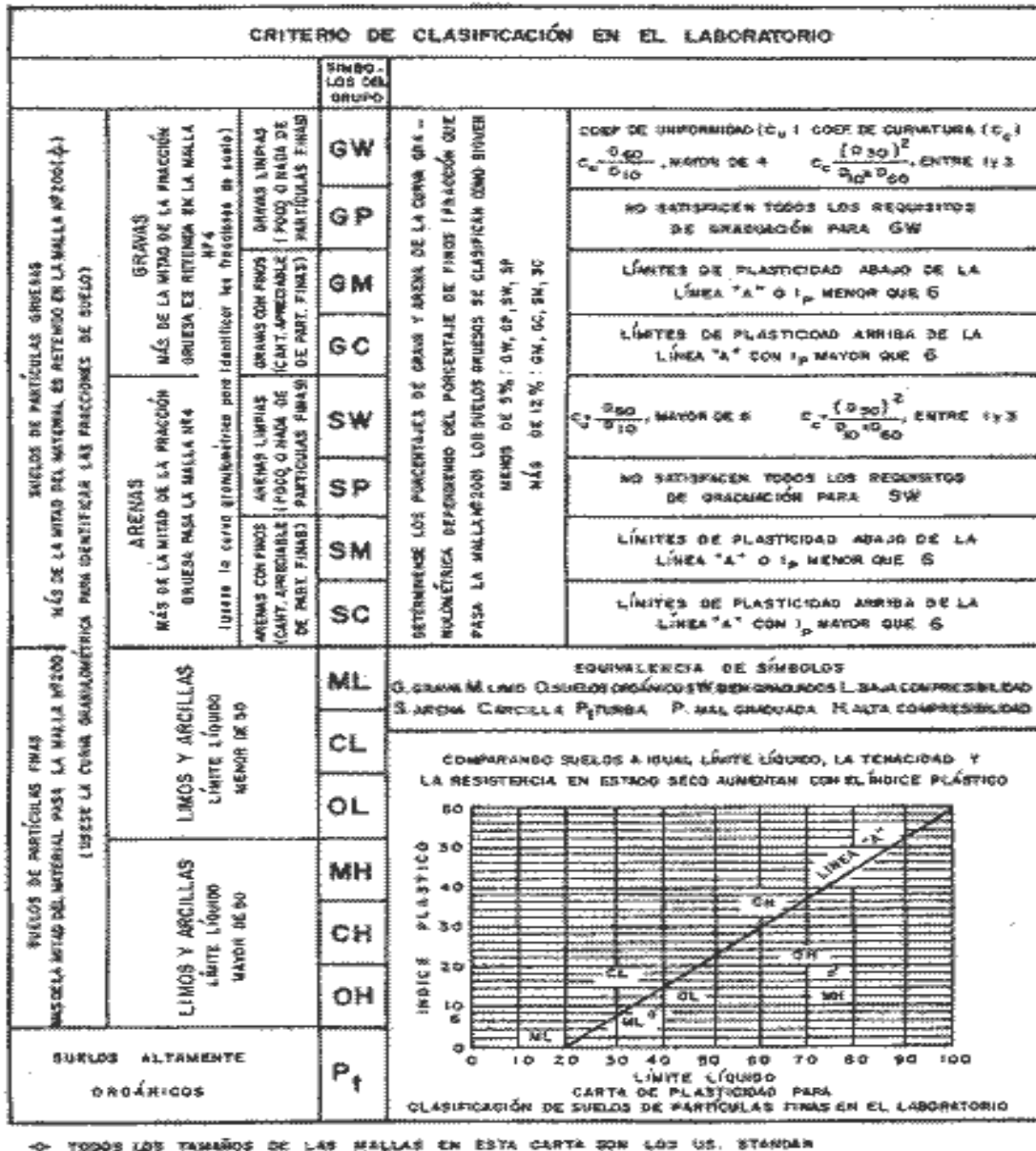


Ilustración 41 Criterio de clasificación según el SUCS.<sup>47</sup>

<sup>47</sup> ingenieriaciviltips.com

#### 2.7.4. IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS EN CAMPO

Una de las ventajas del SUCS es el hecho de presentar una alternativa de clasificación que se puede realizar en el campo, a este tipo de clasificación se lo conoce como clasificación manual visual, el nivel de exactitud de este método está por debajo de los ensayos de clasificación del laboratorio, pero esta imprecisión se puede superar gracias a la experiencia. Existe una norma en la cual se detalla el proceso para identificar a un suelo, a continuación se hace una traducción de la norma ASTM D2488-06.

La muestra para esta clasificación debe ser considerada como representativa del estrato del cual se desea hacer el estudio. Las principales propiedades y criterios según los cuales se clasifica un suelo son:

Angulosidad: describe la angulosidad de las partículas gruesas como boleas, cantos, gravas o arenas.

<b>Criterios para describir la angulosidad de partículas gruesas</b>	
Descripción	Criterio físico
Angular	Partículas que tengan bordes filosos, puntiagudos, y lados relativamente planos con superficies rugosas.
Sub angular	Partículas de descripción similar a la angular pero con bordes redondeados
Sub redondeada	Tienen lados casi planos pero sus esquinas y bordes son bien redondeadas
Redondeada	Partículas cuyos lados presentan curvaturas suaves y no presentan bordes

Forma de las partículas: describe la forma de las partículas respecto a sus tres dimensiones.

<b>Criterios para describir la forma de las partículas</b>	
La forma de la partícula se describe teniendo en cuenta que longitud, ancho y grosor, se refieren a la dimensión mayor, media y menor respectivamente.	
Plana	Partículas con ancho/ grosor $>3$
Alargada	Partículas con longitud/ ancho $> 3$
Plana y alargada	Partículas con los dos criterios anteriores

Color: el color es una propiedad importante para la clasificación de los suelos orgánicos, mediante el color se puede tener una clasificación de suelos que tengan características similares, como su origen. Si la muestra presenta capas o parches de diferentes colores se debe tomar en cuenta estas variaciones así como el cambio de color de la muestra en los diferentes estados de humedad.

Olor: propiedad generalmente usada para suelos orgánicos, los suelos orgánicos tienen olores característicos a la descomposición de materia orgánica, como vegetales. Si se encuentra

olores extraños como químicos, petróleo entre otros dichos olores deben ser tomados en cuenta en la descripción del suelo.

Contenido de humedad: se debe describir el contenido de humedad mediante la siguiente tabla.

<b>Criterios para describir la humedad del suelo</b>	
Descripción	Criterios
Seco	Ausencia de humedad, polvoriento, seco al tacto
Húmedo	Húmedo pero sin agua visible
Mojado	Agua visible, usualmente el suelo está bajo niveles freáticos

Reacción al ácido clorhídrico: Se ha tomado este reactivo para el uso en los suelos debido a su alta respuesta frente al carbonato de calcio principal compuesto cementante de los suelos.

<b>Criterios para describir la reacción frente al HCl.</b>	
Descripción	Criterios
Ninguna	No hay reacción visible
Débil	Alguna reacción, se forman burbujas muy lentamente en la superficie
Fuerte	Reacción violenta se forman burbujas de manera inmediata en la superficie

Consistencia: para muestras de suelo intactos se describe como suave, firme dura o muy dura, esta observación es importante en suelos con cantidades significativas de gravas.

<b>Criterios para describir la consistencia</b>	
Descripción	Criterio
Muy suave	El pulgar penetrará en el suelo más de 25mm
Suave	El pulgar penetrará en el suelo cerca de 25mm
Firme	El pulgar marcará el suelo cerca de 6mm
Dura	No se puede marcar el suelo con el dedo pero con se marcará claramente con la uña.
Muy dura	No se puede marcar el suelo con la uña

Cementación: describe la cementación de los suelos gruesos como débil, moderada, o fuerte según tabla.

<b>Criterios para describir la cementación</b>	
Descripción	Criterio
Débil	Se rompe o desmenuza con pequeñas presiones de los dedos
Moderada	Se rompe o desmenuza con presiones considerables de los dedos
Fuerte	No se rompe o desmenuza con presiones de los dedos

Estructura: describe la estructura de una muestra inalterada de suelos.

<b>Criterios para describir la estructura.</b>	
Descripción	Criterio
Estratificado	Capas alternadas de material variable o color con capas de al menos 6 mm, de ancho
Laminado	Capas alternadas de material variable o color con capas de menos de 6 mm, de ancho
Fisurado	Presenta fisuras a lo largo de planos definidos, con poca resistencia a la fractura
Manchado	Aparecen planos de fractura pulidos, brillosos.
Bloqueado	Suelo cohesivo que se puede romper en pequeños grumos, con resistencia adicional antes de quebrarse
Punteado	Inclusión de pequeños puntos de diferentes suelos, como arena dispersa en una masa de arcilla.
Homogéneo	Mismo color y apariencia a todo lo largo.

Tamaño máximo de las partículas: en caso de ser arena se define este tamaño como arena gruesa o fina, en caso de ser grava se define el tamaño mediante la última abertura de la serie de tamices por la cual pasa el material, si se presenta el caso de ser un boteo o más grande se toma como referencia la dimensión más grande de la partícula.

Dureza: describe a la dureza de las partículas gruesas, arenas gruesas o partículas más grandes, de un suelo frente a un golpe con un martillo, describiendo el resultado del impacto en el suelo, se define como dura a la partícula que al ser golpeada con el martillo no se rompe ni desmenuza.

Adicionalmente se debe anotar todas las características llamativas del suelo como la presencia de raíces, problemas al perforar el suelo, presencia de minerales, etc. Se debe tomar en cuenta la nomenclatura local del suelo, y una clasificación o caracterización de la muestra por medio de otros métodos en el caso de ser necesario.

Luego de este proceso se procede a la identificación del suelo para lograr encajarlo dentro de los grupos del SUCS. La muestra para la clasificación manual al igual que en la clasificación en laboratorio se toma solamente la parte de suelo cuyo tamaño sea menor a 75mm, en el caso de existir tamaños mayores se anotará el porcentaje de dichos suelos.

Una primera observación se realiza para determinar si el suelo es sumamente orgánico, la presencia de abundante capa vegetal en varios estados de descomposición, color negro o café oscuro, olor fuerte y textura fibrosa, son características de estos suelos por lo que sería considerado un suelo del grupo Pt.

Para poder clasificar a los suelos de una manera visual se extiende la muestra sobre el suelo y se determina de forma visual si se trata de un suelo grueso o un suelo fino, si el 50% de las partículas es mayor a 0.075 mm, este tamaño equivale al tamaño de la harina o el cemento, será un suelo grueso, si el porcentaje de partículas menores a 0.075 mm es mayor al 50%, será un suelo fino. En el primer caso se tiene que diferenciar entre grava o arena esta distinción se la realiza de manera visual teniendo en cuenta el tamaño de partícula de 5 mm, si las partículas son mayores a 5 mm se dice que el suelo es una grava si por el contrario la mayoría de las partículas son menores a este tamaño se trata de una arena.

Independientemente de si el suelo es grava o arena se debe hacer una inspección visual y determinar si este suelo posee gran cantidad de finos 10% como mínimo, o si por el contrario al no existir finos presenta una amplia variación en los tamaños de las partículas o son partículas de tamaños uniformes. En el caso de tener finos estos deben seguir con el proceso de clasificación.

Para poder identificar un suelo fino es necesario realizar pruebas sencillas que nos ayudaran a determinar las características del suelo, los ensayos manuales a realizar son dilatancia, tenacidad, dureza seca complementados con el olor y color del suelo, estas pruebas se las realiza en la porción de suelo menor 0.5 mm.

Dilatancia: se toma una porción de suelo, se le agrega agua hasta obtener una masa suave pero no pegajosa. Se coloca la muestra en la palma de la mano en forma de lámina, se golpea la mano contra la otra. Luego de este proceso se aprieta la muestra entre los dedos, aquí se debe notar la velocidad con la que el agua aparece y desaparece al golpear las manos entre sí, la muestra cambiara de consistencia hasta llegar a convertirse en un material frágil, esta velocidad define la intensidad de la reacción. Una reacción rápida es típica de los limos inorgánicos, mientras que la arcilla hace que la reacción sea más lenta. La reacción se evalúa por medió de la cantidad de golpes dados por la mano.

Tenacidad. En este ensayo se somete a la muestra a una presión con los dedos para formar rollos de espesor de 3mm de diámetro. Se repite el procedimiento varias veces observando como el material se endurece cuando se acerca al límite plástico. Cuanto más arcilloso es el suelo este presenta mayor rigidez y tenacidad al acercarse al límite plástico, mientras que los limos al disminuir su contenido de agua se desmoronan fácilmente hasta convertirse en polvo.

Dureza seca: con una muestra similar a las anteriores, se amasa hasta formar un cubo de 1cm cubico y se deja secar al ambiente o mediante procesos cuya temperatura no exceda los 60 grados Celsius. Luego de secada la muestra se la toma entre los dedos y se ejerce una presión en la misma, mediante la resistencia que la muestra presente se puede evaluar el carácter coloidal de la misma, los limos no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco, los suelos francamente arcillosos tienen alta dureza y resulta practicante imposible romper con los dedos.

### **3. SELECCIÓN, ENSAYOS Y CARACTERÍSTICAS DE MUESTRAS**

En la presente investigación se plantea realizar los estudios en la ciudad de Quito, y en las poblaciones ubicadas al noroccidente de la misma, poblaciones que se encuentran cerca de la ciudad de Quito, con el objetivo de obtener muestras de suelos de diferentes características.

Los tipos de suelos que se busca analizar abarcan a los suelos denominados finos dentro de la clasificación del SUCS, a excepción de los suelos orgánicos, teniendo así suelos clasificados como ML, MH, CL, CH.

Los ensayos que se realizarán en la presente investigación son el contenido de humedad, el límite líquido, el límite plástico de acuerdo a la norma del ASTM D4318-05, el contenido de humedad, el límite líquido de acuerdo a la norma británica BS 1377-2:1990, y se implementará un nuevo ensayo para la determinación del límite plástico por medio del penetrómetro cónico.

#### **3.1. TRABAJO DE CAMPO**

##### ***3.1.1. OBTENCIÓN Y MUESTREO DE SUELOS***

Se realizaron 2 tipos de muestreos para la extracción de muestras, la primera utilizando el ensayo de penetración estándar SPT, y la segunda de manera manual con la ayuda de una posteadora. El primer método de extracción de muestras se lo realizó en la ciudad de Quito con la colaboración de los ingenieros Juan Carlos Montero y Ricardo Salvador. En los sectores ubicados fuera de la ciudad de Quito se realizó la perforación de forma manual.

Se realizaron perforaciones de hasta cuatro metros, en 15 sectores distintos, obteniendo así 55 muestras de suelos aproximadamente, de las cuales se seleccionaron 36 muestras para realizar los ensayos correspondientes. Los criterios usados para la perforación y extracción de muestra fueron la clasificación manual visual de los suelos y la experiencia de los ingenieros. Se llegó a descartar del estudio ciertos sectores debido a diversos problemas como por ejemplo el tipo de suelo encontrado (suelos arenosos) y el nivel freático del sector (superior a los 4 metros) así como la consistencia en estado natural del suelo.

A continuación se presenta una tabla donde se especifica la localización de las muestras, la profundidad del sondeo y algunas observaciones realizadas in situ.

