



UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES

FACULTAD DE INGENIERÍA

TESIS DE GRADO INGENIERÍA CIVIL

Control de la expansividad de suelos mediante adición de un polímero orgánico

Autor:

Mariano Tomás FERNANDEZ

Tutor:

Diego MANZANAL

Co-Tutores:

Mauro CODEVILLA

Teresa María PIQUÉ

Marzo de 2017

*A mi familia
y amigos*

Agradecimientos

A los estudiantes Ignacio Cueto, Santiago Pastine y Santiago Rearte por su ayuda desinteresada en la realización de ensayos de laboratorio. Al estudiante Gastón Fernandez cuya ayuda en el laboratorio ha sido importante.

A la Ing. Luz Marti por la ayuda brindada al comenzar este trabajo.

A la Dra. Ing. Teresa María Piqué por su constante motivación e interés en los resultados buscados.

Al Ing. Mauro Codevilla por sus constantes recomendaciones y consejos.

Al Dr. Ing. Diego Manzanal por el apoyo y criterio provistos a lo largo de todo el trabajo.

Al Ing. Osvaldo Ledesma por su ayuda en la aplicación del trabajo.

El apoyo provisto ha sido fundamental para la realización de este trabajo y lo agradezco.

Índice general

1. Estado del arte	6
1.1. Suelos expansivos	6
1.1.1. Reconocimiento de los suelos expansivos	8
1.1.2. Ensayos de caracterización	10
1.2. Suelos parcialmente saturados	14
1.2.1. Fases de los suelos parcialmente saturados	14
1.2.2. Succión en suelos parcialmente saturados	16
1.2.2.1. Curva de retención de agua	20
1.2.3. Estado tensional	23
1.2.4. Resistencia de los suelos parcialmente saturados	24
1.2.5. Suelos parcialmente saturados en campo	28
1.3. Porosidad en suelos	30
1.3.1. Distribución de poros en suelos parcialmente saturados	30
1.3.2. Efecto de la microestructura sobre la curva de retención de agua	33
1.4. Control de expansividad	36
1.4.1. Suelo-Cal	38
1.4.2. Suelo-Cemento	38
1.4.3. Suelo-Polímero	39
2. Programa experimental	40
2.1. Caracterización del suelo	40
2.1.1. Caracterización físico-química	40
2.1.1.1. Superficie específica de las partículas	40
2.1.1.2. Capacidad de intercambio catiónico	41
2.1.2. Caracterización mecánica	42
2.1.2.1. Ensayo Proctor Estándar	42
2.1.2.2. Índice de expansión	44
2.1.2.3. Hinchamiento libre - Presión de hinchamiento	45
2.1.2.4. Ensayo de compresión no confinada	50
2.1.2.5. Resistencia triaxial: Ensayo consolidado no drenado	51
2.1.3. Ensayos de caracterización hidráulica	58
2.1.3.1. Ensayo de permeabilidad	58
2.1.3.2. Curva de retención de agua	58
2.2. Caracterización mezclas suelo-polímero	63
2.2.1. Estudio de mezclas: Elección del polímero	66
2.2.1.1. Límite líquido y límite plástico	67
2.2.1.2. Límite de contracción	68
2.2.1.3. Índice de hinchamiento	69
2.2.1.4. Superficie específica	70
2.2.1.5. Capacidad de Intercambio Catiónico	71

2.2.2.	Polímero elegido: Lignosulfonato de Calcio	73
2.2.2.1.	Lignosulfonato de Calcio utilizado	74
2.2.2.2.	Calorimetría Diferencial de Barrido	74
2.2.2.3.	Termogravimetría	76
2.2.2.4.	Análisis Dinámico-Mecánico	78
2.2.3.	Mezclas Suelo-Lignosulfonato de Calcio	79
2.2.3.1.	Estudio Mezclas Suelo + 3,0% Lignosulfonato de Calcio	79
2.2.3.2.	Estudio Mezclas Suelo + Lignosulfonato de Calcio 5,0%	84
3.	Microestructura y análisis de resultados	88
3.1.	Ensayos de composición y caracterización de la microestructura	88
3.1.1.	Análisis químico de composición	88
3.1.2.	Difracción de rayos X - DRX	89
3.1.3.	Difracción de rayos X a bajos ángulos - SADRX	90
3.1.4.	Termogravimetría - TGA	91
3.1.5.	Porosimetría por intrusión de mercurio - MIP	92
3.1.6.	Microscopía electrónica de barrido - SEM	97
3.2.	Análisis de resultados: comportamiento macroestructural	100
4.	Caso de aplicación a la Ingeniería Civil	107
4.1.	Introducción	107
4.1.1.	Modelos elasto-plásticos para geomateriales	109
4.2.	Modelo utilizado	112
4.2.1.	Relación hiperbólica: Ensayos triaxiales drenados	113
4.2.2.	Leyes de endurecimiento	114
4.2.2.1.	Endurecimiento por deformaciones de corte	114
4.2.2.2.	Endurecimiento por deformaciones volumétricas	116
4.2.3.	Modelo Van Genuchten: Suelos no saturados	118
4.3.	Calibración del suelo estudiado	120
4.3.1.	Método de calibración	120
4.4.	Caso de estudio: Carretera sobre suelo expansivo	125
4.4.1.	Limitaciones del modelo	125
4.4.1.1.	Método de estudio	125
4.4.2.	Modelo de elementos finitos	126
4.4.3.	Evaluación del terraplén	130
5.	Conclusiones	132

Motivación

El presente trabajo tiene por objetivo evaluar la estabilidad volumétrica del suelo natural modificado con diferentes polímeros utilizados como adición,

El trabajo surge de la cooperación entre el Laboratorio de Mecánica de Suelos (LMS) y el Instituto de Tecnología en Polímero y Nanotecnología (ITPN) de la Universidad de Buenos Aires como continuación del estudio de un área en creciente desarrollo: El uso de polímeros como adición en suelos en el ámbito de la ingeniería geotécnica.

En la industria de la construcción los polímeros se utilizan en refuerzo de vigas, empalmes entre barras y espumas aislantes térmicas, acústicas y contrafuego. Proveen alternativas interesantes en condiciones ambientales donde la durabilidad de los materiales convencionales se ven afectados.

El agregado de polímeros en suelos debe su primer aplicación a la ingeniería agronómica donde la adición de polímeros buscaba la disminución de la erosión y el aumento de la retención de agua en suelos con el objetivo de mejorar el rendimiento de la siembra.

En las últimas décadas el uso de polímeros en geotécnica ha encontrado diferentes aplicaciones como subbases de pavimentos, barreras hidráulicas en rellenos sanitarios, fluidos estabilizantes para perforaciones entre otros.

Entre las aplicaciones de polímeros en geotécnica más utilizadas se nombran las membranas impermeables, los geosintéticos, geotextiles, drenes con núcleo de polipropileno. Un caso interesante es el de la empresa Uretek que presenta la utilización de una espuma polimérica expansiva, poliuretano expandido, para inyecciones profundas y restitución del nivel original en edificios asentados por consolidación.

Los suelos expansivos generan problemas en las fundaciones estructurales debido principalmente a la falta de los recaudos necesarios. Estos problemas aparecen en estructuras livianas como viviendas familiares, pavimentos o establecimientos industriales de bajo peso por unidad de área. La utilización de pilotes es una de las posibles soluciones al problema de los suelos expansivos, pero en muchos casos este tipo de fundaciones tiene costos muy altos para las estructuras.

Incluso cuando un suelo es reconocido como expansivo, la práctica común es utilizar correlaciones simples entre las propiedades básicas obtenidas en laboratorio con su posible expansión y presión de hinchamiento. Este tipo de correlaciones por lo general permiten una correcta estimación en el caso de ser aplicadas en el mismo tipo de suelo del cuál fueron obtenidas, por este motivo su utilización se limita a una pequeña cantidad de casos.

En este trabajo busca generar una caracterización completa del suelo en estudio, la evaluación de los polímeros adheridos y la caracterización conjunta del suelo tratado con los polímeros en estudio.

Luego se evalúa el comportamiento de las mezclas estudiadas como tratamiento de mejora de una carretera fundada sobre suelos expansivos. Esta aplicación se evalúa no sólo en carreteras convencionales sino también como alternativo en caminos forestales donde el período de explotación es relativamente corto y el movimiento de suelos seleccionados resulta especialmente impráctico.

Capítulo 1

Estado del arte

En este capítulo se presenta el marco teórico de la investigación, se explican conceptos básicos de los materiales a estudiar y se analizan las variables que gobiernan la problemática en estudio.

1.1. Suelos expansivos

Los problemas asociados a los suelos expansivos no fueron reconocidos hasta principios de 1930 cuando comenzaron a registrarse fisuras en mampuestos una vez producida la expansión del suelo de fundación. En primer lugar se creía que era un problema de los materiales de la construcción, luego una deficiencia de los constructores. En 1965 se organiza la primer Conferencia Internacional en Suelos Expansivos, luego se realizan conferencias en 1969, 1973, 1980, 1984, 1987 y 1992. Estas conferencias dan origen al área de estudio de suelos parcialmente saturados. A partir de esto se realizan cuatro conferencias en 1995, 1998, 2002 y 2006 bajo el nombre de Conferencia Internacional sobre Mecánica de Suelos no Saturados.

Las arcillas se originan por procesos de presión, temperatura y ciclos de humedad sobre rocas ígneas y metamórficas. Las arcillas son descritas como coloides que se dispersan en mayor o menor medida cuando se produce el contacto con agua. Se denominan coloides a partículas en las cuales su comportamiento está influenciado por su carga eléctrica más que sus fuerzas gravitatorias. Existen diferentes grupos de minerales de arcilla, los más importantes son la montmorillonita, caolinita e illita que son aluminosilicatos de calcio, hierro o magnesio. Los minerales son sustancias naturales que presentan estructuras cristalinas, y por lo general se encuentran son compuestos inorgánicos en estado sólido. Los minerales montmorillonita, illita y caolinita tienen una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en láminas. El fenómeno de expansión en arcillas se produce cuando éstas tienen acceso a hidratarse, sin embargo no todas las arcillas son expansivas.

Existen dos variedades de láminas que componen los cristales de la arcilla, la silíceas y la aluminicas. Las láminas silíceas están formadas por un átomo de silicio, rodeados por 4 átomos de oxígeno disponiéndose en forma de tetraedro. Los tetraedros mencionados se agrupan en unidades hexagonales, compartiendo un átomo de oxígeno entre tetraedros contiguos. Estas unidades se repiten y forman retículas.

Las láminas aluminicas están formadas por retículas de octaedros dispuestos con un átomo de aluminio, en algunos casos magnesio, en su centro y 6 átomos de oxígeno alrededor. Al igual que las láminas silíceas utilizan un oxígeno como nexa entre dos octaedros en contacto para formar una retícula.

Las láminas silíceas se presentan en la Figura 1.1.1.a y láminas aluminicas Figura 1.1.1.b. Schenning indica que las láminas tetraédricas silíceas tienen una altura de 4.63Å y las láminas octaédricas aluminicas una altura de 5.05Å [1].

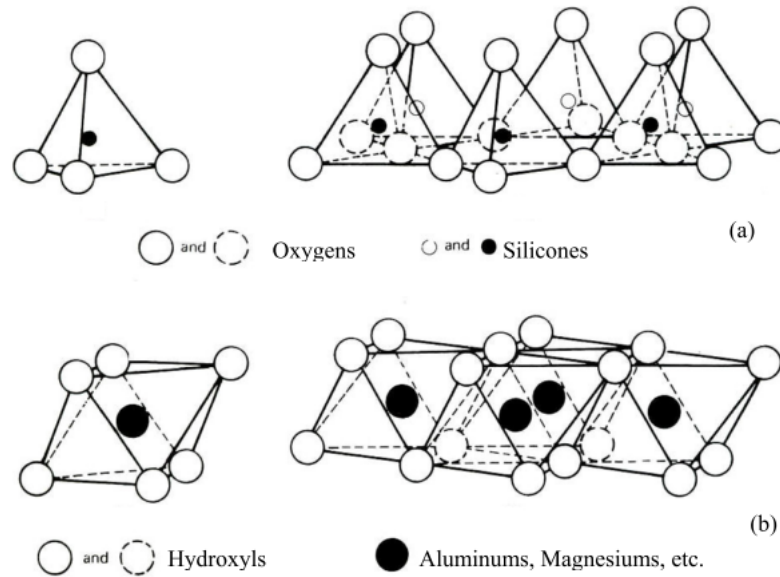


Figura 1.1.1: Láminas silíceas y aluminicas [1]

Las caolinitas están formadas por una lámina silícea y una lámina aluminica, su estructura es comúnmente descrita como 1:1. La unión entre todas las retículas de la caolinita es lo suficientemente firme para no permitir el ingreso de moléculas de agua entre ellas. En consecuencia las arcillas caoliníticas serán relativamente estables en presencia de agua, registrando una expansividad marginal.

Las illitas tienen una estructura 2:1 con dos láminas silíceas y una aluminica. En general su estructura interna manifiesta tendencia a formar grumos de materia, que reducen el área expuesta al agua por unidad de volumen, generando una expansividad menor.

Las montmorillonitas están formadas por una lámina aluminica entre dos láminas silíceas, su estructura es descrita como 2:1. La unión entre las retículas del mineral es débil, y si entrara en contacto con agua ésta puede ingresar a la estructura con relativa facilidad debido a las fuerzas eléctricas generadas por su naturaleza dipolar. Este fenómeno genera un incremento en la distancia entre las retículas de los cristales, dando por resultado a nivel macroscópico la expansión. Por este motivo, las arcillas con alto contenido de montmorillonita son muy inestables ante la presencia de agua. La distancia entre dos retículas que componen el mineral de montmorillonita está entre los 9.6Å a 21.0Å. La estructura del mineral de montmorillonita se muestra en la Figura 1.1.2. En la derecha de la figura se presenta la composición de las láminas y su configuración 2:1, en la izquierda de la misma se presenta la formación de los cristales y su distancia interlaminar.

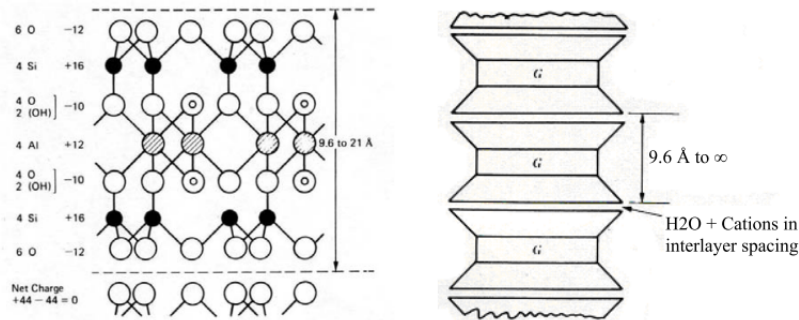


Figura 1.1.2: Cristal de montmorillonita [1]

Las láminas de arcilla se componen de átomos de silicio, alúmina, magnesio y están rodeados por un gran número de átomos de oxígeno, de valencia O^{2-} generando que la superficie de las láminas de la arcilla tengan carga neta negativa. Por este motivo ante la presencia de cationes de carga positiva disueltos en el agua (H^+ , K^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} , Al^{3+} , Fe^{3+} , entre otros) en los alrededores de las láminas de arcilla se produce una atracción eléctrica entre éstos y la superficie de la arcilla.

Lo mencionado anteriormente genera grandes presiones de adsorción entre la superficie negativamente cargada de la arcilla y los cationes presentes en el agua. Winterkorn y Baker [2] señalaron que estas presiones llegan aproximadamente a los 1.900MPa. Por otra parte Bridgman [3] señala que el punto de congelamiento del agua sometido a esta magnitud de presiones aumenta su temperatura pasando de $0^{\circ}C$ a $30^{\circ}C$ para una presión de 950MPa, por lo que se indica que el agua adsorbida por las láminas de arcilla difiere en sus propiedades respecto del agua fuera de este sector. El agua adsorbida por las láminas de arcilla se encuentra en estado sólido, al alejarse de la superficie de las láminas de arcilla la presión de adsorción disminuye y el agua se encuentra en un estado entre el sólido y el líquido, con características similares a la de un fluido viscoso, finalmente a una distancia de aproximadamente $5\mu m$, según Terzaghi y Peck [4], el agua se encuentra en estado líquido.

1.1.1. Reconocimiento de los suelos expansivos

La mayor parte de los sistemas de clasificación geotécnica de suelos se limitan a reconocer un suelo como arcilloso cuando sus partículas tienen diámetro teórico menor a $2\mu m$, aunque el tamaño de las partículas no es suficiente para reconocer el tipo de mineral. La propiedad más importante de un suelo arcilloso es su composición mineralógica.

Una vez reconocido el suelo como arcilloso debe evaluarse si el mismo presenta características de expansividad. En caso que el suelo sea efectivamente expansivo, el porcentaje de expansión y la presión de hinchamiento no son los únicos factores importantes a la hora de interpretar el problema, también debe tener en cuenta las condiciones ambientales del sitio principalmente la variación de humedad del suelo.

Nelson y Miller [5] proponen la planificación de investigación en la zona de la obra.

Un *reconocimiento* de la zona, utilización de mapas, imágenes aéreas o visitas a campo. En caso de realizar visitas a campo debe prestar especial atención en la existencia de grietas en estado seco, su profundidad y ancho. Caracterizar el suelo mediante ensayos de tacto, siendo a mayor dureza al aplastamiento indicador de mayor plasticidad. En estado húmedo los suelos de alta plasticidad suelen pegarse a los zapatos y neumáticos de automóviles. Las características de permeabilidad de este tipo de suelos es muy baja y puede observarse en campo. La existencia de árboles presentes en el lugar de la obra deben ser interpretados también como potenciales problemas. Esto se debe a que los árboles tienen raíces a través de las cuales absorben humedad del suelo, lo que puede generar disecación en algunas zonas.

Investigación preliminar con el objetivo de comprobar si los suelos registran potencial de expansión o contracción. Este tipo de investigación puede incluir la toma de muestras y posterior estudio en laboratorio.

El suelo de fundación debe ser estudiado con el mayor detalle posible, reconociendo y clasificando el tipo de suelo. El potencial de expansión o contracción puede ser cuantificado con diferentes métodos. El comúnmente utilizado ensayo SPT no presenta características determinantes en este tipo de suelos ya que en muchas ocasiones estos registran gran resistencia a la penetración.

Investigación detallada incluye la descripción de los estratos de suelo presentes, la caracterización de sus propiedades y la determinación de la expansión-contracción de los mismos. Para este tipo de ensayos se requieren muestras no disturbadas, ensayistas experimentados en campo logran obtener muestras de calidad suficiente para la realización de ensayos. Es importante mencionar que no todos los suelos expansivos serán clasificados como arcillas de alta plasticidad según el método de la clasificación universal estándar de suelos (USCS) por lo que en general los suelos con límites líquidos mayores a 50 deben ser estudiados para evitar problemas.

En el Cuadro 1.1 se resumen las propiedades que influyen los suelos expansivos, Nelson y Miller [5].

Propiedad	Descripción
Mineralogía	Los minerales de arcilla que típicamente causan variaciones volumétricas son las montmorillonita y vermiculitas. Las illitas y caolinitas con muy poca frecuencia causan expansión, pero pueden tener influencia cuando estas son muy finas ($< 0,1\mu\text{m}$).
Propiedades químicas del agua	La expansividad disminuye frente a la presencia de cationes en el agua y más aún aquellos con valencias mayores. Cationes de magnesio Mg^{2+} disueltos en agua reducen más la expansión que cationes de sodio Na^+ .
Succión	La succión del suelo es una tensión a la que está sometido, representada por una presión de poros negativa en suelos no saturados. La succión del suelo se relaciona con su saturación, gravedad, tamaño y forma de poros, tensión superficial y características químicas y eléctricas del mismo.
Plasticidad	En general suelos expansivos registran comportamientos plásticos en un amplio rango de humedades, tienen límites líquidos altos, alto potencial de expansión y contracción. La plasticidad es sólo un indicador de expansividad del suelo.
Estructura del suelo	Arcillas con estructuras floculadas, generan mayores expansiones que arcillas dispersas. En la Figura 1.1.3 se presentan estas estructuras. Las arcillas cementadas reducen el hinchamiento. La estructura de las arcillas se ve modificada por la compactación a altos contenidos de humedad o remoldeado. La compactación dinámica forma estructuras dispersas que generan menor expansión comparado con muestras compactadas en forma estática.
Densidad seca	Mayores densidades secas indican mayor proximidad entre partículas de suelo por lo que podrán darse fuerzas de repulsión mayores entre partículas de alta expansividad.

Cuadro 1.1: Propiedades de los suelos con influencia sobre los suelos expansivos [5]

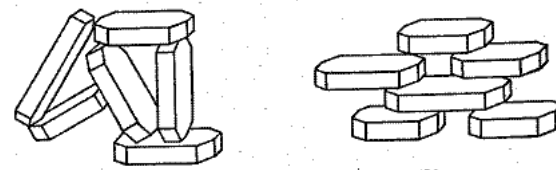


Figura 1.1.3: Estructuras floculadas (izq.) y dispersas (der.)

1.1.2. Ensayos de caracterización

Los ensayos de caracterización se dividen en dos grandes grupos, los realizados en campo y los realizados en laboratorio.

En campo deben caracterizarse las zonas en las que existe presencia de suelos expansivos y su homogeneidad. La caracterización de humedad de la zona debe realizarse haciendo un balance entre la lluvia, la evapotranspiración del suelo y las características de retención de agua del suelo.

Algunos aspectos a controlar en campo dependiendo de la disponibilidad de equipos y la envergadura del proyecto, son la medida de succión del suelo a través del uso de psicrómetros a termocupla y tensiómetros, densidad in-situ, medición de hinchamiento-contracción en campo con asentímetros, colocación de piezómetros, presurómetros y dilatómetros, métodos geofísicos de estimación de parámetros entre otros.

La caracterización en laboratorio se divide en dos fases importantes, la primera consiste en clasificar el potencial de expansión y la segunda obtener los parámetros relevantes para el dimensionamiento de la obra y la solución del potencial problema. En general en la primer fase se estiman los parámetros a obtener en la segunda y se basan principalmente en la correlación de resultados obtenidos en la caracterización básica de suelos.

Un ensayo básico en la caracterización de suelos es la obtención de los límites de Atterberg. Con estos límites se define la plasticidad de los suelos que es un parámetro que provee información orientativa de interés que se relaciona con la expansividad de los mismos. Las características plásticas de un suelo están directamente relacionadas con la cantidad de coloides presentes en el suelo. Los coloides son en general partículas de diámetros menores a $2\mu\text{m}$. La mayor parte de las partículas de arcilla en mecánica de suelos son consideradas coloides por su alta superficie específica.

Los límites de Atterberg y el porcentaje de arcilla combinados proveen un parámetro llamado Actividad. Este parámetro fue definido por Skempton [6] y se calcula según la Ecuación 1.1.1. Valores de actividad orientativos según el tipo de mineral se presentan en el Cuadro 1.2. Luego en el Cuadro 1.3 se resumen algunos métodos utilizados para la clasificación de expansividad de los suelos.

$$A_c = \frac{IP}{\%<2\mu\text{m}} \quad (1.1.1)$$

Mineral	Actividad
Caolinita	0,33 a 0,46
Illita	0,9
Montmorillonita Cálcica	1,5
Montmorillonita Sódica	7,2

Cuadro 1.2: Actividad de minerales

Ensayo	Propiedad investigada	Parámetros determinados
Límite líquido (LL)	Límite superior de humedad, separa el comportamiento líquido del comportamiento plástico del suelo.	LL=Humedad del límite líquido [%]
Límite plástico (LP)	Límite inferior de humedad, separa el comportamiento plástico del comportamiento sólido del suelo.	LP=Humedad del límite plástico [%]
Límite de contracción (LC)	Límite inferior de humedad a la que existe variación de volumen	LC=Humedad del límite de contracción [%]
Contenido de arcilla	Distribución de tamaño de partículas finas	% < 2 μ m
Difracción de rayos X	Mineralogía de las partículas de suelo. Dimensiones características de cristales	Distancia entre láminas del mineral
Microscopía electrónica	Tamaño y forma de las partículas arcillosas	Reconocimiento visual
Capacidad de intercambio catiónico	Carga superficial negativa y actividad superficial de las partículas arcillosas	CEC [meq/100g]
Hinchamiento libre	Hinchamiento debido a libre acceso a humedad para muestras no consolidadas no confinadas seca al aire	$HL = \frac{V_{mojado} - V_{seco}}{V_{seco}} 100$
Variación potencial de volumen por metro	Hinchamiento y presión en una dimensión para muestras remoldeadas bajo condiciones de deformación semicontrolada	SI (Swell index) PVC (Potential volume change)
Índice de expansión (EI)	Hinchamiento en una dimensión bajo carga de 6,9kPa a una saturación inicial de 50 %	EI ₅₀
Capacidad portante California (CBR)	Hinchamiento vertical bajo carga de probetas compactadas, remoldeadas con humedad parcial	Porcentaje de hinchamiento CBR [%]
Coficiente de extensibilidad lineal (COLE)	Deformación lineal de una porción de suelo natural cuando es secado desde 33kPa de succión a seco al horno (>1000kPa).	COLE y Expansión lineal [%]

Cuadro 1.3: Ensayos de laboratorio para identificar suelos expansivos [5]

Clasificación del potencial de expansión Los suelos expansivos son complejos de clasificar por diversos factores. Por un lado no existe un método de estimación de expansividad que presente buenos resultados para todos los tipos de suelos. Los resultados del ensayo a realizar deben considerar condiciones de compactación inicial y carga vertical. En muchos casos los ensayos se adaptan a las propiedades que se quieren medir en cada caso, condiciones de compactación, carga vertical, entre otras.

El método de clasificación de expansividad más utilizado como una primera estimación se basa en las propiedades índice del suelo. Holtz y Gibbs [7] proponen un método de clasificación que estima la expansividad del suelo en función del índice de plasticidad, límite de contracción y porcentaje de coloides presentes en el suelo, presentado en el Cuadro 1.4. Altmeyer [8] propone otro método de clasificación dado que no siempre se dispone de la información del contenido de coloides presentado en el Cuadro 1.5 . Chen [9] propone una

correlación entre el número de golpes SPT, el porcentaje de finos pasa tamiz #200 y el límite líquido del suelo resumido en el Cuadro 1.6.

Contenido de coloides [% < 1 μ m]	Índice Plástico [%]	Límite de contracción [%]	Expansión estimada [% total de variación de volumen]	Grado de expansividad
>28	>35	<11	>30	Muy alta
20-31	25-41	7-12	20-30	Alta
13-23	15-28	10-16	10-20	Media
<15	<18	>15	<10	Baja

Cuadro 1.4: Clasificación de expansividad según Holtz y Gibbs [7]

Expansión lineal (COLE)	LC [%]	Expansión estimada [%]	Grado de expansividad
<5	>12	<0,5	No crítica
5-8	10-12	0,5-1,5	Media
>8	<10	>1,5	Crítica

Cuadro 1.5: Clasificación de expansividad según Altmeyer [8]

% finos pasa tamiz #200	Límite líquido [%]	Resistencia a la penetración SPT (golpes/metro)	Expansión estimada (% variación de volumen)	Grado de expansión
>95	>60	>100	>10	Muy alta
60-95	40-60	70-100	3-10	Alta
30-60	30-40	35-70	1-5	Media
<30	<30	<35	<1	Baja

Cuadro 1.6: Clasificación de expansividad según Chen [9]

El método de Seed y col. [10] estiman la expansión del suelo en función del porcentaje de finos menores a 2 μ m y la actividad previamente definida. En la Figura 1.1.4 se presenta la relación indicada, esta clasificación fue obtenida para muestras compactadas remoldeadas.

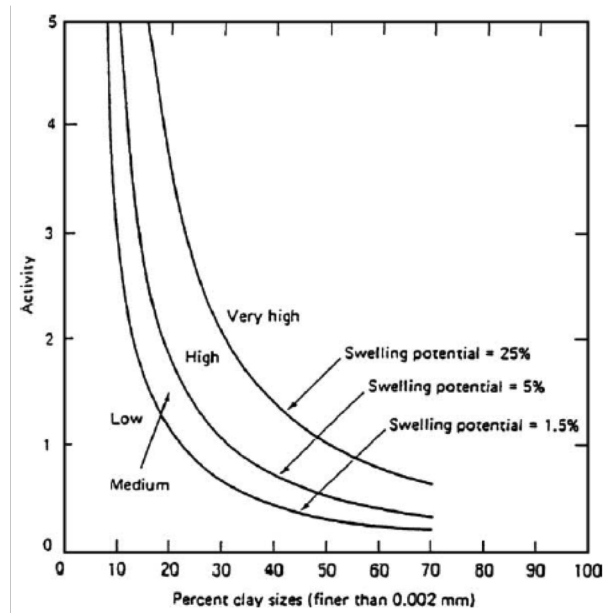


Figura 1.1.4: Clasificación de expansividad según Seed y col. [10]

De la gran cantidad de métodos de estimación de expansividad existentes debe considerarse que sólo sirven como indicadores. Estiman la expansión de un suelo a través del análisis de propiedades de obtención más simple. Incluso con datos de expansión mediante un ensayo de hinchamiento libre, la expansividad real registrada en campo dependerá de las condiciones de carga y humedad del suelo. Lo mismo sucede con la presión de hinchamiento.

Por estos motivos debe priorizarse estimar la expansión de una muestra en forma directa mediante ensayos de hinchamiento libre. De no ser posible debe priorizarse el uso de clasificaciones de potencial de expansión calibradas para el área en estudio. De no existir estas clasificaciones, deben utilizarse las relaciones más apropiadas para el suelo en estudio evaluando los valores estimados, analizando comparativamente y definiendo los parámetros a utilizar para la correcta ejecución de la estructura proyectada.

En general, el uso de estimaciones en base a resultados de ensayos estándar de laboratorio, generan el sobredimensionamiento de estructuras generando un costo extra en materiales o un subdimensionamiento que producida la falla generan un costo aún mayor por reparación. Por estos motivos se recomienda estimar los parámetros de expansividad en forma confiable durante la etapa de laboratorio.

1.2. Suelos parcialmente saturados

En la mecánica de suelos clásica el análisis de resistencia y flujo se realiza en la condición saturada del suelo, pero no todos los suelos de un perfil geotécnico se encuentran en estas condiciones. Para los suelos sobre el nivel freático existen estados intermedios donde el grado de saturación es menor a la unidad.

Los suelos parcialmente saturados tienen características que varían de los suelos totalmente saturados. En 1959 Bishop [11] realiza una investigación sobre los suelos en estas condiciones. La principal diferencia frente a la formulación clásica de mecánica de suelos se basa en la presencia de 3 fases en contacto, la fase sólida, la fase líquida (existentes en la formulación clásica) y la fase gaseosa (el aire dentro de los poros por la saturación parcial).

Se presentan características de los suelos parcialmente saturados, sus fases, las tensiones que las relacionan y los modelos que caracterizan su comportamiento.

1.2.1. Fases de los suelos parcialmente saturados

En los suelos parcialmente saturados existen tres estados materiales sólido, líquido y gaseoso. Según Fredlund [12] existe una interfase entre el aire y el agua llamada piel contractiva que es una membrana de características elásticas, en un estado de agitación violenta. Registra ingresos y egresos de agua de aproximadamente $1 \cdot 10^{22} \text{moléc}_{\text{H}_2\text{O}}/s$, según Wang y Fredlund [13], el tiempo de permanencia de una molécula de agua en la piel contractiva es de $1 \cdot 10^{-7} s$ y tiene altas resistencias a la tracción ($\approx 140 \text{MPa}$).

De esta manera esta piel contractiva puede ser considerada una cuarta fase presente en los suelos no saturados por tener características marcadamente diferentes las restantes tres. Es importante destacar que esta nueva fase es volumétrica y gravimétricamente despreciable para las relaciones de volumen y masa utilizadas en mecánica de suelos. Por este motivo en las definiciones de grado de saturación, humedad, relación de vacíos no la consideran como una cuarta fase. En la Figura 1.2.1 se presenta el diagrama de fases presentes en el suelo propuesto por Fredlund [12].

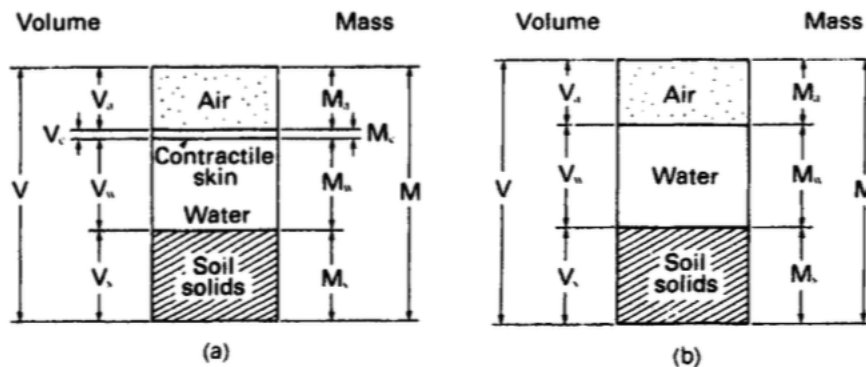


Figura 1.2.1: Fases del suelo parcialmente saturado [12]

Puede verse como el volumen de la piel contractiva o membrana contractiva es despreciable frente al volumen de las demás fases en la derecha de la Figura 1.2.1 y luego en la izquierda es despreciada.

Las densidades de las fases mencionadas se miden según las ecuaciones 1.2.1 y 1.2.2. Las características del aire dentro del suelo estudiadas se establecen en función de la ley de gases ideales y su expresión final tiene la forma de la Ecuación 1.2.3.

$$\gamma_s = \frac{M_s}{V_s} \quad (1.2.1)$$

$$\gamma_w = \frac{M_w}{V_w} \quad (1.2.2)$$

$$\gamma_a = \frac{\omega_a}{RT} \bar{u}_a \quad (1.2.3)$$

donde

M_s = Masa de suelo [kg]

V_s = Volumen de suelo [m³]

M_w = Masa de agua,

V_w = Volumen de agua [m³]

ω_a = Relación entre aire seco y vapor de agua del aire en los poros de suelo [kg/mol]

R = Constante de los gases ideales ($8,31 \frac{J}{K \cdot mol}$)

T = Temperatura absoluta del suelo [K]

\bar{u}_a = Presión absoluta del aire es decir la presión de poros más la presión atmosférica [kPa]

Tensión superficial La interfase entre agua y aire (piel contractiva) posee una propiedad de gran interés, la tensión superficial. Este fenómeno es el resultado de las fuerzas entre moléculas actuando en la piel contractiva, y genera el equilibrio con la presión hidrostática del agua. En la Figura 1.2.2 se presenta esquemáticamente el fenómeno descrito. En esta se puede ver como una molécula de agua en interior de líquido tiene una tensión resultante nula por estar en un estado hidrostático, pero no así las moléculas en la interfaz con el aire, donde se presenta una resultante de presiones cuya magnitud y vector dependerán de la ubicación de la molécula. De esta manera para generar el equilibrio en la piel contractiva, se debe generar una resultante de tensión que mantenga las moléculas en la superficie de la misma. La tensión superficial tiene unidades de fuerza por unidad de longitud y dependerá de la temperatura siendo a mayor temperatura menor tensión superficial.

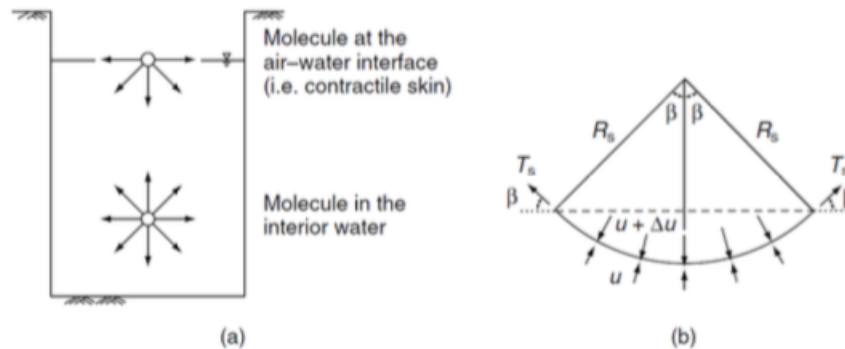


Figura 1.2.2: Tensión superficial interfaz aire-líquido [12]

1.2.2. Succión en suelos parcialmente saturados

La mayor parte de los suelos que registran potenciales altos de expansividad se encuentran en estados parcialmente saturados. Las tensiones del aire de poros y el agua de poros por lo general no son iguales. La diferencia entre estas tensiones ($u_a - u_w$) son tomadas por una superficie traccionada (piel contractiva). Esta tensión que se produce es conocida como succión mátrica.

La succión en un suelo parcialmente saturado se explica desde un punto de vista termodinámico como la energía libre del agua dentro de los suelos. La relación entre la succión del suelo y la presión del agua dentro del mismo se describe según la Ecuación 1.2.4.

$$\psi = -\frac{RT}{u_{w0} \cdot \omega_v} \ln \left(\frac{\bar{u}_v}{\bar{u}_{v0}} \right) \quad (1.2.4)$$

donde

ψ = Succión del suelo [kPa]

R = Constante de los gases ideales [J/(mol K)]

T = Temperatura absoluta [K]

u_{w0} = Volumen específico de agua [m³/kg]

ω_v = Peso de la molécula de vapor de agua ($\simeq 18,016$ kg/kmol)

\bar{u}_v = Presión parcial del agua en el vapor [kPa]

\bar{u}_{v0} = Presión de saturación del agua en el vapor en una superficie plana de agua pura a la misma temperatura del análisis [kPa]

En la Ecuación 1.2.4 se utiliza de referencia la presión de vapor del agua pura es decir sin cationes disueltos. El término dentro del logaritmo natural en la Ecuación 1.2.4 se lo conoce como humedad relativa (HR [%]). En el caso de una presión parcial del agua en el vapor igual a la de saturación el término de HR es igual a 100% y la succión $\psi=0$.

Componentes de la succión en suelos La Ecuación 1.2.4 define a ψ como succión total del suelo, esta succión se compone de la suma de dos succiones, la succión mátrica y la succión osmótica. Según Aitchison [14] la succión mátrica y osmótica se describen a continuación.

- *Succión mátrica o capilar*: Es la succión equivalente derivada de la medición de la presión parcial del vapor de agua en equilibrio con el agua del suelo, relativa a la presión parcial del vapor de agua en equilibrio con una solución idéntica en composición con el agua del suelo
- *Succión osmótica*: Es la succión equivalente derivada de la medición de la presión parcial del vapor de agua en equilibrio con una solución idéntica en composición con el agua del suelo, relativa a la presión parcial del vapor de agua en equilibrio con agua pura libre

Las definiciones de succión mátrica y osmótica indican que la succión total refiere a la energía libre del agua del suelo mientras la mátrica y la osmótica son componentes de esta. Por lo que se puede escribir esta relación en función de la Ecuación 1.2.5.

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (1.2.5)$$

donde

ψ = Succión total del suelo [kPa]

$u_a - u_w$ = Succión mátrica del suelo [kPa]

π = Succión osmótica del suelo [kPa]

En la Figura 1.2.3 se presenta gráficamente la relación entre las succiones mencionadas en función de la energía libre. La succión mátrica es en general relacionada con el fenómeno capilar donde el agua asciende por un tubo de radio pequeño. En los suelos, los poros entre las partículas sólidas del mismo actúan como tubos capilares para el movimiento de agua. Esto genera un ascenso del agua en el suelo que comienza a registrar presiones negativas. En un tubo capilar en que se da el ascenso de agua, la superficie en contacto con el aire (o piel contractiva) forma un menisco, es decir que su superficie es curvada para aumentar su presión en valor absoluto ($|\bar{u}_v|$) o disminuirlo en términos generales (\bar{u}_v). Si el mismo agua que sube por el tubo capilar se pusiera en un contenedor de mayor volumen su superficie dejaría de ser curva (\bar{u}_{v1}). Por este motivo $\bar{u}_v < \bar{u}_{v1}$. El radio de curvatura de menisco es inversamente proporcional a la diferencia entre la presión de agua y la presión de vapor, ($u_a - u_w$), fenómeno conocido como succión mátrica. El fenómeno descrito puede verse en la Figura 1.2.4a.