**Tabla 9 Muestras de suelos obtenidas para los ensayos.**

Resumen de muestras obtenidas.					
Lugar	Fecha	Fotos	Muestras	Prof.	Observaciones, Clasificación manual visual
Quitumbe	10/08/2011	SI	SI	1-5.5	Primer muestreo, SPT
Guamani	05/10/2011	NO	NO	0-1	Posteadora, nivel fraético 2 m.
Solanda	04/10/2011	SI	SI	0-4.5	Posteadora limo arcilla
Chimbacalle	27/09/2011	SI	SI	0-4	SPT, posteadora limo
San Juan	01/10/2011	NO	SI	0-4	SPT, limo suelo duro
La Gasca	30/09/2011	SI	SI	0-4	Posteadora, limo blando
Brasil	05/10/2011	NO	NO	0	Suelos arenosos primeros metros
Machala	06/10/2011	SI	NO	0	Suelos arenosos primeros metros
Real Audiencia	07/10/2011	SI	SI	0-4	SPT, suelo duro limo
La Roldos	08/10/2011	SI	NO	0	Suelo duro, poca muestra.
Condado	12/10/2011	NO	NO	0	No se extrajo
Cumbaya	03/10/2011	NO	NO	0	relleno y suelo duro
Tumbaco	04/10/2011	NO	NO	0	No se extrajo
Concocoto	29/10/2011	NO	NO	0	No se extrajo
Calderon	10/10/2011	NO	NO	0	Suelos arenosos
Pomasqui	11/10/2011	NO	NO	0	Suelos arenosos
San Carlos	12/10/2011	SI	SI	0-4	SPT, limo poca humedad
Rumipamba	13/10/2011	NO	SI	0-4	Suelo lacustre, excavacion
Andoas	15/10/2011	SI	SI	0-4	Posteadora, limo plastico
Los Bancos	17/10/2011	SI	SI	0-4	Posteadora, limo plastico
Puerto Quito	17/10/2011	SI	SI	0-3	Posteadora, limo plastico
Coruña	20/10/2011	SI	SI	0-4	Excavacion, limo
Independencia	12/12/2011	SI	SI	0-3	Posteadora, limo plastico

## 3.2. TRABAJO DE LABORATORIO

A partir de la obtención de las muestras alteradas, estas fueron llevadas al laboratorio para realizar los ensayos de clasificación en conformidad con la norma ASTM antes mencionada. Se realizará simultáneamente los ensayos de clasificación de acuerdo a la norma británica y el nuevo ensayo para determinar el límite plástico mediante el penetrómetro de cono debido a su similitud en el procedimiento. A continuación se describe de manera rápida los ensayos realizados en el laboratorio.

### 3.2.1. CLASIFICACIÓN DEL SUELO (SUCS).

Con los resultados obtenidos en el laboratorio, de los ensayos normados bajo la ASTM y la carta de plasticidad antes presentada se realizó la clasificación de los suelos basándose en el sistema unificado de clasificación de suelos conocido como SUCS.

### 3.2.2. CONTENIDO DE HUMEDAD.

Este ensayo determina la cantidad de agua presente en la muestra de suelo. Si la muestra que se ensaya se encuentra tal y como se la encontró en el sitio de origen se la denomina humedad natural. La humedad natural es una guía que nos permite ubicarnos dentro de las

características básicas del suelo. Los límites de Atterberg son estados del suelo con diferentes cantidades de agua, por lo tanto todos estos ensayos nos dan como resultado diferentes contenidos de humedad del suelo.

Para la obtención del contenido de humedad de un suelo se debe pesar el suelo en estado húmedo y el suelo en estado seco, se considera estado seco cuando a una muestra se la ha dejado en el horno por 24 horas a una temperatura de 110 grados Celsius. La diferencia de los pesos es el contenido de agua que se representa en porcentaje respecto al peso del suelo en estado seco.

$$\%w = (M_s - M_{ss})/M_{ss} \times 100$$

### **3.2.3. LÍMITE LÍQUIDO**

El límite líquido es el contenido de humedad fronterizo entre el estado líquido y el estado plástico del suelo. Para determinar esta característica existen dos ensayos totalmente validos y probados, pero basados en diferentes efectos físicos. La norma ASTM propone el ensayo usando la copa de Casagrande, mientras que la norma británica, además de este ensayo propone la utilización del penetrómetro de cono. Los procedimientos a seguir en estos ensayo se detallan en el capítulo dos de la presente investigación.

### **3.2.4. LÍMITE PLÁSTICO**

El límite plástico es el contenido de humedad fronterizo entre el estado plástico y el estado semi sólido del suelo. El ensayo normado tanto dentro de la ASTM como en la norma británica es el ensayo en el cual una pequeña cantidad de suelo se enrolla mediante una presión manual y a una frecuencia normada, para realizar un rollo cuyo diámetro sea de 3.2 mm, el cual debe llegar a una humedad en la cual el rollo presenta fisuras y no se podrá volver a remoldar. Determinando así el límite plástico del suelo.

### **3.2.5. GRANULOMETRÍA.**

La granulometría es una parte importante en la clasificación de los suelos, ya que nos muestra los diferentes tamaños de partículas y su distribución en el suelo, en nuestro caso como se ensaya solo suelos finos, se utilizarán los tamices #4, #10, #40, #200.

El ensayo de granulometría para suelos finos se lo realiza mediante un proceso de lavado del suelo, esto se realiza para eliminar todas las partículas menores a 0.0075mm tamaño correspondiente a la abertura del tamiz #200, después de secado el suelo se tamiza la muestra por la serie de tamices antes mencionada, se toma el peso retenido acumulado de cada tamiz y se muestra en porcentajes en relación con el suelo seco.



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**  
**ÁREA DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNIA**  
 HOJA DE ENSAYOS  
**ENSAYO DE CLASIFICACIÓN**

Proyecto: \_\_\_\_\_ Sondeo N°: \_\_\_\_\_ N° de Orden \_\_\_\_\_  
 Localización: \_\_\_\_\_ Profundidad: \_\_\_\_\_ Fecha \_\_\_\_\_

1.- Contenido de Humedad

N° de capsula	Peso capsula + suelo humedo	Peso capsula + suelo seco	Peso capsula	% Humedad

%w

2.- LIMITE PLASTICO

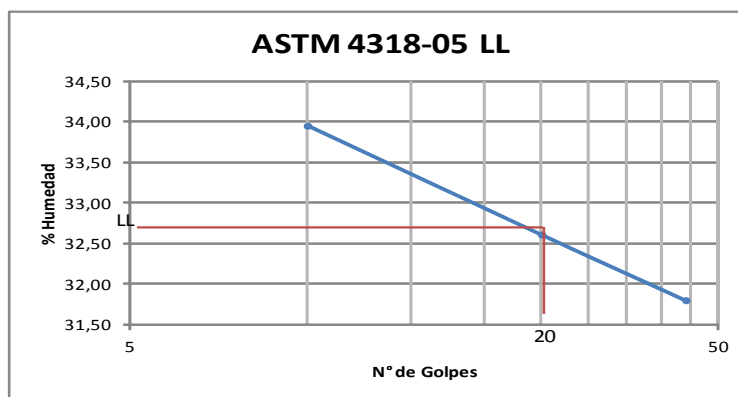
N° de capsula	Peso capsula + suelo humedo	Peso capsula + suelo seco	Peso capsula	% Humedad

LP

3.- LIMITE LIQUIDO

N° de golpes	N° de capsula	Peso capsula + suelo humedo	Peso capsula + suelo seco	Peso capsula	% Humedad

LL



4.- Analisis Granulometrico

Tarro N°	
Peso suelo humedo	Peso suelo seco

Tamiz N°	Diametro (mm)	Peso Ret, Acum.	% Retenido	% Que pasa
4	4,750			
10	2,000			
40	0,425			
200	0,075			
Pasa 200				

**Ilustración 43: Hoja de laboratorio y cálculo para determinar: Contenido de Humedad, Limite Líquido, Limite Plástico y Granulometría del suelo según norma ASTM.**

### **3.3. TRABAJO DE GABINETE**

El trabajo de gabinete consistió en procesar los datos obtenidos tanto en campo como en el laboratorio. Los datos obtenidos fueron almacenados en hojas electrónicas las cuales también ayudaron en la obtención de nuevos resultados, gráficos y comparaciones.

Se realizaron 4 tipos de hojas electrónicas la primera lleva toda la información de cada muestra, esto es todos los datos obtenidos en laboratorio como el cálculo del contenido de humedad, los límites de Atterberg, la granulometría y así poder clasificar al suelo mediante el SUCS.

La segunda hoja que es similar a la anterior y lleva todos los datos obtenidos en los ensayos que involucren al penetrómetro de cono, al igual que la primera hoja electrónica se realizó una hoja por cada muestra de suelo.

La tercera hoja es un resumen con los datos más relevantes de cada hoja para realizar las comparaciones correspondientes. En el último modelo de hoja electrónica se llevó a cabo toda la estadística, para así poder obtener conclusiones válidas para la investigación.

#### ***3.3.1. NOTAS TÉCNICAS REFERENTES AL USO DEL PENETRÓMETRO DE CONO***

A continuación se hace un breve resumen de las investigaciones realizadas por varios autores de los cuales se obtuvieron ideas y conceptos para desarrollar este proyecto de ensayo.

*AGUS SETYO MUNTOHAR AND ROSLAN HASHIM (2002)*

El autor hace una breve introducción al tema, mencionado los problemas que se puede tener al realizar el ensayo del rollo para determinar el límite plástico de los suelos, también se refiere a varias investigaciones en las cuales se plantea la penetración correspondiente al límite plástico. Después hace un resumen de varias investigaciones anteriores, en las cuales se fundamenta para desarrollar su ensayo en el cual se determinara el límite plástico de los suelos.

Dentro del escrito titulado “DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO USANDO EL PENETRÓMETRO DE CONO”, los autores definen el cono que va a ser usado, el cono tendrá un ángulo de 30° y un peso de 0.785 N. Se usará también una cápsula cuyo diámetro sea de 55 mm y su altura de 40 mm. El equipo a utilizar es el mismo que se emplea en el ensayo de la norma británica, los autores se proponen obtener contenidos de humedad correspondientes a penetraciones de entre 4 y 25 mm, y no limitarse a penetraciones de entre 15 y 25 mm como establece la norma mencionada. Los autores realizan su investigación en suelos, se puede decir, creados en laboratorio mezclando una porción de bentonita y otra de caolín obteniendo suelos de distinta plasticidad. Una de las dificultades en la manipulación de

los suelos cerca del límite plástico es la dureza que presenta, para poder sobre llevar esta dificultad se aconseja moldear y mezclar suelo en cantidades tales que su volumen sea superior al volumen de la cápsula, la cual se presionara sobre la masa de suelo, atrapando así la muestra que se va a ensayar. De igual manera que en todos los ensayos posteriores la lectura de la penetración se la realiza desde la superficie de la muestra. En esta nota técnica también se realizó el ensayo correspondiente al límite plástico normado por la BS 1377:1990, en la cual se estable que para calcular el límite plástico de los suelo se debe realizar un rollo de 3 mm bajo ciertas condiciones.

En la investigación se hace énfasis en la relación no lineal que hay entre el contenido de humedad y la penetración, se muestra además una grafica basada en la investigación realizada por Harrison, quien utiliza una relación bilineal entre el índice de liquidez y la penetración, ajustando una curva aproximada en vez de la relación bilineal, se puede determinar que el límite plástico corresponde a una penetración de 2.2 mm, dato ligeramente superior al propuesto en la investigación de Harrison.

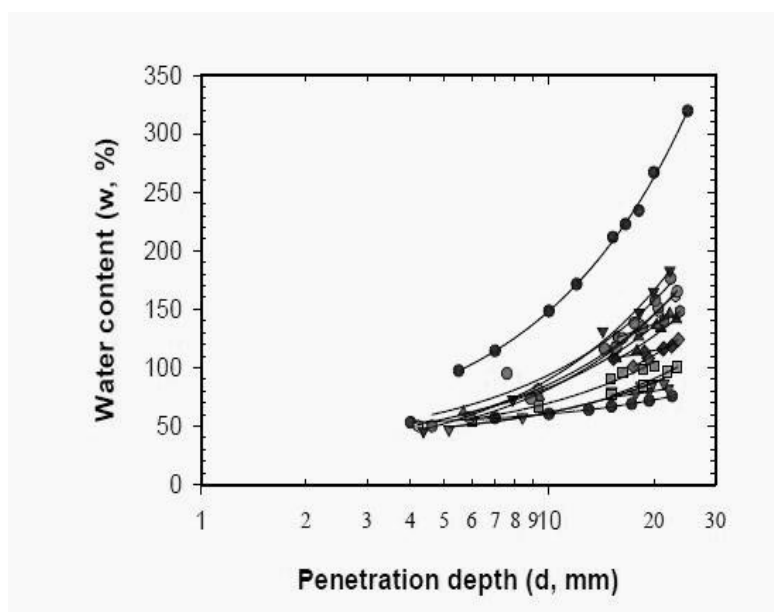


Ilustración 44: Relación contenido de humedad y logaritmo de la penetración.<sup>48</sup>

Para obtener el límite plástico se realizaron por lo menos cuatro penetraciones distintas y bien distribuidas entre 4 y 25 mm, se obtiene su contenido de humedad, se procede a graficar la relación entre el logaritmo de la penetración y el porcentaje de humedad, luego de obtener la curva para cada muestra se extrapola dicha curva hasta una penetración de 2.2 mm obteniendo la humedad respectiva. En esta investigación se muestran tres tipos de límite plástico, el

<sup>48</sup> Muntohar A .S. and Hashim R. (2002). Determination of Plastic Limits of Soils Using Cone Penetrometer: reappraisal.

mencionado anteriormente, el obtenido mediante la norma del rollo y el propuesto por Harrison.

Los resultados muestran una buena correlación entre el límite plástico del rollo y el límite plástico propuesto, se nota sin embargo que dos suelos tienen una gran diferencia en sus valores.

#### *TAO WEI FENG (2004)*

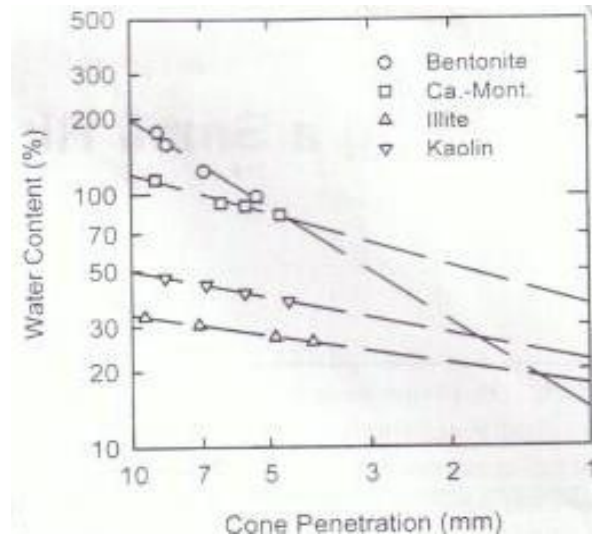
En esta investigación como en la mayoría de investigaciones referentes al penetrómetro de cono, para su uso en la determinación del límite líquido o el límite plástico, hay una reseña acerca de la historia de este equipo, su uso y la controversia que se genera alrededor del mismo.

La nota técnica de Tao-Wei Feng, titulada “USO DE UNA PEQUEÑA CÁPSULA Y EL PENETRÓMETRO DE CONO PARA DETERMINAR EL LÍMITE PLÁSTICO”, comienza con una breve explicación y diseño de una cápsula de menor tamaño a la normada en BS, pero con relaciones geométricas similares. Basándose en estudios que analizan la teoría y la práctica del penetrómetro de cono, llegó a definir una cápsula cuyo diámetro sea de 20 mm y su altura de 20 mm como una buena herramienta de ensayo para penetraciones inferiores a los 10 mm.

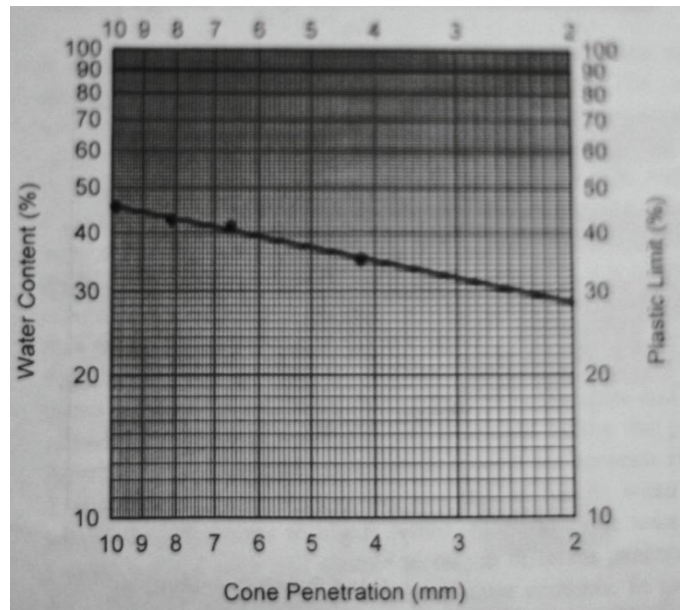
A continuación se hace un breve resumen del procedimiento de ensayo, el cual nos dice que se realizaron los ensayos del rollo, y el penetrómetro de cono para determinar el límite plástico de 15 suelos, los suelos que se ensayaron tenían distintas características por ejemplo los minerales de composición, su límite líquido que varió entre 20 y 85%. El ensayo de penetración se lo realizó de manera descendente es decir se hizo penetraciones de hasta 10mm en el primer ensayo mientras que en el último se realizaron penetraciones cerca a los 3-4 mm, debido a la consistencia dura y seca de los suelos en ese estado. Se realizaron 4 penetraciones por muestra, tratando de obtener resultados distantes y distribuirlas de manera uniforme como pueden ser penetraciones de 10, 8, 6, 4mm. Al igual que en la norma británica se mide la penetración del cono, partiendo de la superficie de la muestra de suelo, esto es cuando la punta del cono toca la muestra. El suelo debe ser remoldeado en su contenido natural de humedad y antes de cada penetración, se recomienda hacer una masa de suelo de dimensiones superiores a la cápsula, para poder introducir la misma en la masa de suelo, evitando así el aire atrapado en la cápsula. El ensayo del rollo se lo realizó al finalizar los ensayos de penetración.