La presión osmótica se presenta en forma esquemática en la Figura 1.2.4b. En esta figura se muestra la interacción entre dos fluidos, uno agua pura y el otro agua con sales disueltas (las sales son el soluto de la solución). La membrana semi-impermeable presentada genera una barrera que evita el traspaso de minerales salinos, pero permite el paso de agua. La solución con sales disueltas genera una atracción del agua pura, de esta manera el agua pura traspasa la membrana semi-impermeable. El fenómeno de ósmosis continúa hasta que se produce el equilibrio entre la atracción de la solución con sales y la presión hidrostática debida a h_0 . Por lo que la presión osmótica puede calcularse según la Ecuación 1.2.6.

$$\pi = \gamma_{sal} \cdot g \cdot h_0 = RT \cdot [C_s] \tag{1.2.6}$$

donde

γ_{sal} = Densidad de la solución analizada [kg/m³]

h_0 = Altura de equilibrio [m]

C_s = Concentración molar del soluto [M]

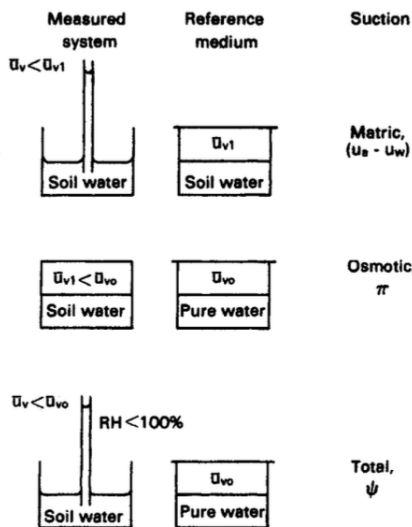


Figura 1.2.3: Succión total y sus componentes [12]

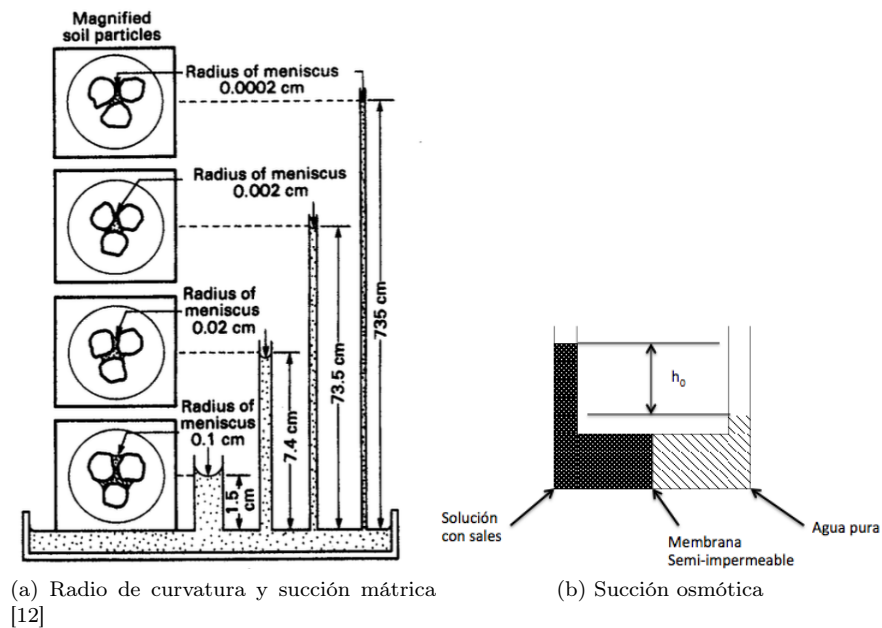


Figura 1.2.4: Componentes de la succión

Ascenso capilar: La succión mátrica depende de la tensión superficial de la interfase agua-gas presentes en los suelos parcialmente saturados. Considerando el caso en que un tubo ingrese al agua del suelo en estudio se produce un ascenso del agua por efectos capilares. Este efecto genera el ascenso del agua hasta una nueva posición de equilibrio que se relaciona con la tensión superficial de la piel contractiva. En esta nueva posición de equilibrio se cumple la siguiente relación:

$$2\pi T_s \cos(\alpha) = \pi r^2 h_c \gamma_w g$$

donde

T_s = Tensión superficial del agua [N/rad]

α = Ángulo de contacto entre las moléculas de la piel contractiva y el material del tubo [°]

r = radio del tubo capilar [m]

h_c = Altura capilar [m]

γ_w = Masa específica del agua [kg/m³]

g = Aceleración de la gravedad [m/s²]

El efecto físico que se produce se muestra en la Figura 1.2.5. En un recipiente de mayor área de contacto con el aire que contiene el agua, su radio de curvatura es aproximadamente infinito pero dentro del tubo capilar este tiene valores menores, generados por la presión negativa del agua dentro del tubo. Los puntos A, B y C de la figura se encuentran en equilibrio hidrostático. Las presiones en los puntos A y B son iguales, suponiendo que la presión en ese punto es dato se asumen nulas. El punto C se encuentra en la interfaz con el aire y a una altura h_c respecto del punto A, y dado que se encuentra en equilibrio la presión hidrostática su valor de presión de agua es $u_w = -\gamma_w \cdot g \cdot h_c$. Por este motivo la succión mátrica en el punto C será:

$$(u_a - u_w)_c = 0kPa - (-\gamma_w \cdot g \cdot h_c) = \gamma_w \cdot g \cdot h_c$$

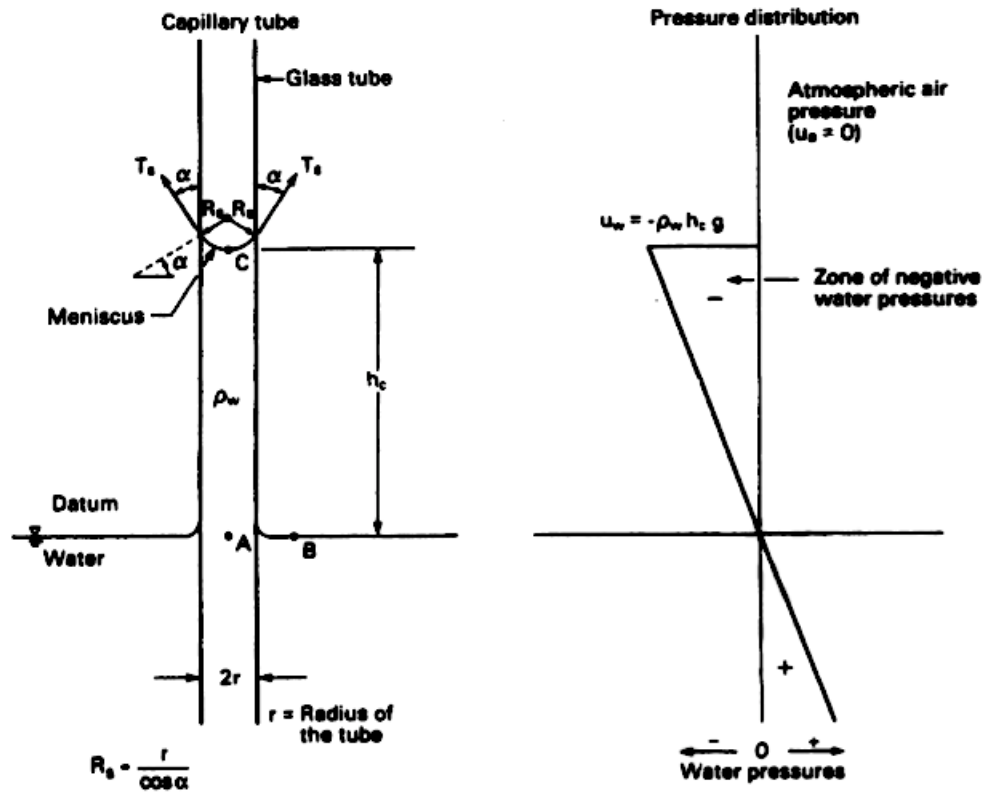


Figura 1.2.5: Ascenso capilar [12]

Asumiendo que el ángulo de contacto $\alpha=0$ y $R_s = r/\cos(\alpha) = r$ se llega a la Ecuación 1.2.7. Que indica que las mayores succiones se dan para radios de poros menores en un mismo suelo, y T_s se considera constante para una interacción agua de suelo-suelo dada. En la Figura 1.2.6 se presenta la forma de los meniscos y las fuerzas que ejerce el medio sobre estos.

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R_s} \tag{1.2.7}$$

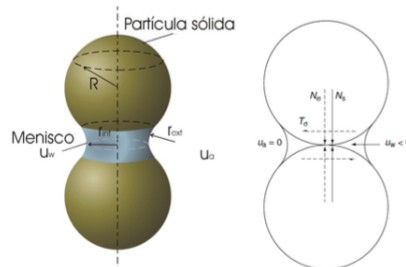


Figura 1.2.6: Representación esquemática de meniscos sobre partícula esférica teórica [15]

1.2.2.1. Curva de retención de agua

La curva de retención de agua define el contenido de agua para cada succión mátrica que registra el suelo. Estas curvas están influenciadas por el tipo de suelo, su tamaño, distribución de poros y ciclos de humedecimiento y secado, además de los factores que controlan la succión como la temperatura, composición del agua de poros, etc. En la Figura 1.2.7 se presentan algunas curvas de retención para diferentes tipos de suelo. En esta puede verse como los suelos más finos (7. Arcilla marina) tienen un comportamiento de mayor retención de agua respecto a los suelos más gruesos (1. Arena).

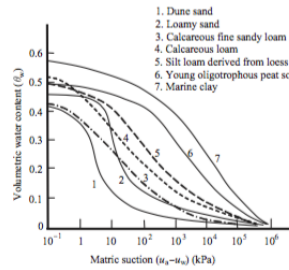


Figura 1.2.7: Curva de retención de agua [12]

Efecto de histéresis en la succión El efecto de histéresis en la succión del suelo puede aparecer en casos particulares de la distribución de poros y en ciclos de humedecimiento y secado. En la Figura 1.2.8 se presentan algunas condiciones que generan discontinuidades en la succión. En el caso (a) de la figura se observa la ascensión capilar debido a los efectos de succión que se da en un tubo de radio pequeño, constante y de altura mayor a la altura de columna de agua. En el caso (b) se observa que en caso de tener un tubo capilar de menor altura a la requerida lo que se produce es un descenso de la relación $R_{s1} = r/\cos(\alpha_1)$ disminuye para cumplir con la Ecuación $(h_{c1} = 2 \cdot T_s/\gamma_w \cdot g \cdot R_{s1})$. En los casos (c) y (d) se produce una variación abrupta del radio del tubo capilar. En el caso (c) la variación del radio del tubo siendo $r_1 > r$ genera que el ascenso capilar no se produzca más allá de dicha discontinuidad. En el caso (d) se puede ver que si el tubo es sumergido por debajo de dicha discontinuidad si podrá ser llenado. En el caso en que se produce un secado en el suelo el ángulo de contacto es distinto que el ángulo de contacto para mojado, por este motivo se produce la histéresis del suelo, en la Figura 1.2.9 se presenta el caso típico de curvas de retención en mojado y secado.

Finalmente en la parte (e) de la figura se muestra como la distribución de poros y no sólo el diámetro afectan al ascenso capilar en las muestras.

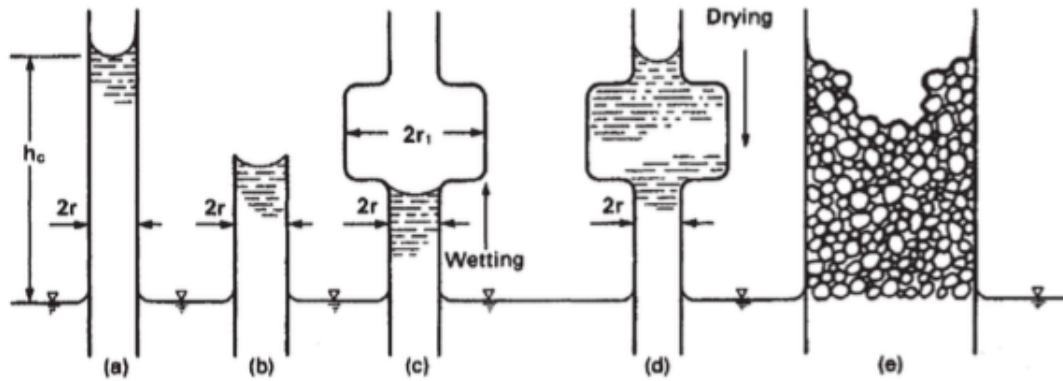


Figura 1.2.8: Histéresis en succión [12]

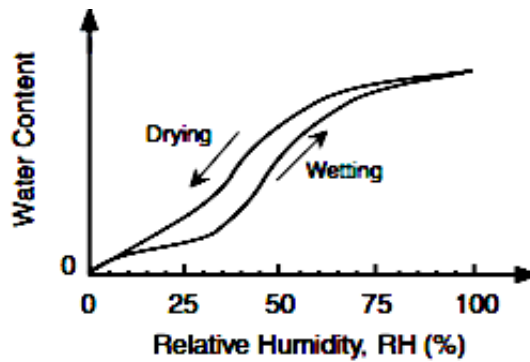


Figura 1.2.9: Histéresis en la succión [16]

Ajuste de Van Genuchten Evaluar el perfil de humedades en un suelo parcialmente saturado requiere ecuaciones constitutivas del perfil de succión utilizando a curva de retención de agua. La presión de entrada de aire y el grado de saturación residual son comúnmente utilizadas como puntos de quiebre en los modelos matemáticos de las curvas de retención [16]. Existen gran cantidad de ajustes a la curva de retención que relacionan la succión con diferentes parámetros de estado del suelo como pueden ser el contenido de humedad gravimétrica, el contenido de humedad volumétrica o el grado de saturación entre otros.

En este caso se presenta el ajuste propuesto por van Genuchten (1980) [17] que relaciona la succión mátrica del suelo con el grado de saturación efectiva del mismo según la Ecuación 1.2.8.

$$S_e = \frac{S_r - S_{res}}{1 - S_{res}} = \left\{ 1 + \left[\frac{(u_a - u_w)}{S_{ae}} \right]^{\frac{1}{1-\lambda}} \right\}^{-\lambda} \quad (1.2.8)$$

donde

S_e = Grado de saturación efectiva [%]

S_r = Grado de saturación de la muestra [%]

S_{res} = Grado de saturación residual del suelo [%]

S_{ae} = Succión de entrada de aire [kPa]

$(u_a - u_w)$ = Succión mátrica [kPa]

λ = Parámetro de ajuste [-]

En la Figura 1.2.10 se presenta esquemáticamente el significado de los parámetros mencionados anteriormente. El parámetro λ se relaciona con la dispersión del diagrama de distribución de tamaño de poros (PSD), valores altos de λ representan distribuciones de poros en las cuáles la mayor parte de los mismos se encuentra en un rango acotado de tamaños. El parámetro λ controla la pendiente de la zona de desaturación de la Figura 1.2.10.

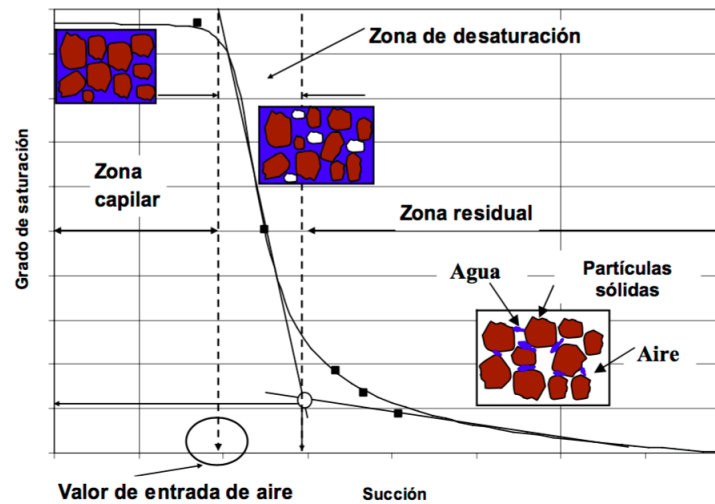


Figura 1.2.10: Esquema de curva de retención de agua [18]

La curva de retención de agua está compuesta por 3 zonas: zona capilar, zona de desaturación y zona residual, según Figura 1.2.10.

- **Zona capilar:** En esta zona el suelo continua en una situación saturada. Finaliza cuando el suelo llega a la presión de entrada de aire según describe Fredlund [12]. La presión de entrada de aire (S_{ae}) representa el valor que debe exceder la succión mátrica antes que el aire comience a ingresar en los macroporos del suelo.
- **Zona de desaturación:** El agua es desplazada por el aire generando que la fuerza de adhesión entre el agua y el suelo aumente. Al finalizar esta etapa, el agua dentro del suelo se encuentra dispersa generando una reducción importante en la permeabilidad del suelo.
- **Zona residual:** En esta zona grandes aumentos en la succión mátrica no generan modificaciones importantes en el grado de saturación del suelo. Al ser poca la cantidad de agua en el medio, ésta ya no fluye a través de los poros. Para generar una completa remoción del agua debe utilizarse un proceso de evaporación. En esta zona las succiones son muy altas y el agua se encuentra adsorbida a la partícula de suelo, y puede definirse el grado de saturación residual del suelo S_{res} . Es el grado de saturación correspondiente al agua adsorbida a las partículas de suelo.

Estos parámetros que definen la curva de retención propuesta por van Genuchten [17] que al igual que la curva de retención general dependen del tipo de suelo. En la Figura 1.2.11 se presentan algunos valores de los parámetros definidos según el tipo de suelo. En la Figura 1.2.11 el valor $\lambda = n$ y $S_{ae} = \alpha$.

Soil Type	n (dimensionless)	α (kPa ⁻¹)	S_r (%)	k , (m/s)
Sand	4–8.5	0.1–0.5	5–10	10^{-2} – 10^{-5}
Silt	2–4	0.01–0.1	8–15	10^{-6} – 10^{-9}
Clay	1.1–2.5	0.001–0.01	10–20	10^{-8} – 10^{-13}

Figura 1.2.11: Valores típicos de λ y S_{ae} para distintos tipos de suelo [16]

1.2.3. Estado tensional

La formulación del estado tensional en sólidos viene dada por la expresión 1.2.9, expresado en función de las tensiones efectivas.

$$\underline{\sigma}' = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma'_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma'_{zz} \end{bmatrix} \quad (1.2.9)$$

El tensor de tensiones es simétrico por lo que $\tau_{ij} = \tau_{ji}$. Además se puede simplificar la expresión utilizada anteriormente y escribirla en función de un término volumétrico y un término desviador, según la expresión 1.2.10.

$$\underline{\sigma}' = p' \cdot \mathbf{I} + \mathbf{s} \quad (1.2.10)$$

donde $\underline{\sigma}'$ es el tensor de tensiones efectivas de la Ecuación 1.2.9, \mathbf{I} es la matriz identidad, \mathbf{s} es la matriz de tensiones deviatoricas y p' es la tensión promedio efectiva, obtenida según la Ecuación 1.2.11.

$$p = \frac{1}{3} \cdot (\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) \quad (1.2.11)$$

El tensor de tensiones deviatoricas se obtiene según la expresión 1.2.12.

$$\mathbf{s} = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} - p' & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma'_{yy} - p' & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma'_{zz} - p' \end{bmatrix} \quad (1.2.12)$$

De igual manera las deformaciones específicas de un sólido tienen la forma de la expresión 1.2.13.

$$\underline{\epsilon} = \begin{bmatrix} \epsilon_{xx} & \gamma_{xy} & \gamma_{xz} \\ \gamma_{yx} & \epsilon_{yy} & \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} & \gamma_{zy} & \epsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (1.2.13)$$

El tensor puede ser expresado en función de sus deformaciones simétricas o volumétricas y sus deformaciones deviatoricas, según la expresión 1.2.14.

$$\underline{\epsilon} = \frac{1}{3} \cdot \epsilon_v \cdot \mathbf{I} + \mathbf{e} \quad (1.2.14)$$

donde ϵ_v es la componente volumétrica de deformaciones calculado según la Ecuación 1.2.15, \mathbf{I} es la matriz identidad y el tensor deviatorico \mathbf{e} según la expresión 1.2.16.

$$\epsilon_v = (\epsilon_{xx} + \epsilon_{yy} + \epsilon_{zz}) \quad (1.2.15)$$

$$\mathbf{e} = \begin{bmatrix} \epsilon_{xx} - \frac{\epsilon_v}{3} & \gamma_{xy} & \gamma_{xz} \\ \gamma_{yx} & \epsilon_{yy} - \frac{\epsilon_v}{3} & \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} & \gamma_{zy} & \epsilon_{zz} - \frac{\epsilon_v}{3} \end{bmatrix} \quad (1.2.16)$$

Estas expresiones son utilizadas en muchos modelos con el objetivo de asumir isotropía mecánica dando por resultado una formulación en base a invariantes mecánicos de tensiones y deformaciones. Las expresiones comúnmente utilizadas se especifican a continuación y se expresan en función de las tensiones principales σ_1 , σ_2 y σ_3 . Estos invariantes son conocidos como p' tensión efectiva promedio y q tensión deviatorica.

$$p' = \frac{1}{3} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (1.2.17)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2]} \quad (1.2.18)$$

Los invariantes de deformaciones también se expresan en función de las deformaciones específicas principales ϵ_1 , ϵ_2 y ϵ_3 . Los invariantes a obtener son la deformación volumétrica ϵ_v y la deformación desviadora ϵ_q .

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 \quad (1.2.19)$$

$$\epsilon_q = \sqrt{\frac{2}{9} \cdot [(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2]} \quad (1.2.20)$$

1.2.4. Resistencia de los suelos parcialmente saturados

El comportamiento mecánico de los suelos saturados se analiza a través de la expresión de Terzaghi [4] (1936) para tensiones efectivas de la Ecuación 1.2.21.

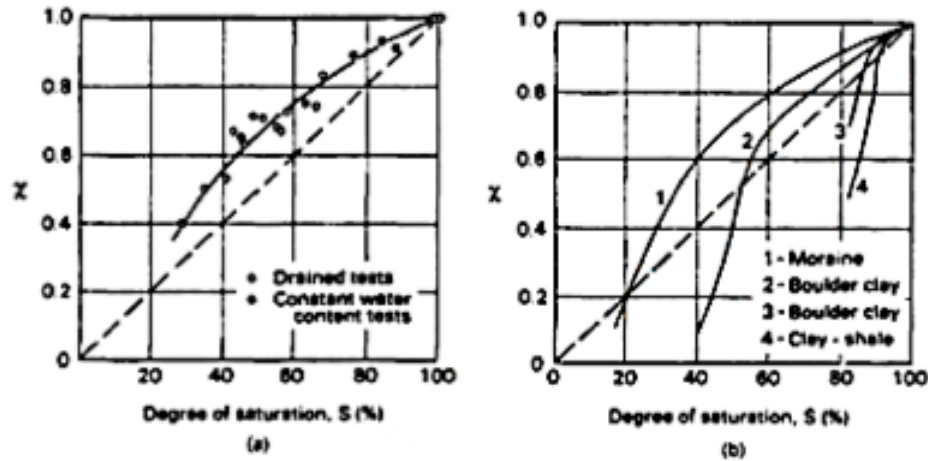
$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (1.2.21)$$

En el caso de suelos parcialmente saturados Bishop [11] (1959) plantea una modificación a la ecuación de Terzaghi según la Ecuación 1.2.22

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w) \quad (1.2.22)$$

donde el coeficiente χ es un parámetro que varía entre 0 y 1

Bishop propuso que este parámetro sea tomado igual al grado de saturación del suelo. Para el caso en que el suelo esté completamente saturado ($\chi=S_r=1$) la Ecuación 1.2.22 devuelve la misma expresión que la Ecuación 1.2.21. En el caso de un suelo completamente seco la tensión efectiva del suelo sólo dependerá de la tensión de aire en los poros ($\chi=S_r=0$). Luego el parámetro χ fue estudiado para diferentes suelos y se observó que no en todos los casos era posible aceptar que $\chi=S_r$, siendo más realista para suelos granulares que arcillosos. En la Figura 1.2.12 se presenta la relación mencionada.

Figura 1.2.12: Parámetro χ Bishop [12]

Jennings y Burland sugieren que la ecuación de tensiones efectivas propuesta por Bishop no es capaz de representar la relación entre el cambio de volumen y la tensión efectiva para algunos suelos, principalmente para aquellos debajo del grado de saturación crítico. El grado de saturación crítico es aproximadamente 20 % para limos y arenas, y en el caso de arcillas puede ser 85 %-90 %.

Luego de esta modificación la ecuación de Bishop es re-analizada y se obtiene que una variación en el término $(u_a - u_w)$ no genera el mismo efecto que una variación en $(\sigma - u_w)$.

Años más tarde Fredlund y Morgenstern [19] propusieron una expresión para la tensión efectiva que utiliza dos tensiones normales para definir la tensión efectiva del suelo. Para esto se asume que el suelo no saturado se compone de las cuatro fases previamente mencionadas, sólida, líquida, gaseosa, más la membrana de piel contractiva. Las partículas de suelo se suponen incompresibles y son consideradas químicamente inertes. Finalmente se llega a las expresiones a continuación donde existe un tensor para controlar el aporte de la tensión aplicada a la tensión efectiva, y otro que controla el aporte de la succión mátrica.

$$\underline{\sigma}' = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} - u_a & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} - u_a & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} - u_a \end{bmatrix} \quad (1.2.23)$$

$$(\mathbf{u}_a - \mathbf{u}_w) = \begin{bmatrix} (u_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & (u_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & (u_a - u_w) \end{bmatrix} \quad (1.2.24)$$

Los tensores mencionados no deben ser sumados en forma directa ya que controlan diferentes propiedades del suelo, pero incluir variables del suelo en la definición de tensiones no es apropiado.

Resistencia al corte en suelos parcialmente saturados Las tensiones efectivas en suelos parcialmente saturados propuestas por Bishop [11] y Fredlund [12] se expresan en las Ecuaciones 1.2.25 y 1.2.26 respectivamente.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \cdot tg(\phi') + (u_a - u_w) \cdot [\chi \cdot tg(\phi')] \quad (1.2.25)$$

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \cdot tg(\phi') + (u_a - u_w) \cdot tg(\phi_b) \quad (1.2.26)$$

donde

τ = Resistencia al corte [kPa]

c' = Succión efectiva [kPa]

φ' = Ángulo de fricción interna efectivo [°]

$(\sigma_n - u_a)$ = Tensión normal efectiva [kPa]

$(u_a - u_w)$ = Succión mátrica [kPa]

χ = Parámetro dependiente de la saturación [-]

φ_b = Ángulo indicador del aumento de resistencia relativo a la succión mátrica [°]

La Ecuación 1.2.26 propuesta por Fredlund asumía un aumento lineal de la resistencia al corte con la succión mátrica. Estudios experimentales posteriores comprobaron que el aumento de resistencia debido a la succión es asintótico a grandes succiones, Gan [20], Escario y Juca [21].

Por este motivo la Ecuación de Fredlund debe considerarse válida con φ_b constante en un rango de succiones determinada en cada tipo de suelo. En la Figura 1.2.13a se presenta la envolvente de falla según el criterio de Fredlund. Se observa el aumento de la resistencia al corte con la tensión de confinamiento, proporcional a φ' , como la ecuación general de resistencia al corte para suelos saturados. Además se presenta el aumento de la resistencia según el aumento de la succión, proporcional a φ_b . En la Figura 1.2.13b se presentan diferentes planos de falla para diferentes tensiones de succión en el suelo, esta figura presenta el criterio de cohesión aparente. Este criterio plantea el aumento de la resistencia al corte como un aumento de la cohesión, teniendo para succión nula cohesión aparente igual a la cohesión efectiva saturada y a mayores succiones, mayores cohesiones aparentes según $c_i = c' + tg(\varphi_b)$.

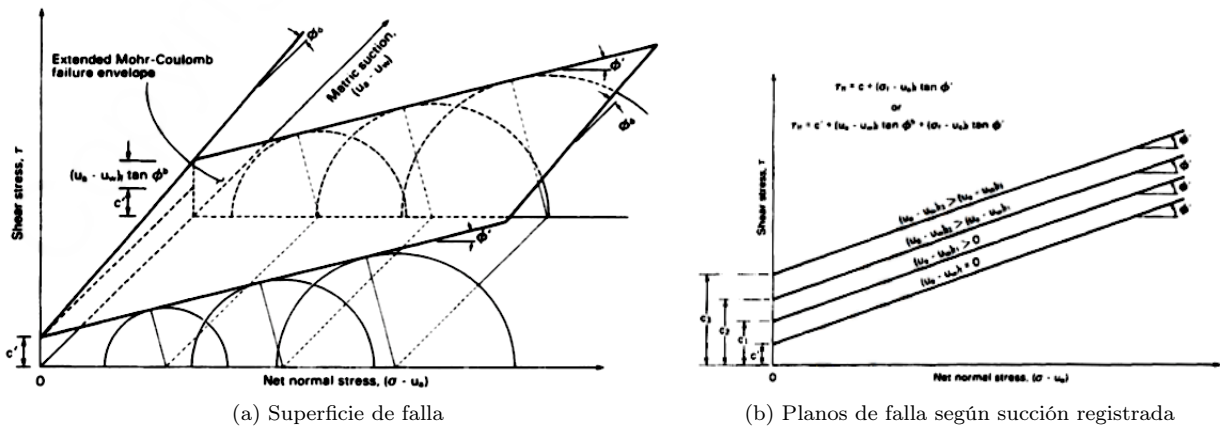


Figura 1.2.13: Resistencia al corte según criterio de Fredlund [12]

Existen otros modelos que relacionan la resistencia al corte en suelos no saturados en función de la succión pero por lo general estos se derivan de los propuestos por Bishop y Fredlund. La resistencia de los suelos parcialmente saturados depende de la succión. La relación entre la succión y el grado de saturación del suelo se obtiene a través de curva de retención de agua. Por este motivo para la correcta estimación del comportamiento no saturado de los suelos debe prestarse especial atención a la curva de retención.

En la actualidad la atención se centra en la calibración de alguno de estos modelos. Por ejemplo se estudian características de la microestructura del suelo en función de una mejor comprensión del comportamiento no saturado del mismo. Pereira y col. [22] estudian cual es la mejor opción para el parámetro χ de la ecuación de Bishop. Este estudio utiliza una interpretación elastoplástica del problema combinada con el aspecto

termodinámico de la succión. Utilizando el modelo hidráulico de van Genuchten modificado y el factor χ igual al grado de saturación efectiva calculado según la Ecuación 1.2.27.

$$S_r^e = \frac{S_r - S_r^m}{1 - S_r^m} \quad (1.2.27)$$

donde

S_r^e = Grado de saturación efectiva [%]

S_r = Grado de saturación de la muestra [%]

S_r^m = Grado de saturación correspondiente al totalidad de los microporos saturados [%]

Se obtiene una muy buena aproximación de la resistencia para la información experimental analizada mostrada en la Figura 1.2.14 donde también se muestra la resistencia obtenida utilizando $\chi=S_r$. Esto implica que las succiones que generan un aumento de la resistencia al corte en suelos parcialmente saturados es aquella producida por el agua dentro de los macroporos del suelo. Alonso y col. [23] estudia también la aplicación de un modelo constitutivo para la tensión efectiva en suelos no saturados. Proponiendo $\chi=S_r^e$ como parámetro de la ecuación de Bishop haciendo énfasis en el enfoque microestructural. Obtiene buenos resultados en la estimación de la resistencia al corte, como puede verse en la Figura 1.2.15.

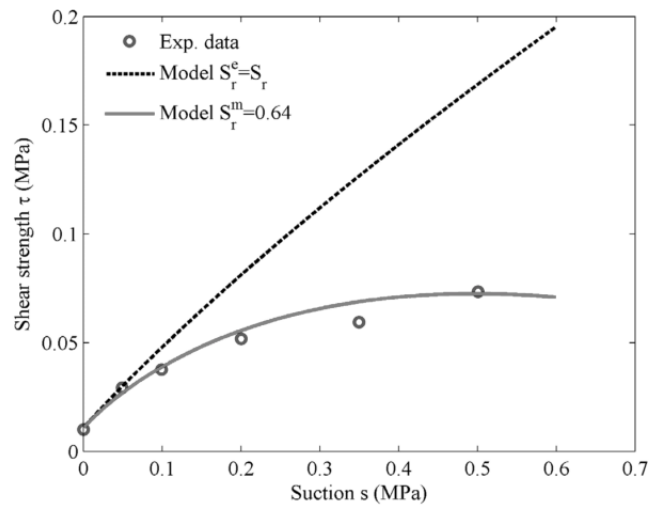


Figura 1.2.14: Resistencia al corte no saturado. Pereira [22]

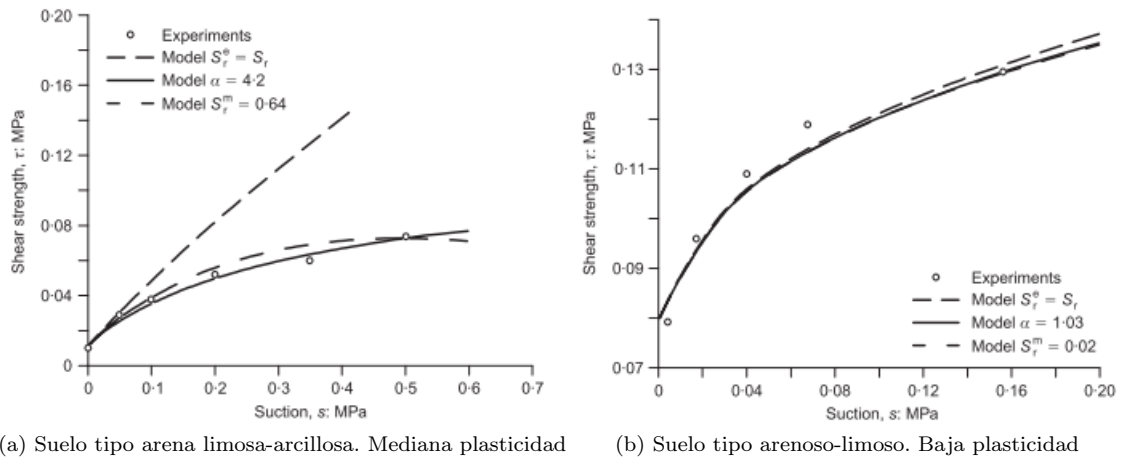


Figura 1.2.15: Resistencia al corte no saturada - Alonso y col. [23]

α = Valor de succión de entrada de aire [MPa^{-1}]

1.2.5. Suelos parcialmente saturados en campo

En general los suelos tendrán un comportamiento saturado por debajo del nivel freático, y un comportamiento parcialmente saturado por encima de este. Para la zona no saturada las presiones de poro son por lo general negativas respecto a la presión atmosférica. El estrato de suelo sobre el nivel freático es considerado el suelo potencialmente no saturado, Ng Menzies [24]. En este estrato se pueden definir subzonas en las cuales las fases suelo, aire y agua tienen comportamientos diferentes. En la Figura 1.2.16 se esquematizan las zonas mencionadas.

En la porción inmediatamente superior al nivel freático se encuentra lo que se conoce como margen capilar (Capillary fringe) donde el grado de saturación del suelo en estudio es aproximadamente 100 %, esta zona puede tener entre 1m y 10m de espesor. En esta zona la mayor parte de los vacíos está completa de agua y las partículas de aire que existen no tienen continuidad. Sobre la zona mencionada se encuentra una zona en que ambos fluidos aire y agua pueden considerarse continuos (Two fluid phases). Los grados de saturación habitual en esta zona van entre 20 % y 90 % dependiendo del tipo de suelo y la condición de fisuración del mismo. Por encima de esta fase se encuentra la fase de suelo seco (Dry soil) donde el suelo no contiene agua continúa pero si posee aire continuo.

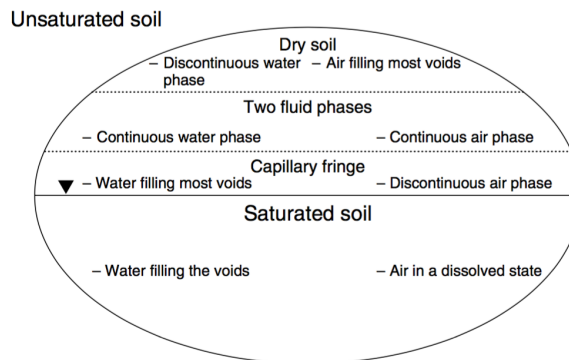


Figura 1.2.16: Comportamiento de los suelos parcialmente saturados en campo [24]

Ubicación del nivel freático e influencia del clima La dependencia entre la profundidad del nivel freático y las condiciones climáticas es muy estrecha. Si la región en estudio es árida o semi-árida el nivel freático tiende a disminuir lentamente. Si el clima es húmedo este nivel se encuentra más cercano a la superficie. En la Figura 1.2.17 se presenta un esquema del fenómeno descrito.

Físicamente el fenómeno depende de la diferencia de flujo de agua que ingresa al suelo (por precipitación) con el flujo de agua que egresa del mismo (por evaporación). Sin importar el grado de saturación, la presión de poros de agua llega al equilibrio en el caso que los flujos de evaporación e infiltración se igualen. En el caso que el flujo de evaporación sea mayor que el de infiltración la presión de poros negativa del agua aumentará en valor absoluto (se mueve hacia la izquierda, upward flux). En caso que el flujo de infiltración sea mayor que el de evaporación, la presión de poros negativa del agua disminuye en valor absoluto (se mueve hacia la derecha, downward flux).

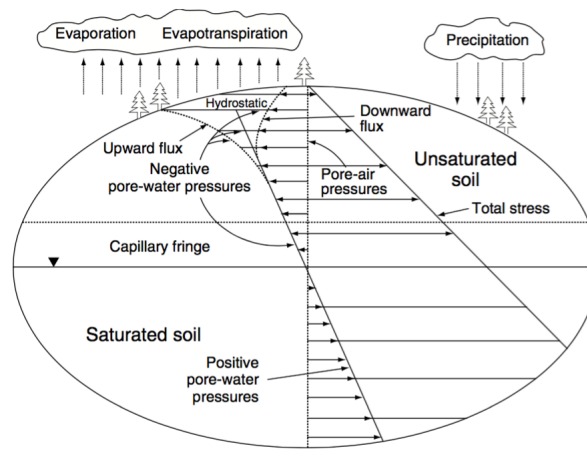


Figura 1.2.17: Condiciones de borde de flujo en la naturaleza [24]

Un flujo neto de evaporación produce fisuras y desecación de la masa de suelo, por el contrario un flujo neto de ingreso de agua produce un aumento del grado de saturación del suelo. Las presiones de poro de agua calculada a través de la línea de presiones hidrostáticas ($p_1 = -\gamma_w \cdot h_1$) implica que el flujo en superficie es nulo. Durante los períodos secos, la presión de agua en los poros se hace más negativa que el valor correspondiente a la línea hidrostática. Lo contrario ocurre cuando el período es húmedo.

Plantas, árboles y césped en la superficie secan al suelo aplicando una tensión a la presión de poros de agua a través de la evapotranspiración. La mayor parte de las plantas es capaz de aplicar una tensión de 1-2MPa antes de alcanzar su tensión de marchitez [24]. Las tensiones aplicadas sobre la presión de poros de agua en los suelos actúan en todas direcciones, es decir un estado hidrostático. En algunos casos esta presión puede superar la presión de confinamiento del suelo, generando una desaturación por generar por ejemplo fisuras. La evapotranspiración resulta en consolidación y desaturación de la masa de suelo.

A través de los años los suelos son sometidos a ciclos de condiciones medioambientales. Esto produce variaciones en la distribución de presiones de poros de agua, que puede resultar en hinchamiento o contracción del suelo. En la Figura 1.2.17 puede observarse que la distribución de presión de poros de agua puede variar ampliamente, sujeto a varias condiciones como su condición de humedad-aridez, el tipo de suelo y la existencia de fisuras.

En la Figura 1.2.17 existe una zona en la que la presión de poros de agua no varía con las condiciones climáticas (es decir que la distribución de presión de poros de agua es aproximadamente constante) y otra en la que sí (donde se esquematiza el upward flux y downward flux). Este espesor de suelo es conocido como "Zona Activa". Dentro de este espesor habrá cambios activos de humedad, por lo tanto podrá producirse expansión o contracción del suelo dependiendo si la humedad aumenta o disminuye.

1.3. Porosidad en suelos

La porosidad presenta características de importancia en el estudio de suelos parcialmente saturados. Muchas características de los suelos en estudio dependen de la porosidad, tanto su diámetro, su conexión y su distribución. Entre las propiedades más influenciadas por la porosidad se nombra la permeabilidad y la succión mátrica. La permeabilidad mide el tiempo necesita un fluido para atravesar un manto de suelo, es decir la velocidad con la que el fluido atraviesa el manto. Cuanto más interconectados estén los poros el fluido realiza un pasaje más simple, directo y con menor pérdida de carga hidráulica. Si los poros por los que el fluido realiza el pasaje son más grandes, el tiempo demandado es aún menor. La relación entre la succión mátrica y la porosidad es a menor diámetro de poro mayor succión mátrica

Debido a la importancia de la porosidad de los suelos, se realiza el estudio de la distribución de los poros en el mismo. Para esto se utiliza un ensayo por el cuál se introduce un fluido a presión en el suelo. Con la información de la presión necesaria para que el fluido ingrese y el volumen de fluido que ingresa, se obtiene una curva que relaciona la densidad o frecuencia de un tamaño de poro con el tamaño de dicho poro. Esta curva es conocida como distribución de tamaño de poros (PSD: Pore Size Distribution), presenta en abscisas los diámetros de poros analizados y en ordenadas la frecuencia de aparición del poro.

Lambe [25] y Seed y Chan [26] demostraron que la distribución del tamaño de poros depende de la humedad inicial. Según Birle [27], las arcillas compactadas con humedades menores a la óptima según el ensayo Proctor estándar presentan una distribución de la curva PSD bimodal compuesta por:

- Poros dentro de los agregados de arcilla (poros intra-agregados o microporos)
- Poros entre agregados (poros entre-agregados o macroporos)

Se clasifica a los microporos de un suelo como la distribución de la microestructura del mismo y a los macroporos como la distribución de su macroestructura. La estructura de los suelos es estudiada en función de la relación de vacíos por su relación directa con la porosidad. Para esto se define la proporción de relación de vacíos debida a la microporosidad y la relación de vacíos debida a la macroporosidad. En la Ecuación 1.3.1 se presenta a la relación de vacíos de una muestra como la suma de la relación de vacíos correspondiente a los microporos de la muestra más la relación de vacíos correspondiente a los macroporos de la misma muestra.

$$e = e_M + e_m \quad (1.3.1)$$

1.3.1. Distribución de poros en suelos parcialmente saturados

La distribución de los poros en algunos suelos parcialmente saturados presenta información que se puede relacionar con propiedades como su permeabilidad, su capacidad de retención de agua, su estado tensional, su compactación y su grado de saturación residual entre otras, Alonso y col. [23]. Entre estas propiedades algunas tendrán una relación más estrecha que otras.

La permeabilidad de los suelos está controlada principalmente por la distribución de poros del suelo y provee un buen indicador de la variación de esta distribución. Por este motivo se relaciona la permeabilidad saturada del suelo para muestras compactadas a diferentes humedades y densidades iniciales. Esta relación es válida en casos en que no se produzca una variación excesiva de la distribución de poros durante la saturación. En la Figura 1.3.1 se presenta un gráfico del plano de compactación, densidad seca en función de la humedad de la muestra, y se plotean curvas de variación de permeabilidad. Puede verse que para un mismo valor de densidad seca existen diferentes valores de permeabilidad en función de la humedad de compactación, debido a una variación en la distribución de los poros.

Según Alonso y col. [23] la inclusión de parámetros de distribución de poros en el suelo permite una descripción más precisa del comportamiento de suelos parcialmente saturados. Algunas conclusiones de importancia se nombran a continuación.

1. La microestructura del suelo tiene implicancias en su comportamiento que no son representadas únicamente por parámetros de compactación (γ_d , ω).

2. No todas las propiedades del suelo se encuentran influenciadas en igual medida por la distribución de poros. El caso de mayor influencia es la permeabilidad y el de menor es la resistencia triaxial drenada.
3. La compresibilidad, colapso y expansividad de un suelo se encuentran fuertemente influenciadas por la microestructura y distribución de poros.
4. Ciclos de carga y variación de succión modifican principalmente la macroporosidad. En suelos de alta plasticidad las variaciones de succión pueden modificar el volumen de microporos.

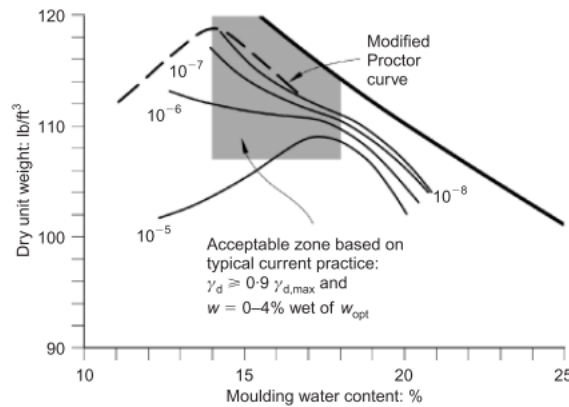


Figura 1.3.1: Permeabilidad en condición saturada [23]

Microestructura dentro del plano de compactación Alonso [23] define una variable de estado microestructural (ξ_m) que mide la proporción de relación de vacíos correspondiente a los microporos respecto a la relación de vacíos total. El cálculo de dicha variable se realiza a través de la Ecuación 1.3.2. La relación de vacíos microestructurales (e_m) representa el volumen de vacíos microestructurales respecto al volumen de suelo (V_s).

$$\xi_m = \frac{e_m}{e} \quad (1.3.2)$$

ξ_m = Variable de estado microestructural [-]

e_m = Relación de vacíos microestructural [-]

e = Relación de vacíos de la muestra [-]

La relación de vacíos microestructural de una muestra puede ser determinada de diferentes maneras. En el caso de una distribución bimodal de la curva PSD, se puede determinar el parámetro de relación de vacíos microestructural como la integral de la curva PSD para los poros de menor diámetro. La relación de vacíos macroestructural se puede calcular en forma análoga integrando el área correspondiente a los poros de mayor diámetro o como la resta entre relación de vacíos total (e) y la relación de vacíos microestructural (e_m), despejado de la Ecuación 1.3.1.

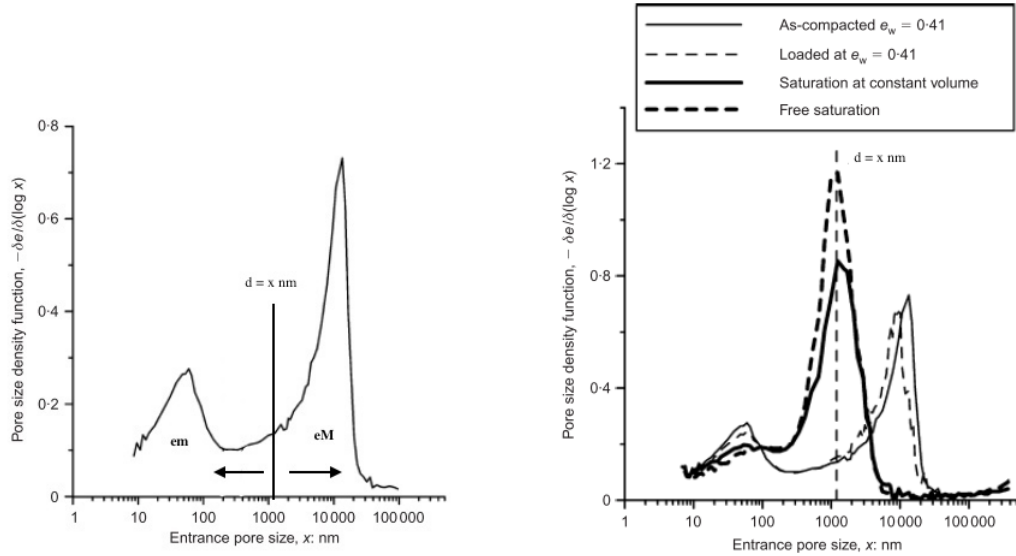
Otra forma de obtener la relación de vacíos microestructural es a través de la curva de intrusión-extrusión del fluido, por lo general mercurio. En esta curva se grafica el aumento de relación de vacíos en la intrusión (obtenido según: volumen de mercurio que ingresa a la muestra / volumen total de la muestra, donde el volumen de mercurio que ingresa a la muestra representa a los vacíos, $V_m=V_v$, disponibles en el suelo llegando a la expresión $e = V_v/V_s$) y la disminución de la relación de vacíos en la extrusión obtenido en forma análoga.