Como parte central de la investigación muestra los resultados de los ensayos y explica su modelo matemático. La relación que se usa es un modelo lineal entre el logaritmo de la penetración y el logaritmo del contenido de humedad estudiado por el mismo autor en el año 2000-2001. La regresión lineal de este gráfico está dada por  $\log w = \log c + m \log d$ . El autor tabula el límite líquido, límite plástico, la pendiente  $m$  y  $c$  (intersección de la línea de

regresión a una penetración de 1 mm). Se hace referencia al valor de  $R^2$  (ajuste de los puntos a la línea obtenida) que varía entre 0.910 y 0.999, dando como promedio 0.961, lo cual es un indicador de la buena correlación de los gráficos.



**Ilustración 45** Relación logarítmica entre el contenido de humedad y la penetración del cono. <sup>49</sup>



**Ilustración 46** Método gráfico para determinar el LP de los suelos mediante el uso del penetrómetro cónico. <sup>50</sup>

<sup>49</sup> Feng T. W. (2004) Using a Small Ring and a Fall Cone to Determinate the Plastic Limit.

<sup>50</sup> Feng T. W. (2004) Using a Small Ring and a Fall Cone to Determinate the Plastic Limit.

El autor propone como límite plástico el contenido de humedad a una penetración de 2mm, de acuerdo a las investigaciones realizadas por Houlsby, el cual nos dice que el esfuerzo de corte no drenado es inversamente proporcional al cuadrado de la penetración  $s_u = k \left( \frac{W}{d^2} \right)$ .

Tao-Wei Feng propone como procedimiento adicional el cálculo del límite plástico de manera gráfica, con los mismos conceptos anteriores. También propone un método de uni-punto para la obtención del límite plástico el cual no profundizaremos por no tener relación con la investigación que se está realizando.

Al finalizar la investigación se hacen conclusiones positivas acerca del ensayo estudiado. Para llegar a dichas conclusiones se toma los resultados de los ensayos, sus relaciones y las experiencias obtenidas. La pequeña cápsula empleada facilita la preparación de la muestra. La influencia del operador es mínima en el ensayo de cono. La cápsula está diseñada para evitar los efectos de frontera para penetraciones de hasta 10 mm. Se puede obtener de manera confiable regresiones lineales de alta correlación mediante cuatro penetraciones. Los resultados de ambos ensayos coinciden de manera aproximada, por lo cual se dice que están bien relacionados.

*LANDRIS T LEE JR. AND REED B. FREEMAN (2009)*

Al igual que lo descrito anteriormente los autores hacen un breve resumen de todo lo que con lleva el estudio con el penetrómetro cónico dentro de su investigación titulada “PENETRÓMETRO DE CONO DE DOBLE PESO PARA DETERMINAR DE MANERA SIMULTÁNEA EL LL Y LP”

Esta nota técnica es una investigación que busca determinar los dos límites de consistencia de una manera precisa y más rápida que los ensayos tradicionales. En esta investigación se usaron 11 suelos cuyo rango de plasticidad es muy amplio, variando así de limos de baja plasticidad hasta arcillas de alta plasticidad. Los suelos de baja plasticidad se incluyen es este estudio debido a su poco frecuente uso en estudios similares, además de su sensibilidad por los efectos de dilatación.

Usando el cono normado de 30° y 80gr de masa, con la particularidad de permitirnos cambiar su peso sin tener que mover la punta del cono. El ensayo se lo realizo de la siguiente manera.

Se divide la masa de suelo en 4 partes, teniendo en cuenta que a mayor numero de sub muestras, mayor es la precisión, se deberá obtener un amplio rango de contenidos de humedad que varían desde el LP al LL, para ello se añadirá la suficiente cantidad de agua o se secura la muestra al aire.

Separadamente se penetra cada muestra, usando un peso de 80 gr para penetraciones mayores a 14 mm y 152 gr para penetraciones menores a 14 mm. Se tratara de obtener dos penetraciones para cada peso del cono.

A continuación se debe calcular el contenido de humedad de cada muestra, para poder graficar el contenido de agua versus la raíz cuadrada de la penetración, obteniendo así la recta que mejor se ajuste a los puntos obtenidos. La relación entre el contenido de humedad y el esfuerzo de corte no drenado es no lineal, pero hay una relación lineal entre el logaritmo natural del contenido de humedad y el logaritmo natural de el esfuerzo de corte no drenado como lo demuestra Kodikara et al. (2006). La relación entre el contenido de agua y el esfuerzo de corte no drenado también es lineal como lo muestra el mismo estudio.

El contenido de agua en la regresión lineal obtenida, cuya penetración sea  $(2)^{0.5} = 1.41$ , se tomará como el límite plástico de suelo, mientras que para la penetración de  $(20)^{0.5} = 4.47$  se considerará como el límite líquido, siguiendo el concepto tradicional que nos dice que hay un incremento centenario del esfuerzo de corte no drenado entre el límite líquido y el límite plástico. Esta aseveración se da cuando se usa un cono del mismo peso, pero se ha demostrado que se puede aplicar para un cono de peso doble.

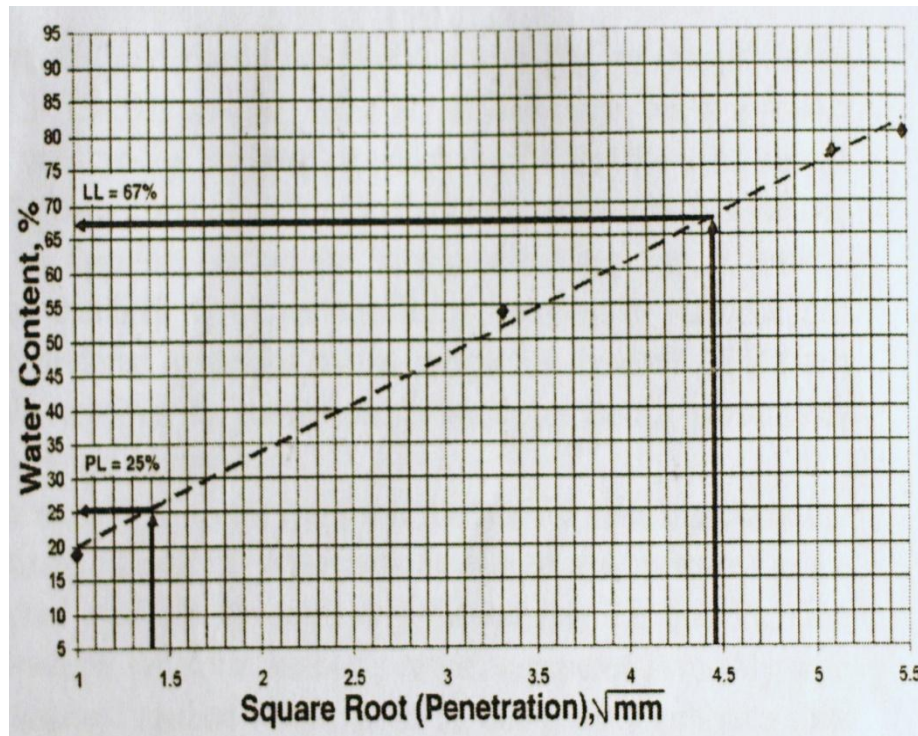


Ilustración 47: Relación lineal entre el contenido de humedad y la raíz de la penetración.<sup>51</sup>

<sup>51</sup> Landris T. Lee Jr. and Reed. B. Freeman. Dual weight Fall Cone Method for Simultaneous Liquid and Plastic Limit Determination.

Los resultados que se obtienen son muy alentadores, de los cuales se puede decir que los resultados tanto de LL como LP son comparables con los resultados obtenidos de manera tradicional, esto es mediante el uso de la copa de Casagrande y el rollo de 3 mm. El penetrómetro de cono de doble peso fue más rápido en la obtención de los resultados.

Los autores encontraron que para suelos de baja plasticidad los ensayos de la copa de Casagrande y del rollo de 3 mm no se adaptan bien. Se realizó una nueva investigación en la cual se muestra una gran variedad de valores del LL y del LP para un mismo suelo. De esta investigación se puede notar que el límite líquido obtenido se encuentra fuera del promedio normal, pero se encuentra dentro del rango total de valores. Mientras que el límite plástico obtenido con el cono se encuentra dentro del promedio de valores.

En la mayoría de investigaciones acerca del penetrómetro de cono se hace referencia de singular manera a varias investigaciones de todo el mundo, por lo que me parece conveniente hacer una síntesis de las investigaciones que a mi criterio son las más relevantes. Todas estas notas técnicas son de difícil acceso pero se las puede conseguir gracias al internet y a un bajo precio, por lo que realizare una extensa lista en la bibliografía de este trabajo.

La investigación que más llama la atención fue realizada por T. Houslby y T Koumoto, en ella se explica de manera clara la teoría y la práctica de penetrómetro de cono. Se analiza cada uno de los factores físicos que influyen en la penetración de un cono.

### **3.4.PROPUUESTA DE ENSAYO DE CONO PARA DETERMINAR EL LP**

#### **3.4.1. OBJETIVO**

Al proponer un nuevo método de ensayo para determinar el límite plástico de los suelos, basado en experiencias realizadas por varios autores, se trata de dar a conocer el crecimiento de esta ciencia, incentivar la aplicación de ensayos difundidos mundialmente, en los suelos de nuestro país.

El extenso uso de los límites de Atterberg, principalmente en las clasificación de los suelos finos, su uso tanto en conjunto como individual nos ayuda a correlacionar el comportamiento ingenieril del mismo junto con otras propiedades como la compresibilidad, permeabilidad, compacidad, esfuerzo de corte, variación de volumen.

#### **3.4.2. ALCANCE**

Este método cubre la determinación del límite plástico de una manera menos dependiente del operador, propone un valor de comparación frente a los ensayos normados que se usan de forma tradicional en el Ecuador.

### 3.4.3. RESUMEN

El ensayo consiste en hacer penetrar un cono de 80gr de masa y un ángulo de 30 grados, dentro de una masa de suelo contenida en una cápsula cuyo diámetro sea de 55mm y una altura de 40 mm en un tiempo de 5 segundos. Se debe determinar la penetración del cono en la muestra de suelo y sacar el contenido de humedad de la misma.

### 3.4.4. EQUIPO

El equipo que se debe usar es el siguiente:

- Aparato de límite líquido, penetrómetro de cono.
- Cono de acero inoxidable (30°, 80gr)
- Uno o más recipientes de 55mm de diámetro y 40 mm de alto
- Espátula metálica
- Cápsulas para mezclado
- Tamiz #40
- Cápsulas para determinar el contenido de humedad
- Balanza
- Horno.

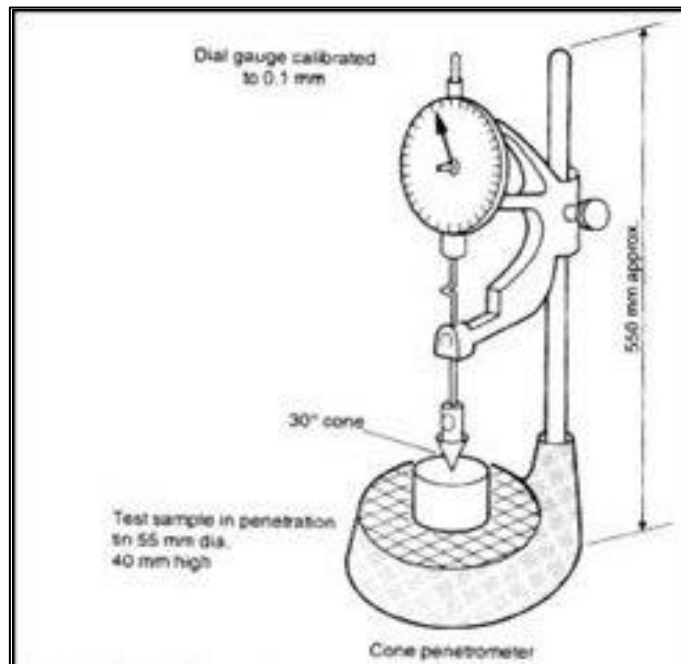


Ilustración 48 Penetrómetro de cono

### 3.4.5. RECOMENDACIONES PREVIAS AL ENSAYO

Se aconseja tomar una porción de suelo utilizada en la determinación del límite líquido.

El secado de ser necesario se lo realizara mediante normativas internacionales. Por ejemplo se permite el secado al ambiente, el cual puede acelerarse exponiendo al suelo a una corriente de aire, o mediante papel periódico.

Se aconseja hacer el ensayo comenzando por muestras de suelo poco húmedas, continuar el ensayo agregando agua a la muestra con el fin de aumentar su contenido de agua.

Si durante el proceso de ensayo de debe dejar la muestra por un tiempo prolongado o durante los intervalos de ensayo, hay que mantener la humedad de la misma tapándola con un trapo húmedo.

#### **3.4.6. PROCEDIMIENTO DE ENSAYO**

La muestra de suelo deberá ser tamizada por el tamiz #40 (425  $\mu\text{m}$ ). Se toma una muestra de suelo de aproximadamente 300 gr y se lo coloca dentro de las cápsulas de mezclado.

Se mezcla durante un periodo de 10 min usando una espátula. De ser necesario se añade agua a la muestra de tal manera que la primera lectura del ensayo nos de cerca de los 4 mm de penetración.

Colocar una porción de suelo dentro de la cápsula con una espátula, teniendo cuidado de que no quede aire atrapado en el recipiente. Se enrasa el recipiente con una espátula, para obtener una superficie en lo posible lisa.

Una vez que la muestra de suelo se encuentre bajo la base del penetrómetro, se debe ajustar el cono de manera que solamente la punta del mismo toque la superficie de la muestra, una manera de asegurarnos de esto es mediante pequeños movimientos de la cápsula, evidenciando así marcas del cono en la superficie de la muestra.

Se encera el micrómetro. Se suelta el cono por un periodo de 5 segundos y se toma la lectura en el micrómetro. Se anota la diferencia entre lecturas para obtener la penetración del cono. Levantar el cono y limpiar cuidadosamente evitando rayones.

Anadir un poco más de suelo húmedo a la cápsula, evitando que burbujas de aire queden atrapadas, enrasar la muestra y repetir los pasos anteriores.

Si la diferencias de lecturas entre la primera y la segunda prueba, es menor a 0.5 mm se toma el promedio de las misma como la penetración de cono para dicha muestra.

Si por el contrario la diferencia de lecturas es mayor a 0.5 mm pero menor a 1 mm se ensaya una tercera muestra. Si el rango de variación entre las muestras no excede 1 mm se promedia las tres lecturas de manera que dicho promedio sea la penetración del cono para la muestra.

Si el rango de variación de las tres penetraciones es mayor a 1 mm se deberá volver a ensayar la muestra luego de mezclar el suelo, por tanto se debe repetir todo el procedimiento antes descrito.

Después de determinar la penetración del cono, se debe determinar el contenido de humedad para dicho suelo, se tomara entonces 10 gr o más de suelo del área penetrada por el cono.

Este proceso se debe repetir por lo menos dos veces más usando la misma muestra de suelo pero variando su contenido de humedad. La cantidad de agua que se debe aumentar a la muestra debe ser tal que se obtenga valores de penetración entre 3 mm y 15 mm, distribuida de manera conveniente en los tres ensayos o mas que se realicen.

### **3.4.7. RESULTADOS**

Para obtener el límite plástico de la muestra se hace al igual que en el procedimiento para determinara el límite líquido un gráfico por cada criterio, por lo tanto tendremos 4 gráficos tres correspondientes a las criterios propuestos por los autores y como cuarto criterio se modifica la norma británica (BS\*) graficando penetraciones de hasta 3-4 mm. Como ya se estudió, cada criterio tiene sus conceptos y lineamientos para realizar el gráfico los cuales de ser necesario se ampliaran para obtener de manera simultánea el límite líquido y el límite plástico. Se traza la línea que más se aproxime a los puntos dibujados, de esta línea se toma el punto cuya ordenada sea igual a 2mm, y el correspondiente contenido de humedad será el límite plástico de nuestro suelo.

## **3.5.DATOS FINALES DE LA INVESTIGACIÓN**

Una vez conocidos los criterios mundialmente discutidos sobre este tema, podemos plantearnos un mecanismo bajo el cual realizaremos las operaciones matemáticas y los gráficos que nos ayudarán a obtener los resultados deseados. Todos los resultados de esta investigación se basan en el contenido de humedad del suelo en sus diferentes estados de consistencia.

En cuanto a lo que se refiere a las normas ASTM o BS, no hay mayor dificultad por lo que son ampliamente aplicadas. Antes que nada se debe obtener el límite líquido y el límite plástico mediante la norma ASTM (procedimientos descritos en el capítulo 2), para obtener el límite líquido del suelo se grafica una serie de puntos en un plano, el gráfico tendrá como ordenadas a la humedad y en las abscisas se tendrá la cantidad de golpes dados por la copa de Casagrande en escala logarítmica, el limite liquido corresponde a la humedad del suelo cuando este se junte luego de 25 golpes de la copa. Para obtener el límite plástico de la muestra se calcula las humedades de las muestras mediante el procedimiento del rollo antes descrito, el cual es el mismo para las dos normas.

El siguiente gráfico, ya con datos del penetrómetro correspondiente a la norma BS, dibujamos un mínimo de 3 puntos como establece la normativa para calcular el límite líquido, donde la penetración se grafica en las ordenadas y la humedad en las abscisas, de este gráfico podemos obtener el límite líquido de la muestra el cual corresponde a una penetración de 20 mm.

De conformidad con los autores estudiados se puede determinar el límite plástico por medio de varios procesos de cálculo siendo todos ellos gráficos, pero en algunos casos para mayor facilidad se utilizara el Excel, calculando el límite líquido o plástico de manera aritmética. Partiendo del supuesto que el esfuerzo de corte no drenado en el límite plástico es aproximadamente cien veces mayor al esfuerzo de corte no drenado en el límite líquido, se toma la penetración de 2 mm para determinar el estado de consistencia correspondiente al límite plástico y 20 mm para el límite líquido.

El segundo gráfico con datos del penetrómetro, del cual obtendremos de manera conjunta el LL y LP es el correspondiente a Muntohar & Hashim. Los autores plantean graficar de manera aritmética el contenido de humedad en las ordenadas y de forma logarítmica la penetración en las abscisas, la grafica obtenida en este plano semi logarítmico es una curva la cual al ser extrapolada sirve para determinar el límite plástico, a diferencia de la investigación realizada por los autores este criterio se usara también para obtener el límite líquido de los suelos. De manera general para determinar la diferencia entre el criterio propuesto y el criterio ampliado por nosotros, se usara un asterisco el cual nos demuestra que el dato obtenido no está estudiado en la investigación de los autores ej. Muntohar & Hashim\*.

Para poder graficar la línea propuesta por Tao Wei Feng se añade dos columnas de cálculo que son el logaritmo de la humedad y el logaritmo de la penetración, esto debido a que no se pudo obtener la ecuación como especifica el autor en una hoja de Excel. Si bien es cierto que el autor propone dibujar los puntos del ensayo en papel logarítmico, nosotros dibujaremos los nuevos puntos obtenidos en escalas aritméticas, respetando el orden propuesto de los ejes coordenados. De este gráfico se puede obtener una curva de ajuste, que como el autor nos dice será una recta. Al ser una recta nos facilita el encontrar su ecuación, así como el ajuste de la misma o  $R^2$ . Al tener la ecuación, no hace falta más que poner los datos de las variables independientes (20 mm y 2 mm) para obtener el límite líquido y el límite plástico respectivamente. Este criterio también es ampliado ya que el autor propone obtener únicamente el límite plástico.

El tercer gráfico que vamos a realizar se obtiene de una nueva columna de datos, en esta columna se calculará la raíz de la penetración. La gran diferencia que hay entre la metodología propuesta por los autores y esta investigación es la utilización de un solo cono con un mismo peso para determinar las penetraciones correspondientes a humedades inferiores. El gráfico que obtenemos al dibujar los puntos en un plano en escala aritmética con la humedad como ordenadas y la raíz de la penetración como las abscisas, es una línea, mediante esta línea se

puede calcular el valor del límite líquido y del límite plástico como lo establecen Lee & Freeman.

Por último se hace un gráfico similar al propuesto por la norma BS 1377-2:1990 LL, las diferencias son que en el eje de las ordenadas se dibuja la humedad de la muestra, y en el eje de las abscisas se dibuja la penetración, además en nuestro gráfico no nos limitamos a dibujar solo puntos cuya penetración sea superior a los 15mm. Como en los casos anteriores se calcula la línea de tendencia y se obtiene mediante extrapolación el valor del límite plástico.

## HOJAS DE CÁLCULO

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**  
**ÁREA DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNIA**  
**HOJA DE ENSAYOS**  
**ENSAYO DE CLASIFICACIÓN**

Proyecto: Tesis Andres Cevallos L. Sondeo N°:                      N° de Orden                       
 Localización: Quito, Ecuador Profundidad: 2 - 3 m Fecha                     

### 1.- Contenido de Humedad Natural

N° de cápsula	Peso cápsula + suelo húmedo	Peso cápsula + suelo seco	Peso cápsula	% Humedad

Contenido de humedad: 

--

### 2.- Limite Líquido - Plástico

Penetración	N° de cápsula	Peso cápsula + suelo húmedo	Peso cápsula + suelo seco	Peso cápsula	% Humedad

### 3.- Resultados

Autor	BS 1377-2:1990	Muntohar & Hashim	Tao Wei Feng	Lee & Freeman
LL				
LP				

**Ilustración 49: Hoja de cálculo de Excel para determinar los valores del LL y LP correspondientes a los cuatro criterios analizados.**

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**  
**ÁREA DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNIA**  
**HOJA DE GRÁFICOS**  
**ENSAYO DE CLASIFICACIÓN**

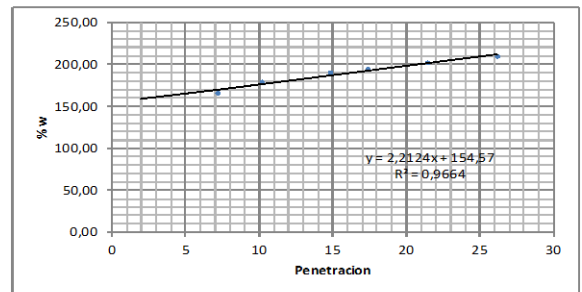
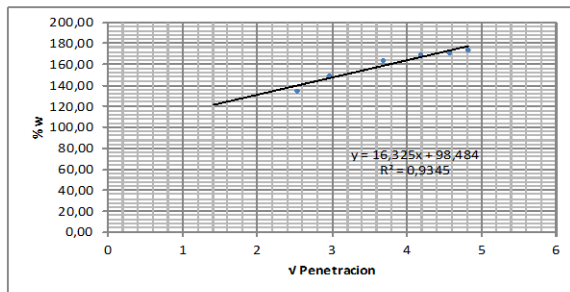
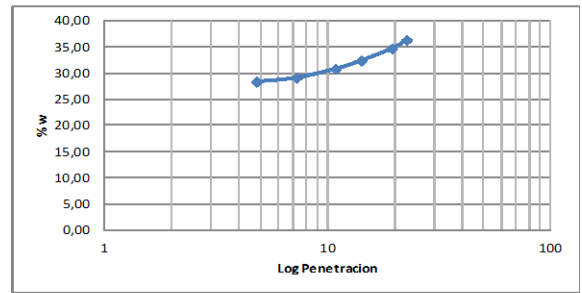
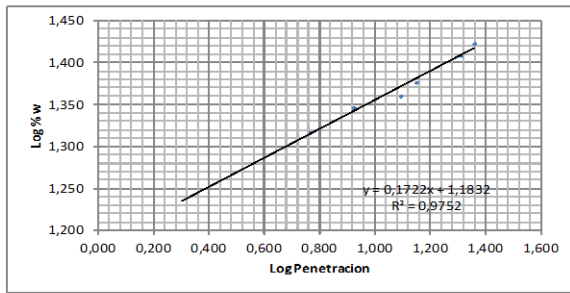
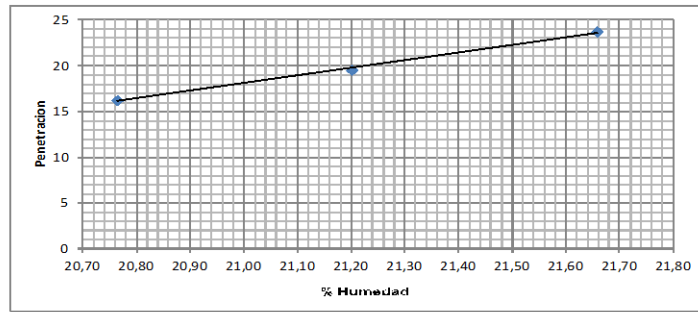
Proyecto: Tesis Andres Cevallos L.  
 Localización: Quito, Ecuador

Sondeo N°: \_\_\_\_\_  
 Profundidad: 2 - 3 m

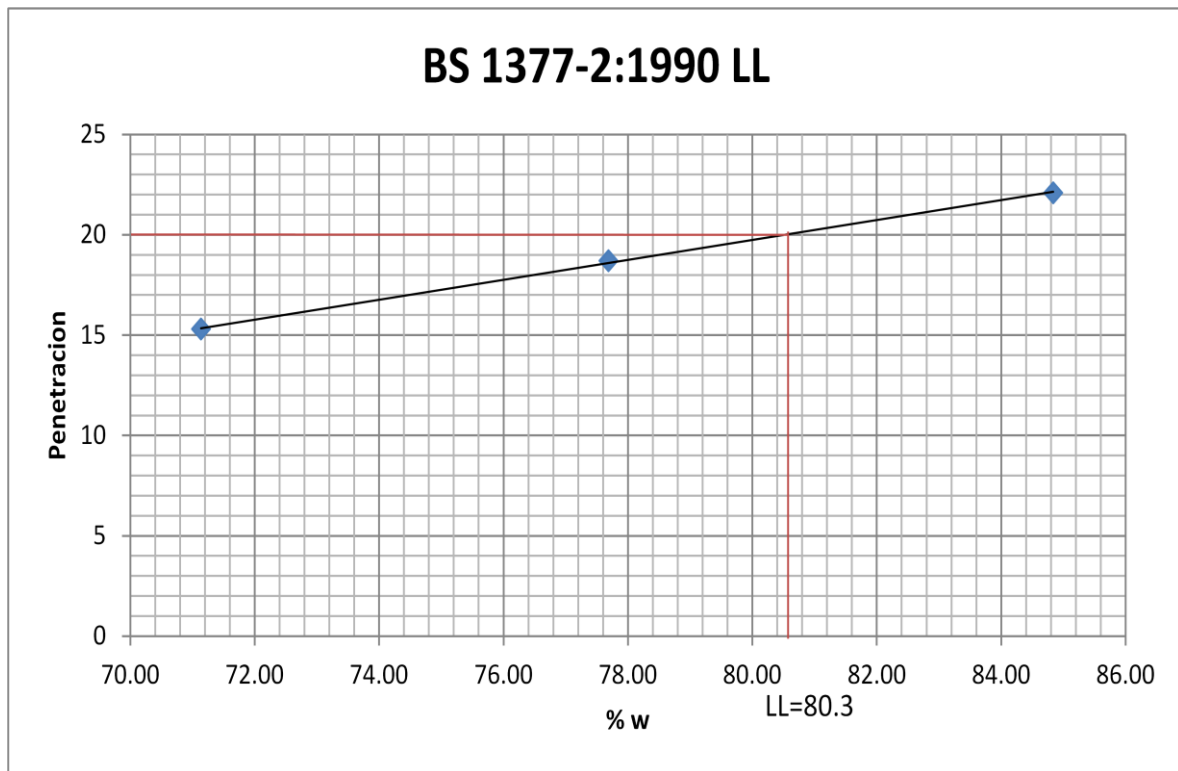
N° de Orden \_\_\_\_\_  
 Fecha \_\_\_\_\_

4.- Gráficos

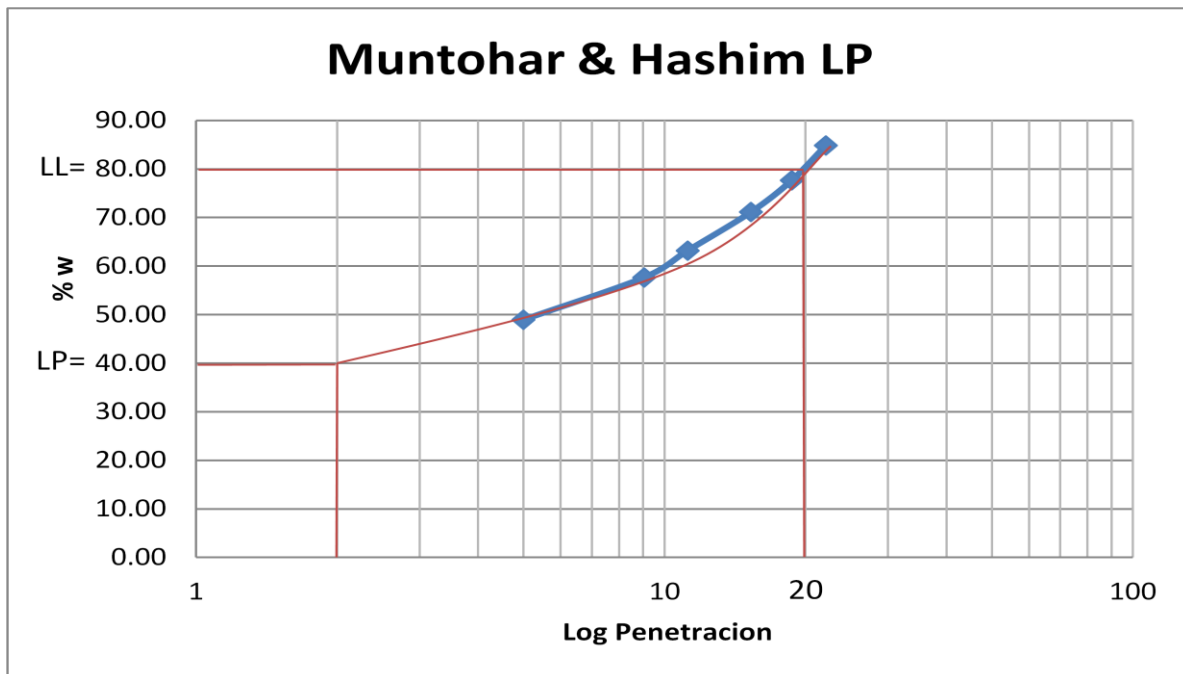
Datos para gráficos.					
Penetración	% Humedad	$\sqrt{\text{Penetración}}$	% Humedad	Log Penetración	Log % Humedad