La obtención del parámetro de relación de vacíos microestructural a través de la utilización del gráfico PSD se muestra en la Figura 1.3.2a. En esta puede verse que para integrar el diagrama de PSD debe conocerse el valor de diámetro de poro que separa los microporos de los macroporos. Este diámetro no es simple de obtener ya que puede tomarse un diámetro de poros divisor al final de la mayor densidad de poros microestructurales (al final de la primer campana en el gráfico), al inicio de la mayor densidad de poros macroestructurales (al inicio de la segunda campana del gráfico) o un promedio entre estos dos valores. En todos los casos mencionados se obtiene una relación de vacíos microestructural diferente, por este motivo la determinación resulta ambigua.

Un criterio para determinar el diámetro que separa ambos comportamientos puede obtenerse mediante la determinación del pico de mayor densidad en muestras saturadas. Las curvas de PSD para muestras saturadas presentan por lo general un único pico de porosidad con mayor frecuencia como puede verse en la Figura 1.3.2b. En esta figura se presentan cuatro ensayos sobre el mismo suelo. Dos ensayos sobre muestras a igual humedad y relación de vacíos, y otros dos sobre muestras saturadas una a volumen constante y otra en saturación libre. Lo importante de la figura es que ambas muestras saturadas poseen una distribución de poros más uniforme, con un único poro modal, que es adoptado como tamaño de poro divisor entre comportamiento microestructural y macroestructural, según Romero [28]. El tamaño de poro que se forma en la saturación se da por la combinación de dos efectos, por un lado el hinchamiento de las partículas de arcilla que genera la constricción de microporos, y por otro lado la redistribución de los macroporos, por la mejor compactabilidad de la muestra a mayores humedades. Para la obtención de la relación de vacíos microestructural mediante éste método deben realizarse entonces, un mínimo de dos ensayos. Uno con la humedad de la rama seca respecto al ensayo Proctor para la obtención de la curva PSD con comportamiento bimodal, y el otro saturado para la obtención del diámetro de poro divisor entre comportamiento micro y macroestructural.

El otro método se basa en medir la relación de vacíos en intrusión y la relación de vacíos en extrusión del fluido. Este método tiene la ventaja de no ser ambiguo y la relación de vacíos microestructural representa a la porción recuperable del fluido intruído en la muestra. El diagrama utilizado en la intrusión es la integral del diagrama de PSD y en la extrusión es el volumen de fluido que abandona la muestra al reducir la presión. En la Figura 1.3.3 se presenta la obtención de la relación de vacíos para micro y macroporosidad.

Se destaca que en el ensayo de porosimetría por instrusión el fluido comúnmente utilizado es el mercurio. El mercurio es un fluido que no moja las partículas de arcilla y no genera un enlace electrónico con la superficie de la arcilla. Por eso al disminuir la presión aplicada al fluido este abandona la muestra permitiendo el comportamiento elástico del fluido. Por otra parte el mercurio dentro de los macroporos aislados queda atrapado por no tener la presión suficiente para traspasar el diámetro de poros por el que ingresaron.



(a) Áreas correspondientes a micro y macroestructuras

(b) Determinación del diámetro medio.

Figura 1.3.2: Relación de vacíos microestructural. Modificado de Romero y col. [28]

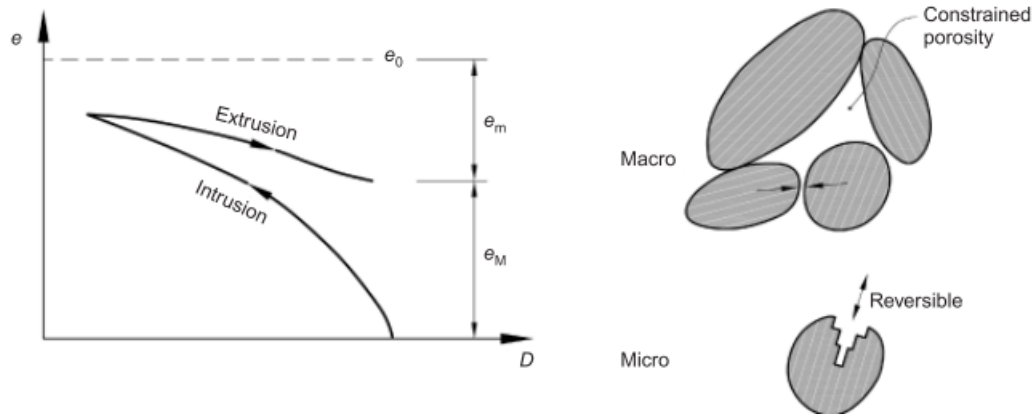


Figura 1.3.3: Relación de vacíos en función de la intrusión y extrusión del fluido. Alonso y col. [23]

1.3.2. Efecto de la microestructura sobre la curva de retención de agua

Alonso y col. [23] y Romero y col. [28] proponen describir el comportamiento de la curva de retención de agua en función de parámetros que contemplen los de vacíos micro y macroestructurales.

Para esto se busca describir la retención de agua en función de los mecanismos de retención micro y macroestructurales de manera independiente, y luego asegurar la continuidad en la curva de retención y en su primer derivada.

En la Figura 1.3.4 se presentan resultados de succión en función del contenido de agua $e_w = \omega G_s = e S_r$ de cuatro suelos analizados. A bajas succiones el agua presente en el suelo es suficiente para saturar los poros microestructurales del suelo, y llenar parcialmente los macroporos del mismo. Luego de esta etapa la succión comienza a ser controlada por la retención capilar de agua que está influenciada principalmente por

la interconexión de macroporos, es decir la porosidad. Por otra parte, con valores de $e_w < 0,2$ en el caso del suelo Barcelona clayey silt, $e_w < 0,4$ para Boom clay y $e_w < 0,6$ Febex clay la influencia de la relación de vacíos es nula, lo que indica que este sector de la curva está dominada por mecanismos de adsorción en el cual el agua no tiene movilidad suficiente y se encuentra retenida dentro de los microporos del suelo.

Para succiones bajas dominan las fuerzas capilares en el suelo y para succiones mayores a 1MPa, dependiendo del suelo, las fuerzas de adsorción son las que determinan el flujo hidráulico.

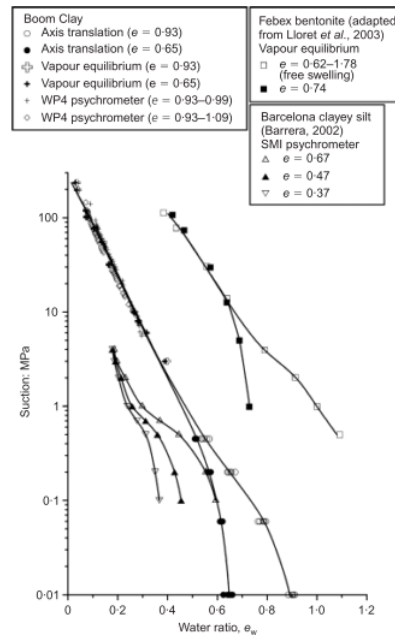


Figura 1.3.4: Succión en función del contenido de agua. Según Romero [28]

Para la formulación de una curva de retención de agua que tenga en cuenta los fenómenos de adsorción y fuerzas capilares es necesario conocer a partir de qué grado de saturación comienzan a llenarse los vacíos macroestructurales, o lo que es lo mismo a partir de qué grado de saturación todos los microporos se encuentran saturados. En la Figura 1.3.5 se presenta el grado de saturación de la muestra en función del grado de saturación efectivo de la misma. En esta figura se define que el grado de saturación efectivo es nulo para valores de grado de saturación menores que el correspondiente a todos los microporos saturados. Luego de la saturación de los microporos el agua comienza a ocupar los macroporos, y el grado de saturación comienza a ser distinto de cero. El valor de la variable de estado microestructural ζ_m está relacionada con el parámetro de saturación residual S_{res} de la curva de retención de agua definido en el modelo de van Genuchten.

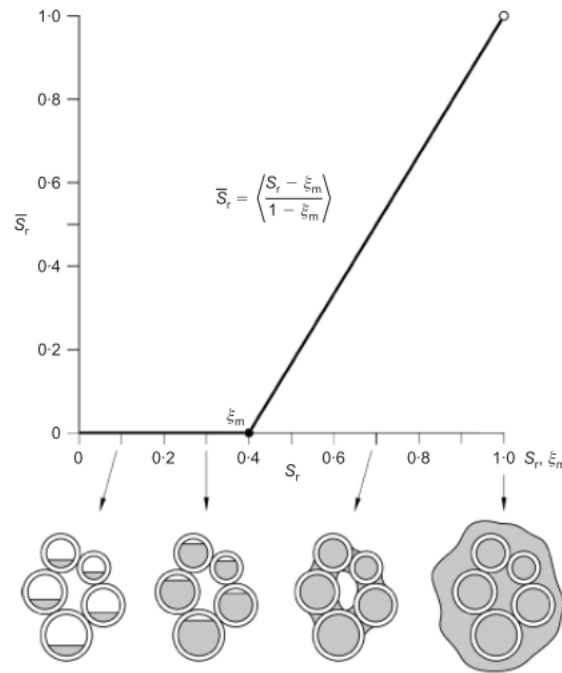


Figura 1.3.5: Grado de saturación efectiva, Alonso y col. [23]

A partir del grado de saturación correspondiente a \bar{S}_r de la Figura 1.3.5, el grado de saturación efectivo se calcula restando el parámetro ξ_m pero con $e_m \neq \text{cte}$ ya que de esta manera se considera la variación de la distribución de poros en función de la humedad de la muestra. Romero y col. [28] proponen una variación de lineal de dicho parámetro en función del grado de saturación entre el correspondiente a todos los microporos saturados y el correspondiente a las partículas expandidas luego de la saturación. El modelo propuesto requiere 7 parámetros de entrada. Dos de estos parámetros describen la composición microestructural, uno es el grado de saturación correspondiente a los microporos saturados y el otro define la expansión de los agregados luego de la saturación. Dos parámetros análogos entre sí que son la succión correspondiente a los microporos saturados en ciclos de humedecimiento y la succión correspondiente a los microporos saturados en ciclos de secado. Otros dos parámetros que se corresponden con los microporos saturados en ciclos de humedecimiento y secado que controlan la pendiente de la recta de las curvas de retención de agua. Y finalmente un parámetro n que es un ajuste de la curva que no depende de la relación de vacíos de la muestra.

Este modelo presenta grandes ventajas y ajusta puntos experimentales en muestras de suelo sometidas a humedecimiento y mojado para diferentes relaciones de vacíos iniciales, como puede verse en la Figura 1.3.6a. En la Figura 1.3.6b se puede ver el mismo modelo aplicado a dos suelos diferentes, en el cual además se muestran datos de retención de agua para un suelo en hinchamiento libre.

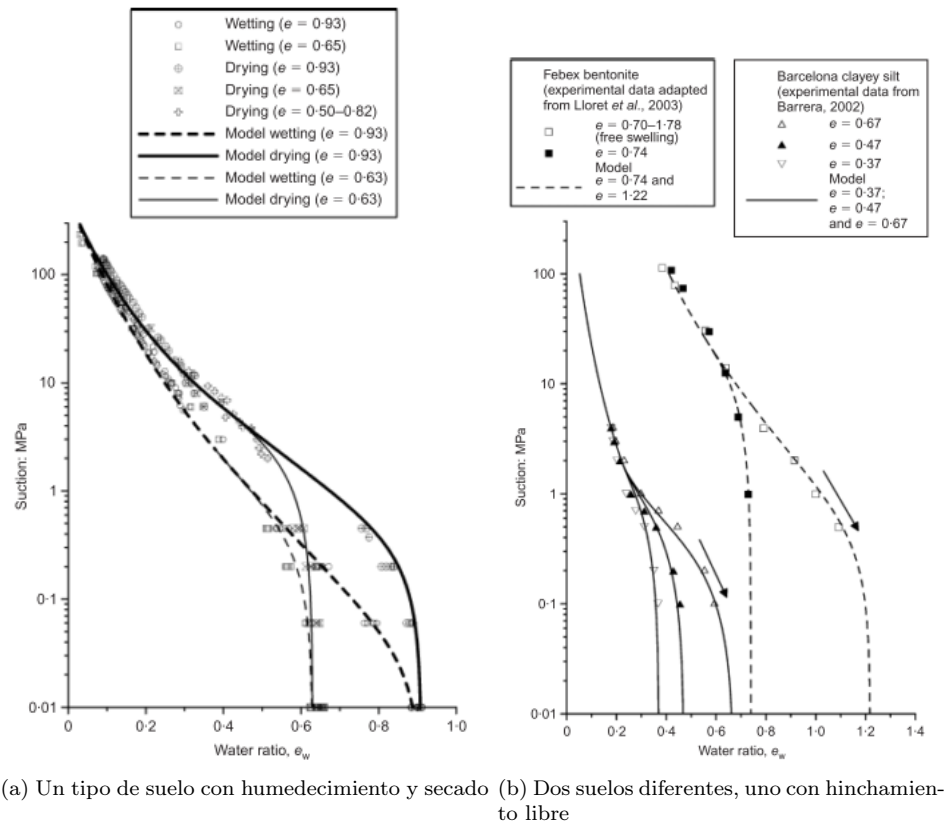


Figura 1.3.6: Curva de retención de agua según modelo de Romero y col. [28]

1.4. Control de expansividad

A continuación se presentan métodos utilizados para el control de la expansividad en suelos propuestos por la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos, por sus siglas en inglés FHWA [29]. Estas técnicas pueden aplicarse como tratamiento en suelos expansivos para la fundación de edificios livianos.

- Remoción y reemplazo
- Aplicación de una carga
- Inhibición de la variación de humedad
- Mojado previo del suelo de fundación
- Estabilización mecánica
- Estabilización química

Remoción y reemplazo Es una de las soluciones más directas y efectivas, pero su aplicabilidad depende tanto del espesor del manto de suelo expansivo y como de la disponibilidad del material de reemplazo. La selección del suelo de reemplazo es importante y debe utilizarse un suelo impermeable para evitar que el agua ingrese al suelo utilizado.

Dependiendo el tipo de obra, el material de reemplazo puede no estar muy compactado ($\gamma_{dm\acute{a}x} < 95\%$) para permitir la expansión del suelo de fundación sin generar tensiones inducidas en la obra.

El espesor de reemplazo y las características del mismo depende del tipo de obra, y el suelo expansivo del caso en estudio.

Aplicación de una carga Este método consiste en aplicar una carga mayor a la presión de hinchamiento del material expansivo a tratar, por definición este método es de difícil aplicación en carreteras. Para la utilización de este método en carreteras debe presentarse un suelo con baja presión de hinchamiento o un pavimento de alto peso específico proyectado con este propósito.

Inhibición de la variación de humedad Evitando la variación de humedad se evita la expansión y contracción del suelo expansivo. La utilización de membranas impermeables, muchas veces asfálticas, utilizadas entre el hormigón de la capa base y la subbase de suelo expansivo mejoran el comportamiento.

Mojado previo del suelo de fundación Esta técnica busca permitir a los suelos expansivos en estado seco que alcancen el equilibrio previo a la construcción de la carretera. Por lo general se inunda el suelo de fundación. No existe respuesta clara a dos preguntas básicas como son: por cuánto tiempo debe inundarse y hasta que profundidad debe hacerse.

Como la mayor parte de los suelos expansivos son arcillas, de baja permeabilidad, la inundación debe realizarse en períodos largos de aproximadamente 3 meses. Un caso interesante reportado por la FHWA indica el caso de una carretera inundada por un período de 22 a 40 días tuvo una penetración de sólo 1,2m. Por otra parte, luego de 7 años en servicio sólo 2 de las 15 secciones tratadas debieron ser reparadas por problemas de expansión, mientras que varias de las secciones no tratadas debieron ser reemplazadas.

Estabilización mecánica La estabilización mecánica controla algunos parámetros mencionados previamente en este capítulo. Se propone utilizar una compactación del suelo menor a la densidad seca máxima obtenida del ensayo Proctor ($88-93\% \gamma_{dm\acute{a}x}$), utilizar humedades entre 2% y 5% mayores a la humedad óptima, y finalmente utilizar compactación dinámica para generar estructuras de suelo dispersas. La compactación dinámica puede realizarse en campo con compactadoras a rodillo tipo "pata de cabra". Todos los aspectos mencionados producen menor expansividad y menor presión de hinchamiento. El tratamiento de estabilización mecánica se realiza con una profundidad entre 90cm y 180cm, y se proponen diferentes espesores de tratamiento según la plasticidad del suelo según el Cuadro 1.7.

Índice plástico (IP)	Espesor de tratamiento
[%]	[m]
10-20	0,60
20-30	0,90
30-40	1,20
40-50	1,50
>50	1,80

Cuadro 1.7: Espesor de tratamiento por densidad y humedad controlada [29].

Además la FHWA menciona el método de estabilización mecánica por calentamiento. Este método se basa en la modificación de las propiedades de las arcillas sometidas al calor, en particular para temperaturas mayores a los 200°C. Esta técnica puede resultar antieconómica por requerir equipamiento sofisticado, combustible y otras necesidades que pueden hacerla impráctica. Su utilización debe ser evaluada en cada caso según la disponibilidad de equipamiento, el tiempo disponible para realizar las obras de estabilización y los requerimientos particulares de cada obra.

Estabilización química Consiste en utilizar aditivos químicos que modifican la interacción suelo-agua o modifiquen la estructura del suelo para reducir la expansión. La FHWA [29] reporta muchas técnicas con aditivos químicos como la utilización de potasio, desactivación de sulfatos con cloruro cálcico, impermeabilización con siliconas y asfaltos, cementación con silicatos, carbonatos, ácido fosfórico y alteración de la permeabilidad y propiedades hidráulicas con agentes de activación superficial y agentes mojanteres fueron estudiadas. Concluye que su utilización no resulta eficiente por presentar elevados costos económicos.

La FHWA propone a la estabilización con cal como la técnica más efectiva y utilizada. Otro material ampliamente utilizado en estabilización química es el cemento. Ambos reemplazos se analizan a continuación.

1.4.1. Suelo-Cal

La estabilización con cal es una técnica ampliamente utilizada y de eficiencia comprobada, ya que reduce el hinchamiento, reduce la plasticidad y trabajabilidad del suelo. Generalmente se utilizan porcentajes de reemplazo en suelo seco entre 3-8 %.

Según Chen [9], el proceso incluye un reemplazo de los iones de sodio débiles de la superficie de la arcilla por iones cálcicos fuertes de la cal. Otros iones cálcicos de la cal son adsorbidos por la superficie de la arcilla disminuyendo la capacidad de intercambio catiónico. Ambos efectos producen una reducción del intercambio catiónico del suelo, es decir menor volumen de agua absorbida/adsorbida, lo que produce menor capacidad de hinchamiento.

Otra reacción que se produce en la interacción suelo-cal es el cambio de granulometría del suelo a través de la floculación de las partículas de arcilla. Esta reacción produce la disminución de la fracción arcilla en el suelo, al aumentar el porcentaje de cal, generando la reducción de la variación volumétrica y el aumento de la trabajabilidad.

Nelson [5] indica que la aplicación de cal en el suelo debe realizarse a temperaturas mayores a los 25°C y el curado del suelo estabilizado debe permitirse por un período entre 10 y 14 días previo a la carga. La estabilización con cal puede realizarse con cal en estado seco o en solución, y en ambos casos debe humedecerse bien el terreno, permitiendo el acceso a agua para el curado.

Según la FHWA [29] la introducción de cal en el suelo puede realizarse por: difusión eléctrica, pozos de ingreso, inyección de la cal en solución a presión o través de arado profundo.

El método de difusión eléctrica se realiza produciendo una diferencia de potencial entre dos electrodos. Para esta metodología se utiliza cal en solución la cual se recomienda en bajas concentraciones (7 partes de agua : 1 parte de cal).

Los pozos de ingreso consisten en una grilla de pozos equidistantes en los cuales se ingresa una solución de concentración similar a la anterior. Este método no resulta muy efectivo para suelos arcillosos no fisurados ya que su permeabilidad primaria es muy baja. Algunas dimensiones de referencia mencionadas por la FHWA [29] consisten en pozos separados cada 1,5m con una profundidad de 80cm y diámetros de 25cm, aunque estas dimensiones dependen de la profundidad de reemplazo buscada, y el tiempo que se dispone para la realización del proceso.

La inyección a presión de cal puede realizarse a presiones de aproximadamente 1,5MPa según el tipo de suelo. Esta metodología no asegura penetración uniforme ni gran eficiencia, registrando pérdidas de entre 2 y 30 %. La penetración final es una incógnita ya que no se tiene información sobre fisuras o cuencos en el suelo que producen una concentración de la solución de cal.

El método de estabilización con arado consiste en arar la profundidad de suelo de interés (limitado al equipo de arado utilizado), distribución de la cal en el suelo arado, mezcla de la cal y el suelo utilizando agua y una nueva aplicación de agua para generar el curado. Se compacta utilizando rodillo pata de cabra y se recomienda la compactación con rodillo de 50 toneladas en 6 pasadas.

1.4.2. Suelo-Cemento

En la hidratación del cemento portland aparecen compuestos de silicatos de calcio hidratados, aluminatos de calcio hidratados y cal hidratada. Durante la hidratación del cemento portland este libera gran cantidad

de hidróxidos de calcio. Según Chen [9], la acción cementante y la modificación del suelo tratado con cemento sigue la mayor parte de las reacciones registradas por la cal.

La acción del cemento sobre los minerales de arcilla es reducir el límite líquido, el índice plástico y el potencial de variación volumétrica, aumentando el límite de contracción y la resistencia al corte.

El cemento es mezclado con el suelo entre 2 % y 6 % generando efectos similares a los producidos por la cal, con la diferencia principal de registrar menor contracción que los suelos tratados con cal.

Las mezclas de suelo-cemento son ampliamente utilizadas tanto en carreteras como en fundaciones de edificios livianos. En edificios livianos se los utiliza bajo losas o carpetas de cemento en contacto con suelos expansivos para generar un suelo semirígido. Esto permite reducir la expansión del espesor del suelo y generar una distribución uniforme de deformaciones, reduciendo los problemas estructurales.

La utilización de cemento portland reduce el tiempo de aplicación y trabajo en campo ya que su hidratación y rigidización se produce en algunas horas. El Instituto de Cemento Portland Argentino [30] sugiere comenzar el curado antes de los 30 minutos de realizada la mezcla. Según el ICPA, la principal causa de falla de la mezcla se da por disgregación del material por pérdida de humedad. La disgregación del material superficial aumenta la infiltración de agua en la masa de suelo, generando mayor flujo y disminuyendo la vida útil de la estabilización. Por este motivo se hace énfasis en el tratamiento superficial del suelo cemento en carreteras para mejorar la retención del material cementicio y de esa manera reducir la erosión. Se recomienda proyectar buena compactación, terminación superficial y utilizar una capa de protección con mezcla bituminosa para reducir la penetración de agua en la masa de suelo.

1.4.3. Suelo-Polímero

Muchos investigadores han utilizado diferentes polímeros para controlar la variación volumétrica en suelos. Al-Rawas [31] investiga el efecto de tres polímeros, polivinil acetato, furán y polimetil metacrilato, a diferentes porcentajes de adición en 1 %, 3 %, 5 % y 10 % obteniendo reducciones de hinchamiento de hasta un 67 %. A través de imágenes de microscopía electrónica de barrido se observan partículas de arcilla aglomeradas por el efecto del polímero.

Canakci [32] investiga la utilización de tres polímeros, lignina, polvo de arroz y cenizas de arroz a diferentes porcentajes de adición 5 %, 10 %, 15 % y 20 % para lignina y polvo de arroz, y 2,5 %, 5,0 %, 7,5 % y 10 % para cenizas de arroz. En este caso se obtiene un aumento en todos los casos de la resistencia a la compresión no confinada, aumentando la resistencia para mayor tiempo de curado. Además se produce una disminución en los límites de plasticidad, mayor al 50 % para el 15 % de adición de lignina.

Azzam [33] [34], presenta dos investigaciones sobre el efecto de nanopolímeros en suelos. Por un lado estudia la estabilidad volumétrica de un suelo, y luego la durabilidad y el efecto del curado en el mismo. El nanopolímero fue preparado con polipropileno y nanopartículas de arcilla. Los porcentajes de nanopolímero utilizados fueron de 5 %, 10 % y 15 %.

La investigación de estabilidad volumétrica obtuvo una reducción de la permeabilidad del suelo a mayor porcentaje de polímero, reducción en el hinchamiento libre (entre 15 % y 60 %) y reducción de la presión de hinchamiento (del 15 % al 70 %). También se registra una reducción de la contracción del suelo tratado. La adición del nanopolímero genera un aumento en la resistencia no confinada, y una disminución del comportamiento dúctil como contrapartida.

La investigación de durabilidad y efecto del curado obtiene mejoras en los efectos de reducción de la presión de hinchamiento con un total de 86 % de reducción, disminuye aún más el hinchamiento libre, un 90 % de reducción para un curado de 28 días con la adición de 15 % de nanopolímero. Mejora la resistencia a la compresión no confinada, y aumenta la rigidez a la deformación inicial.

Alazigha [35] estudia el efecto de la adición de 0,5 %, 2,0 %, 4,0 % y 7,0 % de lignosulfonato de calcio a un suelo expansivo. Obtiene reducciones del orden de un 20 % en hinchamiento libre y presión de hinchamiento, para la adición de 2,0 % siendo este el porcentaje más efectivo. Es decir que a mayor porcentaje de lignosulfonato no registra una mejora lineal en las propiedades de hinchamiento libre y presión de hinchamiento. La comparación entre las muestras curadas y ensayadas a diferentes edades muestra que en los primeros minutos 1000 minutos del ensayo de expansión registran diferencias entre sus comportamientos y luego todas registran la misma expansión final.

Capítulo 2

Programa experimental

En este capítulo se desarrolla la caracterización del suelo estudiado, los polímeros analizados y sus mezclas. En primer lugar se procede a mostrar resultados de los ensayos, y una explicación breve de los mismos. La estructura del capítulo ocupará en primer parte de caracterizar el suelo natural, luego los polímeros y finalmente las mezclas.

2.1. Caracterización del suelo

2.1.1. Caracterización físico-química

A continuación se presentan los resultados obtenidos para los ensayos de caracterización básica de mecánica de suelos. En el Cuadro 2.1 se presentan los resultados correspondientes a los ensayos de límite líquido, límite plástico, clasificación según USCS, límite de contracción, fracción pasante por el tamiz #200, hidrometría y gravedad específica.

USCS	LL	LP	IP	LC	Tamiz #200	Fracción arcilla	Fracción limo	G_s
[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[-]
MH	80	39	41	24	96	79	17	2,70

Cuadro 2.1: Caracterización físico-química

2.1.1.1. Superficie específica de las partículas

La superficie específica (S_e) de un suelo determina la relación entre el área expuesta de una partícula (A_m) con el peso de la misma (m). Para determinar la superficie específica de las partículas se siguen los lineamientos de Santamarina [36]. El valor de S_e determina el balance entre las fuerzas capilares, eléctricas y gravimétricas actuantes sobre las partículas. Los cationes de azul de metileno (AM) son adsorbidos por las cargas negativas de la superficie de las partículas arcillosas. Cuando el suelo no tiene capacidad para seguir adsorbiendo cationes de AM, lo elimina, observándose una aureola o halo de un color similar al turquesa, llegándose así al final del ensayo. En la Figura 2.1.1 se esquematiza el final del ensayo. Alcanzado este punto, se registra la cantidad de gotas de AM introducidas como un número N, donde N es igual a la cantidad de aumentos de 0,5ml de AM, se utiliza la Ecuación 2.1.1 para relacionar la S_e con el número N. Se utilizan 10gr de suelo pasante por el tamiz #40, mezclados con 30ml de agua destilada. La solución de AM se prepara con un gramo de AM por cada 200ml de agua destilada.

$$S_e = \frac{1gr}{319,87 \frac{gr}{mol}} \frac{1}{200ml} (N(0,5ml)) N_{AV} A_{AM} \frac{1}{10g} \quad (2.1.1)$$

N_{AV} = Número de Avogadro ($6,02 \cdot 10^{23} \frac{1}{mol}$)

A_{AM} = Área del catión AM (130Å^2)

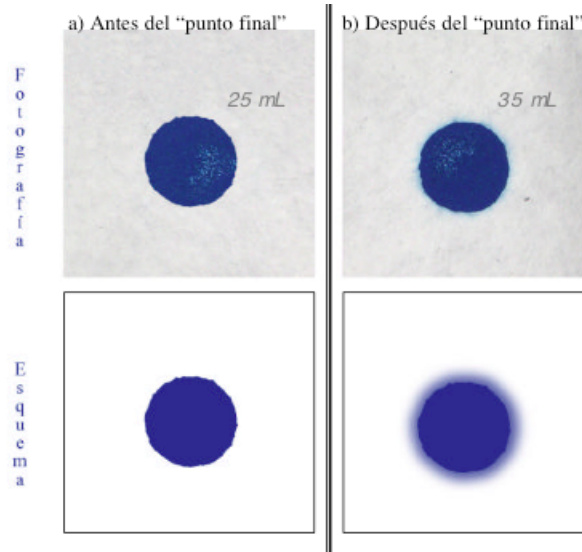


Figura 2.1.1: Superficie específica

El ensayo se realiza 3 veces para el suelo ensayado obteniendo un valor promedio de S_e :

$$S_e = 337 \frac{m^2}{g}$$

Este valor obtenido se aproxima al valor registrado por los minerales de Montmorillonita según la información registrada por Chen [9] en la Figura 2.1.2. Siendo la Montmorillonita un mineral de muy alta reactividad y expansividad.

	Montmorillonite	Illite	Kaolinite	Attapulgit
Length L_p (nm)	1-500	100-2000	300-3000	4000-5000
Aspect ratio	100	10	3-10	400-1000
S_s (m^2/g)	400-800	80-100	10-20	140-170
LL (%)	100-950	60-120	30-110	160-230
PL (%)	50-100	35-60	25-40	100-140
Activity	0.9-7.0	0.5-1.0	0.3-0.5	0.5-1.2

(data compiled from Yong and Warkentin 1975; Zelazny and Calhoun 1977; Mitchell 1993).

Figura 2.1.2: Parámetros típicos de distintos minerales de arcilla

2.1.1.2. Capacidad de intercambio catiónico

En una solución, los cationes adsorbidos por la superficie externa de la arcilla pueden ser reemplazados por otros cationes. Los cationes se encuentran enlazados a la superficie de la arcilla a través de atracción electrostática, están disponibles para realizar intercambio con otros cationes. La capacidad de intercambio entre cationes es función de la valencia y el tamaño del catión.

Típicamente los cationes de mayor valencia tienen mayor capacidad de intercambiar que los cationes de menor valencia. De esta manera los cationes de calcio (Ca^{2+}) tendrán mayor capacidad de intercambiar cationes que los de sodio (Na^+). Existen casos en los que soluciones de cationes con menor valencia pero en altas concentraciones logran reemplazar cationes de mayor valencia a través de acciones másicas. Dado que la mayor carga negativa es generada por la sustitución isomorfa de un catión con menor valencia, la capacidad de intercambio catiónico es una medida de este tipo de sustitución.

La capacidad de intercambio catiónico es la cantidad de iones con carga positiva que el mineral de arcilla puede incluir en su superficie cargada negativamente. El valor de la capacidad de intercambio catiónico está expresado en general como miliequivalentes por cada 100 gramos de suelo (mEq/100g) y puede ser determinado con el método de azul de metileno. De esta manera en el ensayo se reemplazan los cationes intercambiables naturales del propio suelo por cationes de azul de metileno. Nuevamente el ensayo concluye al lograr que el halo celeste se forme alrededor de la gota azul sobre un papel filtro.

Este ensayo se realiza siguiendo el procedimiento especificado por Schening [1] y difiere únicamente la temperatura del ensayo y la agitación electromecánica utilizada respecto del ensayo de superficie específica. El valor informado se calcula según la Ecuación 2.1.2.

$$CEC = AM_{\text{ingresado}} \frac{AM_{\text{PesoSeco}}}{319,87 \frac{\text{gr}}{\text{mol}}} \frac{1000}{AM_{\text{vol}}} \frac{100}{Suelo_{\text{PesoSeco}}} \quad (2.1.2)$$

CEC = Capacidad de intercambio catiónico [mEq/100g]

AM_{PesoSeco} = Peso seco de azul de metileno añadido [g]

AM_{Vol} = Volumen de solución de azul de metileno añadida [cc]

Suelo_{PesoSeco} = Peso de suelo seco al horno [g]

$$CEC = 73,38 \frac{\text{mEq}}{100\text{g}}$$

2.1.2. Caracterización mecánica

2.1.2.1. Ensayo Proctor Estándar

El ensayo permite determinar cuál es la mayor compactación a lograr para una cantidad de energía entregada constante, modificando la humedad del suelo. El grado de compactación de una muestra es de gran importancia en obras geotécnicas, dado que la compactación tiene gran influencia sobre la resistencia del suelo. El ensayo se realiza según la Norma ASTM 698-00 [37].

En la norma se definen una serie de parámetros en los cuales se controla la energía entregada al suelo. Esta energía depende principalmente de las dimensiones del molde a utilizar, el peso del martillo de compactación, la altura de la caída del mismo, el número de capas en las que se compacte y el número de golpes del martillo.

El peso unitario seco se obtiene según la Ecuación 2.1.3.

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_t} = \frac{P_t/V_t}{(1 + \omega)} \quad (2.1.3)$$

P_t = Peso de la muestra húmeda compactada [kN]

V_t = Volumen del suelo húmedo compactado, igual al volumen del recipiente [m³]

ω = Humedad de la muestra compactada [%]

El suelo a ensayar es tamizado a través del tamiz #4. Antes de comenzar el ensayo se define una humedad, y se preparan las muestras agregando agua destilada al suelo seco tamizado. El ensayo se realiza en un molde cilíndrico de dos piezas, en las que se compactan 3 capas de suelo de aproximadamente 40mm de altura, por un diámetro de 101mm, con 25 golpes del martillo proctor uniformemente distribuidos. En la Figura 2.1.3

se presenta un esquema del molde utilizado. Con este ensayo se obtiene el peso seco correspondiente a cada humedad de compactación. Para esto se pesa el suelo húmedo compactado en la parte inferior del molde, luego se realiza una medida de la humedad correspondiente a la muestra, tomando una porción de suelo. Completando la Ecuación 2.1.3 se obtienen los puntos (ω, γ_d) del ensayo.

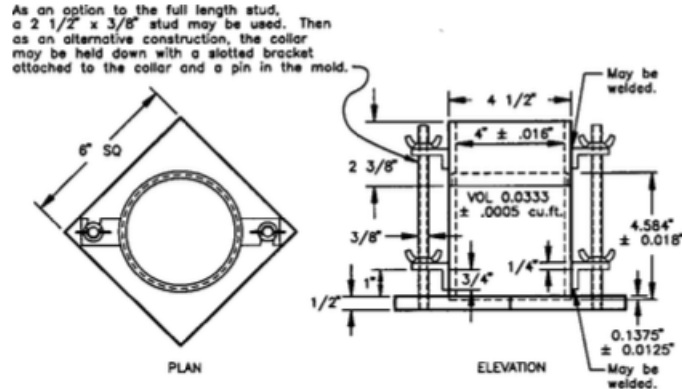


FIG. 1 4.0-in. Cylindrical Mold

Figura 2.1.3: Molde estándar 4" ensayo Proctor

En la Figura 2.1.4 se presentan los resultados obtenidos para una serie de ensayos de donde se determinan los valores característicos de la curva de compactación Proctor Estándar. De donde se obtienen los valores de $\gamma_{d\text{máx}}$ y $\omega_{\text{ópt}}$. A partir del valor de $\omega_{\text{ópt}}$ se definen las ramas seca como la rama de menor humedad respecto de la $\omega_{\text{ópt}}$, y la rama húmeda como la que tiene mayor humedad que $\omega_{\text{ópt}}$.

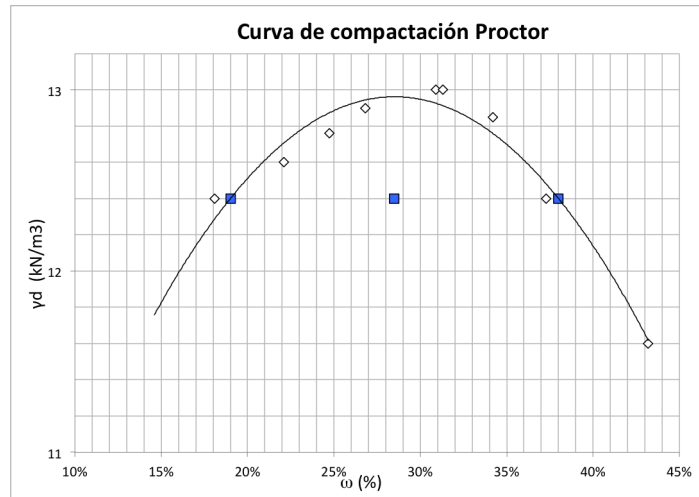


Figura 2.1.4: Proctor Estándar

Con estos resultados se determina:

$$\gamma_{d\text{máx}} = 13,0 \frac{kN}{m^3}$$

$$\omega_{\text{ópt}}=31\%$$

En general las muestras moldeadas para los ensayos realizados fueron compactadas a un valor del 95% respecto del $\gamma_{\text{dmáx}}$, y se definen 3 humedades respecto de la rama seca, óptima y húmeda, resumidas en la Cuadro 2.2 y son esquematizadas en la Figura 2.1.4 por los puntos en azul.

Referencia	ω	γ_d	Sr
	[%]	[kN/m ³]	[%]
Seca	18	12,4	41,2
Óptima	31	12,4	71,0
Húmeda	37	12,4	84,7

Cuadro 2.2: Resumen humedades proctor

2.1.2.2. Índice de expansión

En este ensayo se obtiene una primera aproximación a las características expansivas del suelo en estudio. El ensayo consiste en compactar una muestra de suelo pasante por el tamiz #4, dentro de un anillo de 4 pulgadas de diámetro en 2 capas de aproximadamente igual volumen, de altura aproximadamente 50mm cada una, compactadas dinámicamente con 15 golpes del martillo Proctor uniformemente distribuidos. El molde utilizado consiste en 3 piezas que se separan, la pieza central contiene a la muestra a ensayar, por lo que deben separarse las restantes dos (inferior y superior). La pieza central tiene una altura de aproximadamente 25mm. La muestra a ensayar es de 25mm de altura y 101mm diámetro.

Esta muestra es inundada con agua destilada bajo una pequeña carga de aproximadamente 5kPa, y se la deja expandir por un período de 24 horas, según especificado en la Norma ASTM 4829-03 [37]. En la Figura 2.1.5 se muestra la experiencia realizada, donde se mide la expansión con un reloj palpador de precisión 0.002mm.



Figura 2.1.5: Vista general del ensayo

Este resulta ser un ensayo de relativa simplicidad que permite categorizar la expansividad del suelo a través de la Cuadro 2.3, donde presenta parámetros esperables en campo relacionados con el valor de EI registrado que se calcula según la Ecuación 2.1.4.

$$EI = \frac{\Delta H}{H_1} 1000 \quad (2.1.4)$$

EI = Índice de expansión [-]

ΔH = Variación de altura ($H_2 - H_1$) [cm]

H_1 = Altura inicial de la muestra [cm]

H_2 = Altura final de la muestra [cm]

Índice de expansión (EI)	Expansión potencial
0-20	Muy baja
21-50	Baja
51-90	Media
<i>91-130</i>	<i>Alta</i>
>130	Muy alta

Cuadro 2.3: Clasificación de expansividad según ASTM D4829-03 [37]

En el Cuadro 2.4 se presentan los resultados obtenidos en los ensayos realizados. El valor EI_{50} permite comparar distintos ensayos a diferentes grados de saturación, normalizándolos para un grado de saturación de 50%. Se utiliza la Ecuación 2.1.5 que tiene validez para grados de saturación inicial tal que $40\% < S_{r,i} < 60\%$.

$$EI_{50} = EI - (50 - S_{r,i}) \frac{65 + EI}{220 - S_{r,i}} \quad (2.1.5)$$

Muestra	ω_i	$\gamma_{d,i}$	S_r	H_i	ΔH	EI	EI_{50}
	[%]	[kN/m^3]	[%]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
M1	19,9	12,30	46,7	25,1	2,74	109,2	105,7
M2	17,4	12,35	41,0	25,3	3,19	126,3	116,7
M3	17,9	12,8	45,2	25,6	2,97	115,9	110,9

Cuadro 2.4: Expansion Index

El índice de expansión promedio es $EI_{50, prom} = 110,1$. Permitiendo clasificar al suelo según el Cuadro 2.3 como alta expansividad.

2.1.2.3. Hinchamiento libre - Presión de hinchamiento

El ensayo de hinchamiento libre permite determinar la expansión total del suelo en estudio. El ensayo de presión de hinchamiento mide la presión que debe aplicarse a un suelo para que no registre expansión. En la Figura 2.1.6 el equipamiento utilizado en el laboratorio.



Figura 2.1.6: Equipamiento utilizado

La expansividad de un suelo es una característica que se encuentra influenciada principalmente por las condiciones iniciales de humedad y densidad. A igual densidad, el contenido de humedad afecta el comportamiento volumétrico, cuanto mayor es la humedad menor será el aumento volumétrico de la muestra ensayada.

Este ensayo determinar la presión de preconsolidación del suelo, la compresibilidad en el rango elástico (C_s) y la compresibilidad en el rango plástico (C_c). La presión de preconsolidación separa el comportamiento elástico y plástico de un suelo. La presión de preconsolidación es la mayor presión histórica a la que estuvo sometido el suelo en estudio. En la Figura 2.1.7 se presenta gráficamente la ubicación de la presión de preconsolidación y las pendientes de compresibilidad C_c y C_s . La gráfica se realiza en el eje de abscisas la tensión total σ en escala logarítmica y en ordenadas la relación de vacíos e , si se invirtieran los ejes daría como resultado un gráfico similar al gráfico tensión-deformación ($\sigma - \epsilon$) convencional utilizado para describir la resistencia de los aceros, hormigones y otros.

Debido a que los ensayos se realizan compactando una muestra de suelo a la densidad y humedad deseadas, se aplica una presión de compactación asociada con su carga de preconsolidación.

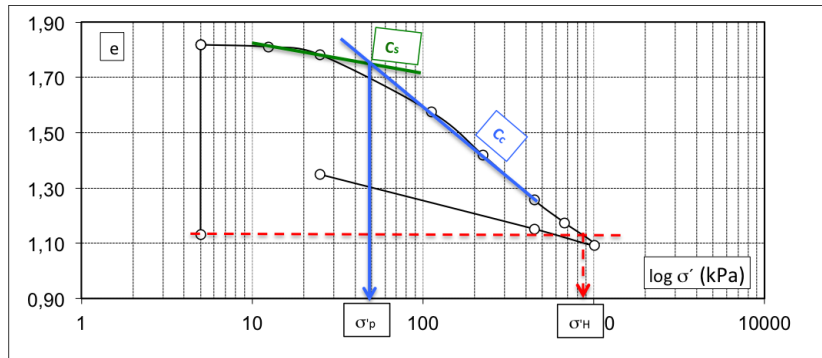


Figura 2.1.7: Presión de hinchamiento

La consolidación es un fenómeno que depende entre otros parámetros del tiempo, por lo que en cada escalón o aumento de carga se producen tres fenómenos principales, primero hay una respuesta instantánea de asentamiento elástico, luego una consolidación primaria que se corresponde con la expulsión del agua de la matriz de suelo húmedo y finalmente una consolidación secundaria que es un asentamiento asintótico y puede despreciarse. Estos fenómenos se esquematizan en la Figura 2.1.8. Para cada escalón de carga se deja consolidar la muestra hasta el inicio de la consolidación secundaria, donde puede iniciarse el siguiente escalón, y puede estimarse la variación de la relación de vacíos.