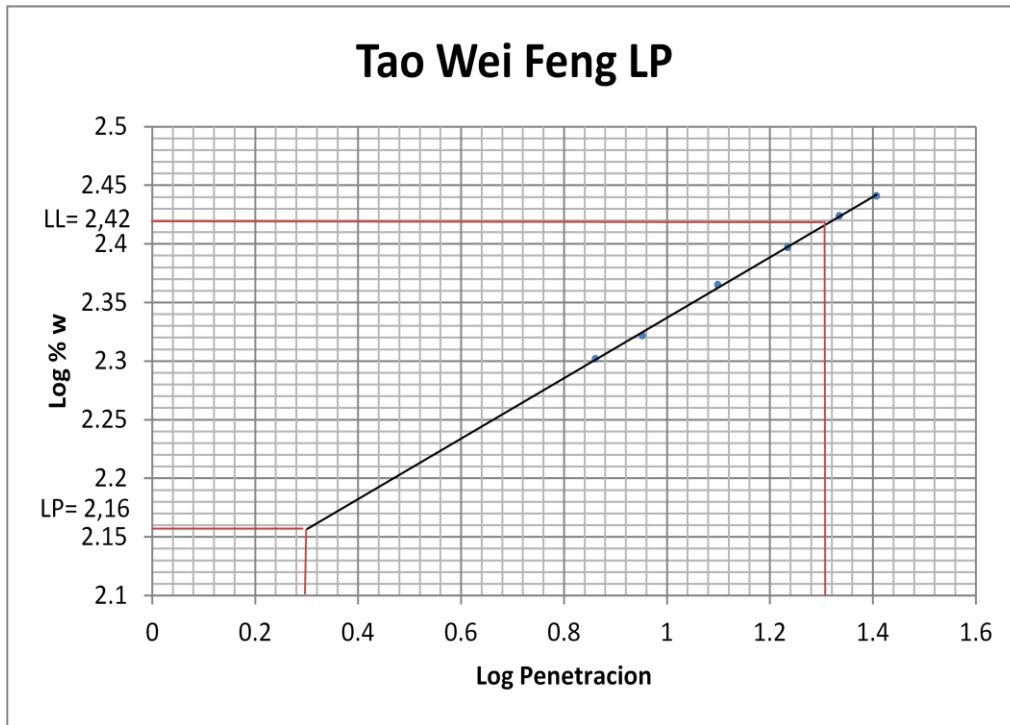
**Ilustración 50: Hoja de cálculo de Excel para determinar los valores del LL y LP correspondientes a los cuatro criterios analizados.**



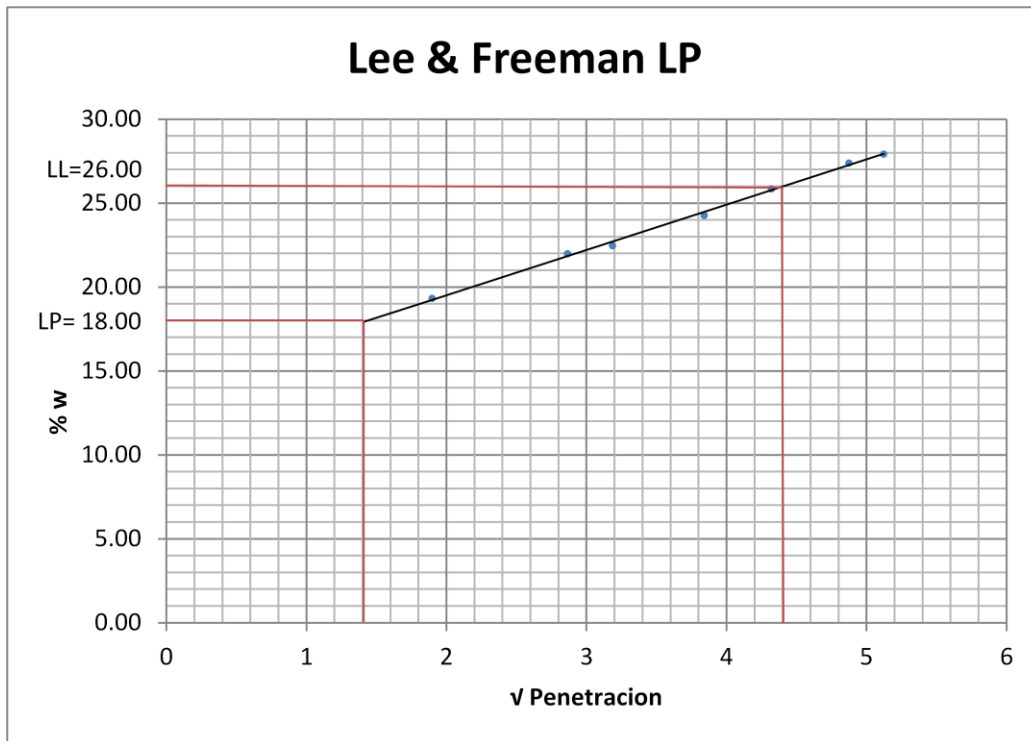
**Ilustración 51: Gráfico para determinar el límite líquido del suelo según norma BS 1377-2:1990.**



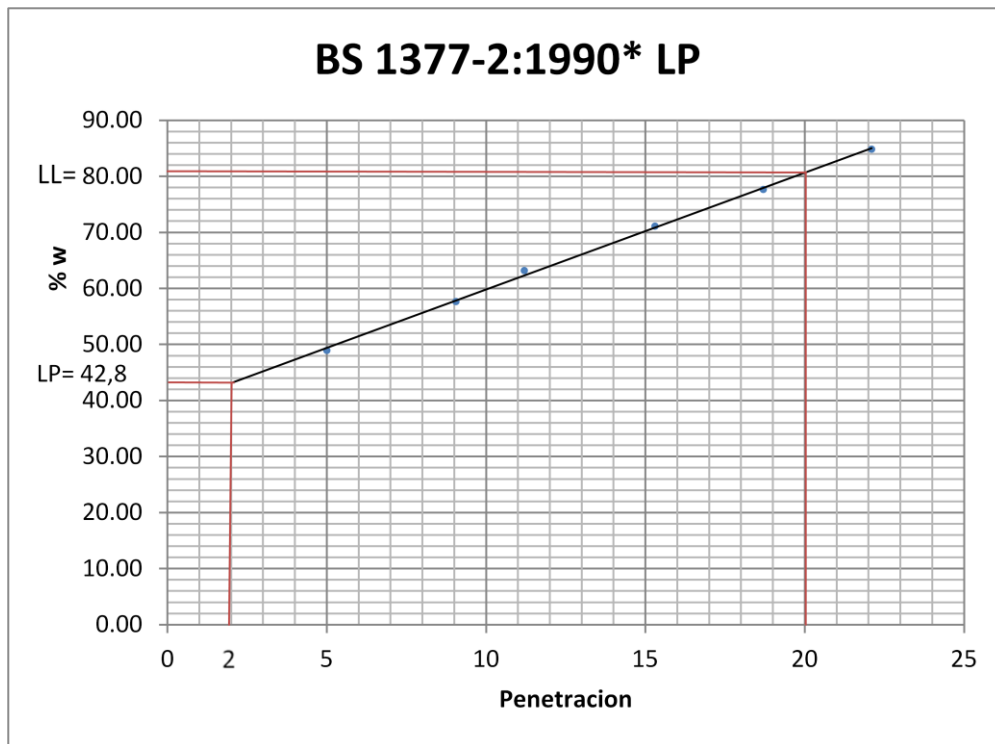
**Ilustración 52: Gráfico para determinar el límite líquido y plástico del suelo según Muntohar & Hashim.**



**Ilustración 53** Gráfico para determinar el límite líquido y plástico del suelo según Tao Wei Feng.



**Ilustración 54:** Gráfico para determinar el límite líquido y plástico del suelo según Lee & Freeman.



**Ilustración 55: Gráfico para determinar el límite plástico del suelo según Norma BS1377-2:1990 modificada.**

## **4. EVALUACIÓN DE RESULTADOS**

### **4.1. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS AL SUELO NATURAL**

Las principales propiedades de los suelos se analizarán en este capítulo, para comenzar con la investigación se tomó como referencia al límite líquido de los suelos, es así que se dividió al conjunto de muestras en 3 subgrupos y un cuarto en el cual se tomó aquellos suelos que no presentaron plasticidad.

La propiedad principal dentro los sub grupos es el límite líquido, en base a este criterio se obtuvieron 12 muestras que tiene un límite líquido menor a 30, 10 muestras cuyo límite líquido se encuentra entre 30 y 70, 11 muestras con un límite líquido mayor a 70, y 3 muestras que no presentaron plasticidad.

Suelos  $LL < 30 \%$

- Todos estos suelos se ubican en la ciudad de Quito, las muestras fueron extraídas en una zona comprendida entre los sectores de la Real Audiencia al norte hasta Solanda al sur.
- El contenido de humedad varía entre 10 y 30 %.
- La variación del límite líquido es de 10 puntos en estos suelos, con un mínimo de 19 y un máximo de 29 %.
- El rango en el cual se encuentra los límites plásticos de estos suelos varia, de 17 hasta 26 %.

Suelos  $30 \% < LL < 70 \%$

- A diferencia del grupo anterior en este grupo podemos encontrar variación en la procedencia de las muestras, estos suelos provienen de la ciudad de Quito y del noroccidente de la provincia de Pichincha.
- El contenido de humedad 25 – 60 %.
- La diferencia del límite líquido de estas muestras es de 35 puntos, con un mínimo de 30 % y un máximo de 65 %.
- El rango en el cual se encuentran los límites plásticos de estos suelo, varia de 25 hasta 50 %.

Suelos  $LL > 70 \%$

- Estos suelos en su totalidad son del noroccidente de Quito.
- El contenido de humedad va desde 80 hasta 270 %.
- La variación del límite líquido de estos suelos es 220 puntos, con un mínimo de 85 % y un máximo de 305 %.

- El rango en el cual se encuentran los límites plásticos de estos suelos, varía de 60 hasta 280 %.

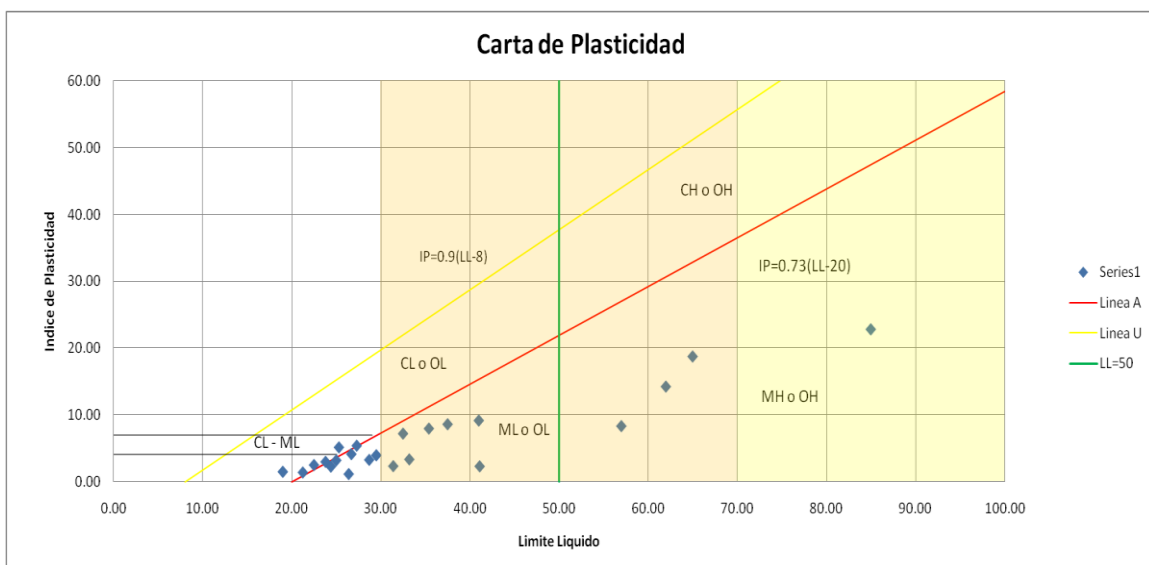
#### Suelos no plásticos

- La ubicación de estos suelos fue en la ciudad de Quito, se encontró suelos en los sectores Real Audiencia, San Juan y Solanda.
- El contenido de humedad varía entre 15 y 30 %.

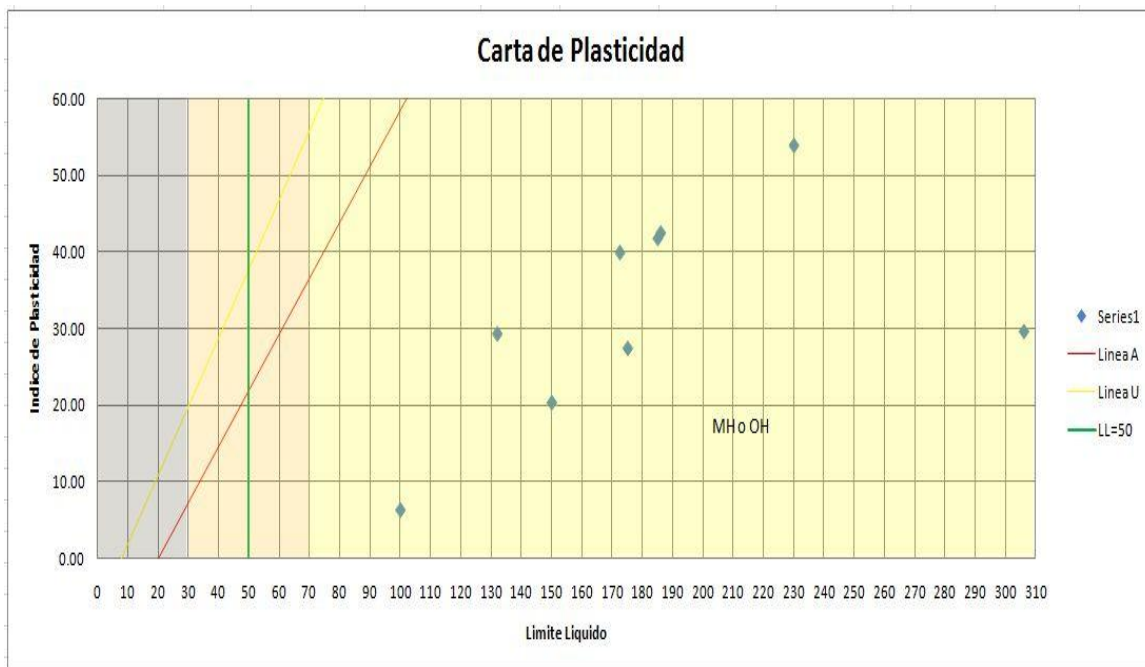
La consistencia que presentaron los suelos al momento de su extracción no se puede clasificar por los grupos antes mencionados, ya que en todos los grupos se encontró suelos con distintos estados de consistencia. En resumen se puede decir que en estado semi líquido se encontraron 7 suelos, 18 suelos tienen un estado plástico, y 8 muestras de suelos están en estado semi sólido. Otro dato que se puede tabular es la profundidad a la que se encontró la muestra es así que obtuvimos muestras de hasta 5 metros de profundidad, se obvió el estudio de gran cantidad de muestras entre 0 y 1 metros de profundidad debido a que en este estrato se puede encontrar relleno, material vegetal etc.... sin embargo fue indispensable su análisis en los suelos plásticos. En resumen se analizó 6 muestras entre 0 y 1 m, 12 muestras entre 1-2 m, 9 muestras entre 2-3 m, 7 muestras entre 3-4 m, 2 muestras entre 4-5,50 m.

## 4.2.CARTA DE PLASTICIDAD

La clasificación de los suelos se la realizó en base a la norma ASTM, y el criterio del SUCS por lo tanto es conveniente representar de manera grafica todas las muestras de la investigación en la carta de plasticidad.



**Ilustración 56: Conjunto de muestras analizadas dentro de la carta de plasticidad.**



**Ilustración 57: Conjunto de muestras analizadas dentro de la carta de plasticidad.**

Después de analizar las muestras ensayadas dos grupos de suelos son los implicados en esta investigación como son los limos de baja plasticidad y los limos de alta plasticidad, grupos de suelos ubicados en la parte inferior de la línea A de la carta de plasticidad. La cantidad de muestras analizadas, nos permiten obtener resultados claros, y representa una muestra válida para su análisis.

### **4.3.COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS ENTRE LOS ENSAYOS REALIZADOS**

Para poder comparar los resultados es conveniente primero analizar los resultados obtenidos de las muestras de suelos en esta investigación mediante los diferentes métodos propuestos por los autores así como su criterio extendido para determinar el límite líquido o el límite plástico respectivamente. Debido a la facilidad es prudente comenzar por los gráficos que poseen una curva de tendencia y una ecuación, obtenidos en cada uno de los conjuntos de gráficos.

Al analizar todos los gráficos la curva con mejor ajuste que se obtuvo usando la grafica propuesta por la norma BS 1377-2:1990\*, fue en la muestra de suelo Puerto Quito 1-2 con 0.998, mientras que la de menor ajuste dentro de este criterio fue la muestra Los Bancos 1-2 con 0.899, el promedio total de este análisis fue 0.975.