Figura 2.1.8: Etapas de la consolidación

En la Ecuación 2.1.6 se presenta la definición de relación de vacíos que relaciona el volumen de vacíos respecto al volumen de suelo. El grado de saturación de una muestra indica que porcentaje de los vacíos ocupado por agua y se define según la Ecuación 2.1.7. En la Ecuación 2.1.8 la relación entre el asentamiento de la muestra y la variación en la relación de vacíos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \tag{2.1.6}$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\omega}{e} \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (2.1.7)$$

$$e_f = e_0 + \frac{\Delta h_{ac}}{H} (1 + e_0) \quad (2.1.8)$$

e = Relación de vacíos [-]

V_v = Volumen de vacíos [m^3] = $V_w + V_a$

V_w = Volumen de agua [m^3]

V_a = Volumen de aire [m^3]

V_s = Volumen de suelo [m^3]

γ_s = Densidad específica del suelo [kN/m^3]

γ_d = Densidad seca de la muestra [kN/m^3]

e_f = Relación de vacíos al final de cada etapa [-]

e_0 = Relación de vacíos al inicio del ensayo [-]

Δh_{ac} = Deformación acumulada de la muestra ensayada desde el inicio del ensayo [mm]

H = Altura de la muestra al inicio del ensayo [mm]

El ensayo edométrico sobre suelos expansivos se realiza siguiendo una serie de etapas:

- En primer lugar la muestra montada en el edómetro es inundada y comienza a registrarse su expansión. Cuando la variación de altura finaliza se registra la altura final de la muestra. El hinchamiento libre se define como la variación de altura porcentual de la muestra.
- Una vez finalizado el hinchamiento libre, se inicia el proceso de consolidación. En este proceso se produce la disipación de presiones intersticiales, es decir la presión del agua dentro del suelo, a través de los drenes.
- La presión de hinchamiento por el método gráfico se obtiene a través del proceso de consolidación. El valor de la presión buscada es aquel que genere una relación de vacíos igual a la inicial, es decir antes del hinchamiento libre. La determinación de la presión de hinchamiento a través de este método presenta muchas veces valores inferiores a los que puede desarrollar el suelo. Este método sirve para realizar una primera estimación de la presión de hinchamiento.

El ensayo descrito se realiza conforme a la Norma ASTM 4546 [37]. Las muestras son compactadas al 95 % de $\gamma_{dm\acute{a}x}$ según definida por el ensayo Proctor Estándar y las humedades ensayadas representan a la humedad óptima y húmeda del mismo. Las muestras son compactadas estáticamente dentro del anillo edométrico, resultando muestras de 18mm de altura, y 76mm de diámetro. El suelo utilizado en la compactación es pasante por el tamiz #10, y el agua utilizada durante todo el ensayo es agua destilada.

En el Cuadro 2.5 se resumen los resultados obtenidos y las características de las muestras ensayadas. Los resultados del hinchamiento libre se presenta en la Figura 2.1.9a. En la Figura 2.1.9b se pueden ver los resultados del ensayo de la presión de hinchamiento.

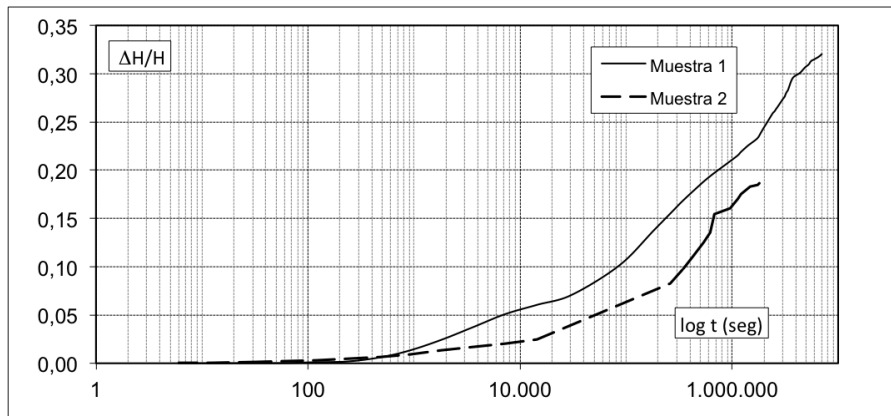
Muestra	Humedad inicial	Densidad seca	Hinchamiento				C_s	C_c
			e_0	S_{r0}	e_f	S_{rf}		
	[%]	[kN/m ³]	[-]	[%]	[-]	[%]	[-]	[-]
1	29,2	12,42	1,13	69,6	1,82	98,1	0,16	0,51
2	43,5	11,87	1,23	95,2	1,65	98,4	-	0,42

(a) Compactación de las muestras

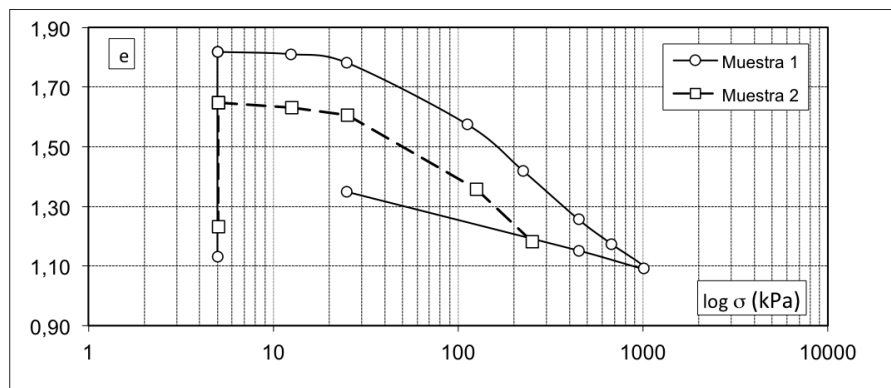
Muestra	Presión preconsolidación (σ_p)	Hinchamiento libre	Presión hinchamiento (σ_H)
	[kPa]	[%]	[kPa]
1	50	31,0	845
2	45	18,6	216

(b) Resultados obtenidos

Cuadro 2.5: Cuadro de resultados obtenidos



(a) Hinchamiento Libre



(b) Presión de hinchamiento

Figura 2.1.9: Hinchamiento libre - Presión de Hinchamiento

Como se menciona anteriormente el hinchamiento libre se encuentra influenciado por las diferentes humedades de compactación inicial. En la Cuadro 2.5 se observa la influencia de la humedad en el hinchamiento

libre y la presión de hinchamiento. Utilizando la curva de relación de vacíos en función de la tensión aplicada, esquematizada en la Figura 2.1.9b, se determinan las pendientes de deformabilidad del suelo (C_s, C_c). Puede verse que luego del hinchamiento libre (aumento de e para σ constante) los primeros puntos de consolidación tienen una pendiente menor (C_s) que los siguientes por estar sobreconsolidados, y luego de superar la presión de hinchamiento la deformabilidad modifica su pendiente (C_c).

2.1.2.4. Ensayo de compresión no confinada

El ensayo de compresión no confinada (Unconfined Compressive Strength UCS) permite caracterizar la resistencia del suelo al corte sin confinamiento externo ($\sigma'_3=0\text{kPa}$). Este ensayo se realiza en condición no saturada para el suelo, dando valores de resistencia finales que consideran el aporte de la succión.

Se realizan muestras de suelo para las 3 humedades definidas por el ensayo Proctor resumidas en el Cuadro 2.2. Las probetas ensayadas al igual que el ensayo anterior se compactan al 95 % del $\gamma_{dm\acute{a}x}$, tienen 76mm de altura y 38mm de diámetro, utilizando suelo pasante por el tamiz #10. El ensayo se realiza según la Norma ASTM D2166-00 [37]. El ensayo llega a la rotura de manera rápida, evitando el drenado de agua de la muestra, y no permitiendo cambio de volumen significativo en la misma incluso sin membrana [4]. Por esto puede considerarse a este ensayo como el caso no consolidado no drenado de un ensayo triaxial en el que el confinamiento es nulo. La resistencia a la compresión no confinada se considera igual a la tensión resistida por la muestra en la falla o la tensión correspondiente al 15 % de deformación de la muestra, respecto de su altura total, en caso de no registrarse falla.

Todas las muestras fueron ensayadas a deformación específica constante según indica la norma entre 0.5 % y 2 % de la altura total de la muestra. En esta etapa se adoptó un valor de deformación según la Ecuación 2.1.9.

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = 1,5\%h_{muestra} \quad (2.1.9)$$

En la Figura 2.1.10 se presenta el tipo de falla registrada en las muestras ensayadas.



Figura 2.1.10: Falla UCS

En la Figura 2.1.11 se presenta la resistencia de cada muestra, y en el Cuadro 2.6 se presentan las características de compactación inicial y un resumen de la falla. En el Cuadro 2.6 puede apreciarse valores dispares principalmente en el parámetro γ_d donde se registran variaciones respecto del promedio con una diferencia máxima de 12 % respecto del teórico, $\gamma_{d95\%}=12.4\text{kN/m}^3$. En este caso se aprecia una disminución de la resistencia a la compresión no confinada con la disminución del parámetro γ_d .

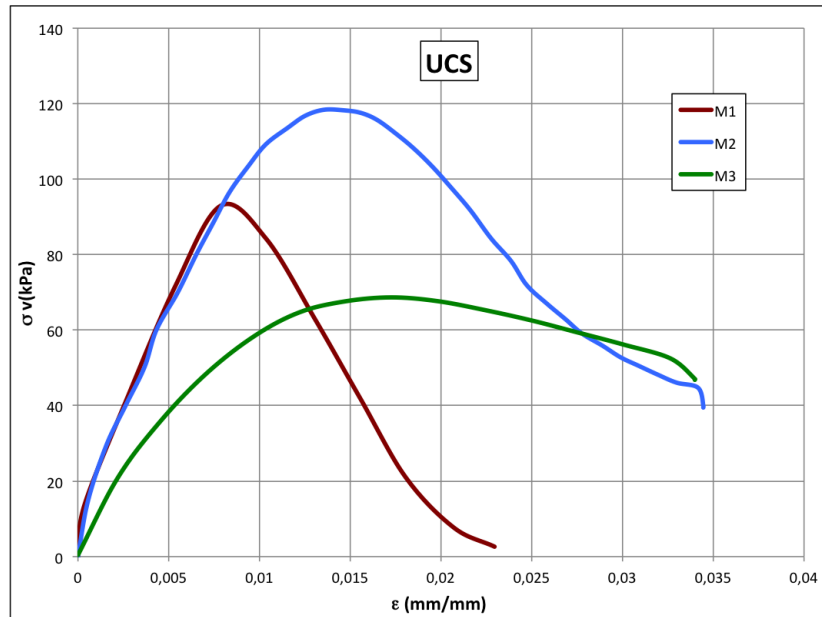


Figura 2.1.11: Compresión no confinada

Muestra	ω_0	γ_d	e_0	Sr_0	ϵ_f	σ_f
	[%]	[kN/m ³]	[]	[%]	[%]	[kPa]
M1	17,7	11,81	1,28	37,1	0,85	95
M2	30,7	12,67	1,13	73,1	1,35	120
M3	35,5	10,96	1,46	65,6	1,73	69

Cuadro 2.6: Resumen valores UCS

2.1.2.5. Resistencia triaxial: Ensayo consolidado no drenado

En la Figura 2.1.12 se presenta el funcionamiento del ensayo a realizar. El equipamiento está compuesto por una cámara en la cuál se aplica una tensión de confinamiento (σ_3), dos vías de ingreso o egreso de agua (en la parte inferior) a través de las cuáles se realiza la medida de presión de agua en los poros. En la parte superior se esquematiza la tensión aplicada en la etapa de corte (σ_1) la cual se aplica a través de una deformación a velocidad constante y se registra el valor resistido por la muestra utilizando una celda de carga. También en la parte superior se utiliza un medidor de deformación, en el caso de estudio el equipamiento utiliza un LVDT de precisión 1/10000mm. Se utilizan dos piedras porosas en la parte inferior y superior, cada una con un papel filtro para evitar la intrusión de suelo en ellas, y un papel filtro radial alrededor de la muestra para asegurar el flujo de agua.

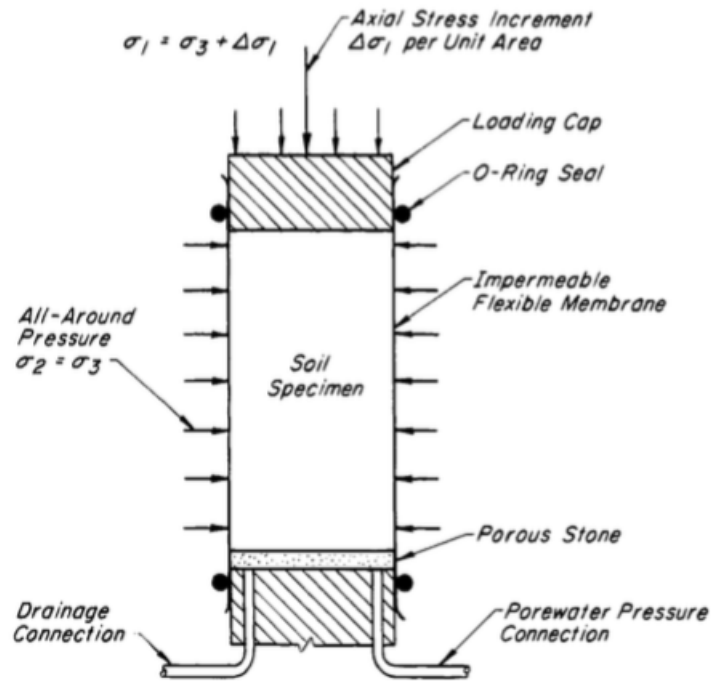


Figura 2.1.12: Muestra en cámara triaxial

El ensayo se compone de 3 etapas principales, conocidas como saturación, consolidación y corte.

La etapa de saturación tiene por objetivo alcanzar la saturación de la muestra, es decir que todos los poros del suelo estén llenos de agua. Esto se verifica aplicando variaciones de las presiones de confinamiento ($\Delta\sigma_3$) y registrando la variación en la presión de poros de la muestra (Δu). De encontrarse saturada la muestra, las variaciones en la tensión de cámara aplicada y la variación de presión de poros es igual, debido a que el agua es un fluido incompresible. Se utiliza la expresión de Skempton que mide el grado de saturación de la muestra, según la Ecuación 2.1.10. La magnitud Δu es la resta entre la presión de poros registrada 2 minutos luego de aplicada la variación $\Delta\sigma_3$ y la presión registrada antes de aplicarla. Se considera finalizada la etapa de saturación cuando se registran valores de $B \geq 0.95$.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (2.1.10)$$

La etapa de consolidación isotrópica consiste en la aplicación de una tensión efectiva σ'_3 ($\sigma'_3 = \sigma_3 -$ Presión de entrada de agua a la muestra) a la tensión que se desee caracterizar la resistencia del suelo, con la válvula de salida de agua abierta, es decir en condición drenada. El equilibrio se da mediante el flujo de agua a través de la muestra, en un primer instante se aplica tensión efectiva σ'_3 deseada y la presión de poros de la muestra por lo visto anteriormente en la etapa de saturación aumenta. Luego durante el tiempo transcurrido en esta etapa, el agua comienza a abandonar la muestra y la presión de poros comienza a equilibrarse para la tensión efectiva aplicada. Para asegurar el equilibrio se registran los valores de presión de poros y variación de volumen de agua en la muestra, y se grafica la variación de volumen de agua en función del logaritmo del tiempo. Debe permitirse el 100% de la consolidación primaria, como se ha definido en la Figura 2.1.8, que coincide con el cambio de pendiente del gráfico en función del tiempo y determinarse el tiempo necesario para el 50% de la consolidación (t_{50}).

La etapa de corte, en este caso no drenado, se realiza cerrando las válvulas de flujo saliente de agua, y aplicando una velocidad de deformación específica constante. En esta etapa se registran el aumento de presión de poros, la deformación de la muestra y la carga aplicada por el equipo triaxial. La velocidad de deformación

específica es calculada según la Ecuación 2.1.11. De esta manera se impone una deformación constante hasta una tensión de fluencia a bajas deformaciones y luego se continúa ensayando para altas deformaciones hasta aproximadamente el 15% de la altura de la muestra.

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{4\%}{10t_{50}} \quad (2.1.11)$$

El equipamiento utilizado se muestra en la Figura 4.2.1, es un equipo de Wykeham - Farrance con 100kN de capacidad de carga, presión de cámara máxima de 1000kPa, y deformación máxima registrada 15cm. Se moldean muestras de suelo a 3 humedades diferentes (seca, óptima y húmeda, definidas en el Cuadro 2.2) a tres diferentes presiones de confinamiento efectivo durante la consolidación (50, 150 y 300 kPa). Los ensayos son realizados según norma ASTM D4767 [37].

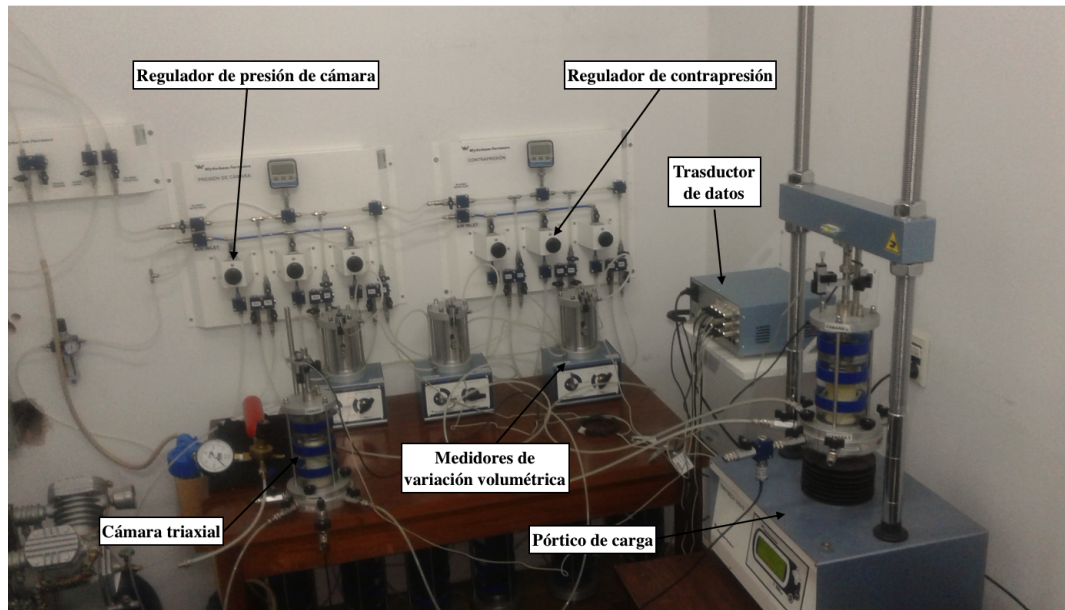


Figura 2.1.13: Equipo Wykeham-Farrance

Se preparan las muestras a las humedades definidas en el Cuadro 2.2 y se compactan según Proctor Estándar correspondiente al 95% de la densidad máxima ($\gamma_d = 12,4 \text{ kN/m}^3$). Todas las muestras ensayadas fueron compactadas estáticamente en probetas de 76mm de altura por 38mm de diámetro, utilizando suelo pasante por el tamiz #10, en la Figura 2.1.14 se presenta una muestra a ensayar.

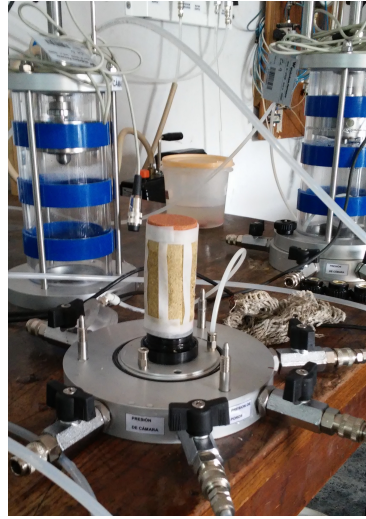


Figura 2.1.14: Preparación de muestra

El análisis de este ensayo se realiza según la teoría de los estados críticos. En este estado la muestra ensayada exhibe tensiones relativamente constantes y condiciones de deformación volumétrica constantes. Según Murray [38] analizando los ensayos según la teoría línea de estado crítico, los suelos llegarán a la fluencia sobre la misma línea, la línea de estado crítico, sin importar el método de carga o la condición del ensayo utilizada.

Wood (1990) indica que el estado crítico es alcanzado según la Ecuación 2.1.12.

$$\frac{\partial p'}{\partial \epsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \epsilon_q} = \frac{\partial v}{\partial \epsilon_q} = 0 \quad (2.1.12)$$

Las variables utilizadas en la Ecuación 2.1.12 son calculadas según las Ecuaciones 2.1.13, 2.1.14, 2.1.15 y 2.1.16.

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.1.13)$$

$$p' = p - u_w \quad (2.1.14)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (2.1.15)$$

$$\epsilon_q = \frac{2(\epsilon_{11} - \epsilon_{33})}{3} \quad (2.1.16)$$

La variable q es equivalente a la tensión de corte, la variable p es la tensión isotrópica, finalmente el valor ϵ_q representa la deformación específica de corte. El valor p' representa la tensión isotrópica efectiva a la que está sometida la muestra, y v es el volumen de la muestra ensayada.

En la Figura 2.1.15 se presentan los resultados obtenidos en falla de las muestras ensayadas. En el Cuadro 2.7 se presentan los resultados en falla. En la Figura 2.1.16 se presenta la variación de tensión deviatorica (σ_d) en función de la deformación de corte específica (ϵ_q) y la variación de presión de poros (Δu) en función de la deformación de corte específica (ϵ_q).

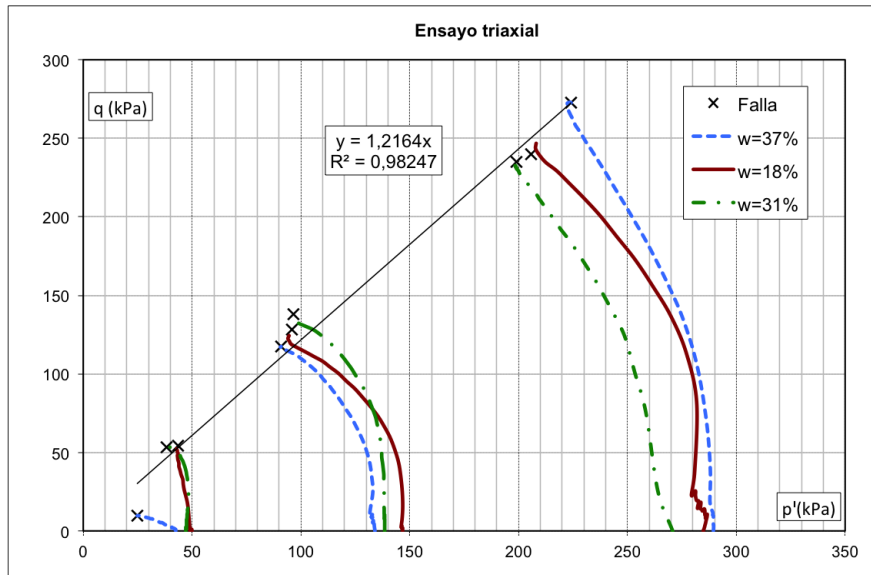
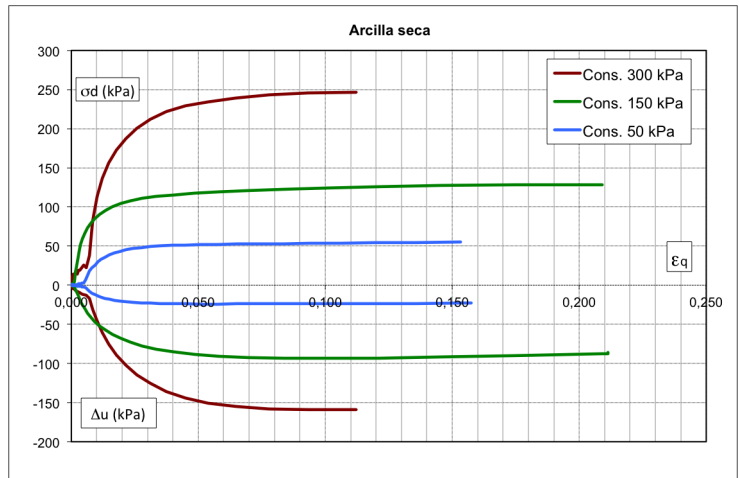


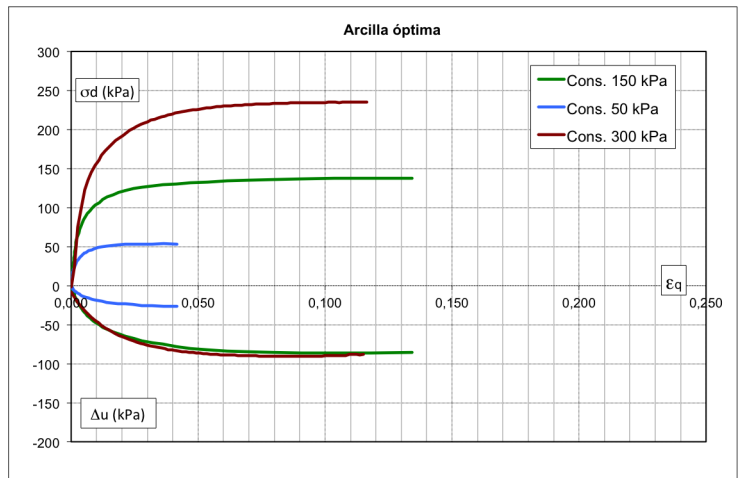
Figura 2.1.15: Línea de estado crítico

Muestra	Confinamiento	En falla	
	σ'_3 [kPa]	q [kPa]	p' [kPa]
Seca	50	54,4	43,5
	150	128,2	95,8
	300	239,9	205,8
Óptima	50	53,4	38,2
	150	137,8	96,6
	300	235,0	199,1
Húmeda	50	9,9	24,8
	150	117,2	90,9
	300	272,8	224,1

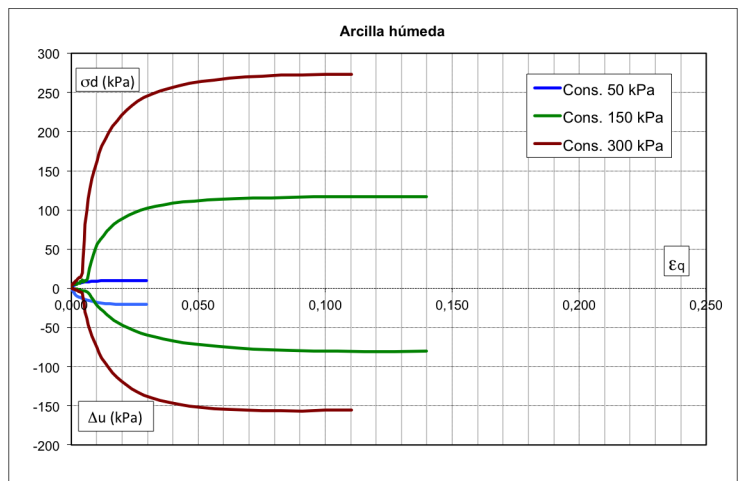
Cuadro 2.7: q-p' en la falla



(a) Rama seca



(b) Rama óptima



(c) Rama húmeda

Figura 2.1.16: Gráficos q vs ϵ_q y Δu vs ϵ_q

El valor de la pendiente $M(\phi)$ obtenido de la Figura 2.1.15 se calcula según la Ecuación 2.1.17. Donde $M(\phi)$ es la pendiente de la línea de falla (q_f), que se muestra en la Ecuación 4.2.8.

$$M(\phi) = \frac{6\sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)} \quad (2.1.17)$$

$$q_f = M(\phi) [p + c.\cotg(\phi)] \quad (2.1.18)$$

Por lo que el valor de ϕ' y c' dado que se trabaja sobre tensiones efectivas.

$$\phi' \simeq 30,4^\circ$$

$$c' \simeq 0kPa$$

A continuación se presentan las características de cada una de las muestras ensayadas, su condición inicial de compactación y sus variaciones en cada etapa resumidas en el Cuadro 2.8.

Muestra	Confinam.	Inicio de saturación				Fin consolidación			
		γ_d	e_0	Sr_0	ω_0	γ_{dcons}	e_{cons}	Sr_{cons}	ω_{cons}
	[kPa]	[kN/m ³]	[-]	[%]	[%]	[kN/m ³]	[-]	[%]	[%]
Seca	50	10,7	1,47	37	17,7	11,0	1,37	99	53,6
	150	11,0	1,40	40	18,9	12,2	1,19	100	45,5
	300	10,2	1,59	45	22,1	12,6	1,11	98	41,4
Óptima	50	11,8	1,25	68	31,4	12,0	1,22	97	50,1
	150	12,0	1,21	61	31,2	12,7	1,13	100	44,3
	300	9,9	1,68	74	45,8	11,9	1,24	96	46,0
Húmeda	50	12,3	1,15	88	36,9	11,9	1,17	98	49,2
	150	11,1	1,38	71	36,5	11,9	1,21	99	49,7
	300	12,0	1,20	85	37,4	13,1	1,04	100	41,3

(a) Cond. iniciales y consolidación

Muestra	Confinam.	Ruptura						
		Inicio		Falla				
	σ'_{30}	u_0	ϵ_{1f}	σ_{df}	u_f	σ'_{1f}	σ'_{3f}	
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[%]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	
Seca	50	50	233	15,2	54	256	78	24
	150	150	133	20,3	128	226	185	57
	300	280	457	11,2	240	616	368	126
Óptima	50	50	230	13,7	53	261	72	19
	150	150	173	13,3	138	272	189	51
	300	280	480	11,6	235	659	341	106
Húmeda	50	50	483	18,6	10	504	42	32
	150	150	213	14,0	117	311	169	52
	300	300	343	11,4	273	510	406	133

(b) Condiciones en falla

Cuadro 2.8: Resumen de etapas ensayo triaxial

2.1.3. Ensayos de caracterización hidráulica

2.1.3.1. Ensayo de permeabilidad

El ensayo de permeabilidad fue realizado en una investigación previa, por Marti, con el mismo suelo en estudio por lo que se presentan sus resultados[15]. La permeabilidad de un suelo es la capacidad que tiene este para transmitir un flujo de agua. Esta característica se encuentra fuertemente influenciada por los poros del suelo y su interconexión.

El ensayo fue realizado según la Norma ASTM D5084-00 [37], es decir a carga variable, para disminuir los tiempos de ensayo necesarios para este tipo de suelos. La muestra fue compactada según el 95 % de $\gamma_{dm\acute{a}x}$ definido por el ensayo Proctor y humedad óptima. La muestra se coloca dentro de papeles filtros y piedras porosas en una probeta. La probeta está unida a una bureta de diámetro pequeño. Se mide el tiempo que tarda el agua para bajar de una altura h_1 a una altura h_2 . El ensayo se compone de 2 etapas, primero la saturación de la muestra, y en la segunda se mide el coeficiente k .

Se gráfica la variación de la altura h en función del logaritmo del tiempo y luego se calcula el coeficiente según la Ecuación 2.1.19.

$$k = \frac{aL}{A(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \tag{2.1.19}$$

a = Sección del reservorio de agua aplicado el gradiente hidráulico [m^2]

L = Altura de la muestra [m]

A = Área de la muestra [m^2]

$$k = 2,7 \cdot 10^{-11} \frac{m}{s}$$

El valor de permeabilidad registrado resulta ser muy pequeño comparado con los valores obtenidos de la literatura, mostrados en la Figura 2.1.17. Según vemos el suelo queda clasificado como prácticamente impermeable.

		Coefficient of Permeability k (m/s)											
		10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
Drainage		Good					Poor					Practically Impervious	
Soil types		Clean gravel		Clean sands, clean sand and gravel mixtures			Very fine sands, organic and inorganic silts, mixtures of sand silt and clay, glacial till, stratified clay deposits, etc.					"Impervious" soils, e.g., homogeneous clays below zone of weathering	
					"Impervious" soils modified by effects of vegetation and weathering								

* After Casagrande and Fadum (1940).

Figura 2.1.17: Valores de permeabilidad típicos

2.1.3.2. Curva de retención de agua

Para caracterizar el comportamiento no saturado del suelo se realiza el ensayo de succión a través del método del papel filtro, según la norma ASTM D5298-03 [37]. La técnica de papel filtro es utilizada frecuentemente por ser válida en un amplio rango de succiones (1kPa a 100MPa).

El ensayo consiste en medir la humedad que adquiere el papel filtro en un recipiente sellado en el que interactúan el suelo y los papeles filtro. En la Figura 2.1.18a se muestra la forma de armar el ensayo de

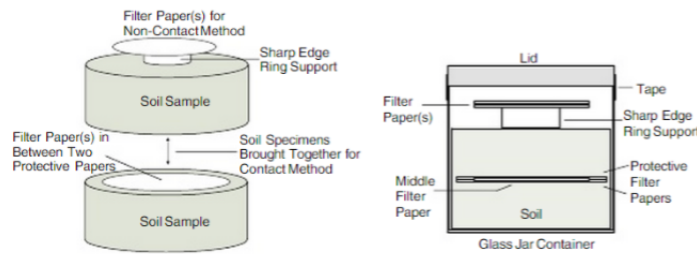
succión. La succión mátrica, es medida con la humedad del papel entre las muestras de suelo compactado y la succión total es medida a través de la humedad adquirida por los papeles filtro que no están en contacto con el suelo.

Todas las succiones registradas son medidas a través de papeles filtro del tipo Whatman no. 42 de 70mm de diámetro.

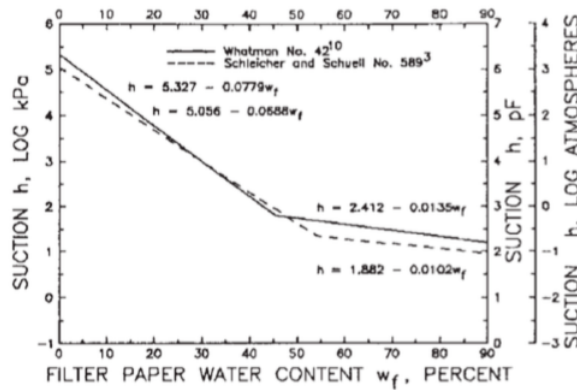
Debido a que la succión mátrica debe medirse con un papel filtro dentro de la masa de suelo, este papel filtro es recubierto superior e inferiormente por dos papeles filtro de 90mm que impiden la intrusión de partículas de suelo en el papel filtro. La succión total es medida con los papeles sobre las muestras de suelo, que se encuentran separados del suelo mediante la utilización de un O-Ring sobre el cual se disponen dos papeles filtro de 70mm (como se puede observar en la imagen a la derecha de la Figura 2.1.18a).

Los valores de succión se suponen constantes o en equilibrio con la humedad de la muestra ensayada dentro en un lapso mayor o igual a 7 días de ensayo, según verifican Delage y col. [39].

La succión osmótica como la resta entre la succión total (papel superior) y la succión mátrica (entre las dos muestras de suelo).



(a) Preparación de muestras



(b) Succión vs $\omega_{PapFiltro}$

Figura 2.1.18: Ensayo de retención de agua

Este ensayo se realiza utilizando papeles filtro Whatman no. 42, de 70mm para medir las succiones y 90mm de diámetro para proteger a los anteriores. Este tipo de papel filtro se encuentra calibrado según la Figura 2.1.18b, donde la recta continua representa la variación de la succión para cada contenido de humedad porcentual del papel filtro.

Los ensayos se realizan para el 95% del $\gamma_{dm\acute{a}x}$ obtenido según ensayo Proctor Estándar, el suelo utilizado es tamizado a través del tamiz #10, secado al horno y luego llevado a la humedad del ensayo utilizando agua destilada. Las muestras de suelo son compactadas estáticamente en cilindros de 100mm de diámetro por 30mm de altura, como se esquematiza en la Figura 2.1.19a, en la Figura 2.1.19b se presenta las muestras utilizadas para armar el ensayo de succión.



(a) Prensa hidráulica

(b) Muestra compactada

Figura 2.1.19: Compactación de muestras

Este ensayo requiere especial cuidado en el armado y durante el período de ensayo para obtener resultados confiables. Para esto se utilizan guantes plásticos durante el montaje del ensayo, pinzas metálicas para movilizar los papeles filtros, y pesafiltros exclusivamente utilizados para este ensayo.

El manejo de los papeles filtro debe realizarse con cuidado con el objetivo de no incluir alguna partícula en el papel filtro, grasa, transpiración y otros alteradores. Por este motivo el papel filtro es secado en el horno durante un mínimo de 3 horas, a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$, en una reja de acero limpiada previamente con alcohol. Luego de preparar el ensayo con guantes y pinzas, la muestra queda lista para comenzar el ensayo como se ve en la Figura 2.1.20a. La muestra es ingresada a un contenedor cerrado, que es sellado en su tapa con cinta aisladora. Luego se lo lleva a un ambiente con humedad controlada y temperatura con variaciones menores a un grado. En la Figura 2.1.20b se presenta la conservadora utilizada, esta luego es cerrada y trasladada a una cámara con aislación térmica con paneles de poliuretano.

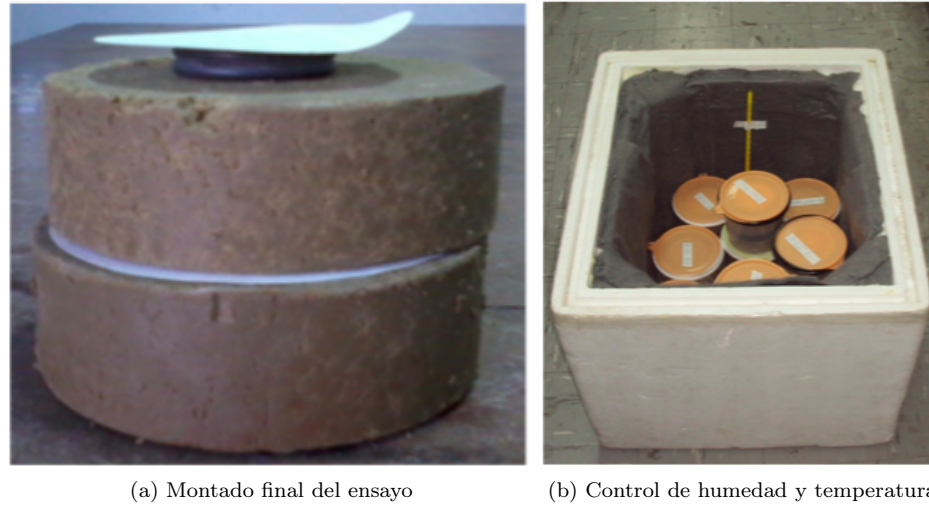


Figura 2.1.20: Ensayos de succión

Luego de transcurridos los 7 días mínimos de ensayo, se procede a obtener la humedad de los papeles filtro. Esta etapa es muy importante ya que da como resultado el valor de succión buscado. Por este motivo es necesario utilizar una balanza de alta precisión (0.1mg) y seguir una serie de pasos para reducir errores. Estos pasos implican:

1. Registrar la tara del pesafiltro. Temperatura ambiente (P0)
2. Registrar el peso de la tara + papel filtro húmedo. Temperatura ambiente (P1)
3. Registrar el peso de la tara + papel filtro seco. Recién salido del horno (P2)
4. Registrar la tara del pesafiltro en caliente. Recién salido del horno (P3).

Los pasos antes mencionados deben ser realizados en el menor tiempo posible, una vez abierto el contenedor del ensayo de succión deben tomarse los papeles filtro y depositarse en el pesafiltro en un lapso entre 3 y 5 segundos, se registra el peso como P1. Una vez en el papel filtro se registra el peso húmedo y luego éste es llevado al horno con la tapa semiabierta, cumpliendo el doble objetivo de evitar que alguna partícula del exterior quede impregnada al papel, y para permitir que el agua evaporada del papel filtro salga del pesafiltro. Los papeles filtros son dejados en el horno durante 24 horas para alcanzar el peso seco del papel filtro que es registrado como el peso P2. Finalmente se pesa la tara del pesafiltro para reducir el error de registrar el peso P2 en caliente.

A continuación en el Cuadro 2.9 se presentan los resultados experimentales, y en la Figura 2.1.21 se presenta el ajuste a la curva de van Genuchten [17] realizado, según la Ecuación 2.1.20. Los resultados en la Figura 2.1.21 se presentan en un gráfico de grado de saturación en las ordenadas y succión en las abscisas, el grado de saturación a graficar se calcula según la Ecuación 2.1.21.

$$S_e = \frac{S_r - S_{res}}{1 - S_{res}} = \left\{ 1 + \left[\frac{(u_a - u_w)}{S_{ae}} \right]^{\frac{1}{1-\lambda}} \right\}^{-\lambda} \quad (2.1.20)$$

$$S_r = S_e \cdot (1 - S_{res}) + S_{res} \quad (2.1.21)$$

Muestra	ω	γ_d	e	Sr	ψ_{arriba}	ψ_{abajo}	$(u_a - u_w)$
	[%]	$[\frac{kN}{m^3}]$	[-]	[%]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
M1	17,9	12,40	1,14	42,5	28710	35501	34056
M2	34,9	12,23	1,17	80,8	10701	15944	654
M3	21,0	12,52	1,12	50,8	19535	12847	15714
M4	26,3	12,26	1,16	61,3	15194	17499	9228
M5	19,5	12,34	1,15	46,0	27961	28331	22679
M6	25,3	12,18	1,17	58,2	25030	19613	18814
M7	30,6	12,01	1,21	69,0	16170	15140	7724
M8	30,0	11,89	1,23	59,9	14454	15878	7065
M9	30,2	12,51	1,12	72,9	16973	23261	14559
M10	36,7	12,32	1,15	86,3	4385	7376	1240

Cuadro 2.9: Resultados ensayo de succión

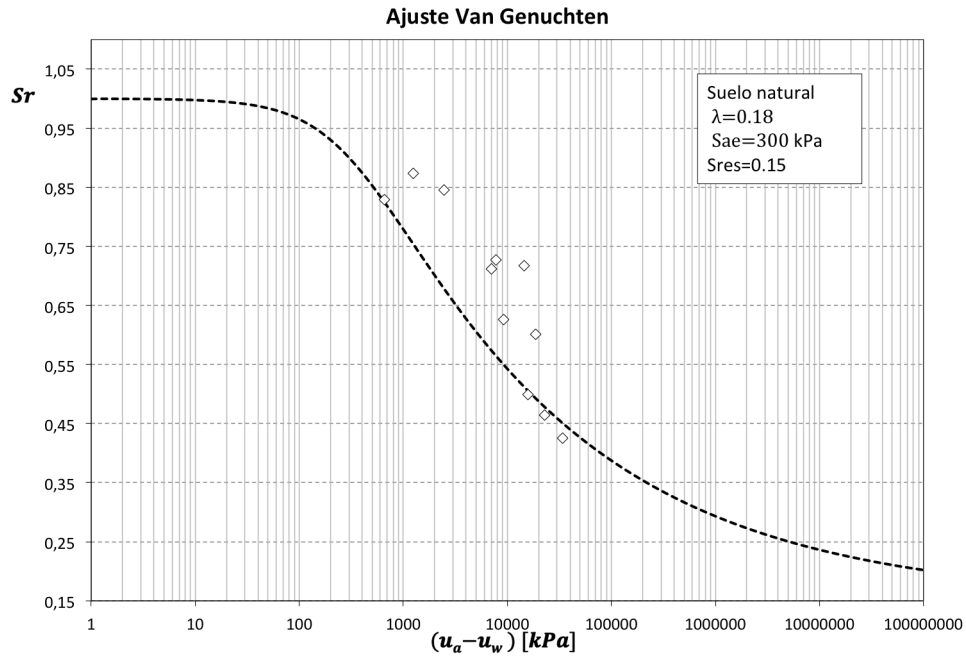


Figura 2.1.21: Curva de retención de agua

2.2. Caracterización mezclas suelo-polímero

Se propone para el control de la expansión del suelo estudiado tres polímeros dosificados a tres porcentajes diferentes. Los polímeros estudiados son:

- Poliacrilamida Catiónica
- Almidón
- Lignosulfonato de calcio

Poliacrilamida Catiónica El polímero poliacrilamida catiónica es un polímero que tiene diversas aplicaciones como el tratamiento de aguas, producción adhesivos y formación de films para cápsulas de gelatina. El polímero ha sido estudiado por su capacidad de aglomerar el suelo reduciendo la erosión del suelo y turbiedad en agua. Según Dean Yonts [40] la aplicación de poliacrilamida en suelo no sólo disminuye la erosión del suelo sino que además reduce la infiltración permitiendo generar canales de agua con menor pérdida.

Con el propósito de ejemplificar el efecto de la poliacrilamida aplicada en suelos para el control de la erosión, se presenta la Figura 2.2.1 donde se ve la diferencia en la claridad del agua luego de aplicado el polímero.

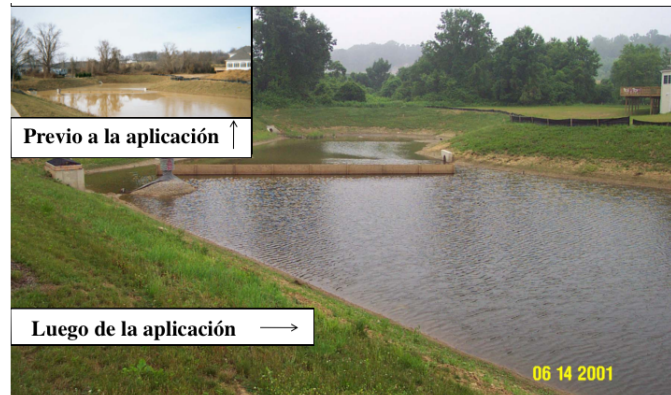


Figura 2.2.1: Control de la erosión

Steven Green y Stott [41] consideran el efecto de la poliacrilamida aplicada a la construcción de taludes donde mencionan al polímero como una alternativa para el control de la erosión evitando la alteración de la vegetación existente. El efecto se ve acentuado para pendientes importantes donde reduce más de un 30 % la erosión.

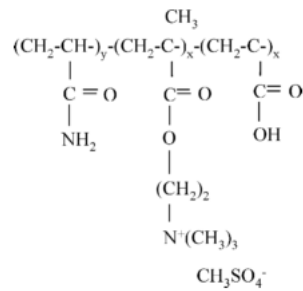
Tekin y col. [42] estudian la adsorción de la poliacrilamida catiónica en una arcilla. El método de estabilización de los polímeros catiónicos mezclados con arcillas es a través de la interacción de las cargas positivas de estos polímeros con la superficie de las partículas de arcilla que poseen cargas negativas. El polímero actúa a través de un efecto ligante de partículas negativamente cargadas, generando la estabilización de la arcilla empaquetando las partículas de la arcilla entre sí. La alteración físico-química de la superficie de las partículas del suelo tratado con este polímero modifica su permeabilidad respecto al suelo no tratado.

Mamedov y col. [43] estudian la interacción de poliacrilamidas de alto y bajo peso molecular para reducir la erosión, y mejorar la calidad del agua. Los resultados indican que no existe una combinación ideal, pero concluyen en que el uso de poliacrilamidas en general mejora la erosión. Se destaca que la mayor parte del polímero adherido al suelo forma una cobertura superficial de los agregados, una porción menor ingresa a los poros de los mismos y su aporte de resistencia a la erosión es casi despreciable.

La poliacrilamida puede absorber varias veces su peso en agua. Su estructura puede ser entrecruzada o no entrecruzada. En este trabajo se utiliza poliacrilamida no entrecruzada. En la práctica es difícil generar

soluciones de poliacrilamida con concentraciones mayores a 0,5% debido a su alta viscosidad, ya que el exceso fuerzas de corte puede deteriorar las cadenas poliméricas. Existen poliacrilamidas de distintos pesos moleculares y densidades de carga. En este trabajo se utiliza poliacrilamida catiónica de alto peso molecular y alta densidad de carga. El esquema molecular de la poliacrilamida catiónica según Tekin y col. [42] se muestra en la Figura 2.2.2a.

La poliacrilamida catiónica tiene una gran afinidad con el agua, por lo que su interacción con el suelo debe generarse previo al contacto de la mezcla con el agua, según indica Schenning en su investigación con poliacrilamidas [1]. El aspecto del polímero utilizado se muestra en la Figura 2.2.2b.



(a) Molécula del polímero [42]



(b) Poliacrilamida catiónica en polvo

Figura 2.2.2: Poliacrilamida catiónica

Almidón El almidón, o fécula, es una macromolécula compuesta de dos polisacaridos, la amilosa (en aproximadamente un 20% del total) y la amilopectina (en aproximadamente un 80% del total), y se diferencian principalmente debido a que la amilosa es lineal, mientras que la amilopectina es más bien ramificada, Calvo [44]. Es el glúcido de reserva de la mayoría de los vegetales y la fuente de calorías más importante consumida por el ser humano, proporciona entre un 70-80% de las mismas. El almidón tiene una estructura semicristalina lo que está relacionado al ordenamiento del compuesto amilopectina. Tanto los almidones como los almidones modificados son utilizados sobre alimentos de ingesta diaria.

Entre sus características más relevantes se mencionan sus capacidades:

1. Adhesivas
2. Ligantes
3. Formador de películas
4. Gelificantes
5. Estabilizantes
6. Espesantes

Se estudia la interacción suelo-almidón debido a estudios realizados en la industria de la producción de papel. Este proceso adhiere carga mineral previa a la formación de la lámina de papel, con el objetivo de reducir costos productivos o lograr diferentes propiedades deseadas.

Yan y col. [45] utilizan almidón y arcilla como carga mineral en la industria del papel, mejorando las propiedades de resistencia y la uniformidad del papel producido. Además se estudia la variación del potencial Z de la arcilla según la adición del polímero almidón, variando porcentajes y tipos de almidón. En el Cuadro 2.10 se presentan los resultados informados en la investigación mencionada.

Characterization of Clay Fillers

Sample	Abbreviation	Particle size (μm)	ζ Potential (mV)
Clay	Clay	9.53	-40.2
Potato starch (2.5%) coated clay	2.5 potato-clay	9.90	-37.0
Corn starch (2.5%) coated clay	2.5corn-clay	9.76	-36.5
Potato starch (5%) coated clay	5potato-clay	9.72	-34.6
Corn starch (5%) coated clay	5corn-clay	9.74	-32.7
Cationic starch (5%) coated clay	5(+)-star-clay	10.97	-30.6
Potato starch (10%) coated clay	10potato-clay	10.10	-31.8

The results are from light scattering measurements.

Cuadro 2.10: Potencial Z (ζ) Arcilla - Almidón [45]

La reducción del potencial Z resulta de interés ya que la teoría de la doble capa difusa relaciona la expansión final y la presión de hinchamiento con la carga eléctrica de la superficie externa de las partículas de suelo, según indican Tripathy y col. [46].

Chung y col. [47] presentan un estudio de nanocompuestos de almidón y arcilla en el cual se busca obtener un material biocompatible y biodegradable adecuado para las industrias alimenticias, plásticos desechables y medicinales. Esta investigación reporta la interacción almidón - arcilla como la mayor dificultad a resolver. Para esto se realizan mezclas de 1-7 % de arcilla en masa de almidón, que se mezclan durante 4 horas en una platina magnetizada a 90°C. Luego se somete a tratamientos de precipitación con etanol, se deja reposar durante la noche a 4°C para finalmente ser centrifugado por 5 minutos y secada al vacío a 50°C. Esta investigación reporta una mejora en la resistencia y aumento del módulo elástico de las muestras tratadas con almidón, y se verifican mayores distancias interlaminares en la arcilla, reducciones en los picos de la montmorillonita según ensayos de difracción de rayos X.

Estos antecedentes proveen información de interés para evaluar el comportamiento del suelo en estudio tratado con el polímero almidón.

Se utiliza para esta investigación el almidón de maíz nativo que difiere de la mayor parte de los demás almidones en cuanto a su relación amilosa-amilopectina, cerca a un 50 % para cada uno. Ambos componentes son de gran peso molecular, aproximadamente 200 millones de una (unidad de masa atómica).

El almidón utilizado es sometido al proceso de gelatinización. Este proceso consiste en calentar el polímero en solución con agua. Como resultado se obtiene el almidón nativo en gel, los gránulos se hinchan, se hacen más traslúcidos y más solubles. En la primer etapa de gelatinización se rompen las cadenas de almidón que luego no volverán a unirse. De esta manera el almidón es estable incluso a altas temperaturas.

De esta manera el polímero a utilizar se aplica en solución almidón/agua con una concentración de aproximadamente 6.0 % en masa. En la Figura 2.2.3 se puede ver el aspecto del almidón en solución utilizado.



Figura 2.2.3: Almidón en solución

Lignosulfonato de calcio El lignosulfonato de calcio, de forma abreviada se lo llama LSC, es un polímero de origen natural obtenido en la industria de la celulosa y el papel por separación de los componentes celulares vegetales. El biopolímero base, la lignina, tiene un comportamiento básicamente hidrófobo, por lo que es necesario introducir en su estructura grupos sustituyentes polares que permitan obtener nuevas fracciones liginicas, que dan como resultado un polímero compatible con el agua.

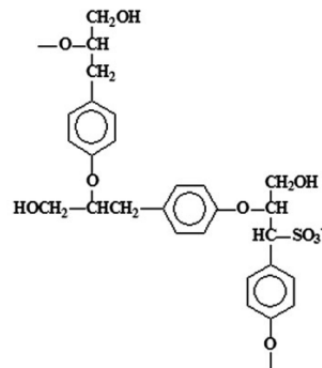
Según Ysambertt [48] la lignina es una macromolécula tridimensional que puede obtenerse a través de métodos químicos o mecánicos. Estos producen grandes volúmenes de residuos con gran concentración de sólidos, la mayor parte de estos de naturaleza lignínica.

Lemes y col. [49] indican que los lignosulfonatos tienen una estructura molecular poco definida, y una gran dispersión de pesos específicos. En la Figura 2.2.4a se presenta una molécula de lignosulfonato de calcio reportada por Lemes y col. [49].

Camacho Tauta y col. [50] indican que los lignosulfonatos y los aceites sulfonados se basan en la estabilización electroquímica, los cuales permiten un intercambio de iones entre el agua ionizada y el suelo. Dentro de los aceites sulfonados que son usados para la estabilización del suelo se menciona una empresa colombiana, que trabaja con un compuesto derivado de la fracción naftalénica de la hulla. Este líquido se diluye en el agua permitiendo que actúe en el suelo por medio de un intercambio catiónico. Es un producto de color pardo-rojizo, de densidad específica de 1.15 y con un pH de 1.0. El producto funciona por medio de agentes tensioactivos que rompen los enlaces electroquímicos, permitiendo el flujo de agua libre, aumentando la resistencia y disminuyendo las características expansivas del suelo.

El uso de lignosulfonatos y aceites lignosulfonados tiene como ventajas la reducción de agua contenida dentro de las láminas de arcilla facilitando la compactación. Por medio de su acción catalizadora separa los iones H^+ y OH^- liberando hidroxilos con cargas negativas e hidrógenos con cargas positivas. Sus propiedades electrodinámicas reducen y fraccionan la doble capa, aglomerando las partículas de suelo y disminuyendo la capacidad de hinchamiento. La utilización de este tipo de compuestos debe considerar la importancia del tiempo de curado de la mezcla para que se genere el intercambio de iones. Estavias [51] informa recomienda una dosis de 0.5 % del producto respecto al peso de agua, y debe conocerse la clasificación del suelo, humedad natural, humedad óptima y porcentaje de finos.

En la Figura 2.2.4b se observa el aspecto de la lignosulfonato de calcio en polvo utilizada en los ensayos realizados.



(a) Molécula del polímero [49]



(b) Lignosulfonato de calcio en polvo

Figura 2.2.4: Lignosulfonato de calcio

2.2.1. Estudio de mezclas: Elección del polímero

Para comprobar el efecto de la mezcla suelo-polímero sobre la variación volumétrica, se realizan ensayos orientativos simples en los que se evidencia la modificación de algunas propiedades del suelo. Se realizan entre ellos ensayos de límite líquido y límite plástico, límite de contracción, swell index, superficie específica

y CEC.

- Límite líquido y límite plástico: Estos ensayos muestran los límites de comportamiento y trabajabilidad del suelo. Este ensayo es ampliamente utilizado en modelos predictivos de la expansión por lo que es un valor importante de obtener. Como ley general se busca conseguir un suelo con un límite líquido más pequeño y un índice de plasticidad menor.
- Límite de contracción: Es el límite que separa el comportamiento semisólido de un comportamiento sólido. El límite de contracción (LC) se define como la relación porcentual en pesos de la humedad para la cual la muestra no cambia el volumen, respecto al peso del suelo sólido. Por este motivo se busca un comportamiento sólido a humedades mayores que la de la suelo natural para reducir el rango de variación volumétrica.
- Swell Index: Este ensayo permite cuantificar la expansión de un suelo dentro de una matriz de agua, se provee al suelo de libre acceso al agua para producir expansión.
- Superficie específica: En este ensayo se registra la relación entre el área expuesta y la masa del suelo, que a densidad constante, es una relación entre área expuesta y volumen de un suelo. El ensayo consiste en determinar el volumen de titulante, azul de metileno, necesario para reemplazar los cationes en la capa difusa en superficie de la arcilla. Se espera obtener resultados de superficie específica menor, ya que esto indica menor adsorción de agua que es la principal causa de expansividad en suelos.
- Capacidad de intercambio catiónico (CEC): Es la capacidad del suelo de recoger agua del medio en la superficie de la capa difusa. La capacidad de recoger agua refiere a un efecto similar al que genera una atracción electrostática, en la cual los elementos son atraídos por una inducción del tipo electrónica. El CEC mide la habilidad del suelo de retener o liberar elementos y compuestos en la capa difusa. Los suelos con gran CEC pueden retener mayor cantidad de agua, por eso a mayor CEC los suelos podrán expandir más que otros suelos.

2.2.1.1. Límite líquido y límite plástico

Este ensayo representa uno de los ensayos básicos de clasificación de suelos. Se espera conseguir un suelo con menor comportamiento plástico, un índice plástico menor al inicial, según Chen, es indicador de un suelo menos expansivo [9]. Los ensayos se realizan según la norma ASTM D4318-00 [37]. Los resultados obtenidos se indican en el Cuadro 2.11.

Mezcla	LL	LP	IP
	[%]	[%]	[%]
Suelo	80	39	41
Suelo + 1,5 % LSC	122	43	79
Suelo + 3,0 % LSC	122	42	80
Suelo + 5,0 % LSC	123	41	82
Suelo + 1,5 % Almidón	97	46	51
Suelo + 3,0 % Almidón	101	48	53
Suelo + 5,0 % Almidón	125	48	77
Suelo + CPAM	N/A	N/A	N/A

Cuadro 2.11: Límite líquido y límite plástico mezclas suelo-polímero

Puede verse que ninguno de los polímeros logra reducir el comportamiento plástico como se espera. En la Figura 2.2.5 se esquematiza la variación del índice plástico en función del porcentaje de polímero añadido. El polímero lignosulfonato de calcio aumenta el índice de plasticidad en gran medida a pequeños porcentajes de polímero y luego este aumento se estabiliza. El polímero almidón registra valores de índice de plasticidad

menores al del lignosulfonato de calcio en las adiciones de 1,5 % y 3,0 % luego a 5,0 % sus valores son muy similares.

El ensayo con el polímero CPAM no es posible de realizar por no generarse una mezcla homogénea de agua-polímero-suelo.

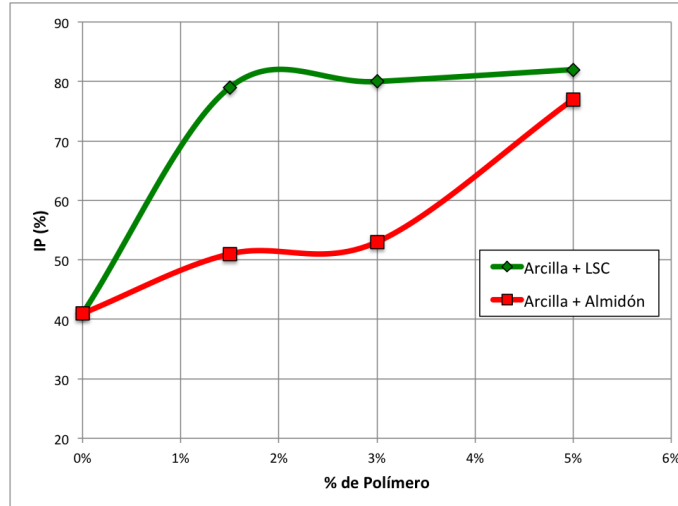


Figura 2.2.5: Variación del IP con la adición de polímeros

2.2.1.2. Límite de contracción

El ensayo busca que el polímero aumente el límite de contracción para disminuir la variación volumétrica del suelo. Según Altmeyer [8] el límite de contracción es considerado por algunos autores como indicador de expansividad del suelo, a menor límite de contracción, mayor expansividad. Los ensayos son realizados según la norma ASTM D427-04 [37].

Los resultados se muestran en el Cuadro 2.12. En la Figura 2.2.6 se presenta la variación del límite de contracción en función del porcentaje de polímero. A diferencia de lo que se espera, ambos polímeros lignosulfonato de calcio y almidón reducen el límite de contracción. El almidón presenta el menor límite de contracción para el porcentaje 1,5 %, y dos valores mayores en 3,0 % y 5,0 %. El lignosulfonato de calcio presenta el menor límite de contracción para 1,5 % y dos valores mayores para 3,0 % y 5,0 %, de todas maneras la tendencia no es linealmente ascendente como en el caso del almidón.

Mezcla	Lím. contracción
	[%]
Suelo	24,2 %
Suelo + 1,5 % LSC	11,8 %
Suelo + 3,0 % LSC	16,1 %
Suelo + 5,0 % LSC	18,4 %
Suelo + 1,5 % Almidón	15,7 %
Suelo + 3,0 % Almidón	19,0 %
Suelo + 5,0 % Almidón	16,1 %
Suelo + CPAM	N/A

Cuadro 2.12: Límite de contracción mezclas suelo-polímero

N/A = No Aplica. Polímero hidrofóbico

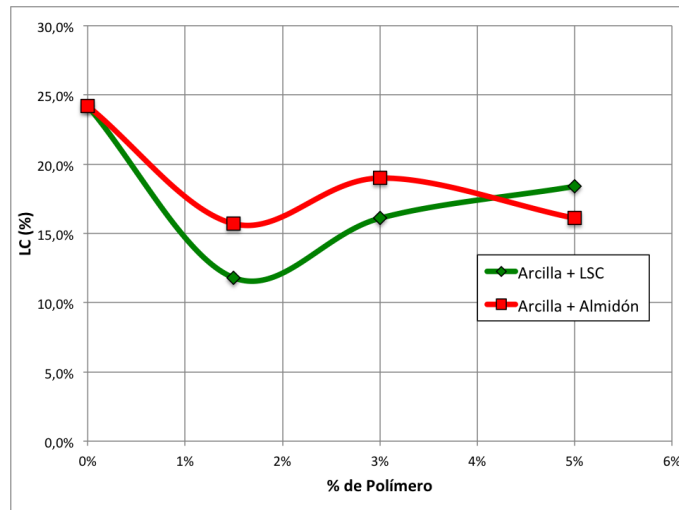


Figura 2.2.6: Variación del LC con la adición de polímeros

2.2.1.3. Índice de hinchamiento

El ensayo del índice de hinchamiento o swell index (SI) requiere la introducción de 2g de suelo seco pasa tamiz #200 dentro de una probeta graduada de 100ml, agregándose el suelo de a porciones de 0.1g. Entre adiciones de 0.1g debe esperarse que se asiente durante 10 minutos. El ensayo se realiza según los lineamientos de la norma ASTM 5890-02 [37]. A modo de ejemplo se presenta el ensayo realizado en la Figura 2.2.7a con el polímero lignosulfonato de calcio.

Este ensayo se realiza para verificar la expansión total del suelo-polímero. Los resultados obtenidos presentan problemas para medir la expansión del suelo, ya que el suelo natural expande por debajo de la primera división de la probeta indicada por norma.

Los resultados son expuestos en el Cuadro 2.13. El almidón y CPAM no se han podido ensayar. El polímero CPAM no se pudo ensayar debido a que el mismo genera una capa impermeable, como puede verse en las Figuras 2.2.7b. Por este motivo, las adiciones no decantan en el tubo de ensayo. El polímero almidón presenta problemas para preparar la muestra por ser un polímero en solución.

Mezcla	Altura	Temperatura inicial	Temperatura final
	[ml/2g]	[°C]	[°C]
Suelo	9	18,2	17,5
Suelo + 1,5 % LSC	9	17,6	18,6
Suelo + 3,0 % LSC	12,5	21	19
Suelo + 5,0 % LSC	13	21	20
Suelo + Almidón	N/A ¹		
Suelo + CPAM	N/A ²		

Cuadro 2.13: Swell Index mezclas suelo-polímero

N/A¹ = No Aplica. Polímero en solución

N/A² = No Aplica. Polímero hidrofóbico

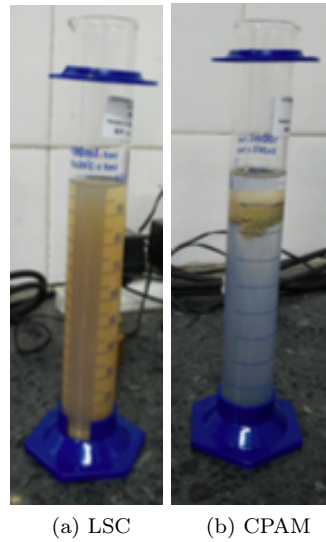


Figura 2.2.7: Índice de hinchamiento

2.2.1.4. Superficie específica

La superficie específica (S_e), es definida como la relación entre la superficie de la partícula (A_p) y su masa m . Es una medida independiente y complementaria al análisis granulométrico. La superficie de una porción de suelo determina el balance entre las fuerzas superficiales y las fuerzas gravimétricas. La importancia de fuerzas eléctricas y capilares aumentan al disminuir el tamaño de las partículas del suelo estudiado, según Santamarina [36]. La importancia de la superficie específica en el comportamiento del suelo puede ser interpretada a través de la ecuación 2.2.1, donde se compara las fuerzas de atracción eléctrica entre partículas (F_{elec}) con el peso de las partículas (W).

$$\frac{F_{elec}}{W} = S_e \frac{(R_d - A_t)}{g} \quad (2.2.1)$$

S_e = Superficie específica de las partículas $\left[\frac{m^3}{Ns^2} \right]$

R_d = Fuerzas de repulsión eléctrica $\left[\frac{N}{m^2} \right]$

A_t = Fuerzas de atracción eléctrica $\left[\frac{N}{m^2} \right]$

g = Aceleración gravitatoria $\left[\frac{m}{s^2} \right]$

Donde la importancia de las fuerzas eléctricas es directamente proporcional a la superficie específica.

El suelo en estudio es una arcilla de partículas pequeñas y características expansivas, por lo que la superficie específica permite verificar si la adición de polímero modifica la relación $\frac{F_{elec}}{W}$. Se realiza la determinación de la S_e a través de la adsorción de moléculas de una solución de azul de metileno (AM). Dicha solución se compone de un catión con forma prismática de dimensiones muy pequeñas del orden de 130 \AA^2 ($1 \text{ \AA} = 0.1 \text{ nm}$), que son adsorbidos por las cargas negativas de la arcilla. A partir de esta solución de AM de peso molecular conocido, se genera una solución de agua y suelo con relación masa de suelo/masa de agua conocida. Se obtiene el valor de S_e relacionando la cantidad de aumentos de AM necesarios para cubrir dicha superficie.

En la Cuadro 2.14 vemos los resultados obtenidos en el ensayo realizado en el laboratorio. En la Figura 2.2.8 podemos ver una gráfica de variación de la superficie específica de cada muestra en función del porcentaje de polímero añadido. En esta gráfica observamos que la muestra suelo-almidón no genera cambios convenientes,

sino que por el contrario aumenta la superficie específica. Por otra parte resulta evidente la reducción de la superficie específica con la utilización de lignosulfonato de calcio.

Mezcla	S_e
	$[m^2/g]$
Suelo	306
Suelo + 1,5 % LSC	122
Suelo + 3,0 % LSC	76
Suelo + 5,0 % LSC	31
Suelo + 1,5 % Almidón	398
Suelo + 3,0 % Almidón	398
Suelo + 5,0 % Almidón	410
Suelo + CPAM	N/A

Cuadro 2.14: Superficie específica mezclas suelo-polímero

N/A = No Aplica. Polímero hidrofóbico

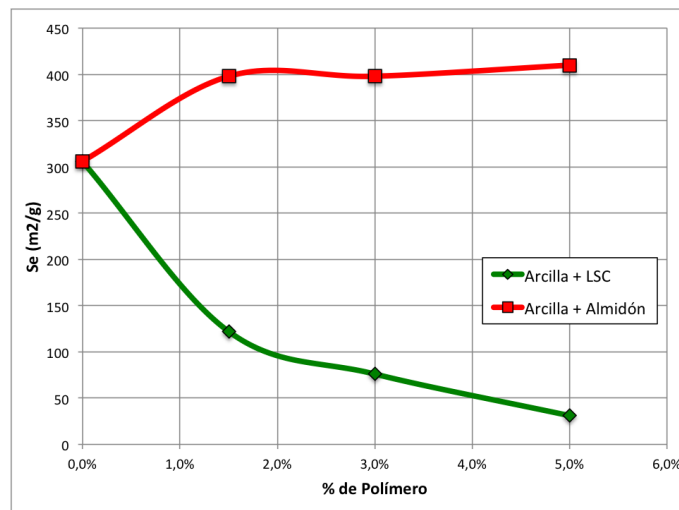


Figura 2.2.8: Variación de la S_e con la adición de polímeros

2.2.1.5. Capacidad de Intercambio Catiónico

La capacidad de intercambio catiónico o Cation Exchange Capacity (CEC) de un suelo, se relaciona con la capacidad del suelo de retener cationes. Esta característica tiene una estrecha relación con la superficie específica y pueden obtenerse ambos valores a través del mismo ensayo. Los resultados del ensayo de la capacidad de intercambio catiónico se dan en $m_{eq}/100g$, donde los miliequivalentes son la carga catiónica equivalente de la solución utilizada cada 100g de suelo.

En este caso se realizan diferentes ensayos en búsqueda del método más eficiente y repetitivo. Se utilizaron principalmente dos métodos diferentes, el primero propuesto por Schenning [1], respetando relaciones en solución de agua, AM, tiempo de agitación. Este método se basa en el método propuesto por Santamarina [36].

Además se realizan ensayos de CEC a través de un método utilizado en la industria de nanoarcillas [52] donde además de tiempo de agitación y relaciones en solución, se realiza la trabaja con la mezcla a una temperatura entre 50 y 60°C para lograr mayor homogeneización.

Al reducir el valor de CEC, la arcilla tiene menor capacidad de retener cationes, y debido a las altas concentraciones de cationes en el agua se puede relacionar el valor de CEC con la capacidad de al arcilla de retener líquido. Al evitar la modificación de la humedad en la mezcla, se evita la expansión o contracción de la misma.

El ensayo se realiza según el método utilizado en la industria de nanoarcillas [52]. La diferencia de resultados entre los dos métodos es despreciable.

En el Cuadro 2.15 se muestran los resultados obtenidos. En la Figura 2.2.9 se presenta un gráfico de variación de la capacidad de intercambio catiónico en función del porcentaje de polímero añadido. Repitiéndose la tendencia observada en el ensayo anterior.

Mezcla	CEC
	[m _{eq} /100g]
Suelo	77,4
Suelo + 1,5 % LSC	67,2
Suelo + 3,0 % LSC	65,1
Suelo + 5,0 % LSC	7,8
Suelo + 1,5 % Almidón	101,6
Suelo + 3,0 % Almidón	101,4
Suelo + 5,0 % Almidón	104,7
Suelo + CPAM	N/A

Cuadro 2.15: CEC mezclas suelo-polímero

N/A = No Aplica. Polímero hidrofóbico

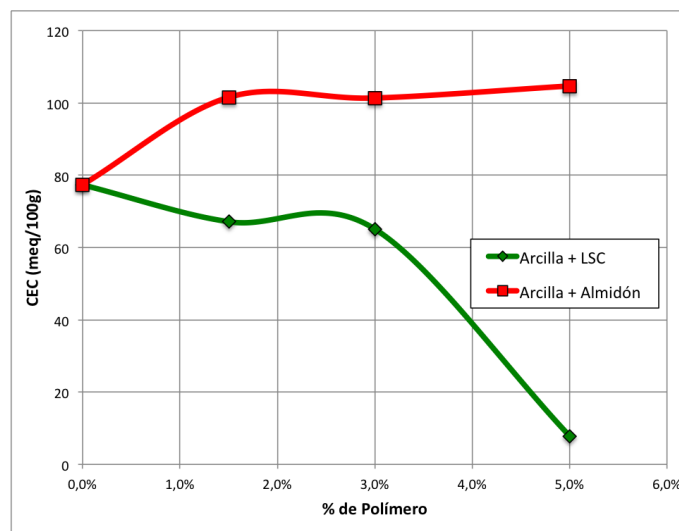


Figura 2.2.9: Variación del CEC con la adición de polímeros

2.2.2. Polímero elegido: Lignosulfonato de Calcio

Por presentar mejores resultados en superficie específica e intercambio catiónico principalmente, se procede a estudiar el polímero Lignosulfonato de Calcio. El polímero mencionado es un derivado de la lignina, un compuesto de origen natural que forma parte de la estructura de árboles y plantas.

Las ligninas derivadas de los diferentes procesos de obtención se pueden clasificar en dos grandes grupos atendiendo a si tienen azufre en su composición o no. Dentro de las ligninas con contenido en azufre existen las ligninas extraídas por el Proceso Kraft y los lignosulfonatos extraídos en el Proceso al Sulfito, esta última la de mayor producción, Pedraja [53].

El lignosulfonato es el subproducto de la lignina de mayor disponibilidad y la más comercializada en el mundo. El término lignosulfonato se refiere a derivados de lignina que son sales del ácido lignosulfónico, es decir lignina más o menos degradada con grupos $-\text{HSO}_3$. Son sales de elementos alcalinos, principalmente amonio, sodio, magnesio y calcio. El residuo del proceso al sulfito contiene aproximadamente un 25 % de la madera original disuelta como lignosulfonatos, azúcares, productos de degradación de los carbohidratos, resinas y sustancias inorgánicas.

Los lignosulfonatos son materiales poliméricos complejos, de peso molecular muy amplio (entre 5.000-60.000g/mol), con 40 a 70 % grupos sulfonatos por cada unidad fenil propano y el doble de metoxilos de importante tamaño molecular que da como resultado un polímero rígido y poco deformable. Los grupos sulfonatos aportan a la lignina la característica más importante que es la de su solubilidad en agua, ya que la lignina es de carácter hidrofóbica en su estado natural.

Los principales problemas asociados a la no reutilización de los residuos del proceso de producción del papel son:

- Alto caudal de efluentes industriales
- Color oscuro incluso diluidos, impidiendo el paso de la luz solar, perjudicando la vida acuática
- Formación de espumas debido a la presencia de derivados liginicos, generando una barrera al paso de aire y luz al cuerpo acuático
- Elevada DQO/DBO, lo que da lugar a una disminución de la concentración de oxígeno disuelto en el agua
- Desagradable e intenso olor, causado principalmente por la presencia de los compuestos de azufre

Por lo mencionado anteriormente este residuo de la industria del papel debe ser analizado para mitigar su impacto ambiental.

A continuación se enumeran los principales usos y beneficios del lignosulfonato:

- Combustible interno en plantas de producción de papel (aproximadamente un 98 % de la producción es reutilizada con este propósito)
- Aglomerante utilizado para la formación de colas, aditivos para cartones y papeles de embalar
- Aglomerante utilizado para producción de briquetas de carbón y para la producción de fenólicos de madera
- Dispersante propiedad utilizada para la producción de neumáticos y baterías electrolíticas entre otras aplicaciones
- Dispersante, plastificante y retardante, característica utilizada en aditivos de hormigones y cerámicos
- Fertilizante

Las características de mayor importancia para la investigación en curso radican en su capacidad dispersante-plastificante-retardante. En hormigones el lignosulfonato de calcio permite reducir el agua de amasado entre un 5 % a 15 %, y son llamados aditivos fluidificantes. Las partículas de cemento Portland tienen una fuerte

tendencia a flocularse formando grumos cuando se mezclan con agua. Esta tendencia es el resultado de la combinación de las fuerzas de Van der Waals, fuerzas electrostáticas entre partículas con cargas opuestas, y a la interacción entre las moléculas de agua y los hidratos. Las partículas floculadas generan reducción en la trabajabilidad de la mezcla, por lo que es necesario agregar agua para recuperar dicha trabajabilidad. De esta manera el aditivo genera la dispersión de las partículas de cemento, generando la posibilidad de utilizar menor cantidad de agua de amasado. Así puede disminuirse la relación agua/cemento produciendo una mezcla de igual trabajabilidad, aumentando la resistencia, reduciendo la porosidad y mejorando la terminación del hormigón.

En la producción de cerámicos el efecto es similar, aumenta la plasticidad de la masa, aporta propiedades ligantes y reduce las eflorescencias para todo tipo de arcillas y procesos, hoja técnica del producto [54].

En los suelos expansivos, los agregados de suelo son partículas con cargas negativas en su superficie. El uso de lignosulfonatos actúa separando los iones H^+ y OH^- presentes en el agua generando un fluido definitivamente polarizado que ordena su estructura en función de las cargas presentes. Camacho Tauta [50] relaciona este efecto con una reducción en la doble capa difusa aglomerando las partículas de suelo y disminuyendo la capacidad de hinchamiento.

2.2.2.1. Lignosulfonato de Calcio utilizado

El lignosulfonato de calcio estudiado es producido por la marca VIXIL I, tiene las características indicadas en el Cuadro 2.16.

Análisis	Unidad	Especif. técnica	Valores típicos
pH (solución a 10%)	-	3,0-4,5	3,8
Humedad (105°C)	[%]	Máx. 8,0	6,0
Cenizas (a 800°C)	[%]	Máx 10,0	7,7
Calcio	[%]	1,5 a 2,4	1,8
Magnesio	[%]	1,4 a 2,2	1,8
Hierro	[%]	Máx. 0,1	0,04
Azufre	[%]	Máx. 8,0	6,0
Densidad	[%]	0,37 a 0,41	0,40

Cuadro 2.16: Especificación técnica VIXIL I

El lignosulfonato de calcio se caracteriza a continuación principalmente a través de su comportamiento termo-mecánico. Se proponen ensayos de Calorimetría Diferencial de Barrido (DSC), Termogravimetría (TGA) y Análisis Dinámico-Mecánico (DMA). Estos ensayos se consideran de rutina para la caracterización de materiales poliméricos, y dan información sobre los cambios de estado del material, transiciones de estado y su rigidez a diferentes temperaturas.

2.2.2.2. Calorimetría Diferencial de Barrido

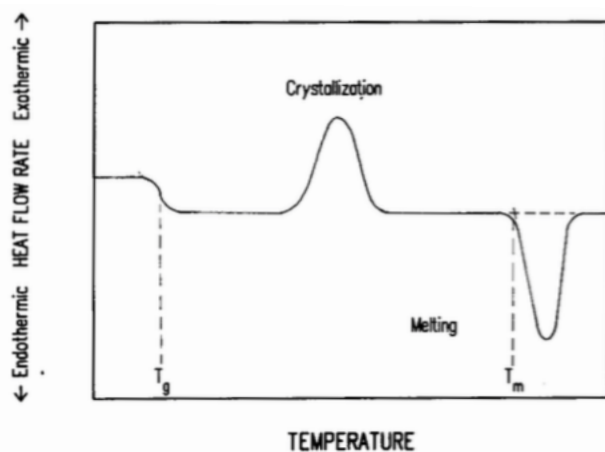
El ensayo de calorimetría diferencial de barrido (DSC) mide la energía calórica que consume o cede la muestra en estudio respecto a una muestra patrón de comportamiento conocido. En el caso de los materiales poliméricos se identifican temperaturas de transición de comportamientos característicos de los polímeros. Estas temperaturas se conocen como temperatura de transición vítrea T_g y temperatura de fusión T_f . Las temperaturas mencionadas son de gran importancia ya que permiten conocer el rango de temperaturas en las que se puede trabajar el polímero.

La temperatura de transición vítrea T_g separa el estado vítreo o semirígido del estado gomoso. Un polímero en estado vítreo será más rígido y menos deformable que en estado gomoso. La temperatura de fusión T_f es la temperatura a la que el polímero se convierte en un fluido, dependiendo de la capacidad de fluir del mismo según sea un polímero termoplástico o termorrígido. Los polímeros termoplásticos son polímeros de cadenas

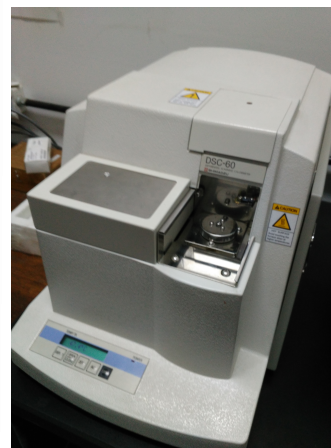
lineales, que pueden estar ramificados o no, para este tipo de polímeros puede determinarse la temperatura de transición vítrea T_g y su temperatura de fusión T_f , estos polímeros por lo general presentan la capacidad de fluir.

En la Figura 2.2.10a se presenta un diagrama típico del ensayo a realizar. En esta se puede observar una primer demanda de calor de la muestra debida a la aparición de la temperatura de transición vítrea T_g . En el centro del diagrama se observa una reacción exotérmica o liberación de calor donde el polímero comienza a formar cristales en su estructura, esto se debe a que el polímero de la figura en análisis no se encontraba en un estado 100% cristalino al iniciar el ensayo. Finalmente se puede ver la aparición de la temperatura de fusión T_f donde el polímero pasa del estado sólido al estado líquido y para realizar esta transformación absorbe calor del medio, hasta finalizar el proceso y vuelve a estabilizarse.

Según los estudios de Sifontes y col. [55], donde se realizan ensayos de calorimetría diferencial de barrido han determinado que los lignosulfonatos no presentan temperatura de transición vítrea, y muestran dos picos (320°C y 450°C) correspondientes a temperaturas de descomposición de carbohidratos presentes y de la lignina, respectivamente.



(a) Diagrama teórico - DSC



(b) Shimadzu DSC-60

Figura 2.2.10: Ensayo DSC

El ensayo se realiza con un equipo Shimadzu DSC-60 que tiene un rango de funcionamiento entre los -140°C a los 600°C , y un registro de flujo de calor de $\mp 150\text{mW}$. El equipamiento mencionado se muestra en la Figura 2.2.10b.

Para este ensayo se colocan las muestras del polímero en pequeñas cápsulas de aluminio. El aluminio utilizado no reacciona durante las temperaturas del ensayo por lo que no introduce error. Las cápsulas son selladas con una tapa de aluminio que ayuda a proveer una mejor distribución del calor y evita pérdida del material. El peso de las muestras a utilizar debe estar en el rango entre 3mg y 5mg, se utilizan durante el ensayo variaciones de temperatura conocidas y un tiempo total predefinido para llegar a las temperaturas deseadas.

Para este ensayo se realizan 3 etapas de variación de temperatura. Un primer calentamiento hasta 350°C a velocidad de $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$, luego un enfriamiento hasta los 10°C a velocidad de $20^{\circ}\text{C}/\text{min}$ con el que se logra llevar al polímero a un estado inicial de referencia. Finalmente se realiza un nuevo calentamiento hasta los 350°C a velocidad de $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$, curva de la cuál se obtienen los parámetros buscados.

En la Figura 2.2.11 se presentan las curvas obtenidas en el ensayo mencionado. En el primer calentamiento se registran algunos picos entre 75°C y 140°C , que pueden deberse a la evaporación de humedad remanente, cristalización del polímero y diferentes reordenamientos que no se registran en el segundo calentamiento. En este calentamiento observamos un comportamiento prácticamente constante en el flujo de calor a la mayor

parte de las temperaturas. No se presenta una temperatura de transición vítrea marcada. Ambas curvas presentan una demanda de calor a temperaturas entre los 250°C y los 350°C, esto puede ser atribuido a la oxidación o descomposición de material orgánico más fácilmente degradable como los azúcares así como a la pérdida del SO₂ del grupo sulfónico, Pedraja [53].

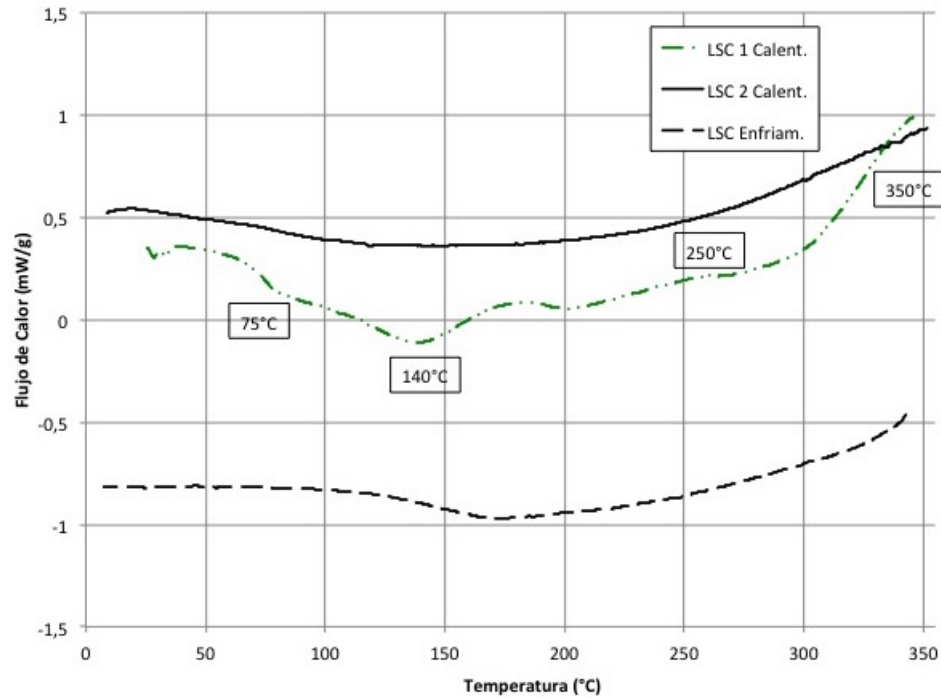


Figura 2.2.11: DSC Lignosulfonato de Calcio

2.2.2.3. Termogravimetría

El ensayo de termogravimetría (TGA) es un ensayo en el cual se somete a la muestra a una variación de temperatura y se registra la variación de su peso. Estas pérdidas en el peso del material indican descomposición, sublimación, reducción, desorción, absorción o vaporización. Con el objetivo de determinar la aparición de estos procesos, y reconocimiento de los componentes en un rango de temperaturas dadas se realiza el ensayo de termogravimetría.

El equipamiento utilizado para el ensayo es un Shimadzu TGA-50 con un rango de funcionamiento entre la temperatura ambiente y los 1000°C, con rangos de peso entre los 2mg y los 2000mg, precisión de 1µg y velocidades de calentamiento programables entre 0,1°C/hora a 99,9°C/min.

En la Figura 2.2.12 se presenta el equipamiento utilizado con su termobalanza de aluminio donde se colocan las muestras.

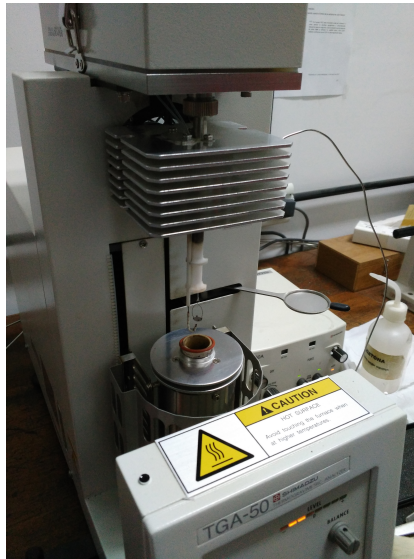


Figura 2.2.12: Shimadzu TGA-50

La variación de temperatura es constante con un rango de variación de $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$, desde los 20°C y los 500°C . La muestra a ensayar es apoyada sobre una balanza de gran precisión de aluminio y se disponen 5mg de lignosulfonato de calcio. En la Figura 2.2.13 se presentan los resultados del ensayo.