Si tomamos en cuenta el criterio propuesto por Tao Wei Feng, podemos sacar como dato máximo 0.9989 correspondiente a la muestra de suelo de Andoas 0-1, el mínimo valor en esta

serie de datos es 0,941 que corresponde a La Independencia 2-3, al igual que en el grupo anterior se saco un promedio de los ajustes de las curvas cuyo valor es 0.977.

La última propuesta de ensayo analizada fue dada por los autores Landris T Lee Jr. Y Reed B Freeman, bajo este criterio se obtuvo un valor promedio de 0.982, siendo el valor más alto de los tres promedios analizados. El mayor valor le corresponde a La Gasca 3-4 con 0.997, y el menor valor de este grupo es para Los Bancos 3-4 con 0.941.

Se puede ver claramente que hay una gran correlación de los datos obtenidos, las gráficas obtenidas en su mayoría se acercaron de gran manera a las gráficas propuestas por los autores. Hay que mencionar que los valores obtenidos son muy diversos, por ejemplo la muestra con el menor ajuste de su curva fue para la norma BS 1377-2:1990\*, la curva con mejor ajuste es para el método propuesto por Tao Wei Feng, mientras que el promedio más alto cayó sobre Landris T Lee Jr. Y Reed B. Otra forma de observar esta diferencia es observando las muestras pico (máximos y mínimos) de cada grupo, las cuales nunca se repiten, es decir pertenecen a diferentes muestras de acuerdo al criterio estudiado.

En cuanto a los valores obtenidos solamente mediante gráficas, se puede decir que se asemejan a los valores reflejados por las correlaciones. Algo interesante de los datos obtenidos es que en su mayoría fueron datos intermedios, mientras que los datos obtenidos por correlación fueron los extremos. Esto quiere decir que están dentro del rango aceptable. Al igual que todos los gráficos, se acercan de sobremanera a las gráficas propuestas en la investigaciones estudiadas. Es importante señalar que los resultados obtenidos mediante gráficos son en su mayoría menores a los datos obtenidos por las regresiones propuestas por Tao Wei Feng y Lee & Freeman mientras que son mayores si se los compara con el criterio de la BS 1377-2:1990\*.

En la mayoría de investigaciones analizadas, se dice que la relación entre el porcentaje de humedad y la penetración, graficados de forma aritmética no es lineal, pero como parte de la investigación se planteo hacer esta grafica, bajo ningún sustento técnico, sin embargo para los suelos analizados en este trabajo vemos que paso lo contrario, es decir si presentan una correlación lineal, la cual de manera individual es el menor valor frente a los otros valores obtenidos, pero debo añadir también que en cuanto a la correlación entre los datos de la norma ASTM y los obtenidos por este método nos da un ajuste importante, lo cual parecería ser una contradicción.

Otro punto importante que vale la pena recalcar es que las muestras de suelo clasificadas como no plásticas, obtuvieron valores para el límite líquido y para el límite plástico mediante los ensayos propuestos. Estos valores al contrario de lo que se esperaba, ser menores a todos los valores, se ubicaron por sobre algunas muestras de suelo. Se puede ver que los valores no soy muy similares entre sí, presentando una variación significativa.

La comparación de resultados entre la norma y los métodos propuesto se puede realizar mediante el análisis de graficas. Dentro de lo que es el contenido de humedad, cuyo ensayo es bastante básico, además de ser igual para todos los casos, se puede ver una pequeña variación en las muestras de suelo, se puede notar también que son cinco muestras que presentan una variación en su porcentaje de agua mayor a 10%. La máxima variación que podemos ver se da en la muestra de Los Bancos 1-2, la variación es de 33.87, lo que representa un porcentaje de 18.77 este valor se lo puede considerar alto si tenemos en cuenta que la variación en porcentaje de la mayoría de muestras es de 10 al 15%. Se puede decir también que la variación del contenido de humedad no se rige bajo un parámetro establecido.

Por su parte el límite líquido presenta una variación mínima entre las cuatro metodologías propuesta por varios autores a pesar de que dos de estos trabajos no aplican sus metodologías para determinar esta propiedad. Al igual que en las otras propiedades la variación del límite líquido en los suelos que fueron clasificados de baja compresibilidad, no es muy alta, por otro lado en los suelos de alta compresibilidad la variación aumenta conforme aumenta el valor del límite líquido. De las graficas obtenidas podemos observar que los datos correspondientes a la norma BS 1377-2:1990\*, son inferiores a las otras investigaciones, pero si se compara con la norma ASTM 4318-05, los valores son muy cercanos llegando a tener variaciones mínimas como puede ser 0,1. Se puede ver también que los valores son inferiores y superiores sin una tendencia clara, pero si aumenta el límite líquido, el valor obtenido mediante la norma BS 1377-2:1990\* es superior al valor obtenido de la norma ASTM 4318-05. Similar análisis se puede hacer con los otros métodos, la diferencia radica en que la variación es tanto positiva como negativa, con valores superiores a los anteriores. Hay que señalar además que las variaciones permanecen prácticamente uniformes sin importar el método que se utilice.

El límite plástico que es la propiedad primordial de esta investigación nos lleva a similares conclusiones. Los valores de LP para todos los casos tienden a aumentar su variación conforme aumenta el límite líquido, esta variación no es uniforme, pero para la gráfica basada en la investigación de Tao Wei Feng la variación es bastante uniforme. En todas las graficas de variación se puede observar que el valor obtenido por los nuevos métodos corresponde en su mayoría a valores superiores, teniendo en cuenta que el gráfico que mas valores inferiores presenta es el de la norma BS 1377-2:1990\*. Se puede decir también que los gráficos correspondientes al límite plástico son más uniformes que los gráficos del límite líquido esto quiere decir que las variaciones responden al límite líquido con el que fueron clasificadas las muestras. Al igual que en el límite líquido los valores encontrados mediante los criterios propuestos, presentan una paridad especial.

En cuanto a las correlaciones entre los distintos autores y la norma ASTM 4318-05 todas son muy altas tanto para el límite líquido como para el límite plástico. Sin embargo se puede observar que hay valores distantes a las líneas de tendencia, estos valores parecen corresponder a las mismas muestras de suelo en los distintos gráficos, se puede ver qué los

valores distantes en las graficas del límite líquido pueden ser valores muy cercanos en las graficas del límite plástico. También se puede ver que hay la misma cantidad de puntos sobre la línea o bajo la línea de cada uno de los gráficos de los distintos criterios. Algo interesante de los gráficos es que la nube de puntos se concentra bastante en la parte inferior de las rectas.

Si se hace una comparación entre los métodos de ensayo propuesto por los autores la correlación es muy alta, se debe tener en cuenta que ambos resultados se obtuvieron del mismo ensayo por lo que marca una tendencia entre los ensayos.

Es indispensable mostrar en este punto un resumen de correlaciones entre la norma ASTM 4318-05 y las metodologías propuestas.

**Tabla 10: Ajuste de regresiones entre los distintos criterios analizados para límite líquido y plástico.**

Hn	0.991
Hn	

LL	BS 1377-2:1990	Muntohar & Hashim*	Tao Wei Feng*	Lee & Freeman	
ASTM D4318-05	0.985	0.986	0.987	0.986	R <sup>2</sup>
	0.992	0.993	0.994	0.993	R

LP	BS 1377-2:1990	Muntohar & Hashim	Tao Wei Feng	Lee & Freeman	
ASTM D4318-05	0.992	0.979	0.977	0.987	R <sup>2</sup>
	0.996	0.989	0.989	0.993	R

## 4.4.TABLAS Y GRÁFICAS COMPARATIVAS

Tabla 11: Resumen de valores y características obtenidos mediante la norma ASTM.

Lugar y Prof.	Humedad	ASTM 4318-05 LL	ASTM 4318-05 LP	IP	% Que pasa	Simbolo SUCS	Consistencia
La Gasca 1-2	29.10	19.00	17.48	1.52	52.60	ML	Semilíquido
Rumipamba 2-3	18.70	21.25	19.82	1.43	55.43	ML	Semisolido
Rumipamba 1-2	16.12	22.50	19.96	2.54	50.80	ML	Semisolido
La Gasca 3-4	21.29	23.80	20.78	3.02	54.00	ML	Plástico
Real Audiencia 1-2	9.17	24.40	22.10	2.30	71.86	ML	Semisolido
Real Audiencia 2-3	14.57	25.00	21.76	3.24	63.80	ML	Semisolido
San Carlos 1-2	23.07	25.30	20.12	5.18	52.05	CL-ML	Plástico
Solanda 1.5-2	25.06	26.40	25.22	1.18	51.47	ML	Plástico
San Juan 1-2	28.58	26.70	22.53	4.17	55.09	CL-ML	Semilíquido
San Juan 3-4	23.50	27.30	21.86	5.44	53.02	ML	Plástico
San Carlos 2-3	25.85	28.70	25.39	3.31	54.93	ML	Plástico
San Carlos 3-4	24.56	29.50	25.50	4.00	52.85	ML	Semisolido
Solanda 2.75-3.5	35.16	31.40	29.03	2.37	85.71	ML	Semilíquido
Rumipamba 0-1	25.10	32.50	25.26	7.24	61.38	ML	Plástico
Chimbacalle 1-2	28.29	33.20	29.82	3.38	66.01	ML	Semisolido
Quitumbe 2-2.5	44.89	35.40	27.41	7.99	65.41	ML	Semilíquido
Quitumbe 1-1.5	39.92	37.50	28.86	8.64	57.00	ML	Semilíquido
Quitumbe 5-5.5	31.02	41.00	31.81	9.19	56.57	ML	Plástico
Solanda 4-4.5	50.63	41.10	38.76	2.34	65.68	ML	Semilíquido
Puerto Quito 0-1	51.51	57.00	48.64	8.36	85.33	MH	Plástico
Puerto Quito 2-3	56.78	62.00	47.72	14.28	87.94	MH	Plástico
Puerto Quito 1-2	52.03	65.00	46.21	18.79	93.12	MH	Plástico
Andoas 3-4	80.62	85.00	62.15	22.85	97.40	MH	Plástico
La Independencia 0-1	89.66	100.00	93.68	6.32	51.25	MH	Semisolido
La Independencia 2-3	125.35	132.00	102.64	29.36	62.77	MH	Plástico
La Independencia 1-2	162.87	150.00	129.63	20.37	63.78	MH	Semilíquido
Los Bancos 2-3	166.59	172.50	132.50	40.00	86.79	MH	Plástico
Los Bancos 0-1	157.10	175.10	147.64	27.46	88.27	MH	Plástico
Los Bancos 3-4	164.22	185.00	143.17	41.83	94.16	MH	Plástico
Los Bancos 1-2	180.43	186.00	143.46	42.54	86.39	MH	Plástico
Andoas 1-2	190.53	230.00	176.01	53.99	91.08	MH	Plástico
Andoas 0-1	236.05	293.70	196.96	96.74	92.79	MH	Plástico
Andoas 2-3	269.32	306.00	276.34	29.66	93.92	MH	Semisolido
Real Audiencia 3-4	16.38	25.00	20.00	0.00	57.65	NP	-
San Juan 2-3	28.23	30.00	25.00	0.00	44.99	SM	-
Solanda 0-1	29.38	40.00	35.00	0.00	81.31	NP	-

**Tabla 12 Tabla granulométrica de las distintas muestras.**

Lugar y Prof.	Granulometria						SUCS
	% Finos	% Arenas	% Gravas	% pasa # 4	% pasa # 40	% pasa # 200	
La Gasca 1-2	52.60	46.20	1.20	98.80	83.69	52.60	ML
Rumipamba 2-3	55.43	42.67	1.90	98.10	86.88	55.43	ML
Rumipamba 1-2	50.80	45.20	3.99	96.01	76.96	50.80	ML
La Gasca 3-4	54.00	46.00	0.00	100.00	92.51	54.00	ML
Real Audiencia 1-2	71.86	28.14	0.00	100.00	95.37	71.86	ML
Real Audiencia 2-3	63.80	36.20	0.00	100.00	95.99	63.80	ML
San Carlos 1-2	52.05	47.95	0.00	100.00	86.29	52.05	CL-ML
Solanda 1.5-2	51.47	40.46	8.08	91.92	77.34	51.47	ML
San Juan 1-2	55.09	44.91	0.00	100.00	82.74	55.09	CL-ML
San Juan 3-4	53.02	46.57	0.41	99.59	80.63	53.02	ML
San Carlos 2-3	54.93	45.07	0.00	100.00	92.87	54.93	ML
San Carlos 3-4	52.85	47.15	0.00	100.00	85.62	52.85	ML
Solanda 2.75-3.5	85.71	14.29	0.00	100.00	99.62	85.71	ML
Rumipamba 0-1	61.38	38.62	0.00	100.00	92.70	61.38	ML
Chimbacalle 1-2	66.01	33.99	0.00	100.00	94.22	66.01	ML
Quitumbe 2-2.5	65.41	32.87	1.72	98.28	86.91	65.41	ML
Quitumbe 1-1.5	57.00	43.00	0.00	100.00	85.80	57.00	ML
Quitumbe 5-5.5	56.57	40.59	2.83	97.17	83.76	56.57	ML
Solanda 4-4.5	65.68	34.32	0.00	100.00	94.49	65.68	ML
Puerto Quito 0-1	85.33	14.67	0.00	100.00	98.51	85.33	MH
Puerto Quito 2-3	87.94	12.06	0.00	100.00	99.47	87.94	MH
Puerto Quito 1-2	93.12	6.88	0.00	100.00	99.44	93.12	MH
Andoas 3-4	97.40	2.60	0.00	100.00	99.68	97.40	MH
La Independencia 0-1	51.25	48.75	0.00	100.00	100.00	51.25	ML
La Independencia 2-3	62.77	37.23	0.00	100.00	100.00	62.77	ML
La Independencia 1-2	63.78	36.22	0.00	100.00	100.00	63.78	ML
Los Bancos 2-3	86.79	13.21	0.00	100.00	99.90	86.79	MH
Los Bancos 0-1	88.27	11.73	0.00	100.00	99.63	88.27	MH
Los Bancos 3-4	94.16	5.84	0.00	100.00	99.28	94.16	MH
Los Bancos 1-2	86.39	13.61	0.00	100.00	98.95	86.39	MH
Andoas 1-2	91.08	8.92	0.00	100.00	99.65	91.08	MH
Andoas 0-1	92.79	7.21	0.00	100.00	99.64	92.79	MH
Andoas 2-3	93.92	6.08	0.00	100.00	99.09	93.92	MH
Real Audiencia 3-4	57.65	42.35	0.00	100.00	90.23	57.65	NP
San Juan 2-3	44.99	55.01	0.00	100.00	73.74	44.99	SM
Solanda 0-1	81.31	18.69	0.00	100.00	99.39	81.31	NP