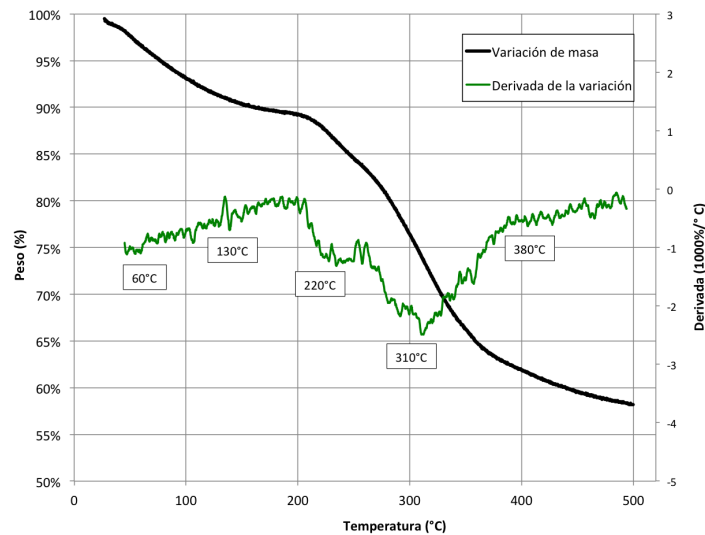


Figura 2.2.13: TGA Lignosulfonato de Calcio

Se observan dos grandes variaciones de masa en primer lugar se observa una pérdida de masa entre los primeros 60°C y 130°C que pueden deberse a la pérdida de humedad del polímero. Luego entre los 220°C y los 350°C se presenta otra importante pérdida de masa que puede ser atribuido a la oxidación o descomposición de material orgánico como los azúcares así como a la pérdida del SO_2 del grupo sulfónico.

2.2.2.4. Análisis Dinámico-Mecánico

El ensayo de Análisis Dinámico-Mecánico (DMA) es un ensayo por el cual se somete a una porción del material en estudio a una excitación oscilante en un ambiente a temperatura variable y controlada. En este ensayo se registra la variación del módulo elástico del polímero y verifica el carácter viscoelástico del mismo basado en la aplicación de energía mecánica mediante perturbaciones sinusoidales en la zona elástico-lineal donde se mide el esfuerzo y la deformación.

Los polímeros son descritos a través de dos módulos elásticos, el módulo elástico de almacenamiento (E') y el módulo elástico de pérdida (E''). Los módulos mencionados controlan por un lado el comportamiento perfectamente elástico (Módulo de almacenamiento E'), y el comportamiento perfectamente viscoso (Módulo de pérdida E''), al ser viscoelásticos los polímeros su comportamiento es descrito por una combinación entre ambos según la temperatura a la que se lo analice.

En la Figura 2.2.14 se presenta el comportamiento de un material polimérico donde se puede ver el desfase entre la fuerza aplicada y las deformaciones. Para un material perfectamente elástico, ambos diagramas están perfectamente en fase tal que $\delta=0^\circ$. En un material perfectamente viscoso los diagramas registran un retardo de fase tal que $\delta=90^\circ$.

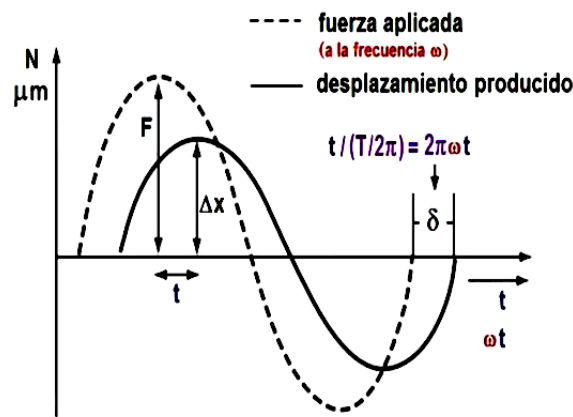


Figura 2.2.14: Comportamiento Viscoelástico

Se registra el módulo de almacenamiento (E') que mide la energía almacenada que representa la porción elástica, y el módulo de pérdida (E'') que mide la energía disipada como calor que representa la porción viscosa del comportamiento. Los módulos mencionados son calculados según las ecuaciones 2.2.2 y 2.2.3, y el ángulo de fase se calcula según la ecuación 2.2.4.

$$E' = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cos(\delta) \quad (2.2.2)$$

$$E'' = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \sin(\delta) \quad (2.2.3)$$

$$\tan(\delta) = \frac{E''}{E'} \quad (2.2.4)$$

En la Figura 2.2.15 se presentan los resultados obtenidos. Puede apreciarse un inicio del comportamiento viscoso cercano a los 150°C que podría representar la temperatura de transición vítrea (T_g) o la pérdida de humedad. Luego se desarrolla el comportamiento viscoso de mayor importancia a partir de los 190°C hasta los 240°C aproximadamente donde los módulos comienzan a ponerse en fase nuevamente. En los 270°C se ve una reducción en la velocidad de fase que coincide con lo reportado por los ensayos DSC y TGA donde a esa temperatura se registra la pérdida de algunos compuestos del lignosulfonato de calcio.

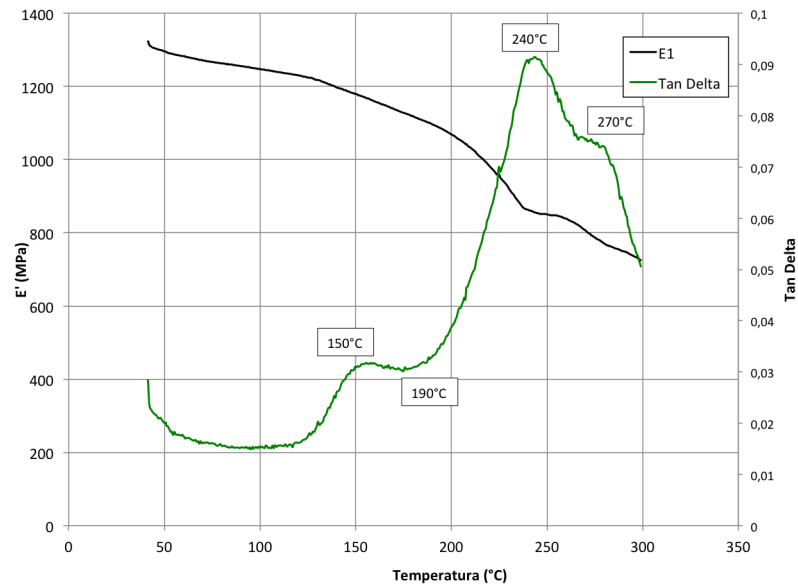


Figura 2.2.15: DMA Lignosulfonato de Calcio

2.2.3. Mezclas Suelo-Lignosulfonato de Calcio

Se analizan mezclas suelo + Lignosulfonato de Calcio al 3,0 % y 5,0 % con el objetivo de comparar su comportamiento respecto del patrón de suelo natural. Se propone determinar la mezcla óptima mediante la ejecución de una serie de ensayos de caracterización mecánica e hidráulica.

2.2.3.1. Estudio Mezclas Suelo + 3,0 % Lignosulfonato de Calcio

Ensayo Proctor Estándar Se realiza el ensayo de compactación Proctor Estándar según la norma ASTM 698-00 [37]. En la Figura 2.2.16 se presentan los resultados obtenidos en el laboratorio para el ensayo realizado y los valores de humedad correspondiente al 95 % de $\gamma_{dm\acute{a}x}$, indicados en el Cuadro 2.17.

Con el objetivo de comparar los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos en forma directa, se define utilizar los mismos valores de $\gamma_{dm\acute{a}x}$ y humedades seca, óptima y húmeda que el suelo natural. Se agregan los valores de humedades y densidad que se adoptarán para compactar las muestras tanto en la Figura 2.2.16 como en el Cuadro 2.17.

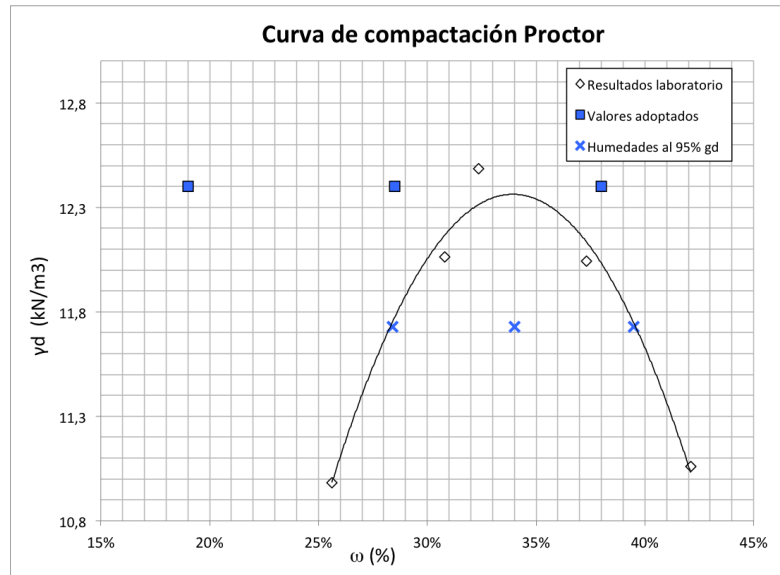


Figura 2.2.16: Proctor - Suelo + 3,0% LSC

		Resultados obtenidos	Valores adoptados
Humedad de rama seca	[%]	28,4	18,0
Humedad de rama óptima	[%]	34,0	31,0
Humedad de rama húmeda	[%]	39,5	37,0
Densidad $\gamma_{dm\acute{a}x}$	$[kN/m^3]$	12,4	13,0
Densidad al 95% de $\gamma_{dm\acute{a}x}$	$[kN/m^3]$	11,8	12,4

Cuadro 2.17: Proctor - Suelo + 3,0% LSC

Índice de expansión El ensayo del índice de expansión permite obtener una primer aproximación a la expansividad de la mezcla en estudio. Es realizado según la norma ASTM D4829-03 [37]. Los valores de clasificación de expansividad propuestos por la norma mencionada se muestran en el Cuadro 2.18. En el Cuadro 2.19 se presentan los resultados de los ensayos realizados.

Índice de expansión (EI)	Expansión potencial
0-20	Muy baja
21-50	Baja
51-90	Media
91-130	Alta
>130	Muy alta

Cuadro 2.18: Clasificación de expansividad según ASTM [37]

Muestra	ω_i	$\gamma_{d,i}$	S_r	H_i	ΔH	EI	EI_{50}
	[%]	[kN/m ³]	[%]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
M1	21,7	13,60	59,5	25,1	1,24	49,1	55,8
M2	21,6	11,7	46,4	25,3	1,86	73,5	71,1

Cuadro 2.19: Índice de expansión - Suelo + 3,0% LSC

$$EI_{50} = 64$$

Se observa que el valor de índice de expansión EI_{50} promedio corresponde a un potencial de expansión clasificado como *medio*.

Hinchamiento libre - Presión de hinchamiento El ensayo de hinchamiento libre permite obtener el valor final de la expansividad del suelo en condiciones saturadas, permitiendo comparar los resultados obtenidos para el suelo modificado con el polímero y sin el mismo. Para esto se realiza el ensayo de hinchamiento libre según la norma ASTM D2435-03 [37]. En el Cuadro 2.20 se presenta un resumen de los resultados obtenidos y las condiciones de compactación inicial.

En la Figura 2.2.17 se presentan los resultados obtenidos para la etapa de hinchamiento libre y en la Figura 2.2.18 se presentan los resultados de la etapa de presión de hinchamiento.

Muestra	Humedad inicial ω_i	Densidad seca γ_d	Hinchamiento					C_s	C_c
			e_0	S_{r0}	ω_f	e_f	S_{rf}		
	[%]	[kN/m ³]	[-]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]	
1	34,1	12,67	1,09	84,3	52,1	1,50	93,6	0,09	0,65

(a) Compactación de muestra

Muestra	Presión	Hinchamiento	Presión
	preconsolidación	libre	hinchamiento
	[kPa]	[%]	[kPa]
1	85	19,6	240

(b) Resultados obtenidos

Cuadro 2.20: Hinchamiento libre - Presión de hinchamiento

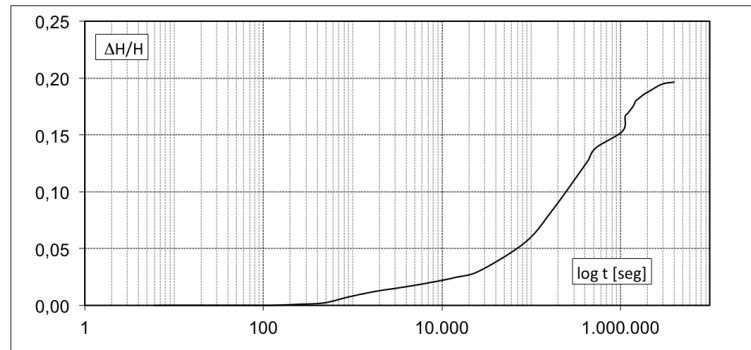


Figura 2.2.17: Hinchamiento libre - Suelo + 3,0% LSC

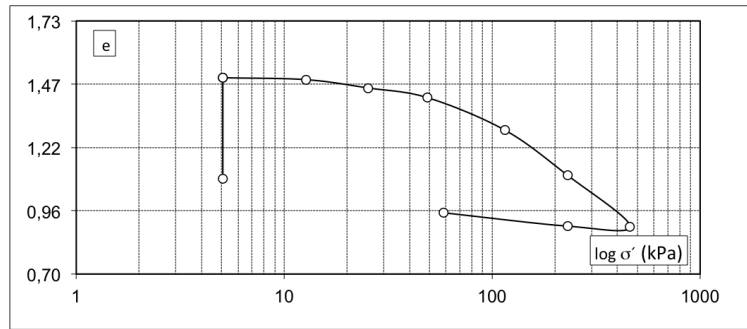


Figura 2.2.18: Presión de hinchamiento - Suelo + 3,0% LSC

Ensayo de compresión no confinada (UCS) Se realiza el ensayo de compresión sin confinamiento externo. Las muestras son compactadas en condición no saturada, por lo que la falla considera el aporte a la resistencia provisto por la succión.

Se realizan muestras para las 3 humedades definidas por el ensayo Proctor resumidas en el Cuadro 2.17. Las probetas ensayadas se compactan al 95 % del $\gamma_{dm\acute{a}x}$, tienen 76mm de altura y 38mm de diámetro, utilizando suelo pasante por el tamiz #10. El ensayo se realiza según la Norma ASTM D2166-00 [37].

En la Figura 2.2.19 se presentan los resultados obtenidos para las muestras ensayadas. En el Cuadro 2.21 se presentan los valores de resistencia, deformación específica y las condiciones de compactación inicial.

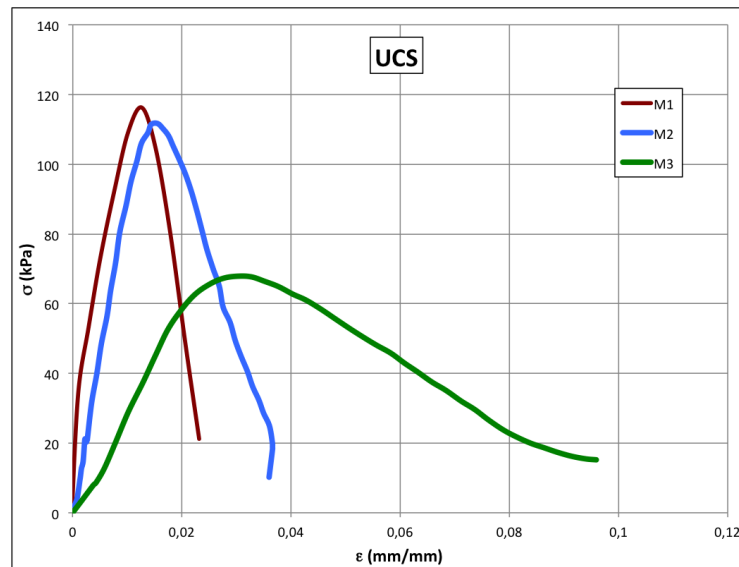


Figura 2.2.19: Ensayo UCS - Suelo + 3,0% LSC

Muestra	ω_0	γ_d	e_0	Sr_0	ε_f	UCS
	[%]	[kN/m ³]	[-]	[%]	[%]	[kPa]
M1	19,0	11,1	1,42	36,1	1,26	115
M2	31,0	12,1	1,22	68,2	1,55	110
M3	35,8	12,1	1,22	78,7	3,27	68

Cuadro 2.21: Resultados obtenidos UCS - Suelo + 3,0 % LSC

Curva de Retención de Agua Para caracterizar el comportamiento no saturado de la mezcla suelo + 3,0 % LSC se realiza el ensayo de succión a través del método del papel filtro, según la norma ASTM D5298-03 [37].

En el Cuadro 2.22 se presentan los resultados obtenidos en el laboratorio. En la Figura 2.2.20 se muestra el ajuste de la curva de Van Genuchten para la mezcla analizada.

Muestra	ω	γ_d	e	Sr	ψ_{arriba}	ψ_{abajo}	$(u_a - u_w)$
	[%]	[$\frac{kN}{m^3}$]	[-]	[%]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
M1	20,6	12,65	1,09	50,9	39745	48902	48988
M2	17,9	12,20	1,17	41,2	43196	45321	48655
M3	22,1	12,14	1,18	50,6	39847	42746	32157
M4	25,7	12,26	1,16	59,9	13350	21868	11288
M5	32,4	12,46	1,13	77,7	13053	16725	506
M6	29,8	12,22	1,17	68,9	10692	11219	6815
M7	14,5	12,74	1,08	36,4	28050	31374	24835
M8	16,2	11,76	1,25	35,0	38326	31622	40806
M9	32,9	12,07	1,19	74,4	0	0	380

Cuadro 2.22: Resultados del ensayo de succión - Suelo + 3,0%LSC

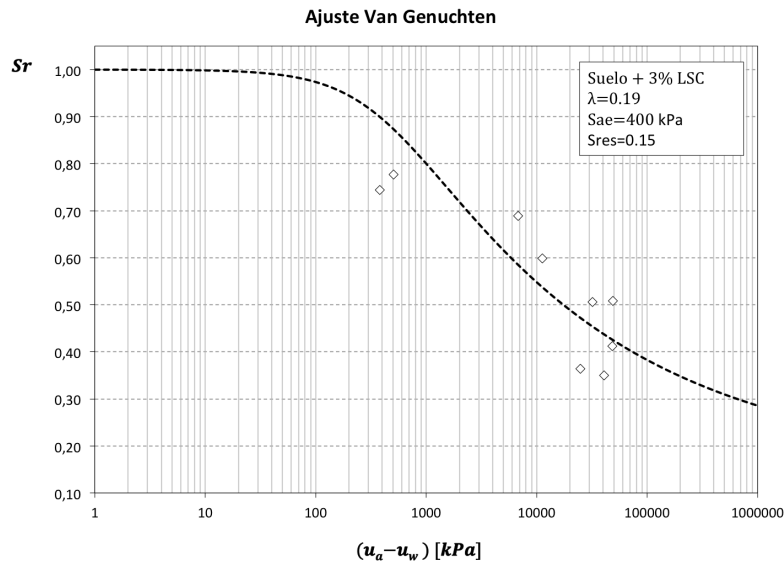


Figura 2.2.20: Curva de Van Genuchten - Suelo + 3,0 % LSC

2.2.3.2. Estudio Mezclas Suelo + Lignosulfonato de Calcio 5,0 %

Ensayo Proctor Estándar Se realiza el ensayo de compactación Proctor Estándar según la norma ASTM 698-00 [37]. En la Figura 2.2.21 se presentan los resultados obtenidos en el laboratorio para el ensayo realizado y los valores de humedad correspondiente al 95 % de $\gamma_{dm\acute{a}x}$, indicados en el Cuadro 2.23.

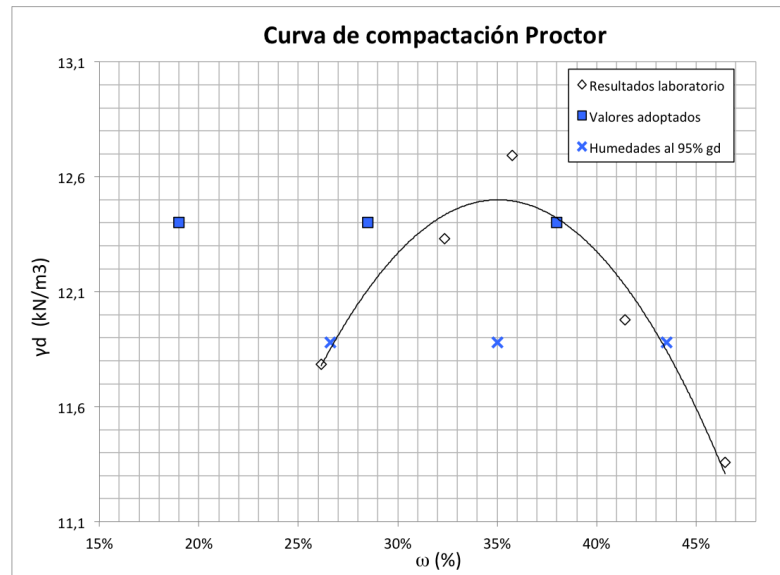


Figura 2.2.21: Proctor - Suelo + 5,0 % LSC

		Resultados obtenidos	Valores adoptados
Humedad de rama seca	[%]	26,6	18,0
Humedad de rama óptima	[%]	35,0	31,0
Humedad de rama húmeda	[%]	43,5	37,0
Densidad $\gamma_{dm\acute{a}x}$	[kN/m ³]	12,5	13,0
Densidad al 95 % de $\gamma_{dm\acute{a}x}$	[kN/m ³]	11,9	12,4

Cuadro 2.23: Humedad según rama - Suelo + 5,0 % LSC

Índice de expansión El ensayo del índice de expansión permite obtener una primer aproximación a la expansividad de la mezcla en estudio. El ensayo se realiza según la norma ASTM D4829-03 [37]. Los valores de clasificación de expansividad propuestos por la norma mencionada se muestran en el Cuadro 2.24. En el Cuadro 2.25 se presentan los resultados de los ensayos realizados.

Índice de expansión (EI)	Expansión potencial
0-20	Muy baja
21-50	Baja
51-90	Media
91-130	Alta
>130	Muy alta

Cuadro 2.24: Clasificación de expansividad según ASTM [37]

Muestra	ω_i	$\gamma_{d,i}$	S_r	H_i	ΔH	EI	EI_{50}
	[%]	[kN/m ³]	[%]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
M1	23,6	11,2	46,5	25,2	1,56	62,0	59,5
M2	24,0	10,6	42,7	25,1	1,12	44,5	40,2
M3	23,6	11,0	45,1	25,1	1,08	43,0	40,1

Cuadro 2.25: Índice de expansión - Suelo + 5,0% LSC

$$EI_{50} = 46$$

Se observa que el valor de índice de expansión EI_{50} promedio corresponde a un potencial de expansión clasificado como *bajo*.

Hinchamiento libre - Presión de hinchamiento Se realiza el ensayo de hinchamiento libre según la norma ASTM D2435-03 [37]. En el Cuadro 2.26 se presenta un resumen de los resultados obtenidos y las condiciones de compactación inicial. En la Figura 2.2.22 se presentan los resultados obtenidos para la etapa de hinchamiento libre y en la Figura 2.2.23 se presentan los resultados de la etapa de presión de hinchamiento.

Muestra	Humedad	Densidad	Hinchamiento					C_s	C_c
	inicial [%]	seca [kN/m ³]	e_0	S_{r0}	ω_f	e_f	S_{rf}		
1	32,8	12,82	1,07	83,0	49,0	1,43	92,4	0,09	0,34

(a) Compactación de muestra

Muestra	Presión	Hinchamiento	Presión
	preconsolidación [kPa]	libre [%]	hinchamiento [kPa]
1	60	17,8	250

(b) Resultados obtenidos

Cuadro 2.26: Hinchamiento libre - Presión de hinchamiento

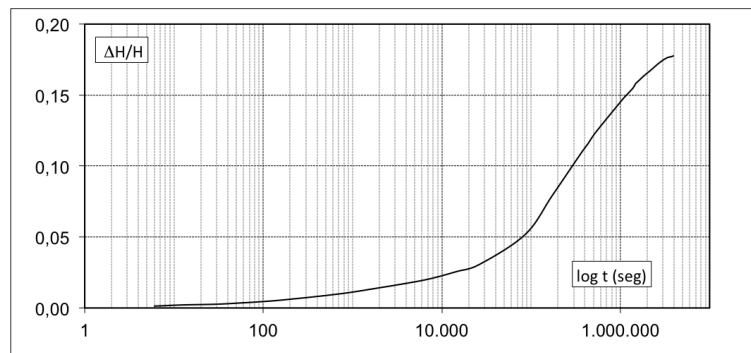


Figura 2.2.22: Hinchamiento libre - Suelo + 5,0% LSC

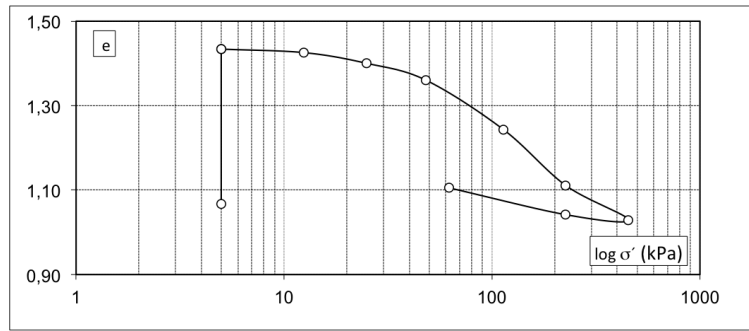


Figura 2.2.23: Presión de hinchamiento - Suelo + 5,0% LSC

Ensayo de compresión no confinada (UCS) Se realizan muestras para las 3 humedades definidas por el ensayo Proctor resumidas en el Cuadro 2.23. Las probetas ensayadas se compactan al 95% del $\gamma_{dm\acute{a}x}$, tienen 76mm de altura y 38mm de diámetro, utilizando suelo pasante por el tamiz #10. El ensayo se realiza según la Norma ASTM D2166-00 [37].

En la Figura 2.2.24 se presentan los resultados obtenidos para las muestras ensayadas. En el Cuadro 2.27 se presentan los valores de resistencia, deformación específica y las condiciones de compactación inicial.

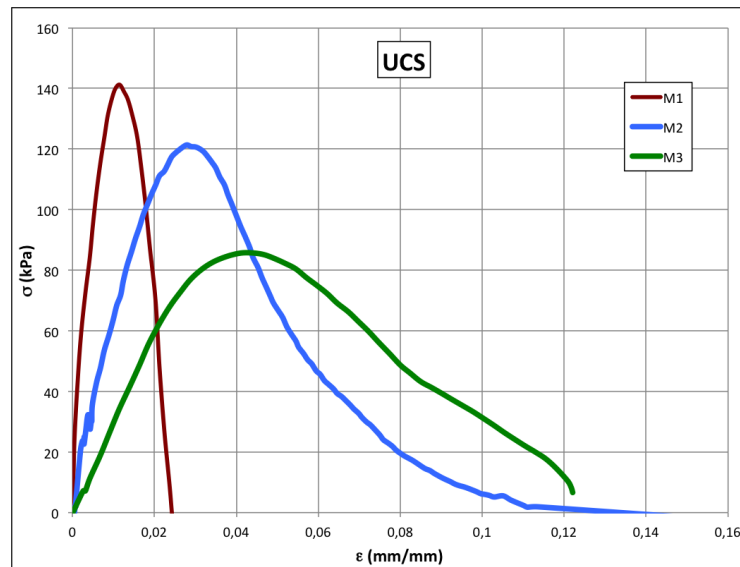


Figura 2.2.24: Ensayo UCS - Suelo + 5,0% LSC

Muestra	ω_0	γ_d	e_0	Sr_0	ϵ_f	UCS
	[%]	[kN/m ³]	[-]	[%]	[%]	
M1	21,1	12,4	1,18	48,3	1,15	140
M2	31,5	12,7	1,12	75,8	2,79	125
M3	36,5	12,4	1,19	83,0	4,40	86

Cuadro 2.27: Resultados obtenidos UCS - Suelo + 5,0% LSC

Curva de Retención de Agua Se caracteriza el comportamiento no saturado de la mezcla suelo + 5% LSC se realiza el ensayo de succión a través del método del papel filtro, según la norma ASTM D5298-03 [37].

En el Cuadro 2.28 se presentan los resultados obtenidos en el laboratorio. En la Figura 2.2.25 se muestra el ajuste de la curva de Van Genuchten para la mezcla analizada.

Muestra	ω	γ_d	e	S_r	ψ_{arriba}	ψ_{abajo}	$(u_a - u_w)$
	[%]	$[\frac{kN}{m^3}]$	[-]	[%]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
M1	12,9	11,80	1,24	28,0	70485	71643	66680
M2	16,9	11,79	1,25	36,6	46977	47104	44649
M3	23,0	12,18	1,18	52,8	34441	30129	28168
M4	24,6	11,64	1,28	52,1	28709	26644	18508
M5	31,8	11,75	1,25	68,6	25812	25038	6181
M6	32,8	11,82	1,24	71,3	7454	9881	1030
M7	21,0	12,51	1,12	50,7	13742	17782	17065
M8	33,3	12,17	1,18	76,4	10834	9932	931
M9	17,1	12,04	1,20	38,5	26513	26686	28364

Cuadro 2.28: Resultados del ensayo de succión - Suelo + 5,0% LSC

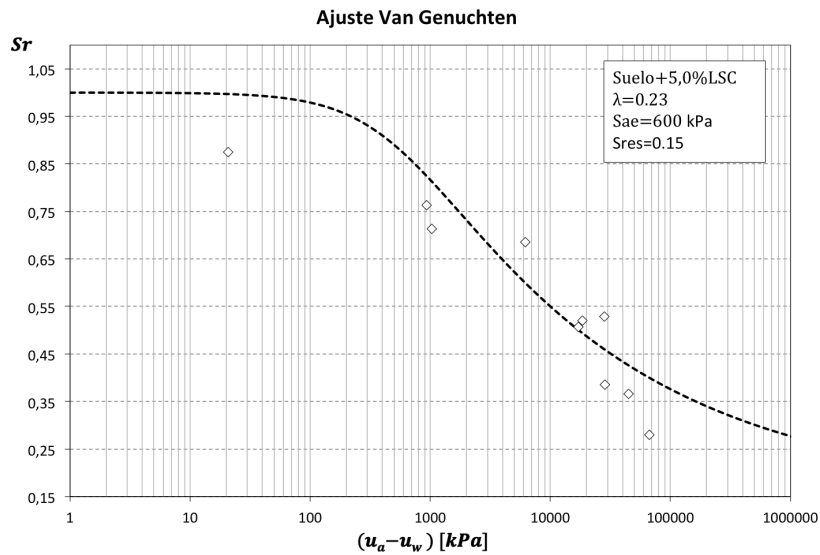


Figura 2.2.25: Curva de Van Genuchten - Suelo + 5,0% LSC

Capítulo 3

Microestructura y análisis de resultados

En este capítulo se presentan ensayos sobre la microestructura de las mezclas estudiadas y se realiza un análisis comparativo de los resultados obtenidos en el capítulo anterior.

3.1. Ensayos de composición y caracterización de la microestructura

3.1.1. Análisis químico de composición

Se estudia la composición química del suelo natural a través del análisis cuali-cuantitativo de una muestra de arcilla pasa #40 seca al horno. El análisis se realiza utilizando espectrometría de fluorescencia de rayos X. El equipamiento utilizado es un Espectrómetro Dispersivo en Energía, Shimadzu modelo EDX-800HS.

La técnica de fluorescencia de rayos X se basa en el estudio de las emisiones de fluorescencia generadas después de la excitación de una muestra mediante una fuente de rayos X.

En el Cuadro 3.1 se presentan los resultados obtenidos del ensayo realizado en el laboratorio de la Universidad Nacional del Comahue.

Componente	[g %]
SiO ₂	58,72
Al ₂ O ₃	16,50
Fe ₂ O ₃	5,98
Na ₂ O	3,84
CaO	2,43
MgO	2,41
Cl	1,83
K ₂ O	1,43
TiO ₂	0,85
SO ₃	0,21
ZnO	0,17
SrO	0,07
ZrO ₂	0,03
MnO	0,02
CuO	0,01
Pérdida por calcinación (a los 1000°C)	5,48

Cuadro 3.1: Análisis químico del suelo natural

Los resultados del Cuadro 3.1 indican que el suelo en estudio contiene mayor porcentaje de sodio que calcio, indicando que las montmorillonitas que lo componen son montmorillonitas sódicas. Este tipo de montmorillonita expande en presencia de agua varias veces su peso seco inicial y registran expansiones mayores que las montmorillonitas del tipo cálcicas, Foster [56].

3.1.2. Difracción de rayos X - DRX

La difracción de rayos X es una técnica básica para el estudio de minerales de estructura cristalina. El método de estudio consiste en la emisión de rayos X a diferentes longitudes de onda que interaccionan con la muestra de estructura cristalina y son difractados en diferentes direcciones a distintas intensidades. Los resultados del ensayo representan la intensidad en función de la dirección de dicha difracción.

El ensayo ha sido realizado anteriormente por Marti [15] sobre el suelo en estudio, se presentan dichos resultados. Se analizan tres muestras de suelo natural en diferentes condiciones: seca al aire, seca en estufa a 60°C y seca en estufa a 100°C. En la Figura 3.1.1 se presenta el difractograma obtenido.

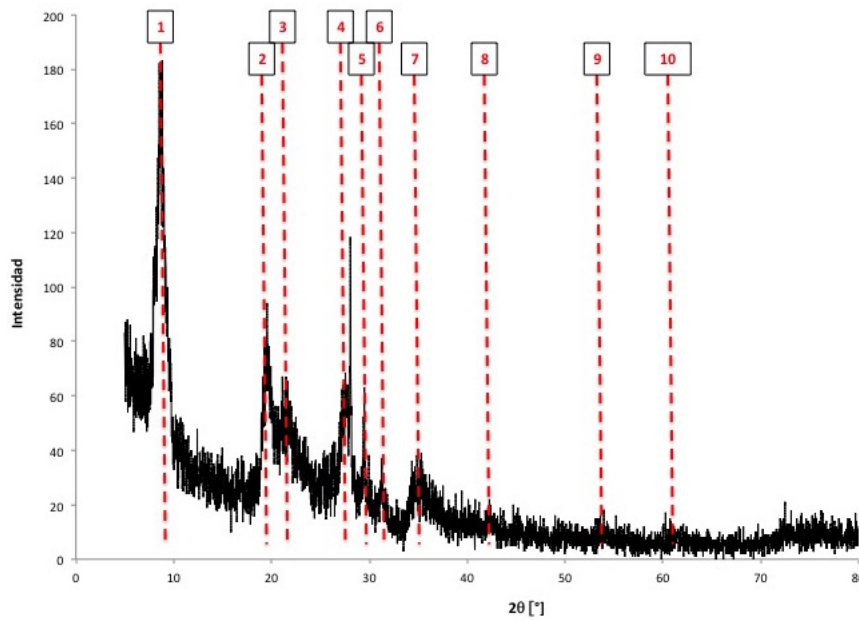


Figura 3.1.1: DRX Suelo natural seco a estufa a 60°C

Utilizando la información en abscisas (2θ) se puede calcular el espaciado de la red cristalina a través de la ley de Bragg con la Ecuación 3.1.1. En la Figura 3.1.2 se presenta la relación entre el ángulo de difracción y el espacio interlaminar.

$$n\lambda = 2d\text{sen}(\theta) \quad (3.1.1)$$

n= Orden de difracción

λ = Longitud de onda incidente

θ = La mitad del ángulo entre las ondas incidentes y dirección del detector

d= Distancia entre 2 planos cristalográficos. Este valor es característico de cada material.

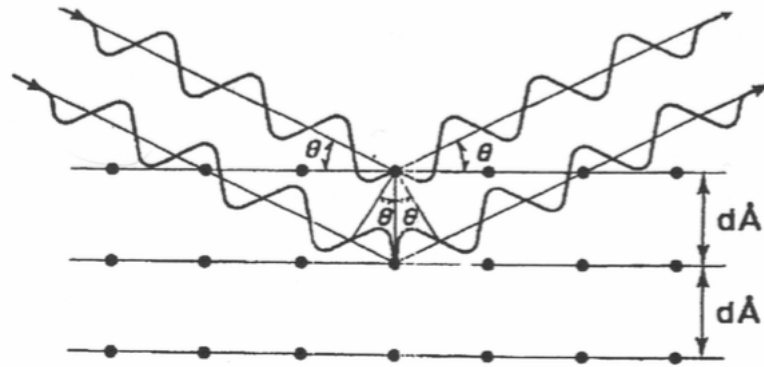


Figura 3.1.2: Red cristalina

En el Cuadro 3.2 se especifican los ángulos de difracción y el mineral que representan. Obtenidos a través de la base de datos de la sociedad norteamericana de estructuras cristalinas [57].

Id. del pico	2θ [°]	d [Å]	Mineral
1	8	11,12	Montmorillonita
2	19	4,59	Vermiculita
3	22	3,90	Feldespatos
4	28	3,22	Feldespatos
5	29	2,97	Feldespatos
6	31	2,83	Carbonato
7	35	2,57	Montmorillonita
8	42	2,15	Cuarzo, Mica
9	54	1,67	Cuarzo
10	62	1,50	Illita, Caolinita

Cuadro 3.2: DRX Suelo natural

Los minerales identificados en el ensayo son la montmorillonita, feldespatos que forman parte de la caolinita, y por último la presencia de illita. Los grupos más importantes de minerales expansivos son la montmorillonita, illita y caolinita, todos ellos presentes en el suelo estudiado, lo que explica los altos valores de superficie específica, capacidad de intercambio catiónico e hinchamiento libre.

3.1.3. Difracción de rayos X a bajos ángulos - SADRX

Se realiza el ensayo de difracción de rayos X en bajos ángulos entre $3^\circ < 2\theta < 10^\circ$. Este ensayo busca verificar si el lignosulfonato de calcio modifica la distancia interlaminar del mineral montmorillonita que se presenta en $2\theta \simeq 8^\circ$. Del ensayo se obtiene que la distancia interlaminar de la montmorillonita es aproximadamente 11Å.

Cuando un polímero es adherido a la arcilla puede reaccionar con los minerales ingresando o no entre las láminas. Existen dos hipótesis respecto al ingreso de las cadenas poliméricas entre las láminas del mineral de arcilla. Por un lado puede darse un aumento en la distancia interlaminar por albergar un compuesto adicional. O puede darse la disminución de la distancia interlaminar si el polímero reduce las fuerzas de repulsión.

En caso de aumento de la distancia interlaminar se registra una reducción en los ángulos 2θ registrados por el ensayo, en caso contrario los ángulos 2θ .

Indraratna [58] y Vinod [59] plantean que el lignosulfonato de calcio en interacción con agua, genera un compuesto polar catiónico que ingresa entre las láminas de la arcilla que reduce las fuerzas de repulsión y disminuye la distancia interlamilar. Esto genera una reducción en la capacidad de intercambio catiónico.

En la Figura 3.1.3 se muestran los resultados obtenidos por Vinod. La reducción del espesor efectivo de cristales reportado por Vinod se debe por la reducción de la cristalinidad.

Type of clay mineral	Bragg's angle: degrees	Natural clay		Natural clay treated with 1% lignosulfonate		Percentage reduction of mean crystalline thickness
		FWHM	Mean crystalline thickness: nm	FWHM	Mean crystalline thickness: nm	
Kaolinite	20.02	0.646	13.87	0.776	11.55	16.73
Montmorillonite	35.18	0.060	154.28	0.214	43.25	71.97
Quartz	36.66	0.246	37.79	0.256	36.32	3.89
Quartz	39.61	0.238	39.41	0.246	38.13	3.25
Illite	39.61	0.298	31.55	0.584	16.10	48.97
Quartz	60.06	0.270	28.75	0.276	27.93	2.85

Figura 3.1.3: XRD en suelos arcillosos tratados con lignosulfonato [59].

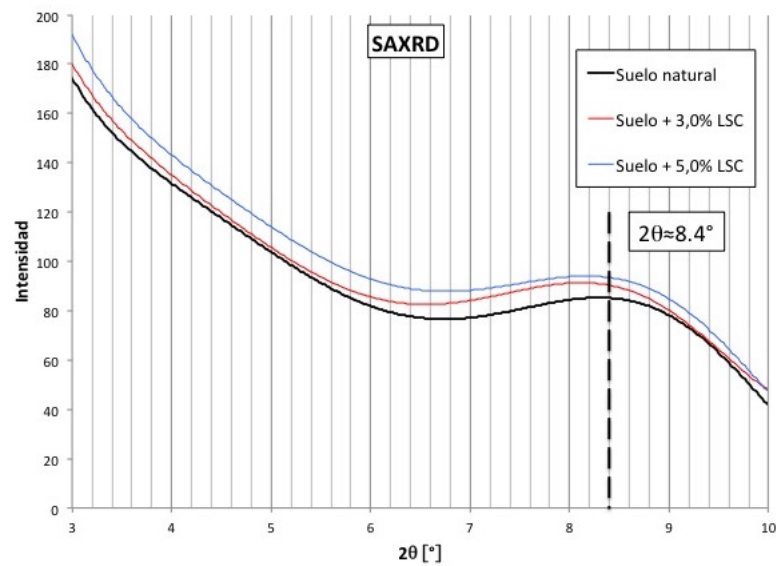


Figura 3.1.4: Difracción de rayos X a bajos ángulos

En la Figura 3.1.4 se presentan los resultados obtenidos en el ensayo SADRX realizado. El ángulo mencionado, con $2\theta \approx 8,4^\circ$, se mantiene aproximadamente constante ($\Delta 2\theta = 0,5^\circ$). En este caso no se presentan diferencias apreciables en el pico de montmorillonita estudiado por lo que no se observa el efecto mencionado por Vinod [59] e Indraratna [58].

3.1.4. Termogravimetría - TGA

Se analiza la estabilidad térmica del suelo analizado, midiendo la variación en su peso en función del aumento de temperatura. En el Cuadro 3.3 se presentan las condiciones del ensayo realizado por Marti [15]. Los resultados son presentados en la Figura 3.1.5.

Parámetro	Valor
Atmósfera	Nitrógeno
Caudal de gas	30ml/min
Tipo de soporte	Platino
Peso muestra 1	9,473mg
Peso muestra 2	6,344mg
Velocidad de calentamiento/enfriamiento	10°C/min
Temperatura inicial	25°C
Temperatura final	800°C

Cuadro 3.3: Condiciones del ensayo TGA

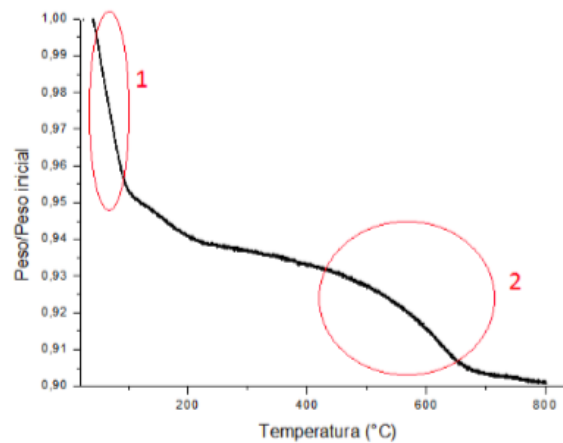


Figura 3.1.5: TGA - Suelo natural

En la Figura 3.1.5 se observan dos variaciones de peso significativas. En primer lugar la variación indicada con el número (1) entre los 25°C y 100°C que representa aproximadamente un 5% del peso de la muestra y se puede atribuir a la pérdida de agua absorbida físicamente y la humedad de la muestra. La segunda variación indicada con el número (2) representa aproximadamente un 5% del peso de la muestra y se debe a la eliminación de hidroxilos, según el protocolo experimental y técnicas de análisis [60].

3.1.5. Porosimetría por intrusión de mercurio - MIP

El ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio consiste en ingresar un fluido, el mercurio, dentro de la muestra de suelo a ensayar. El mercurio ingresa a presión en la muestra porosa de suelo. Se registra el volumen de mercurio que ingresa y la presión a la que lo hace. El diámetro de cada uno de los poros se obtiene relacionando la presión de ingreso del mercurio con el diámetro del poro a través de la Ecuación de Laplace 3.1.2.

$$D = \frac{4T_s \cos(\theta)}{P} \quad (3.1.2)$$

D= Diámetro del poro

T_s= Tensión superficial del fluido, en el caso del mercurio $T_s = 0,485 \frac{N}{m}$

θ = Ángulo de contacto fluido-sólido, en el caso del mercurio $\theta = 140^\circ$

P = Presión a la que se encuentra el fluido

De la Ecuación 3.1.2 puede decirse que los poros D_i que son penetrados con la presión P_i , son todos los poros con diámetros mayores o iguales a D_i , para penetrar poros con diámetros menores debe aumentarse la presión de intrusión del mercurio.

Relacionando el volumen de mercurio que penetra en cada uno de los diámetros calculados se obtiene, para un dado diámetro, la densidad de éstos poros en la muestra ensayada. Para analizar esta información se utiliza el diagrama de distribución de tamaño de poros.

Para la realizar de este ensayo, las muestras son compactadas a la humedad y densidad deseadas, y luego son sometidas al proceso de liofilización. Este proceso consiste en congelar la muestra utilizando nitrógeno líquido. El nitrógeno líquido congela el agua dentro de los poros del suelo compactado sin permitir que la misma modifique las dimensiones del poro. Luego la muestra se introduce en el liofilizador que somete a la muestra a condiciones de presión y temperatura tales que el agua congelada dentro de los poros pasa del estado sólido al estado gaseoso. El paso del estado sólido al gaseoso sin pasar por estado líquido es conocido como sublimación, luego el gas abandona la muestra sin modificar el tamaño de los poros de suelo. En la Figura 3.1.6a se presenta la muestra congelada utilizando nitrógeno líquido y en la Figura 3.1.6b se puede ver a las muestras dentro del liofilizador donde se mantienen por un plazo mayor a 3 días hasta que se completa la sublimación.



Figura 3.1.6: Liofilización de muestras

En el Cuadro 3.4 se presentan las condiciones iniciales de compactación de las muestras estudiadas. Las mezclas son ensayadas a densidad y humedad constante, debido a que los resultados obtenidos por este ensayo están fuertemente influenciados por las condiciones iniciales de compactación, Birle [27].

Mezcla	ω_0 [%]	γ_d [kN/m ³]	e_0 [-]	S_r [%]
Suelo natural	20,1	12,43	1,17	46,1
Suelo + 3,0% LSC	20,1	12,42	1,17	46,1
Suelo + 5,0% LSC	20,1	12,49	1,16	46,8

Cuadro 3.4: Condiciones de compactación de muestras

El equipo utilizado en este ensayo es un Pascal 440 Thermo Scientific. En el Cuadro 3.5 se resumen los volúmenes específicos de poros en cada muestra ensayada. En la Figura 3.1.7 se presenta la densidad de aparición de poros en función del tamaño de poro estudiado.

Muestra	Vol. de poros [mm ³ /g]	Comparación con suelo natural [%]
Suelo natural	131,1	-
Suelo + 3,0% LSC	148,1	13,0
Suelo + 5,0% LSC	129,8	-1,0

Cuadro 3.5: Volumen de poros por gramo de muestra

Se observa que el suelo con la adición de 5,0% de lignosulfonato de calcio es la mezcla que registra menor volumen específico de poros con una diferencia respecto al suelo natural de sólo 1%, luego la mezcla suelo con 3,0% lignosulfonato de calcio es la de mayor volumen específico de poros con una diferencia respecto del suelo natural de 13%.

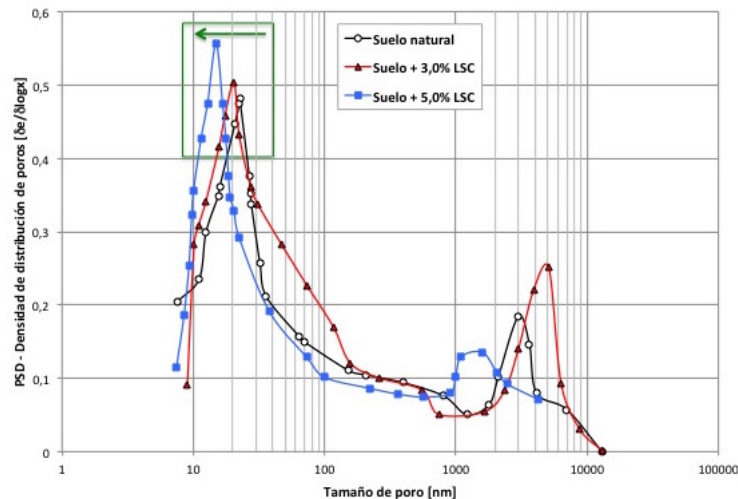


Figura 3.1.7: PSD - Mezclas estudiadas

Birle [27], Alonso [61] y Romero [28] entre otros autores, indican que en humedades inferiores a la óptima en suelos arcillosos se presenta un comportamiento bimodal en las curvas PSD obtenidas. Esto se debe a la aparición de poros dentro de los agregados, llamados microporos y poros entre los agregados de suelo llamados macroporos. Para humedades iniciales mayores que la humedad óptima este comportamiento bimodal no se presenta.

En la Figura 3.1.7 puede verse que ambas mezclas suelo + 3,0% LSC y suelo + 5,0% LSC reducen el diámetro de microporo de mayor frecuencia. Se presenta un aumento en el tamaño de los macroporos para

la mezcla de suelo + 3,0% LSC y una reducción en la mezcla suelo + 5,0% LSC, este efecto debe estudiarse con mayor profundidad, debido a que los máximos valores de macroporos registrados en la Figura 3.1.7 no corresponden con los tamaños máximos de macroporos de una muestra compactada. Para estudiar el efecto de la macroporosidad se realizan ensayos de porosimetría para diámetros de poros mayores.

La adición de 5,0% LSC genera una reducción del tamaño de microporo predominante en la arcilla pasando de 25nm a 15nm. Es decir que el nuevo diámetro de poro predominante en la mezcla suelo + 5,0% LSC es un 40% menor que el del suelo natural. La reducción del microporo en la mezcla suelo + 3,0% LSC es menor pasando de 25nm a 20nm, es decir un 20% de reducción.

Se realiza una nueva serie de ensayos de porosimetría por intrusión de mercurio. En estos ensayos se estudia un rango de porosidad más amplio, entre los 7nm hasta los 100.000nm. Este rango se divide en dos ensayos, el primero con poros entre los 7nm a 13.000nm (mesoporos) y luego un ensayo con poros entre los 13.000nm a los 100.000nm (macroporos). El primer ensayo es realizado con el equipamiento Pascal 440 Thermo Scientific y el segundo con un equipo Pascal 140 Thermo Scientific. En el Cuadro 3.6 se presentan las condiciones de compactación de las muestras a ensayar. En el Cuadro 3.7 se presenta el volumen de poros para cada ensayo realizado.

Mezcla	ω_0 [%]	γ_d [kN/m ³]	e_0 [-]	S_r [%]
Suelo natural	18,45	12,10	1,23	40,5
Suelo + 3,0% LSC	20,42	12,22	1,21	45,6
Suelo + 5,0% LSC	19,78	12,38	1,18	45,2

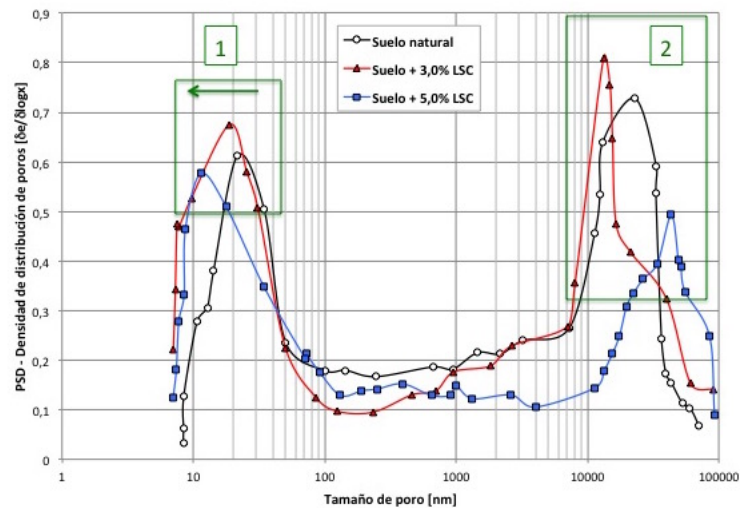
Cuadro 3.6: Condiciones de compactación de muestras

Muestra	Vol. de poros [mm ³ /g]			Comparación con suelo natural [%]		
	Mesoporos	Macroporos	Total	Δ Mesoporos	Δ Macroporos	Δ Total
Suelo natural	169,7	85,6	255,3	-	-	-
Suelo + 3,0% LSC	168,6	73,3	241,9	-0,6	-14,4	-5,3
Suelo + 5,0% LSC	139,0	87,7	226,7	-18,1	+2,5	-11,2

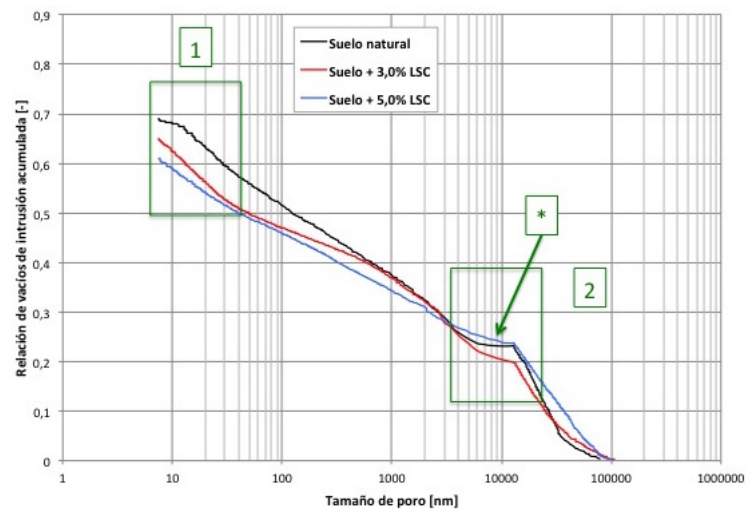
Cuadro 3.7: Volumen de poros por gramo de muestra

Las mezclas con adición de lignosulfonato registran menores volúmenes específicos de poros en el rango de mesoporos, y también registran menor porosidad total. En el ensayo de los macroporos las mezclas tienen resultados dispersos, la adición de 3,0% de lignosulfonato de calcio reduce en un 14% los poros respecto del suelo natural, y la adición del 5% de lignosulfonato la aumenta en un 2%.

En la Figura 3.1.8a se presentan los resultados obtenidos en función de la frecuencia de aparición de poros, conocido como distribución de tamaño de poros (PSD) y en la Figura 3.1.8b se presenta el aumento de relación de vacíos ocupado por mercurio en función del diámetro de poros. El primer gráfico indica la densidad de un tipo de poro en particular y el segundo gráfico indica el volumen acumulado de poros en la muestra, ambas gráficas se estudian en función de la relación de vacíos de la muestra. En la Figura 3.1.8b se indican con los números 1 y 2 la presencia de variaciones de intrusión de mercurio importantes que se reflejan en la Figura 3.1.8a. En la Figura 3.1.8b se presenta un símbolo de asterisco (*) donde la muestra registra ingreso de mercurio nulo, y esto se debe a que en esta zona se realiza la transición entre los ensayos de mesoporos a macroporos, por eso no existe información.



(a) Función de distribución de poros



(b) Relación de vacíos acumulada en intrusión

Figura 3.1.8: Ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio

En este ensayo se vuelve a apreciar una reducción de tamaño más frecuente en los microporos. La diferencia entre los microporos de mayor frecuencia en el suelo natural y suelo + 3,0% LSC es pequeña y en el caso de suelo + 5,0% LSC es más apreciable.

En la zona de los macroporos, para diámetros de poros mayores a los 10.000nm aproximadamente se observa una tendencia poco definida. La mezcla suelo + 5,0% LSC tiene un volumen similar de porosidad al de suelo natural según el Cuadro 3.7 y la Figura 3.1.8a indica una frecuencia apreciablemente inferior. En la Figura 3.1.8b se observa de mejor manera la diferencia de volúmenes de poros en cada muestra. Por otro lado la muestra suelo + 3,0% LSC presenta el menor volumen de macroporos tanto en la Figura 3.1.8a, la Figura 3.1.8b y el Cuadro 3.7.

Los resultados obtenidos son consistentes con los reportados por Romero [28]. Romero muestra el diagrama de distribución de tamaño de poros (PSD) para una arena a la que se le agrega una arcilla expansiva. Además a una de las muestras le adhiere un inactivador de expansividad de la arcilla, por lo que una mezcla es arena

+ arcilla expansiva, y la otra es arena + arcilla no expansiva. En la Figura 3.1.9 se pueden ver los resultados obtenidos en las curvas de porosimetría por intrusión de mercurio.

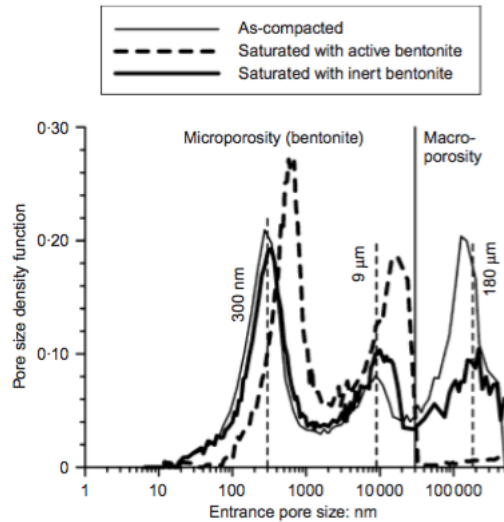


Figura 3.1.9: PSD mezclas suelo Romero [28]

En el estudiado por Romero se ve como la arcilla inhibida de expandir mantiene poros microestructurales más pequeños (línea llena) que el caso con arcilla activa (línea punteada). En el caso de arcilla + lignosulfonato de calcio, el aditivo reduce la expansión y genera una disminución en el tamaño de poros microestructurales. Por lo que es coherente que los resultados obtenidos en el ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio en la mezclas con adición de lignosulfonato registren un comportamiento opuesto al obtenido por Romero [28].

3.1.6. Microscopía electrónica de barrido - SEM

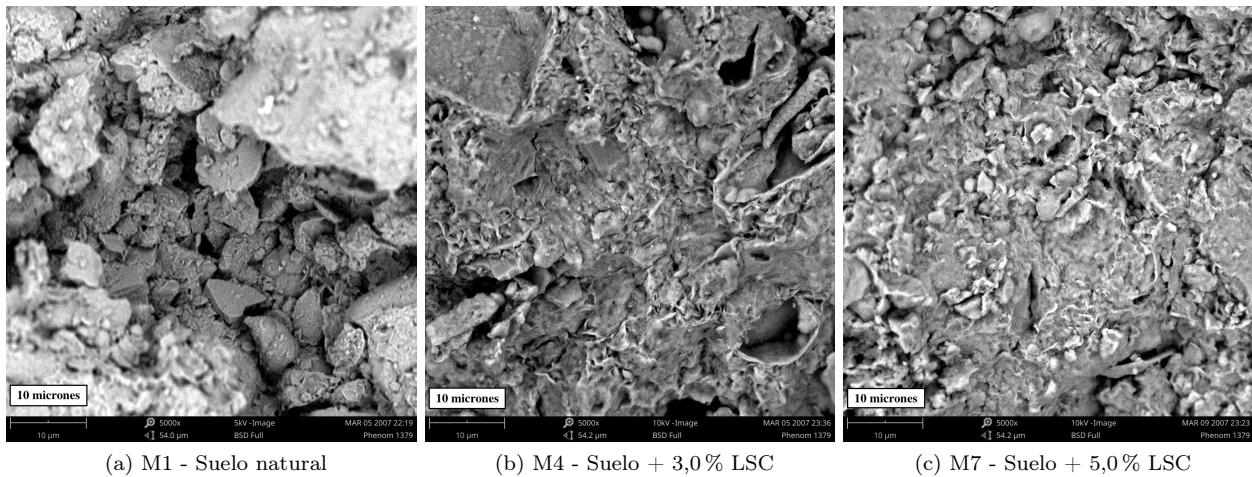
Este ensayo consiste en tomar imágenes de una muestra a escala microscópica a través de un haz de electrones que permite una resolución entre 1nm y 1mm. El ensayo permite realizar estudios de morfología en micro y nanoestructuras, estimar la distribución de tamaño de partículas y la distribución de tamaño de poros.

La compactación y preparación de mezclas se realiza con el mismo método que el ensayo anterior, es decir liofilizando las muestras. Se analizaron muestras compactadas diferentes humedades, y sus condiciones de compactación inicial son presentadas en el Cuadro 3.8.

Mezclas	Muestra	ω_0 [%]	γ_d [kN/m ³]	e_0 [-]	S_r [%]
Suelo natural	M1	20,1	12,43	1,17	46,1
	M2	31,5	12,58	1,15	65,6
	M3	36,4	12,33	1,19	82,7
Suelo + 3,0% LSC	M4	20,1	12,42	1,17	46,1
	M5	31,0	12,40	1,18	69,9
	M6	35,9	12,50	1,16	83,6
Suelo + 5,0% LSC	M7	20,1	12,49	1,16	46,8
	M8	30,9	12,10	1,23	65,6
	M9	36,2	12,70	1,13	86,7

Cuadro 3.8: Condiciones de compactación de muestras - SEM

En la Figura 3.1.10 se presentan las imágenes obtenidas para las mezclas compactadas del lado seco de la humedad óptima. Todas las imágenes de la figura se muestran en la misma escala. Se observa en las imágenes una superficie más suave en las mezclas con adición de lignosulfonato de calcio, mezclas M4 y M7 respecto a M1, así mismo una menor porosidad y mayor continuidad entre los agregados de suelo. Estas imágenes fueron tomadas sobre las muestras a las que se le realizó el ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio. La escala indicada corresponde a 10.000nm y las imágenes corresponderían con una frecuencia de poros menor en ambas mezclas con adición de lignosulfonato.

Figura 3.1.10: Microscopía electrónica de barrido - $\omega = 20\%$

En la Figura 3.1.11 se presentan las imágenes obtenidas para las mezclas compactadas a la humedad óptima. Todas las imágenes de la figura están en la misma escala. En este caso la tendencia superficial y la distribución de poros no es tan clara como en la Figura 3.1.10 sino que las mezclas de suelo natural M2, y la mezcla de suelo + 3,0% lignosulfonato de calcio M5 poseen un aspecto de compactación y textura superficial similar. Luego la mezcla suelo + 5,0% lignosulfonato de calcio M8 posee una superficie un tanto más rugosa y menos continua con algunas fisuras en su seno, esto puede deberse a que su compactación es la más deficiente ($\gamma_d = 12,10\text{kN/m}^3$).

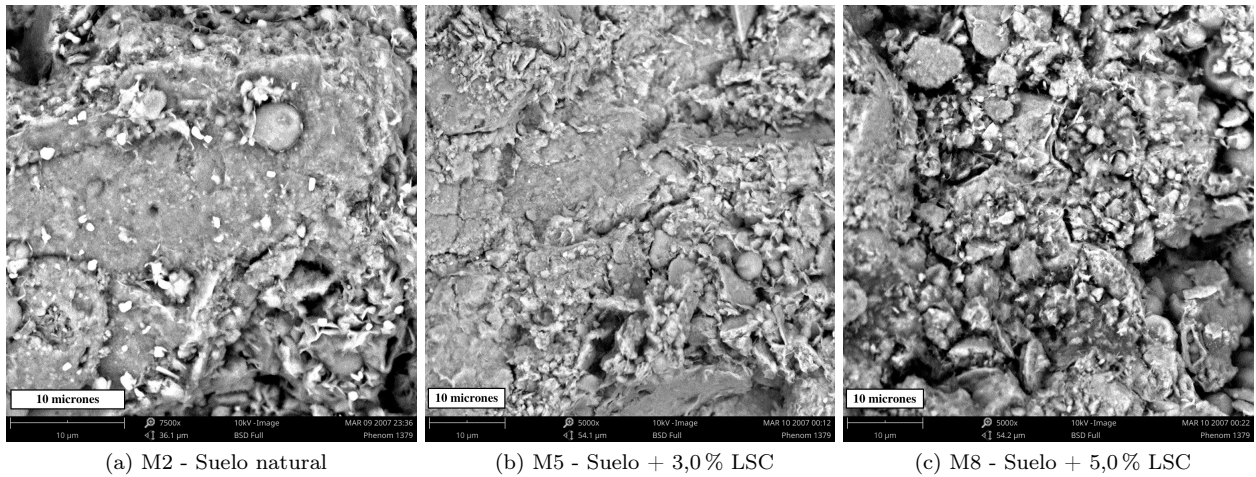


Figura 3.1.11: Microscopía electrónica de barrido - $\omega = 31\%$

En la Figura 3.1.12 se presentan las imágenes obtenidas para las mezclas compactadas en la rama húmeda del ensayo Proctor. Todas las imágenes mostradas en dicha figura están en la misma escala. En este caso puede observarse nuevamente que las mezclas con adición de lignosulfonato de calcio, mezclas M6 y M9 respecto a M3 presentan una superficie más suave y continua, lo que puede interpretarse como mezclas menos porosas y con mayor aglomeración del suelo. En este caso la mezcla con 3,0% lignosulfonato de calcio M6, presenta la textura más lisa de las analizadas, y sólo algunas fisuras sobre sus extremos, a diferencia de la muestra de suelo natural M3, donde se ven fisuras rodeando los agregados de suelo. La muestra con adición de 5,0% lignosulfonato de calcio M9, queda entre esos dos comportamientos con algunas fisuras y mayor continuidad de agregados.

Estos resultados pueden analizarse con mayor profundidad en un ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio, con diferentes humedades iniciales para analizar la variación en la distribución de poros.

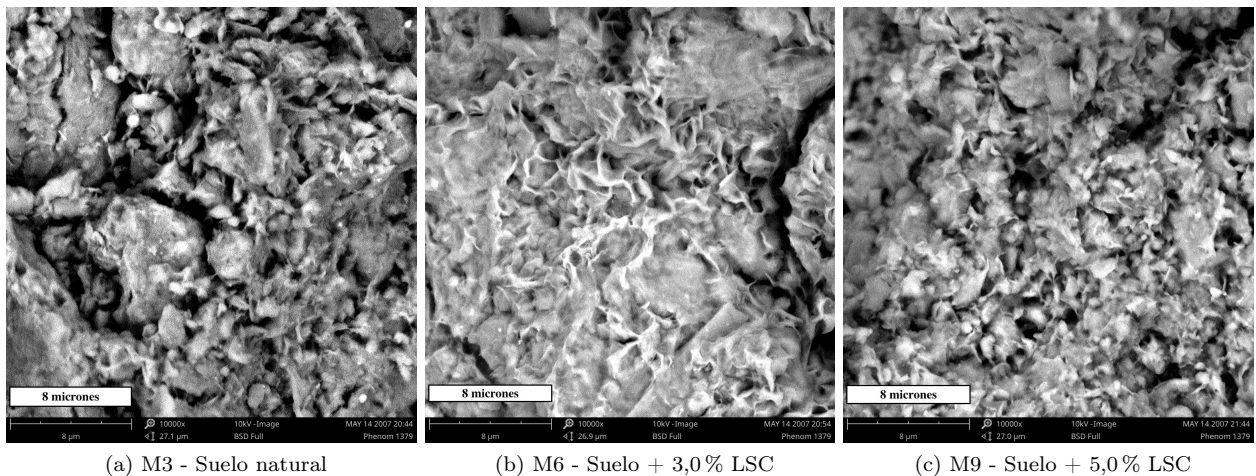


Figura 3.1.12: Microscopía electrónica de barrido - $\omega = 37\%$

3.2. Análisis de resultados: comportamiento macroestructural

En esta sección se comparan los resultados obtenidos para las distintas mezclas ensayadas en laboratorio. El objetivo de este análisis es resumir que propiedades del suelo natural fueron modificadas con la adición de lignosulfonato, cuáles de éstas han mejorado y cuáles empeorado.

Ensayo Proctor Estándar El ensayo proctor se realiza sobre todas las muestras ya que es un ensayo básico que da información sobre las condiciones de humedad óptima de compactación y densidad máxima.

En la Figura 3.2.1 se presentan los resultados obtenidos para todas las mezclas. Puede verse que la curva de compactación con mayor densidad seca es la de suelo natural y las dos curvas con adición de lignosulfonato reducen la densidad máxima de compactación. La curva de suelo + 5,0% LSC (en verde, rayada) tiene mayor densidad seca que la curva de suelo + 3,0% LSC (en rojo, rayada-punteada).

Es decir que la adición de lignosulfonato reduce el peso seco máximo para todos los porcentajes, pero la recupera gradualmente a mayor porcentaje de polímero. Para confirmar esta tendencia deberían realizarse más ensayos proctor con diferentes porcentajes de polímero.

Respecto a la humedad puede verse que en ambos casos la aplicación de lignosulfonato de calcio genera un aumento en las humedades seca, óptima y húmeda respecto al suelo natural. En este caso el porcentaje de polímero no modifica esta tendencia aumentando la humedad con el aumento porcentual de lignosulfonato de calcio.

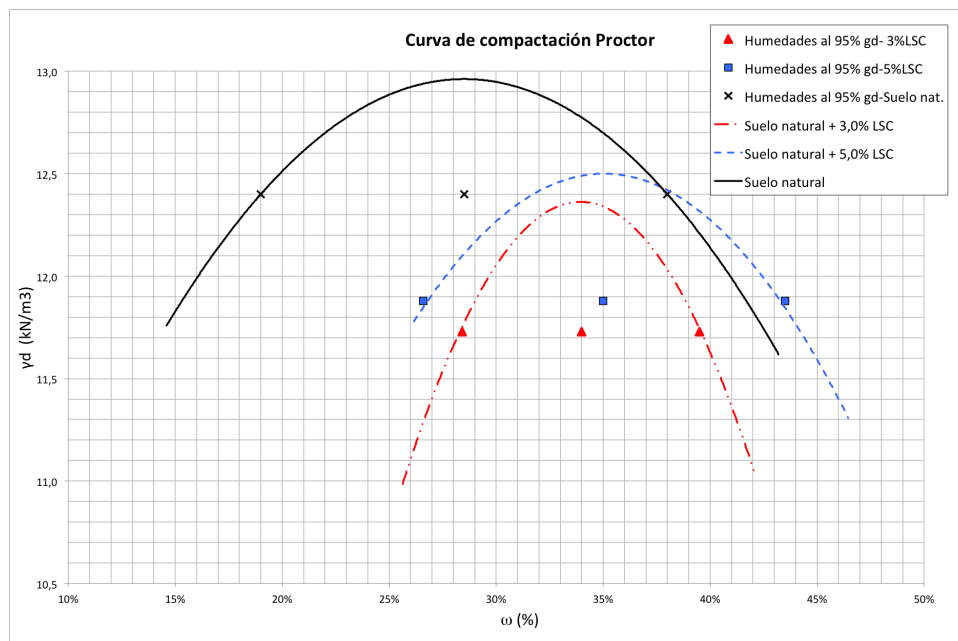


Figura 3.2.1: Resultados de compactación Proctor

En el Cuadro 3.9 se resumen los resultados obtenidos para cada ensayo en todas las mezclas. Como se ha mencionado anteriormente los ensayos a describir a continuación se realizan con la densidad al 95% y humedades correspondientes al suelo natural para eliminar variables y simplificar la comparación.

	Suelo natural	Suelo + 3,0% LSC	Suelo + 5,0% LSC
Humedad rama seca [%]	18	28	27
Humedad óptima [%]	31	34	35
Humedad rama húmeda [%]	37	40	44
Densidad $\gamma_{dm\acute{a}x}$ [kN/m ³]	13,0	12,4	12,5
Densidad al 95% de $\gamma_{dm\acute{a}x}$ [kN/m ³]	12,4	11,8	11,9

Cuadro 3.9: Ensayo Proctor estándar

Índice de expansión Este ensayo presenta resultados que permiten estimar la disminución en la expansión del suelo estudiado. Progresivamente los resultados indican la alta expansividad registrada para el suelo natural, expansividad media para el suelo + 3,0% LSC, y finalmente expansividad baja para suelo + 5,0% LSC.

En el Cuadro 3.10 se presentan los resultados obtenidos en cada ensayo realizado, y se observa la reducción en la clase de expansión para los valores EI_{50pr} que resultan del promedio de las muestras correspondientes a una mezcla.

Mezcla	Muestra	ω_i	$\gamma_{d,i}$	S_r	EI	EI_{50}	EI_{50pr}	Clasificación de expansividad
		[%]	[kN/m ³]	[%]	[-]	[-]	[-]	
Suelo natural	M1	19,9	12,30	46,7	109,2	105,7	111,1	Alto
	M2	17,4	12,35	41,0	126,3	116,7		
	M3	17,9	12,8	45,2	115,9	110,9		
Suelo + 3,0% LSC	M1	21,7	13,60	59,5	49,1	55,8	63,5	Medio
	M2	21,6	11,7	46,4	73,5	71,1		
Suelo + 5,0% LSC	M1	23,6	11,2	46,5	62,0	59,5	46,6	Bajo
	M2	24,0	10,6	42,7	44,5	40,2		
	M3	23,6	11,0	45,1	43,0	40,1		

Cuadro 3.10: Índice de expansión

Hinchamiento libre - Presión de hinchamiento El ensayo de hinchamiento libre permite definir la expansividad final del suelo tratado con el polímero. Luego con el ensayo de presión de hinchamiento se define cuál es la presión necesaria para evitar que se produzca la expansión, además este ensayo provee información sobre la rigidez edométrica de las muestras.

En la Figura 3.2.2 se presenta el hinchamiento libre de la mezclas y en el Cuadro 3.11 se presenta una comparación con los valores obtenidos. En la Figura 3.2.3 se presentan las presiones de hinchamiento registradas para cada muestra y en el Cuadro 3.11 se presentan los valores obtenidos y las rigideces de cada mezcla.

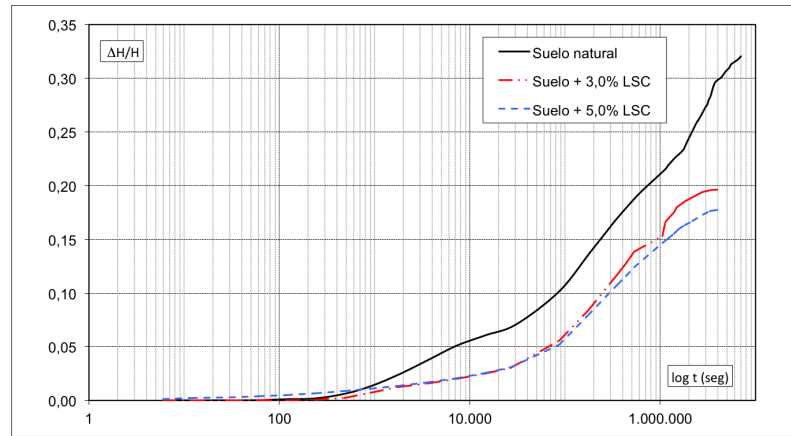


Figura 3.2.2: Hinchamiento libre - Resumen

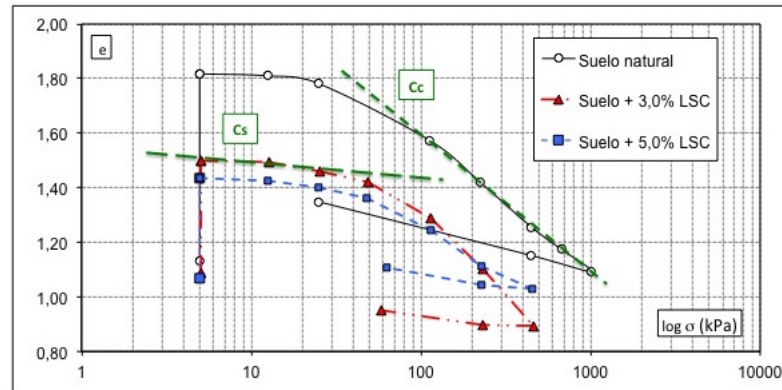


Figura 3.2.3: Presión de hinchamiento - Resumen

Mezcla	HL	ΔHL	PH	ΔPH	C _c	C _s
	[%]	[%]	[kPa]	[%]	[-]	[-]
Suelo natural	31,0	-	845	-	0,16	0,51
Suelo + 3,0% LSC	19,6	-37	240	-72	0,09	0,65
Suelo + 5,0% LSC	17,8	-43	250	-70	0,09	0,34

Cuadro 3.11: Resultados obtenidos

En el Cuadro 3.11 se muestra la reducción en la expansión del suelo en estudio. La diferencia entre la expansividad controlada por la adición del 3,0% y 5,0% de lignosulfonato es prácticamente despreciable. La presión de hinchamiento en ambos casos se redujo aproximadamente en un 70%.

Las rigideces edométricas tienen variaciones interesantes de mencionar. Ambas mezclas con lignosulfonato de calcio aumentan la rigidez de carga y descarga, es decir que aumentan la rigidez en rango elástico. Debido principalmente a que las mezclas con lignosulfonato de calcio no vuelven a expandir tanto como el suelo natural luego de la descarga. Por otro lado, la adición de 3,0% de lignosulfonato de calcio aumenta la

compresibilidad virgen del suelo en estudio, por lo que la deformación por consolidación aumenta, esto es un efecto no deseado. Finalmente la mezcla con adición del 5,0% de lignosulfonato de calcio es la que mejores características presenta ya que reduce el hinchamiento libre, reduce la presión de hinchamiento, aumenta la rigidez elástica y la rigidez en compresión virgen.

Resistencia a la compresión no confinada A continuación se analizan los resultados obtenidos para el ensayo de resistencia a la compresión no confinada. Cada uno de estos ensayos se compara en función de su humedad de compactación.

En la Figura 3.2.4 se presentan los resultados obtenidos para todas las mezclas en función de su humedad. Las figuras se muestran en la misma escala para facilitar la comparación.

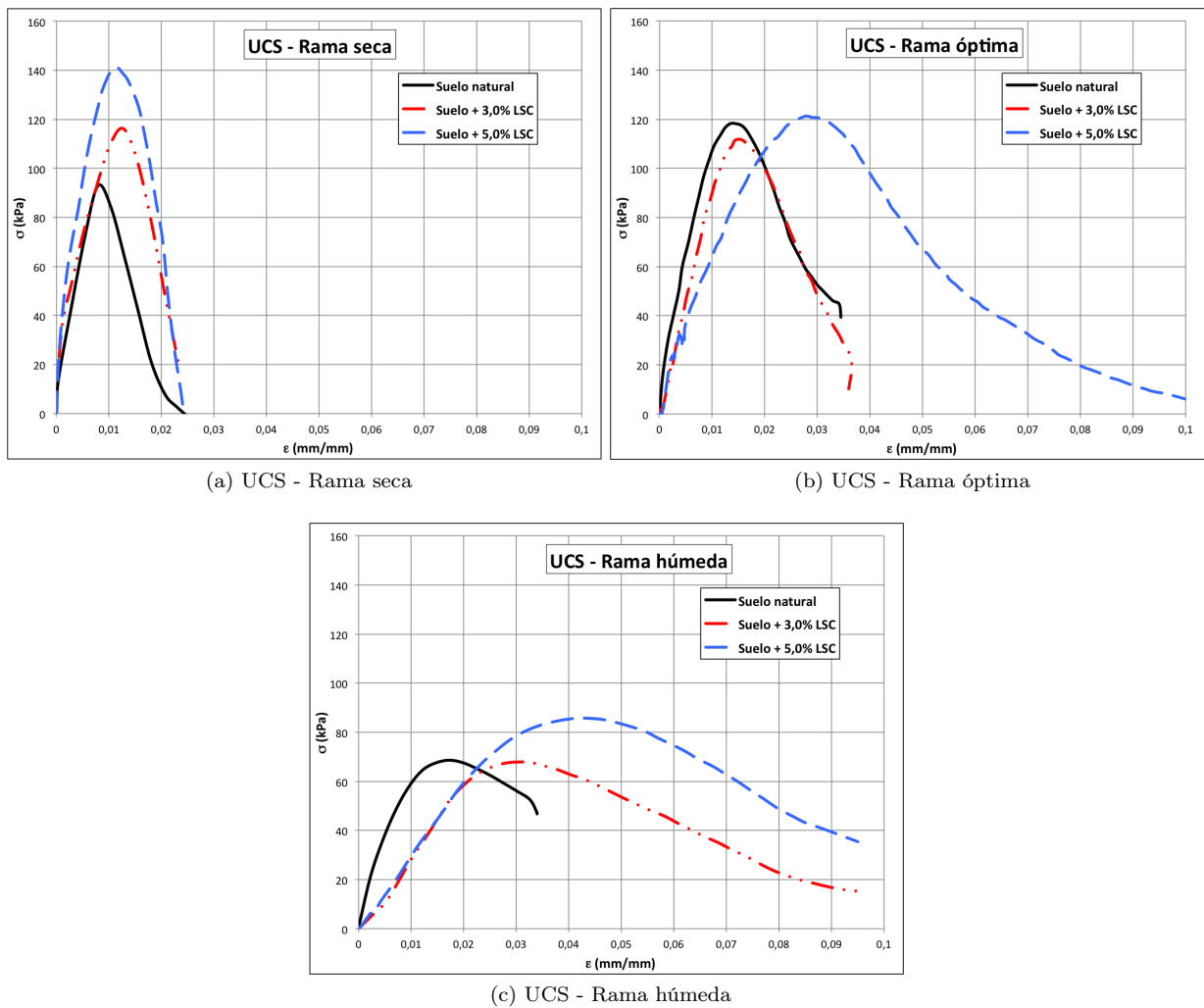


Figura 3.2.4: Ensayos UCS - Resumen

En el Cuadro 3.12 se presentan los resultados obtenidos en este ensayo, y se comparan las mezclas analizando los valores de resistencia y deformabilidad a la falla, cada mezcla será comparada con la muestra de la misma rama del suelo natural.

Mezcla	Rama	ω_{real} [%]	γ_d [kN/m ³]	e_0 [-]	S_{r0} [%]	ε_f [%]	UCS [kPa]	E [MPa]	ΔE [%]	$\Delta \varepsilon_f$ [%]	ΔUCS [%]
Suelo natural	Seca	17,7	11,81	1,28	37,1	0,85	95	11,2	-	-	-
	Óptima	30,7	12,67	1,13	73,1	1,35	120	8,9	-	-	-
	Húmeda	35,5	10,96	1,46	65,5	1,73	69	4,0	-	-	-
Suelo + 3,0% LSC	Seca	19,0	11,1	1,42	36,1	1,26	115	9,1	-18,3	+48,2	+21,5
	Óptima	31,0	12,1	1,22	68,2	1,55	110	7,1	-20,2	+14,8	-8,3
	Húmeda	35,8	12,1	1,22	78,7	3,27	68	2,1	-47,9	+89,0	-1,5
Suelo + 5,0% LSC	Seca	21,1	12,4	1,18	48,3	1,15	140	12,2	+8,9	+35,3	+47,4
	Óptima	31,5	12,7	1,12	75,8	2,79	125	4,5	-49,6	+106,7	+4,2
	Húmeda	36,5	12,4	1,19	83,0	4,40	86	2,0	-51,0	+154,3	+24,6

Cuadro 3.12: Resultados UCS - Resumen

Los resultados obtenidos constituyen el comportamiento mecánico no saturado de las mezclas, en el ensayo de hinchamiento libre - presión de hinchamiento se analiza el comportamiento saturado de cada una de las mezclas y se obtienen características mecánicas en este estado.

Como puede verse en la Figura 3.2.4 y en el Cuadro 3.12, las muestras con adición de lignosulfonato de calcio mejoran las propiedades de ductilidad de la muestra. En todos los casos la deformación a la que se produce la falla de las muestras con adición de lignosulfonato de calcio son mayores que las correspondientes a la misma rama del suelo natural. Las mezclas con lignosulfonato de calcio presentan rigidez similar en estado seco a la del suelo natural. Luego en las muestras con humedad óptima y húmeda la rigidez disminuye.

La mezcla suelo + 3,0% lignosulfonato de calcio presenta la mejora mencionada de deformabilidad en rotura con un promedio mayor al 50%. Respecto a la resistencia mecánica, esta mejora la resistencia para la rama seca, pero sus resistencias en la rama óptima y la rama húmeda son menores que las del suelo natural.

La mezcla suelo + 5,0% lignosulfonato de calcio registra deformaciones de hasta un 150% mayores que la misma rama del suelo natural, y un promedio de casi 100% mayor que el suelo natural. Esto implica que el suelo con la adición mencionada tendrá fallas más dúctiles en un amplio rango de humedades respecto del suelo natural. La resistencia mecánica de esta mezcla supera la del suelo natural en todas las ramas seca, óptima y húmeda.

Con los resultados obtenidos se concluye que la mezcla suelo + 5,0% lignosulfonato de calcio presenta un comportamiento mecánico no saturado de mejores propiedades respecto al suelo natural.

Curva de retención de agua Se comparan las propiedades de retención de agua del suelo. Esta curva mide la capacidad de las mezclas para retener el agua en su seno, la mecánica de suelos no saturada relaciona esta capacidad con la resistencia mecánica adicional del suelo en condiciones no saturadas, Fredlund [12].

En el cuadro 3.13 se presentan los 5 puntos experimentales para cada mezcla. La identificación de estos coincide con el nombre utilizado en el capítulo anterior. En la Figura 3.2.5 se presentan las curvas, y en el Cuadro 3.14 se presentan los parámetros calibrados de cada mezcla.

Mezcla	Muestra	ω	γ_d	e	S_r	ψ_{arriba}	ψ_{abajo}	$(u_a - u_w)$
		[%]	$[\frac{kN}{m^3}]$	[-]	[%]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
Suelo natural	M1	17,9	12,40	1,14	42,5	28710	35501	34056
	M2	34,9	12,23	1,17	80,8	10701	15944	654
	M3	21,0	12,52	1,12	50,8	19535	12847	15714
	M4	26,3	12,26	1,16	61,3	15194	17499	9228
	M5	19,5	12,34	1,15	46,0	27961	28331	22679
Suelo + 3,0% LSC	M2	17,9	12,20	1,17	41,2	43196	45321	48655
	M3	22,1	12,14	1,18	50,6	39847	42746	32157
	M4	25,7	12,26	1,16	59,9	13350	21868	11288
	M5	32,4	12,46	1,13	77,7	13053	16725	506
	M6	29,8	12,22	1,17	68,9	10692	11219	6815
Suelo + 5,0% LSC	M2	16,9	11,79	1,25	36,6	46977	47104	44649
	M5	31,8	11,75	1,25	68,6	25812	25038	6181
	M6	32,8	11,82	1,24	71,3	7454	9881	1030
	M7	21,0	12,51	1,12	50,7	13742	17782	17065
	M8	33,3	12,17	1,18	76,4	10834	9932	931

Cuadro 3.13: Resultados experimentales del ensayo de succión

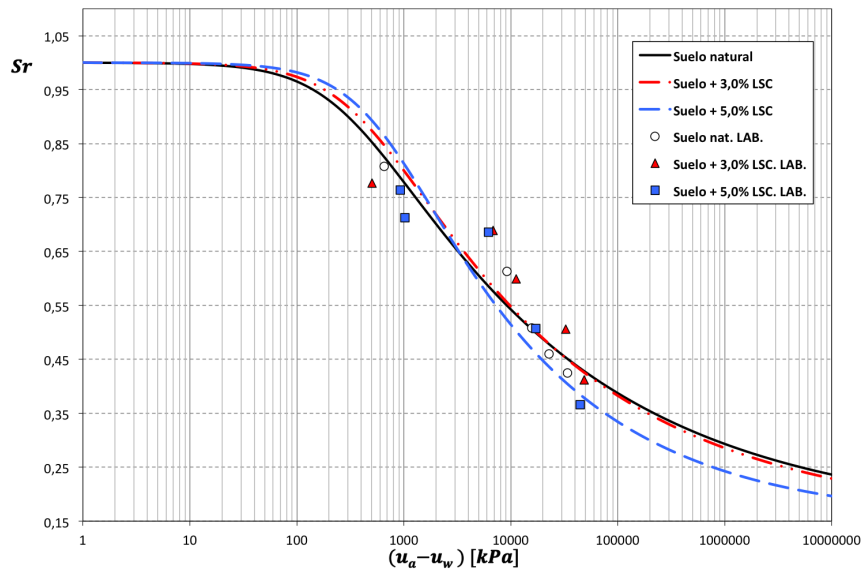


Figura 3.2.5: Curva de retención de agua

Mezcla	λ [-]	S_{ae} [kPa]	S_{res} [%]
Suelo natural	0,18	300	15
Suelo + 3,0 % LSC	0,19	400	15
Suelo + 5,0 % LSC	0,23	600	15

Cuadro 3.14: Curva de retención de agua - Resumen

Estas curvas tienen información sobre dos efectos diferentes, por un lado miden la capacidad hidráulica de retención de agua y por otro lado son proporcionales a la resistencia adicional debido a la no saturación. Como se puede ver en el Cuadro 3.14 las mezclas con adición de lignosulfonato de calcio presentan valores de succión de entrada de aire mayor que el suelo natural, esto implica que la resistencia no saturada para grados de saturación altos, similares a la unidad serán más resistentes que el suelo natural. Por otro lado se utilizan coeficientes λ mayores respecto al suelo natural, esto implica una desaturación más rápida y una pérdida de resistencia para grados de saturación menores.