**Tabla 13: Resumen de valores obtenidos de los diferentes criterios utilizando el penetrómetro cónico.**

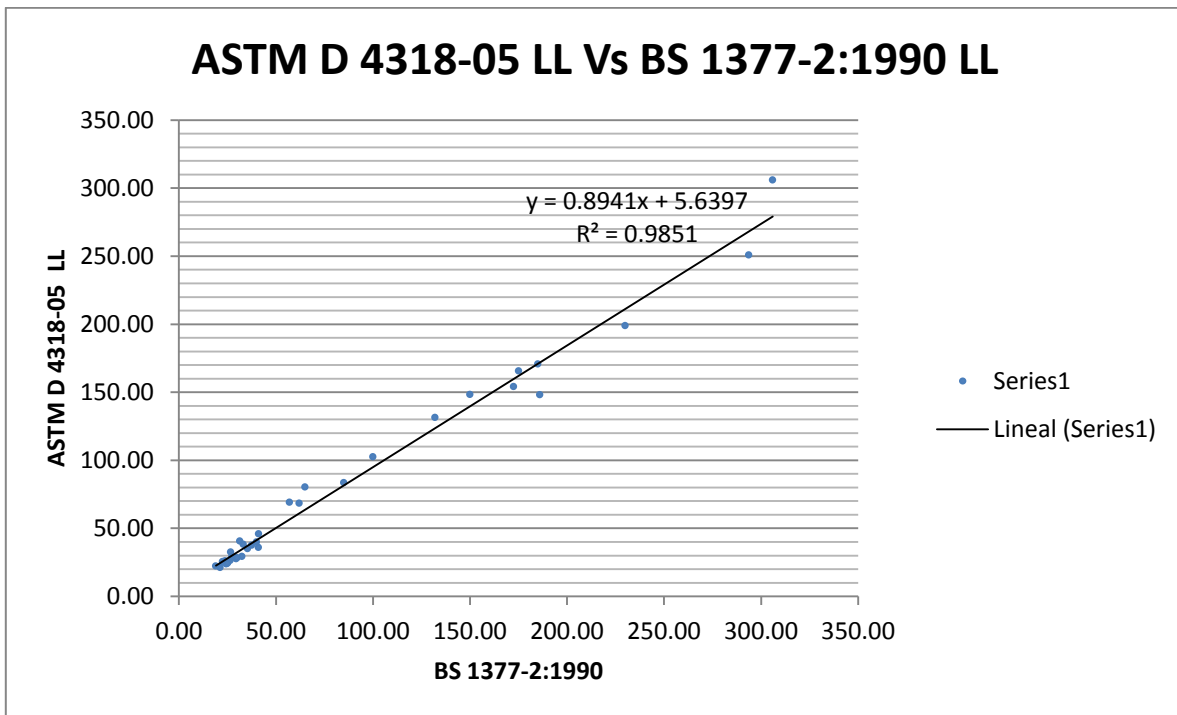
Lugar y Prof.	Humedad N	Valores del límite líquido				Valores del límite plástico			
		BS 1377-2:1990	Muntohar & Hashim*	Tao Wei Feng*	Lee & Freeman	BS 1377-2:1990* LP	Muntohar & Hashim	Tao Wei Feng	Lee & Freeman
La Gasca.1-2	21.78	22.35	22.50	22.42	22.40	15.99	17.00	14.26	15.26
Rumipamba.2-3	19.70	21.25	21.30	21.25	21.26	18.37	18.50	16.84	17.69
Rumipamba.1-2	17.84	25.60	25.50	25.54	25.60	19.79	18.00	17.18	18.43
La Gasca.3-4	20.11	26.15	26.60	26.16	26.18	19.32	19.00	16.97	17.93
Real Audiencia.1-2	13.79	23.90	24.00	24.12	24.11	19.61	18.50	17.49	18.62
Real Audiencia.2-3	15.06	24.40	24.50	24.55	24.59	18.92	18.50	16.68	17.74
San Carlos.1-2	22.11	25.20	25.00	25.23	25.28	19.86	19.00	17.83	18.78
Solanda.1.5-2	23.98	26.41	26.30	26.42	26.45	25.13	25.00	24.48	24.87
San Juan.1-2	25.70	32.61	33.00	32.95	32.90	26.75	25.50	23.80	25.30
San Juan.3-4	21.78	28.95	29.50	28.94	29.02	22.07	23.00	18.88	20.40
San Carlos.2-3	25.51	28.50	29.00	28.55	28.60	21.07	20.00	18.37	19.54
San Carlos.3-4	22.76	27.70	28.00	27.59	27.70	21.19	20.00	18.76	19.92
Solanda.2.75-3	32.80	40.70	40.60	40.62	40.90	31.70	31.00	29.96	31.16
Rumipamba.0-1	20.59	29.40	29.00	29.69	29.73	22.48	20.00	19.84	21.09
Chimbacalle.1-2	22.25	38.30	39.00	37.94	38.16	29.70	27.00	27.16	28.33
Quitumbe.2-2.5	44.34	35.10	35.00	34.83	35.01	26.94	27.00	24.06	25.38
Quitumbe.1-1.5	39.34	37.60	37.00	37.62	37.70	29.36	25.00	26.58	27.93
Quitumbe.5-5.5	25.65	36.00	36.00	36.36	36.25	29.37	28.00	25.43	27.38
Solanda.4-4.5	39.48	46.00	45.00	46.09	46.14	36.56	36.00	32.47	34.55
Puerto Quito.0-1	53.99	69.20	70.00	69.98	69.96	43.80	36.00	35.59	38.73
Puerto Quito.2-3	56.10	68.50	69.00	67.83	68.32	43.33	40.00	36.05	38.47
Puerto Quito.1-2	53.34	80.40	80.00	78.16	80.11	43.14	39.00	34.86	35.58
Andoas.3-4	79.32	83.60	83.00	83.53	83.78	61.74	65.00	51.65	55.94
La Independencia 0-1	90.98	102.60	102.50	102.94	102.84	92.86	92.00	88.14	90.82
La Independencia 2-3	124.73	131.50	130.00	129.67	130.29	102.41	100.00	92.01	97.02
La Independencia 1-2	161.27	148.40	148.00	148.27	148.46	126.55	125.00	117.72	122.52
Los Bancos.2-3	163.95	154.20	155.00	154.07	154.37	126.75	130.00	113.61	120.45
Los Bancos.0-1	155.36	165.70	165.00	164.86	165.35	132.66	130.00	118.55	125.78
Los Bancos.3-4	149.53	170.80	170.00	171.88	171.49	132.14	120.00	110.62	121.57
Los Bancos.1-2	146.56	148.20	147.00	148.72	148.25	116.28	100.00	98.05	107.46
Andoas.1-2	183.66	199.00	200.00	200.18	199.70	158.99	140.00	133.45	146.32
Andoas.0-1	226.59	250.90	260.00	259.84	259.25	182.72	155.00	143.52	160.05
Andoas.2-3	275.95	306.00	310.00	307.16	306.93	231.51	210.00	188.17	208.84
Real Audiencia.3-4	15.06	24.40	24.50	24.55	24.59	18.92	18.50	16.68	17.74
San Juan.2-3	25.07	28.40	28.30	28.57	28.53	24.15	23.00	22.05	23.16
Solanda.0-1	26.22	40.00	40.00	39.60	39.78	33.67	34.00	31.31	32.54

**Tabla 14 Comparación de valores del límite líquido obtenidos por los distintos métodos.**

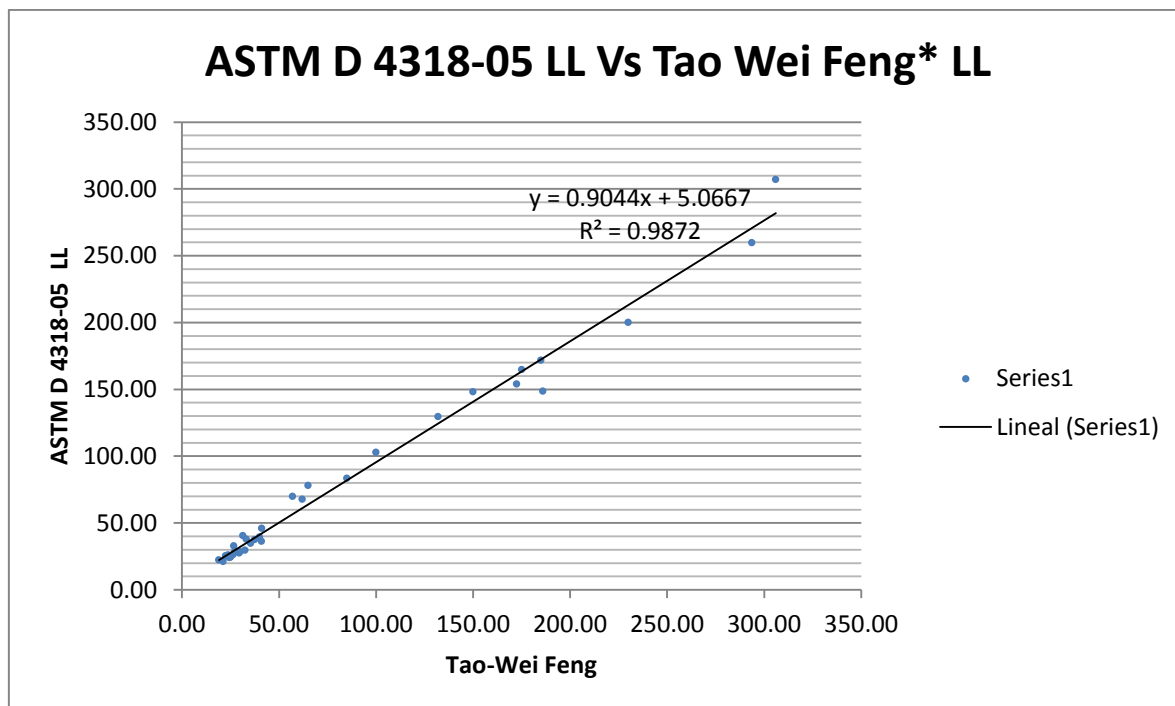
Lugar y Prof.	Simbolo SUCS	Valores del límite líquido				
		ASTM 4318-05 LL	BS 1377-2:1990	Muntohar & Hashim*	Tao Wei Feng*	Lee & Freeman
La Gasca 1-2	ML	19.00	22.35	22.50	22.42	22.40
Rumipamba 2-3	ML	21.25	21.25	21.30	21.25	21.26
Rumipamba 1-2	ML	22.50	25.60	25.50	25.54	25.60
La Gasca 3-4	ML	23.80	26.15	26.60	26.16	26.18
Real Audiencia 1-2	ML	24.40	23.90	24.00	24.12	24.11
Real Audiencia 2-3	ML	25.00	24.40	24.50	24.55	24.59
San Carlos 1-2	CL-ML	25.30	25.20	25.00	25.23	25.28
Solanda 1.5-2	ML	26.40	26.41	26.30	26.42	26.45
San Juan 1-2	CL-ML	26.70	32.61	33.00	32.95	32.90
San Juan 3-4	ML	27.30	28.95	29.50	28.94	29.02
San Carlos 2-3	ML	28.70	28.50	29.00	28.55	28.60
San Carlos 3-4	ML	29.50	27.70	28.00	27.59	27.70
Solanda 2.75-3.5	ML	31.40	40.70	40.60	40.62	40.90
Rumipamba 0-1	ML	32.50	29.40	29.00	29.69	29.73
Chimbacalle 1-2	ML	33.20	38.30	39.00	37.94	38.16
Quitumbe 2-2.5	ML	35.40	35.10	35.00	34.83	35.01
Quitumbe 1-1.5	ML	37.50	37.60	37.00	37.62	37.70
Quitumbe 5-5.5	ML	41.00	36.00	36.00	36.36	36.25
Solanda 4-4.5	ML	41.10	46.00	45.00	46.09	46.14
Puerto Quito 0-1	MH	57.00	69.20	70.00	69.98	69.96
Puerto Quito 2-3	MH	62.00	68.50	69.00	67.83	68.32
Puerto Quito 1-2	MH	65.00	80.40	80.00	78.16	80.11
Andoas 3-4	MH	85.00	83.60	83.00	83.53	83.78
La Independencia 0-1	ML	100.00	102.60	102.50	102.94	102.84
La Independencia 2-3	ML	132.00	131.50	130.00	129.67	130.29
La Independencia 1-2	ML	150.00	148.40	148.00	148.27	148.46
Los Bancos 2-3	MH	172.50	154.20	155.00	154.07	154.37
Los Bancos 0-1	MH	175.10	165.70	165.00	164.86	165.35
Los Bancos 3-4	MH	185.00	170.80	170.00	171.88	171.49
Los Bancos 1-2	MH	186.00	148.20	147.00	148.72	148.25
Andoas 1-2	MH	230.00	199.00	200.00	200.18	199.70
Andoas 0-1	MH	293.70	250.90	260.00	259.84	259.25
Andoas 2-3	MH	306.00	306.00	310.00	307.16	306.93
Real Audiencia 3-4	NP	25.00	24.40	24.50	24.55	24.59
San Juan 2-3	SM	30.00	28.40	28.30	28.57	28.53
Solanda 0-1	NP	40.00	40.00	40.00	39.60	39.78

**Tabla 15 Comparación de valores del límite líquido obtenidos por los distintos métodos.**

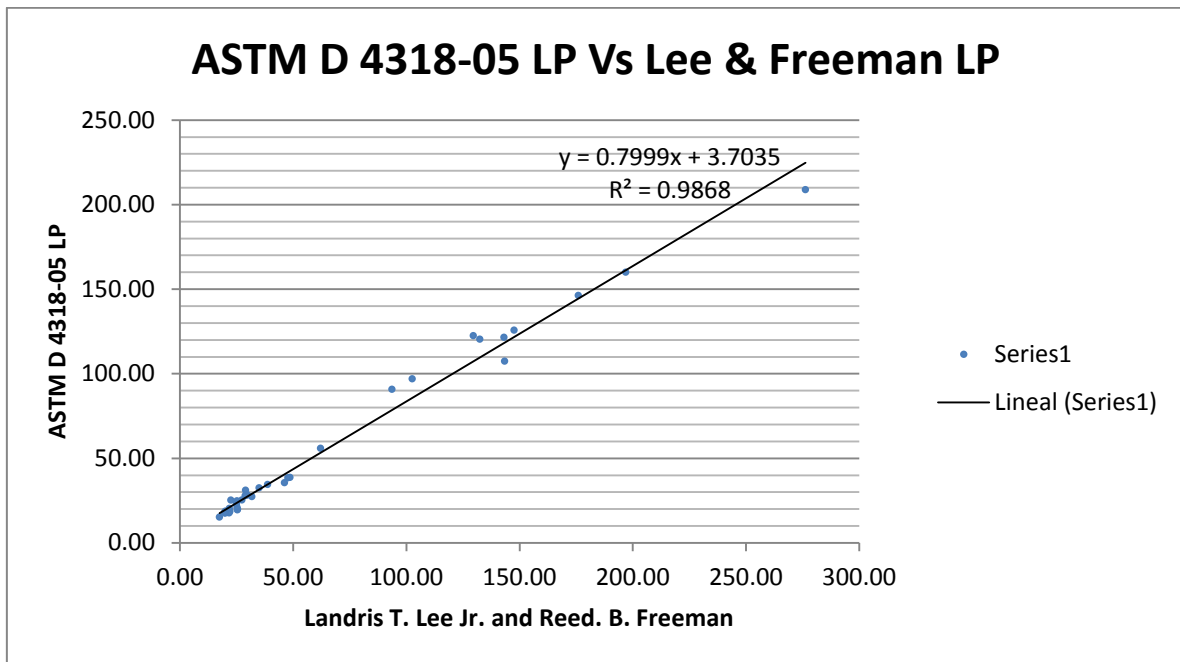
Lugar y Prof.	Simbolo SUCS	Valores del límite plástico				
		ASTM 4318-05 LP	BS 1377-2:1990* LP	Muntohar & Hashim	Tao Wei Feng	Lee & Freeman
La Gasca 1-2	ML	17.48	15.99	17.00	14.26	15.26
Rumipamba 2-3	ML	19.82	18.37	18.50	16.84	17.69
Rumipamba 1-2	ML	19.96	19.79	18.00	17.18	18.43
La Gasca 3-4	ML	20.78	19.32	19.00	16.97	17.93
Real Audiencia 1-2	ML	22.10	19.61	18.50	17.49	18.62
Real Audiencia 2-3	ML	21.76	18.92	18.50	16.68	17.74
San Carlos 1-2	CL-ML	20.12	19.86	19.00	17.83	18.78
Solanda 1.5-2	ML	25.22	25.13	25.00	24.48	24.87
San Juan 1-2	CL-ML	22.53	26.75	25.50	23.80	25.30
San Juan 3-4	ML	21.86	22.07	23.00	18.88	20.40
San Carlos 2-3	ML	25.39	21.07	20.00	18.37	19.54
San Carlos 3-4	ML	25.50	21.19	20.00	18.76	19.92
Solanda 2.75-3.5	ML	29.03	31.70	31.00	29.96	31.16
Rumipamba 0-1	ML	25.26	22.48	20.00	19.84	21.09
Chimbacalle 1-2	ML	29.82	29.70	27.00	27.16	28.33
Quitumbe 2-2.5	ML	27.41	26.94	27.00	24.06	25.38
Quitumbe 1-1.5	ML	28.86	29.36	25.00	26.58	27.93
Quitumbe 5-5.5	ML	31.81	29.37	28.00	25.43	27.38
Solanda 4-4.5	ML	38.76	36.56	36.00	32.47	34.55
Puerto Quito 0-1	MH	48.64	43.80	36.00	35.59	38.73
Puerto Quito 2-3	MH	47.72	43.33	40.00	36.05	38.47
Puerto Quito 1-2	MH	46.21	43.14	39.00	34.86	35.58
Andoas 3-4	MH	62.15	61.74	65.00	51.65	55.94
La Independencia 0-1	ML	93.68	92.86	92.00	88.14	90.82
La Independencia 2-3	ML	102.64	102.41	100.00	92.01	97.02
La Independencia 1-2	ML	129.63	126.55	125.00	117.72	122.52
Los Bancos 2-3	MH	132.50	126.75	130.00	113.61	120.45
Los Bancos 0-1	MH	147.64	132.66	130.00	118.55	125.78
Los Bancos 3-4	MH	143.17	132.14	120.00	110.62	121.57
Los Bancos 1-2	MH	143.46	116.28	100.00	98.05	107.46
Andoas 1-2	MH	176.01	158.99	140.00	133.45	146.32
Andoas 0-1	MH	196.96	182.72	155.00	143.52	160.05
Andoas 2-3	MH	276.34	231.51	210.00	188.17	208.84
Real Audiencia 3-4	NP	20.00	18.92	18.50	16.68	17.74
San Juan 2-3	SM	25.00	24.15	23.00	22.05	23.16
Solanda 0-1	NP	35.00	33.67	34.00	31.31	32.54



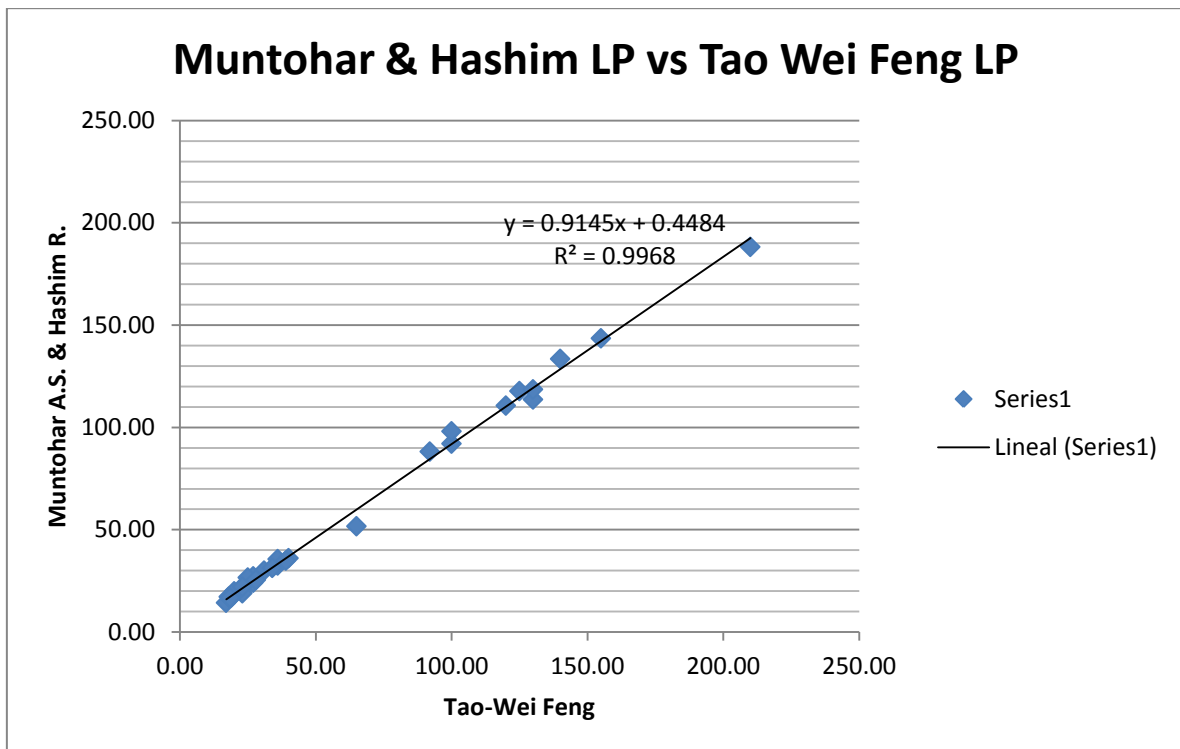
**Ilustración 58:** Correlación y ajuste de valores del límite líquido entre ASTM 4318-05 y BS 1377-2:1990.



**Ilustración 59:** Correlación y ajuste de valores del Límite líquido entre la ASTM 4318-05 y Tao Wei Feng.



**Ilustración 60: Correlación y ajuste de valores del Límite plástico entre la ASTM 4318-05 y Lee & Freeman.**



**Ilustración 61: Correlación y ajuste de valores del Límite plástico entre el Muntohar & Hashim\* y Tao Wei Feng.**

## **5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Las siguientes conclusiones se basan en los datos, análisis y teoría que se presenta en esta investigación, por lo tanto se aplican únicamente para los suelos y ensayos antes realizados.

### **5.1. CONCLUSIONES**

La investigación nos ha ayudado a despejar las dudas sobre la utilización del penetrómetro de cono en los suelos de nuestro país, la principal interrogante que se planteó fue la aplicabilidad de este equipo en ensayos para el límite líquido y el límite plástico. Existe una norma para determinar el límite líquido de los suelos, usando el penetrómetro de cono, en nuestro país dicha norma es poco aplicada, debido a la procedencia de la misma, esta norma está publicada en la British Standard Internacional BSI.

El método del ensayo de cono es válido en la determinación del límite líquido y el límite plástico, características físicas del suelo, debido a la buena correlación de resultados obtenidos en el conjunto de ensayos realizados, resultados que son totalmente aceptables. Al ser un método válido no significa que esté por encima de la metodología tradicional del límite líquido y el límite plástico, pero sí que se la debería considerar como un método complementario, obteniendo así datos coherentes entre ambos ensayos, por lo tanto no deberá remplazar a los métodos tradicionales sino acompañarlos.

Es necesario analizar y comprender los diferentes tipos de fuerzas que intervienen en los ensayos utilizados, se sabe por ejemplo que en la copa de Casagrande interviene básicamente la cohesión de las partículas de suelos, mientras en el ensayo de cono interviene además de la cohesión el esfuerzo de fricción no drenado, estas fuerzas tienen una gran variación dependiendo de tipo de suelo es así que hubo muestras en las cuales el desplazamiento del suelo al sufrir la penetración del cono, se notó de sobre manera. Por esto es muy importante definir a que nos referimos con plasticidad, que propiedad del suelo es la que queremos encontrar y más importante aun indicar el suelo que va a ser ensayado.

Se pudo demostrar y en base a estudios realizados por los autores opuestos a este método, que este método da valores tanto para el límite líquido como para el límite plástico en todos los tipos de suelos, en la presente investigación se ensayó suelos que aparentemente son no plásticos, obteniendo resultados válidos al presentar una baja plasticidad.

Entre las muchas vivencias que se tuvo al realizar esta tesis, llama la atención la gran influencia que tiene en el laboratorio la experiencia de los ensayistas. Para personas sin experiencia se dificulta mucho la obtención del límite plástico en casi todos los suelos por medio de la norma ASTM, también se puede observar una variación en los límites líquido y plástico si se cambia el operador, se debe tener en cuenta que esta variación no debe exceder el

5 %, valor aproximado de la tabla que se muestra en la sección precisión y tendencia de la norma ASTM 4318-05.

Mediante el penetrómetro de cono se logra superar varios inconvenientes respecto a la influencia del operador ya que se encasilla de una manera más clara el procedimiento a seguir, por ejemplo en el caso del límite líquido el operador ya no da una apreciación de cuanto se junto la muestra, por el contrario toma una lectura de un micrómetro, en cuanto al límite plástico el operador deja de realizar el ensayo con sus manos y pasa a ser ensayado por un aparato mecánico.

Si bien es cierto que hay una gran influencia del operador al realizar el ensayo del rollo, también hay una dependencia del laboratorista al utilizar solamente graficas para obtener los datos correspondientes al penetrómetro de cono y no una ecuación obtenida de una regresión en base a los datos del laboratorio, este inconveniente no presenta ninguna dificultad gracias a la tecnología actual, por tanto me parece apropiado la obtención de datos en base a ecuaciones. Hay que recalcar que la mayoría de los datos obtenidos a partir de los gráficos son similares a los datos obtenidos mediante las ecuaciones.

Dentro de la estadística usada en esta investigación la regresión es el concepto más usado, esta herramienta es muy útil pero hay que tener mucho cuidado con los errores que se presente al no tener claros los conceptos o al usar de una manera muy arbitraria, hay que decir además que el método de la regresión pierde su porcentaje de ajuste si esta se usa para calcular datos fuera del rango de datos principales. Para evitar este problema es necesario tener penetraciones pequeñas, las cuales han demostrado tener una gran influencia en los gráficos especialmente si el gráfico es una curva.

Al comparar los distintos valores obtenidos, se acepta el uso de todos los métodos planteados por los diferentes autores debido a la alta correlación entre los valores obtenidos mediante los ensayos propuestos con el penetrómetro de cono y los valores del ensayo normado por la ASTM 4318-05, sin embargo considero que la metodología de la norma británica debe ser la más utilizada para determinar el limite liquido y plástico de los suelos por ser un ensayo ya normado del cual podemos aprovecharnos para normar el procedimiento de ensayo correspondiente al límite plástico.

La principal ventaja que se tiene al realizar dos ensayos similares y de manera simultánea, es la relación que existe entre los datos obtenidos de los ensayos, los cuales pueden ser usados en el cálculo de otras propiedades de interés para el ingeniero de suelos. El tiempo que se demora la realización de ambos ensayos no se cronometro, pero por la experiencia obtenida después de realizar varios ensayos, no existe un gran ahorro en el tiempo.

Después de realizar esta tesis se sugiere que se realice el nuevo procedimiento de ensayo para todos aquellos suelos del país que quedaron fuera de la investigación, reforzando así los datos

y conclusiones obtenidas, para poder ampliar la difusión de este método y consolidar su validez. Un tipo de suelo muy especial es el polvo de piedra, por este motivo se recomienda realizar un análisis para este tipo de suelo.

Al realizar el ensayo con el cono se evidenció varias dificultades, entre las principales se tiene la dificultad al preparar la muestra cerca del límite plástico, colocarla dentro de la cápsula, no tener aire atrapado dentro de la masa de suelo, así como el enrasar cierto tipo de suelos, o incluso la sensación de compactación al momento de colocar la muestra. Estos problemas se pueden superar si se utiliza varios tamaños de cápsulas en el ensayo, como lo propone Tao Wei Feng, se realizaron algunos ensayos paralelos, los cuales no fueron tabulados, haciendo uso de una cápsula de dimensiones inferiores a la propuesta en el ensayo, obteniendo resultados muy similares entre los dos ensayos. Otra forma de superar los problemas antes descritos es por medio de una norma más técnica y precisa, en la cual se especifique por ejemplo la forma de llenar la cápsula.

## **5.2.RECOMENDACIONES**

El uso de recipientes para mantener la humedad de las muestras durante los ensayos es recomendable, debido principalmente a que suelo finos, como los limos, se secan rápidamente a una temperatura ambiente, hay que tener cuidado con la humedad del suelo puesto que se realizan 2 o más penetraciones por cada uno de los estados de consistencia ensayados, las penetraciones se realizan dentro de un lapso de tiempo, si bien es cierto que es corto pero pueden surgir variaciones en la humedad de la muestra, se debe notar que hay que volver a llenar y enrasar la capsula con un poco mas de muestra antes preparada.

Durante la realización del ensayo es fundamental tener muy en cuenta la altura de caída de cono, debido a este motivo se pudo ver que la penetración de cono varia significativamente, este problema se puede sobre llevar si se tiene en cuenta que la variación de la penetración entre muestras no debe exceder los 0.5 mm, recomendación muy útil y de gran ayuda. Hay que tener en cuenta también la buena calibración de los aparatos utilizados, principalmente del cono y del micrómetro.

Como se pudo saber de varios autores opuestos al ensayo de cono, una problemática es la poca penetración del cono al encontrarse cerca del límite plástico, disminuyendo así el contacto entre la muestra y el cono, por esta razón creo conveniente seguir investigando distintas formas para mejorar el ensayo con el penetrómetro de cono, si bien es cierto ya existen varias propuestas, las cuales buscan alcanzar penetraciones similares a las que se obtiene en el ensayo para el límite líquido, variando las características del ensayo como son un tiempo más largo de caída, un mayor peso del cono, o incluso la utilización de presiones estáticas.

## 6. BIBLIOGRAFIA.-

Karl Terzaghi; Ralph B. Peck; Gholamreza Mersi. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. (3<sup>rd</sup> Ed.) New York: John Wiley and Sons, Inc.

Das, Braja. (2006). *Principles of Geotechnical Engineering*. (5<sup>th</sup> ed.) Ontario: Thompson.

Juárez Badillo E; Rico Rodríguez A. (2005). *Mecánica de Suelos Tomo 1 Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. (3ra Ed.) Mexico: Limusa.

Donald P. Coduto. (1999). *Geotechnical Engineering Principles and Practices*.

Bowles Joseph. (2006). *Foundation Analysis and Design*. (5 ed.) USA: McGraw-Hill.

Carter M. and Bentley S. (1991). *Correlations of Soil Properties*. London: Pentech Press Limited

González M Fernando. (). *Introducción a la mecánica de suelos*. U.C.E.

Salvador Ricardo; Montero Juan Carlos. (2001). *Manual de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos*. P.U.C.E.

Montgomery D. C. and Runger G.C. (2002). *Applied statistics and probability for engineer* (3<sup>rd</sup> Ed.) New York: John Wiley and Sons Inc.

British Standard Institution. (1990). Method of test for soils for civil engineering purposes (BS 1377 Part 2). London.

American Society for Testing Materials (ASTM). (2005) Standard test Methods for limit liquid, plastic limit, and plasticity index of soils ASTM D4318-05. West Conshohocken, Pa.

Feng T. W. (2004) *Using a Small Ring and a Fall Cone to Determinate the Plastic Limit*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. Vol.130, N° 6, pg. 630-635.

Feng T,W. (2000). *Fall cone penetration and water content relationship of clays*. Geotechnique. Vol.50, N°2, pg.181-187.

Hansbo S. (1957). *A New Approach to the Determination of the Shear Strength of Clay by the Fall-Cone Test*. Royal Swedish Geotechnical Institute. N° 14, pg. 7-47

Harrison J.A. (1988). *Using the BS Cone Penetrometer for the Determination of the Plastic Limit of Soils*. Geotechnique. Vol. 38, N°3, pg. 433-438.

Wood D.M. and Wroth C.P. (1978). *The use of Cone Penetrometer to Determinate the Plastic Limit of Soil*. Ground Engineering. Vol.11, N°3, pg. 37.

- Wood D. M. and Wroth C. P. (1978). *The Correlation of Index Properties with some Basic Engineering Properties of Soils*. Canadian Geotechnical Journal. Vol 15, N°2, pg. 137-145.
- Muntohar A.S. and Hashim R. (2002). *Determination of Plastic Limits of Soils Using Cone Penetrometer: reappraisal*.
- Landris T. Lee Jr. and Reed. B. Freeman. (2009). *Dual weight Fall Cone Method for Simultaneous Liquid and Plastic Limit Determination*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. Vol. 135, N° 1, pg. 158-161.
- Belviso R.; Ciampoli S.; Cotechnia V.; and Federico A. (1985). *Use of the cone penetrometer to determinate consistency limits*. Ground Engineering. Vol. 18, N°5, pg. 21-22.
- V. Sivakumar; D. Glynn; P. Cairns; J. A. Black. (2009). *A New Method of Measuring Plastic Limit of Fine Materials*. Geotechnique. Vol. 59, N° 10, pg. 813-823.
- Stone K. J. L. and Phan K. D. (1995). *Cone Penetration Tests near the Plastic Limit*. Geotechnique. Vol. 45, N° 1, pg. 155-158.
- Koumoto T. and Houlsby G. T. (2001). *Theory and practice of the fall cone test*. Geotechnique. Vol. 51, N° 8, pg. 701-712
- Prakash K. and Sridharan A. (2006). *Critical Appraisal of the Cone Penetration Method of Determining Soil Plasticity*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 43 N° 8.
- Mohammed Hussein and Ghiath A. AL-Sahrify. (2008). *A Proposed Approach for Plasti Limit Determination Using the Drop-cone Penetrometer Device*. Journal of Engineering and Development. Vol. 12, N° 1, pg. 107-117.
- Binu Sharma and Padma K. Bora. (2003). *Plastic Limit, Liquid Limit and Undrained Shear Strength of Soil Reappraisal*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. Vol. 129, N°8, pg. 774-777.
- Wesley, L. D. (2003). *Residual strength of clays and correlations using Atterberg limits*. Geotechnique. Vol. 53, N° 7, pg. 669–672.