Estas curvas surgen del ajuste de los puntos experimentales anteriormente especificados, y la hipótesis utilizada fue que la saturación residual se mantiene constante. Esta hipótesis fue planteada basado en la suposición que la microestructura o el volumen de poros microestructurales se mantiene constante luego de la adición de lignosulfonato de calcio. El promedio total de variación de volumen específico de mesoporos reportado entre las dos mezclas es de una reducción del 1 %. Separando entre las dos mezclas la adición de 3,0 % de lignosulfonato de calcio da un promedio de aumento de 6 % de mesoporos y la adición de 5,0 % una disminución del 9 %. No existe una tendencia clara al respecto, y las variaciones registradas no llegan en promedio al 10 % por lo que esta hipótesis no puede ser refutada con dicha información.

Las curvas obtenidas de retención de agua no coinciden con las resistencias mecánicas de las muestras no saturadas obtenidas en el ensayo de compresión no confinada. Pudo haberse producido algún error en los ensayos de succión en el pesado de los papeles filtro u de otro tipo, ya que este ensayo es muy sensible a las condiciones de temperatura, humedad y tiempo de ejecución.

Capítulo 4

Caso de aplicación a la Ingeniería Civil

En este capítulo se estudia el comportamiento de los suelos caracterizados en el laboratorio aplicados a una obra de Ingeniería Civil. Para esto se utiliza la herramienta Plaxis, un programa de elementos finitos para geomateriales. Se presenta la calibración del suelo estudiado, el funcionamiento y la metodología de cálculo del programa utilizado, el caso de aplicación y los resultados obtenidos.

4.1. Introducción

La solución de problemas en geomecánica a través de métodos analíticos requiere de la aplicación de hipótesis simplificadoras que involucren entre otras cosas la geometría del problema analizado, el comportamiento del suelo y el rango de tensiones de trabajo. Por este motivo la utilización de estos métodos es limitada y útil para una primera aproximación al problema.

A fines del siglo XX comienza a desarrollarse la aplicación de los elementos finitos a los problemas geotécnicos. Según Frías Valero [62] el método de los elementos finitos (MEF) es un método de aproximación a problemas continuos de tal forma que:

- El continuo se divide en un número *finito* de partes, llamados *elementos*, cuyo comportamiento se especifica mediante *parámetros* asociados a ciertos puntos del espacio geométrico denominados *nodos*. Estos nodos son los puntos de unión entre un elemento y sus adyacentes.
- La solución del problema a través del MEF sigue las reglas de los problemas discretos. El sistema completo se forma del ensamblaje de los *elementos*.
- Las incógnitas del problema dejan de ser funciones matemáticas y pasan a ser el *valor numérico* de estas funciones en los nodos.
- El comportamiento en el interior de cada elemento queda definido a partir del comportamiento de los nodos del elemento, mediante las *funciones de interpolación* o *funciones de forma*.

El método de los elementos finitos resuelve problemas de cualquier geometría, estratigrafía y tensiones de trabajo, para una serie de puntos o nodos de elementos, y luego interpola o aproxima, al resto del dominio analizado. La aplicación del método de los elementos finitos a los problemas de geomecánica se denomina geomecánica computacional.

En geomecánica computacional, los problemas analizados difieren sus resultados según el modelo constitutivo utilizado, cada uno de ellos se compone de ecuaciones constitutivas. Las ecuaciones constitutivas son un conjunto de fórmulas que determinan el estado del material antes y después de cualquier cambio en su configuración. Los modelos constitutivos contienen parámetros materiales y variables de estado. Los parámetros materiales son constantes que no varían durante el cálculo y las variables de estado se actualizan durante el análisis del problema. Las ecuaciones constitutivas relacionan los parámetros de entrada y las variables de estado con la tensión actualizada y las variables de estado actualizadas.

En la Figura 4.1.1a se presentan las condiciones a plantear en los problemas analizados. Ante una fuerza externa se plantea el equilibrio de fuerzas que da como resultado tensiones en el material. Ante un desplazamiento prescrito se plantean ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos que dan por resultado deformaciones específicas del material. Las ecuaciones de compatibilidad relacionan los desplazamientos y las deformaciones, y su cumplimiento asegura condiciones de continuidad del material. Las ecuaciones constitutivas relacionan tensiones y deformaciones en el problema analizado.

Según el tipo de modelo constitutivo pueden existir parámetros materiales que sean variables de estado para otros modelos. Por ejemplo, en un modelo elástico perfecto la rigidez es constante y en un modelo elastoplástico la rigidez depende del estado de tensiones al que esté sometido, como se esquematiza en la Figura 4.1.1b. Cada material tiene modelos constitutivos que representan mejor o peor su comportamiento.

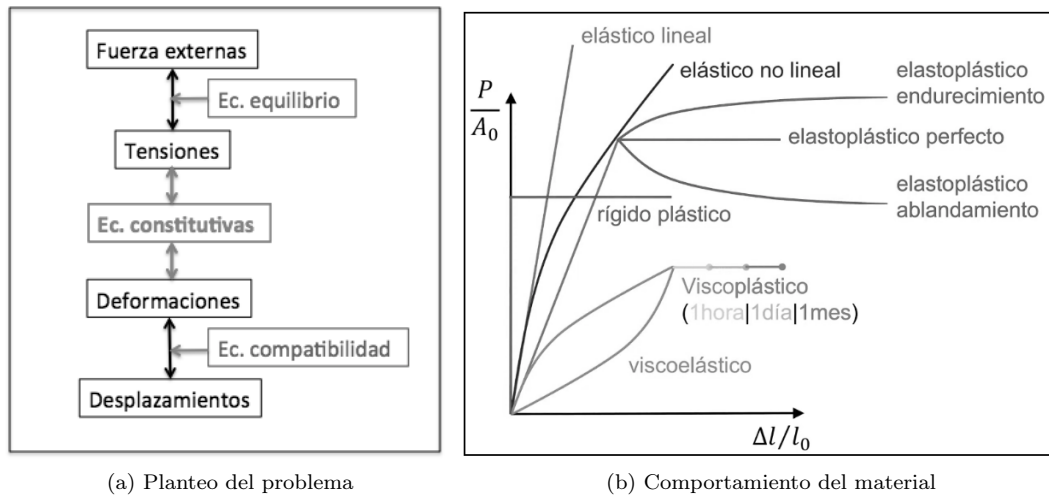


Figura 4.1.1: Resolución de problemas en geomecánica computacional [63]

Además de la relación entre tensiones y deformaciones es necesario definir el criterio de falla del material. En mecánica de suelos el criterio de falla más utilizado es el de Mohr-Coulomb. La falla del material según este criterio se da por tensiones de corte que dependen del ángulo de fricción interna efectiva (ϕ') y de la cohesión efectiva (c').

El criterio de Mohr-Coulomb presenta una superficie de falla que tiene en cuenta las tres tensiones principales σ_1 , σ_2 y σ_3 . En la Figura 4.1.2 se presenta la superficie de fluencia del criterio de falla según Mohr-Coulomb a modo ilustrativo. Cada uno de los 6 planos que componen la superficie de falla representan una relación entre las tensiones σ_i , σ_j y σ_k según las ecuaciones 4.1.1 y 4.1.2 para todas las combinaciones de i , j y k tal que $i \neq j \neq k$.

$$f_{i,1} = \frac{1}{2}(\sigma'_j - \sigma'_k) + \frac{1}{2}(\sigma'_j + \sigma'_k) - c' \cos(\phi') \quad (4.1.1)$$

$$f_{i,2} = \frac{1}{2}(\sigma'_k - \sigma'_j) + \frac{1}{2}(\sigma'_k + \sigma'_j) - c' \cos(\phi') \quad (4.1.2)$$

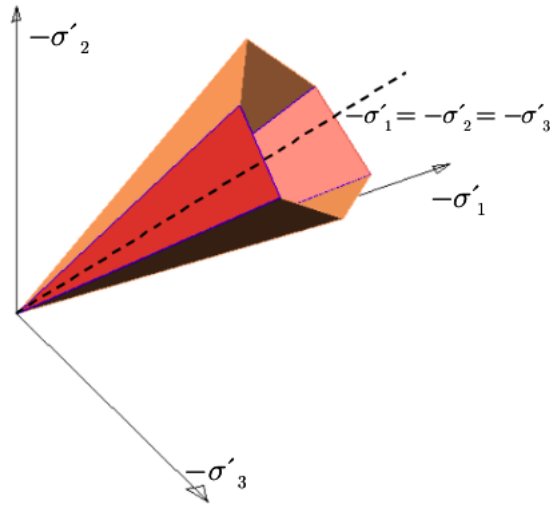


Figura 4.1.2: Criterio de Mohr-Coulomb

La forma de la superficie del criterio de falla de Mohr-Coulomb es un cono compuesto por 6 planos. La sección transversal del cono aumenta al aumentar los valores de σ_i sobre la recta $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, conocida como la recta de compresión isotrópica o hidrostática. Esto se debe a que a mayor confinamiento isotrópico, es mayor la tensión de corte necesaria para alcanzar la falla.

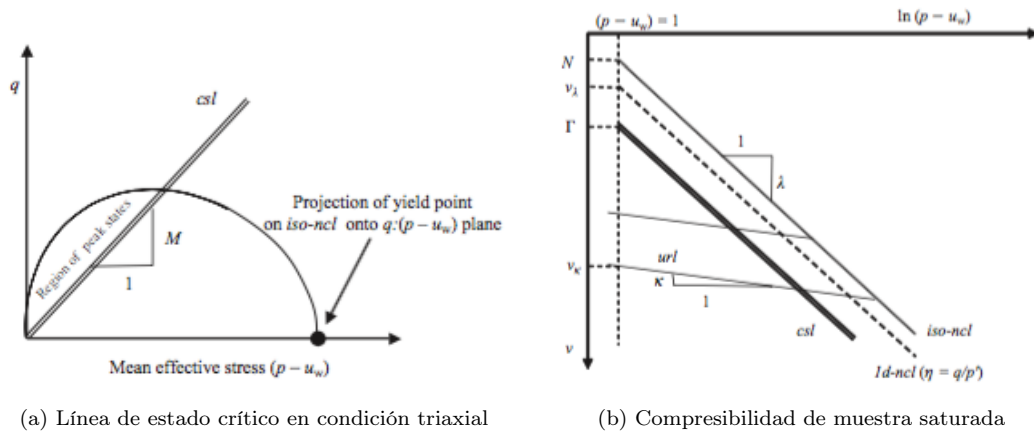
4.1.1. Modelos elasto-plásticos para geomateriales

Los modelos elasto-plásticos quedan definidos por cuatro elementos, según Ledesma [64].

- *Propiedades elásticas* que cuantifican las deformaciones elásticas.
- *Superficies de fluencia* que determinan las combinaciones de tensiones que provocan las deformaciones plásticas.
- *Superficies de potencial plástico* que determinan el mecanismo de deformación plástica.
- *Leyes de endurecimiento* que cuantifican la deformación plástica y su relación con la expansión o contracción de la superficie de fluencia.

Un material está en fluencia cuando su comportamiento deja de ser puramente elástico para pasar a ser elasto-plástico. El estado crítico del suelo es el estado de falla, este se da cuando el material sometido a tensiones de corte se deforma a tensión y volumen constante.

La línea de estado crítico se muestra en la Figura 4.1.3 para las variables p , q y v . Esta línea de estado crítico queda definida por las ecuaciones 4.1.3 y 4.1.4.



(a) Línea de estado crítico en condición triaxial

(b) Compresibilidad de muestra saturada

Figura 4.1.3: Línea de estado crítico [38].

$$q_c = Mp \quad (4.1.3)$$

$$v_c = \Gamma - \lambda n \left(\frac{p}{p_0} \right) \quad (4.1.4)$$

donde:

$$M(\phi) = \frac{6 \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)}$$

Γ = Volumen específico inicial de la muestra

λ = Índice de compresibilidad primaria

La superficie de fluencia (f) en un modelo constitutivo separa el comportamiento elástico del comportamiento plástico, dentro de dicha superficie el modelo se comportará de manera elástica. La forma y el tamaño de la superficie analizada dependen de la historia del estado de tensiones a la que el suelo fue sometido. En la Figura 4.1.4 se muestra la forma de la superficie de fluencia para dos estados de carga distintos. Analizando la línea de fluencia punteada sobre la izquierda de la Figura 4.1.4 se puede decir que para tensiones p' menores a la del punto O sobre la derecha de la Figura 4.1.4, la muestra se comporta de manera elástica. Luego para presiones p' mayores a la del punto O la muestra comienza a deformarse plásticamente según la recta (ncl = Normal compression line - compresión isométrica) de pendiente λ y la superficie de fluencia en la izquierda de la Figura 4.1.4 comienza a modificar su tamaño. Esto se da por el endurecimiento mencionado anteriormente. Como se puede ver la superficie de fluencia aumenta su tamaño y luego de la descarga no vuelve a modificarse. La muestra ensayada modifica su volumen primero la magnitud $\Delta v_1 = v_O - v_A$ para el tramo de la carga que corresponde a una variación de presiones $\Delta p_1 = p_A - p_O$. Luego en el tramo de descarga aumenta su volumen una magnitud $\Delta v_2 = v_B - v_A$ ante una disminución de tensiones $\Delta p_2 = p_A - p_B$. Puede verse que las presiones del punto O y el punto B son iguales, y sus volúmenes son distintos, debido a la deformación plástica irreversible. Así se observa que un ciclo cerrado de carga y descarga genera en este caso la expansión de la superficie de fluencia y la deformación plástica de compresión en la muestra. Se cumple que la deformación total de la muestra en el ciclo de carga y descarga, es igual a la deformación plástica de la muestra proporcional a la Δp_1 aplicada menos la recuperación elástica proporcional a la Δp_2 , entonces $\Delta v = \Delta v^p + \Delta v^e$.

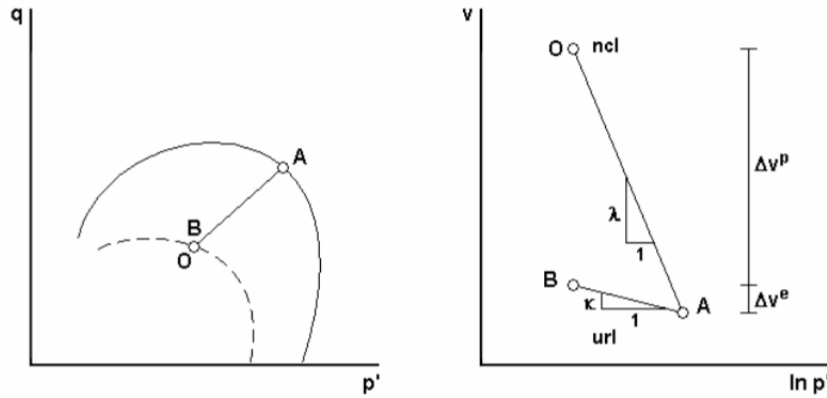


Figura 4.1.4: Evolución de la línea de fluencia

Se puede escribir el incremento de la deformación volumétrica o isotrópica (ϵ_v) y la deformación de corte (ϵ_q) como la suma de sus componentes elásticas y plásticas según las Ecuaciones 4.1.5 y 4.1.6:

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^p \quad (4.1.5)$$

$$\dot{\epsilon}_q = \dot{\epsilon}_q^e + \dot{\epsilon}_q^p \quad (4.1.6)$$

El superíndice p implica deformaciones plásticas y el superíndice e deformaciones elásticas. El subíndice v implica deformaciones volumétricas y el subíndice q deformaciones de corte.

De esta manera se pueden relacionar las deformaciones elásticas según la teoría de la elasticidad, según la expresión 4.1.7 y las deformaciones plásticas según la teoría de la plasticidad según la expresión 4.1.8.

$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_v^e \\ \dot{\epsilon}_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/K' & 0 \\ 0 & 1/3G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (4.1.7)$$

donde

$$K' = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_v^p \\ \dot{\epsilon}_q^p \end{bmatrix} = d\lambda \begin{bmatrix} \partial g / \partial p' \\ \partial g / \partial q \end{bmatrix} \quad (4.1.8)$$

$g(p', q, \varsigma) = 0$ representa el potencial plástico del material en estudio, y ς representa las variables de estado. El potencial plástico es una función cuyo gradiente permite definir la dirección de incremento de la deformación plástica. La superficie de potencial plástico puede presentar regla de flujo asociada o no asociada. En el caso en que la superficie de fluencia y la superficie de potencial plástico coinciden, se cumple la regla de flujo asociada, en caso contrario la regla es no asociada.

Las superficies de fluencia pueden modificarse durante la deformación plástica. Existen dos casos extremos, el caso en que el material se rigidiza y la superficie de fluencia se agranda, o el caso en que el material se reblandece y su superficie de fluencia se achica. El caso intermedio en el cual la superficie de fluencia es constante es conocido como un material plástico perfecto.

El factor H es conocido como el factor de endurecimiento de un modelo y es proporcional a la derivada del potencial plástico en función de las variables de estado. Según este valor sea positivo, negativo o nulo

será un modelo con endurecimiento ($H > 0$), reblandecimiento ($H < 0$) o plástico perfecto. En la Figura 4.1.5 se presenta esquemáticamente su efecto.

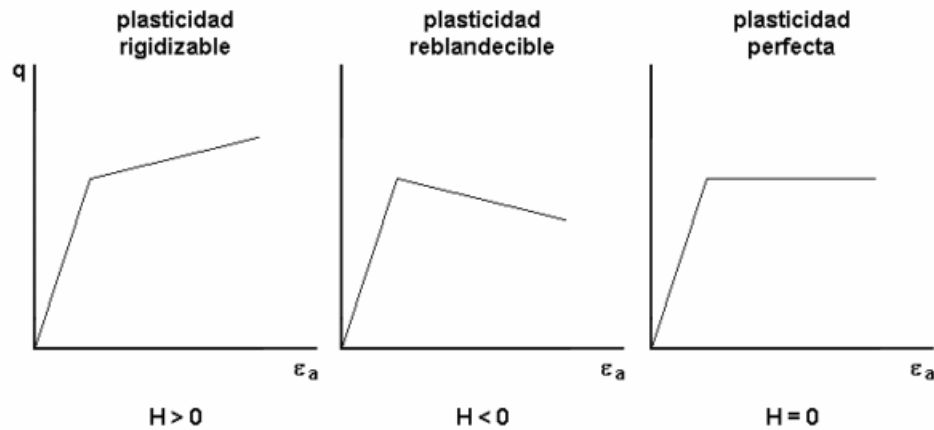


Figura 4.1.5: Comportamiento plástico según ley de endurecimiento

4.2. Modelo utilizado

El modelo Hardening Soil es un modelo desarrollado dentro del marco de la teoría clásica de la plasticidad. El modelo utiliza dos módulos de elasticidad para el rango elástico, y endurecimiento por deformación isotrópica para el rango plástico, a diferencia del modelo de Mohr-Coulomb que utiliza elasticidad lineal según ley de Hooke y plasticidad perfecta según el criterio de falla de Mohr-Coulomb, Schanz [65].

El modelo fue desarrollado por Vermeer [66] y su modelo constitutivo está basado en el modelo hiperbólico de Duncan-Chang [67] que incorpora una superficie de fluencia para compresión isotrópica.

En este modelo las deformaciones totales son calculadas usando la rigidez en función de la tensión aplicada, dicha rigidez es una para la primer carga, y otra para descarga y recarga. Las deformaciones plásticas son calculadas introduciendo una superficie de fluencia compuesta. El endurecimiento es asumido isotrópico dependiendo de las deformaciones por corte y las deformaciones volumétricas. Para el endurecimiento friccional por deformaciones de corte se asume no asociatividad y para el endurecimiento de tapa (cap) se asume asociatividad entre fluencia y potencial plástico, según indica Schanz [65]. La asociatividad friccional generaría deformaciones volumétricas no realistas.

El endurecimiento por corte es utilizado para modelar deformaciones irreversibles debidas a tensiones deviatoricas ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$). El endurecimiento por compresión permite modelar deformaciones irreversibles debidas a compresión edométricas o isotrópicas, Plaxis [68].

El modelo Hardening Soil permite representar tanto suelos duros como suelos blandos. Cuando se somete el suelo a tensiones deviatoricas, se registra una disminución de la rigidez y simultáneamente se producen deformaciones irreversibles. En el caso de un ensayo triaxial drenado esta relación produce una hipérbola en el plano tensión deviatorica-deformación axil. El modelo Hardening Soil reemplaza la forma hipérbola con las siguientes modificaciones:

- Utiliza la teoría de la plasticidad en lugar de la teoría de la elasticidad
- Tiene en cuenta la dilatancia del suelo
- Introduce una superficie de fluencia para estados isotrópicos (Yield Cap)

Algunas características del modelo son la dependencia de la rigidez según una ley exponencial (parámetro de Janbu m), deformabilidad plástica para tensiones deviatoricas (parámetro E_{50}^{ref}), deformabilidad plástica para tensiones de compresión (parámetro E_{oed}^{ref}), carga y descarga elástica (parámetros E_{ur}^{ref} y ν_{ur}) y falla según Mohr-Coulomb (parámetros c' y ϕ').

La relación entre tensiones y deformaciones en un estado edométrico implica por ejemplo la relación $E_{oed} = E_{oed}^{ref}(\sigma/p^{ref})^m$. En el caso de suelos blandos es realista adoptar un factor $m=1$ y se reproduce el ensayo edométrico [e vs log(p)]. En las ecuaciones 4.2.1 y 4.2.2 se presenta la relación entre E_{oed}^{ref} , λ , y λ^* .

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*} \quad (4.2.1)$$

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1 + e_0)} \quad (4.2.2)$$

p^{ref} es una presión de referencia, por lo general se toma $p_{ref} = 100kPa$. De esta manera se considera un módulo de rigidez edométrica tangente a una presión de referencia p^{ref} . El factor λ es el índice de compresión isotrópica del modelo Cam-Clay, que determina la compresibilidad del material en carga primaria.

En forma similar el módulo de descarga y recarga E_{ur} se relaciona con el índice de hinchamiento modificado κ^* o con el índice de hinchamiento clásico del modelo Cam-Clay κ , según las ecuaciones 4.2.3 y 4.2.4.

$$E_{ur}^{ref} = \frac{2p^{ref}}{\kappa^*} \quad (4.2.3)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1 + e_0)} \quad (4.2.4)$$

Las relaciones mencionadas implican el valor de $m=1$.

4.2.1. Relación hiperbólica: Ensayos triaxiales drenados

La idea básica en la formulación del modelo Hardening Soil implica la relación hiperbólica entre la deformación vertical (ϵ_1) y la carga deviatorica (q) en carga triaxial primaria. Cuando el suelo es sometido a una carga deviatorica la rigidez disminuye y comienzan a desarrollarse deformaciones plásticas.

En un ensayo triaxial drenado las muestras describirán curvas hiperbólicas al llegar a la fluencia según la Ecuación 4.2.5.

$$- \epsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (4.2.5)$$

Con $q < q_f$. El parámetro q_a se define como el valor asintótico de resistencia al corte y E_i la rigidez inicial. La relación entre el parámetro de entrada E_i y E_{50} viene dado por la Ecuación 4.2.6.

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (4.2.6)$$

Donde E_{50} es la rigidez de confinamiento dependiente de la tensión a la que está sometido según la Ecuación 4.2.7, y R_f es la relación entre las tensiones q_f/q_a .

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left[\frac{c(\cos(\phi)) - \sigma'_3(\sin(\phi))}{c(\cos(\phi) + p^{ref}(\sin(\phi)))} \right]^m \quad (4.2.7)$$

El valor de σ'_3 es negativo para compresión por lo que el valor de la rigidez E_{50} aumenta a mayor confinamiento como es de esperarse debido al endurecimiento del modelo. El valor de tensión de falla q_f y q_a se definen según:

$$q_f = [c(\cot(\phi) - \sigma_3)] \frac{2\sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \quad (4.2.8)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

La Ecuación 4.2.8 se deriva del criterio de falla de Mohr-Coulomb. Cuando la tensión q iguala a la tensión q_f se alcanza el criterio de falla y la fluencia plástica perfecta se produce según el criterio de falla del modelo de Mohr-Coulomb.

La relación R_f debe ser menor que la unidad. Plaxis toma el valor de $R_f = 0,9$ por defecto.

El módulo de descarga-recarga (E_{ur}) para el rango de tensiones a la que se somete la muestra se calcula según la Ecuación 4.2.9.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left[\frac{c(\cos(\phi)) - \sigma'_3(\sin(\phi))}{c(\cos(\phi) + p^{ref}(\sin(\phi)))} \right]^m \quad (4.2.9)$$

El valor E_{ur}^{ref} mide la rigidez de descarga-recarga correspondiente a una tensión aplicada igual a p^{ref} . En muchos casos prácticos se recomienda tomar el valor de $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$. En la Figura 4.2.1 se presenta gráficamente las rigideces descritas anteriormente según la gráfica $q - \epsilon_1$.

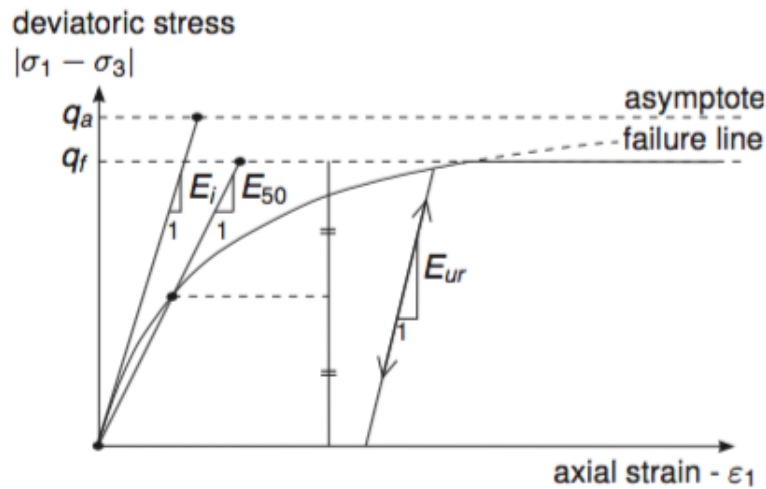


Figura 4.2.1: Modulos de rigidez del modelo [68].

4.2.2. Leyes de endurecimiento

Las leyes de endurecimiento por corte y por compresión isotrópica son descritas a continuación.

4.2.2.1. Endurecimiento por deformaciones de corte

Se analiza el estado de tensiones triaxiales donde σ_1 es la tensión principal mayor y las tensiones menores son iguales tal que $\sigma_2 = \sigma_3$. Para el estado de tensiones diferentes del mencionado se puede adoptar la Ecuación 4.2.10 y reemplazar \tilde{q} por el q utilizado en la Ecuación 4.2.12.

$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\alpha - 1)\sigma_2 - \alpha\sigma_3 \quad (4.2.10)$$

donde:

$$\alpha = \frac{3 + \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)}$$

Se toman las tensiones de compresión $\sigma_i < 0$, para el estado donde $q < q_f$. La función de fluencia por corte tiene la forma de la Ecuación 4.2.11.

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (4.2.11)$$

Donde \bar{f} es función de la tensión y γ^p es función de las deformaciones plásticas, según las Ecuaciones 4.2.12 y 4.2.13.

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (4.2.12)$$

$$\gamma^p = -(2\epsilon_1^p - \epsilon_v^p) \cong -2\epsilon_1^p \quad (4.2.13)$$

El superíndice p indica que las deformaciones analizadas son en el rango plástico. Para suelos duros la deformación volumétrica tiende a ser pequeña y se acepta la aproximación $\gamma^p \cong -2\epsilon_1^p$. Lo importante de la definición de \bar{f} dada por la Ecuación 4.2.12 es que ajusta de manera correcta al modelo hiperbólico propuesto por Duncan-Chang [67]. La expresión para la deformación axil plástica se da para el caso en que la superficie de fluencia de la Ecuación 4.2.11 con $f = 0$, y despejando se obtiene la Ecuación 4.2.14.

$$\epsilon_1^p \cong \frac{1}{2}\bar{f} = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (4.2.14)$$

Por otra parte las deformaciones elásticas ϵ_1^e y $\epsilon_2^e = \epsilon_3^e$ se calculan según las ecuaciones 4.2.15 y 4.2.16.

$$\epsilon_1^e = \frac{-q}{E_{ur}} \quad (4.2.15)$$

$$\epsilon_2^e = \epsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (4.2.16)$$

Con ν_{ur} igual al coeficiente de Poisson para descarga-recarga. Finalmente la expresión general para la deformación específica ϵ_1 viene dada por la suma de las ecuaciones 4.2.14 y 4.2.15, que dan por resultado la Ecuación 4.2.5, que se reescribe a continuación. Al producirse el endurecimiento por corte comienza a agrandarse la superficie fluencia como puede verse en la Figura 4.2.2.

$$\epsilon_1 = -(\epsilon_1^e + \epsilon_1^p) = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a}$$

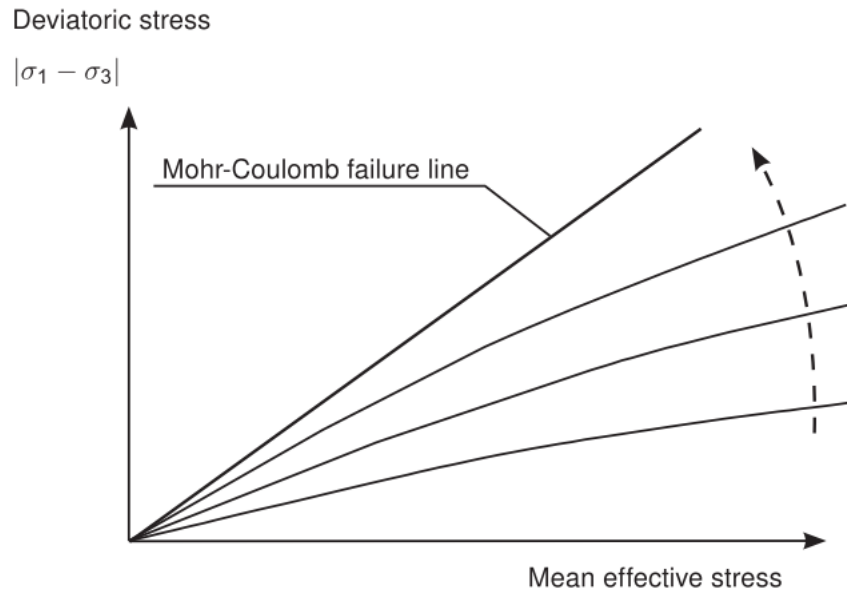


Figura 4.2.2: Endurecimiento por corte [68].

4.2.2.2. Endurecimiento por deformaciones volumétricas

La superficie de fluencia correspondiente al endurecimiento por corte no es capaz de representar las deformaciones isotrópicas plásticas que son observadas mayormente en los suelos blandos. Por este motivo se utiliza una segunda superficie de fluencia que encierra el comportamiento plástico. Sin esta superficie el modelo no sería capaz de utilizar dos módulos de rigidez E_{50}^{ref} y E_{oed}^{ref} independientes.

El módulo triaxial (E_{50}^{ref}) controla principalmente la superficie de fluencia debida al corte, y el módulo edométrico (E_{oed}^{ref}) controla la superficie de fluencia isotrópica (cap). La definición de la superficie de fluencia isotrópica viene dada por la Ecuación 4.2.17.

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + (p')^2 - p_p^2 \quad (4.2.17)$$

Donde M es un parámetro del modelo que se relaciona con K_0^{nc} , el coeficiente de empuje horizontal. La variable \tilde{q} se obtiene según Ecuación 4.2.10, $p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$, y p_p la presión de preconsolidación de la muestra. En un plano (p, \tilde{q}) la superficie de fluencia es parte de una elipse con centro en $p = 0$, como se puede ver en la Figura 4.2.3.

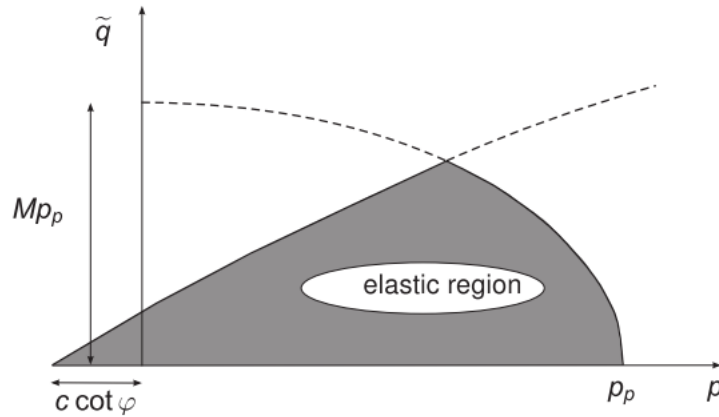


Figura 4.2.3: Superficie de fluencia isotrópica [68].

La ley de endurecimiento que relaciona la variación de la presión de preconsolidación (\dot{p}_p) y la deformación isotrópica plástica ($\dot{\epsilon}_v^{pc}$) viene dada por la Ecuación 4.2.18.

$$\dot{\epsilon}_v^{pc} = \frac{K_s/K_c - 1}{K_s^{ref}} \left[\left(\frac{p_p + c \cdot \cot(\phi)}{p^{ref} + c \cdot \cot(\phi)} \right)^{-m} \right] \dot{p}_p \quad (4.2.18)$$

Donde K_s^{ref} es el módulo elástico volumétrico para carga y descarga, y se calcula según la Ecuación 4.2.19.

$$K_s^{ref} = \frac{E_{ur}^{ref}}{3(1 - 2\nu_{ur})} \quad (4.2.19)$$

Y K_s/K_c indica la relación entre los módulos volumétricos para el hinchamiento isotrópico (relaciona K_s^{ref} y E_{ur}^{ref}) y la compresión isotrópica primaria (relaciona K_c^{ref} y E_{oed}^{ref}). Los parámetros M y K_s/K_c son calculados por el programa y se relacionan el primero sólo con K_0^{nc} , y el segundo con E_{ur}^{ref} , E_{oed}^{ref} y K_0^{nc} .

La elipse de la Figura 4.2.3 tiene una longitud p_p en el eje p y una altura Mp_p en el eje \tilde{q} . Valores altos de M , relacionados con valores bajos de K_0^{nc} generan una superficie más plana, y valores bajos de M relacionados con valores altos de K_0^{nc} generan superficies más redondas y punteadas.

Esta superficie tiene asociatividad plástica, por lo que la Ecuación 4.2.17 de la superficie de fluencia es igual a la ecuación para la superficie de potencial plástico. En la Figura 4.2.4 se presenta la superficie total de fluencia para el modelo Hardening Soil en función de las tensiones principales σ_1 , σ_2 y σ_3 donde se puede ver que ambas superficies de fluencia por corte y por compresión isotrópica se componen de planos de falla según Mohr-Coulomb.

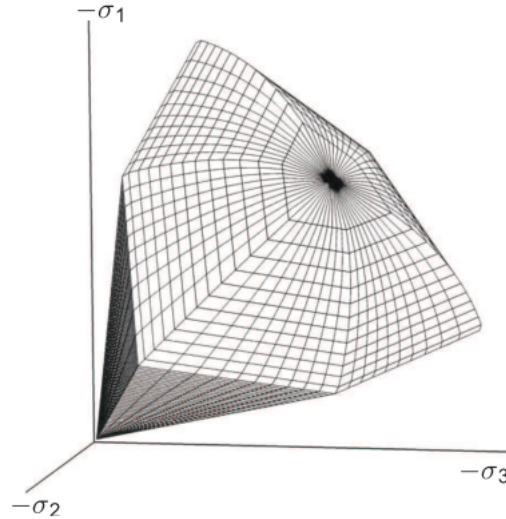


Figura 4.2.4: Superficie de fluencia general del modelo HS en tensiones principales para un suelo sin cohesión [68].

4.2.3. Modelo Van Genuchten: Suelos no saturados

A continuación se describe el comportamiento hidráulico de los suelos no saturados usando el modelo de Van Genuchten incluido en Plaxis. El modelo permite también tener en cuenta el aumento de la resistencia de los suelos no saturados. Plaxis calcula la resistencia al corte para suelos no saturados según Bishop [11], mostrado en la Ecuación 4.2.20.

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \operatorname{tg}(\phi') \quad (4.2.20)$$

τ = Resistencia al corte [kPa]

σ = Tensión de confinamiento [kPa]

c' = Cohesión efectiva [kPa]

ϕ' = Ángulo de fricción interna efectivo del suelo [°]

u_a = Presión del aire en los poros [kPa]

u_w = Presión del agua en los poros [kPa]

$u_a - u_w$ = Succión mátrica [kPa]

χ = Parámetro de Bishop [-]

El modelo utiliza la curva de retención de agua (SWRC) para describir los parámetros hidráulicos del flujo de agua en las zonas no saturadas (generalmente sobre el nivel freático). La curva relaciona la capacidad del suelo para mantener el agua a diferentes tensiones. Existen diferentes modelos que relacionan esta capacidad, el de Van Genuchten (VG) suele ser el más utilizado.

Este modelo se describe con una ecuación de tres parámetros y relaciona la saturación (S_r) con la altura de columna de agua (ϕ_p) según la Ecuación 4.2.21:

$$S(\phi_p) = S_{res} + (S_{sat} - S_{res}) [1 + (g_a |\phi_p|)^{g_n}]^{g_c} \quad (4.2.21)$$

$$\phi_p = \frac{-p_w}{\gamma_w}$$

p_w = Succión [kPa]

γ_w = Peso específico del agua [kN/m^3]

S_{res} = Grado de saturación residual [%]

S_{sat} = Grado de saturación máximo [%]

g_a = Parámetro de ajuste relacionado con la succión de entrada de aire [$1/m$]

g_n = Parámetro de ajuste que mide la desaturación luego de superada la succión de entrada de aire [-]

g_c = Parámetro de ajuste utilizado en el modelo de VG. En Plaxis se utiliza la Ecuación 4.2.22 auxiliar para reducir las variables del modelo a dos.

$$g_c = \frac{1 - g_n}{g_n} \quad (4.2.22)$$

El modelo asume al parámetro χ igual a la saturación efectiva. En la Ecuación 4.2.23 se indica su método de cálculo.

$$\chi = S_e = \frac{S_r - S_{res}}{S_{sat} - S_{res}} \quad (4.2.23)$$

4.3. Calibración del suelo estudiado

Se calibran los parámetros utilizados en el modelo Hardening Soil, con el objetivo de representar en el programa de cálculo los suelos estudiados en el laboratorio. En el Cuadro 4.1 se presentan los parámetros calibrados para las mezclas estudiadas.

Luego se presenta las condiciones de cada ensayo para el caso del suelo natural, suelo + 3,0% LSC y suelo + 5,0% LSC. Se toma como válida la calibración con un error relativo menor al 30%.

Parámetro	Unidad	Suelos calibrados		
		Suelo natural	Suelo + 3,0% LSC	Suelo + 5,0% LSC
E_{50}^{ref}	[kPa]	4000	3500	5500
E_{oed}^{ref}	[kPa]	1200	1000	1700
E_{ur}^{ref}	[kPa]	8000	9000	11000
m	[-]	1	1	1
ν	[-]	0,2	0,2	0,2
K_0^{nc}	[-]	0,4	0,4	0,4
p_{ref}	[kPa]	100	100	100
g_a	[1/m]	0,14	0,13	0,11
g_n	[-]	2,10	1,98	1,85
g_c	[-]	-0,52	-0,49	-0,46

Cuadro 4.1: Calibración de suelos estudiados

4.3.1. Método de calibración

En la Figura 4.3.1 se presenta el esquema general de los modelos utilizados en la calibración. En la calibración utilizando Plaxis se simula una probeta con simetría de revolución y dimensiones unitarias de radio y altura. Estas dimensiones no coinciden con las probetas utilizadas en laboratorio, pero no influyen en los resultados obtenidos, su utilización simplifica el modelo e interpretación de resultados. En cada ensayo se presentan las condiciones de borde ya sean de carga, flujo, deformación y fijaciones utilizadas.

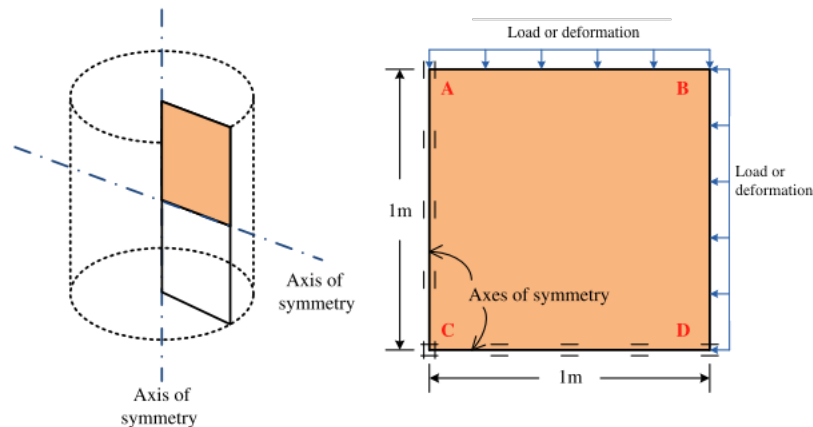


Figura 4.3.1: Esquema general de ensayos modelados [69]

Ensayo triaxial Se modela el ensayo triaxial no drenado. Para esto se somete a la muestra a una serie de variaciones de deformación vertical a tensión de cámara constante. En el Cuadro 4.2 se presentan las condiciones de borde del ensayo simuladas en el programa. De esta manera se simulan los tres ensayos realizados para la humedad óptima del suelo natural. Las mezclas con adición de lignosulfonato de calcio no han sido modeladas por lo que se asumen iguales resultados de ϕ' y c' .

Línea	Tensión / Deformación	Fijaciones	Flujo
AB (superior)	Deformación	Libre	Cerrado
CD (inferior)	-	Restringido vertical	Cerrado
AC (izquierda)	-	Restringido horizontal	Cerrado
BD (derecha)	Tensión	Libre	Cerrado

Cuadro 4.2: Condiciones de borde del ensayo

En la Figura 4.3.2 se presentan los resultados obtenidos en una gráfica q-p. El valor de la pendiente $M(\phi) = 1,07$ y $c' = 0kPa$.

$$M(\phi) = \frac{6\text{sen}(\phi')}{3 - \text{sen}(\phi')}$$

$$\phi' = 27^\circ$$

$$c' = 0kPa$$

En la Figura 4.3.3 se presenta la deformación específica vertical en función de la variación de tensión desviadora q, donde se observa una buena aproximación entre ensayo y modelo. En el Cuadro 4.3 se presenta una comparativa entre los valores obtenidos en laboratorio y calibrados en Plaxis con su error relativo. Este ensayo permite calibrar los valores de E_{50}^{ref} , ϕ' y c' , en este caso la calibración ajusta en forma regular los parámetros buscados.

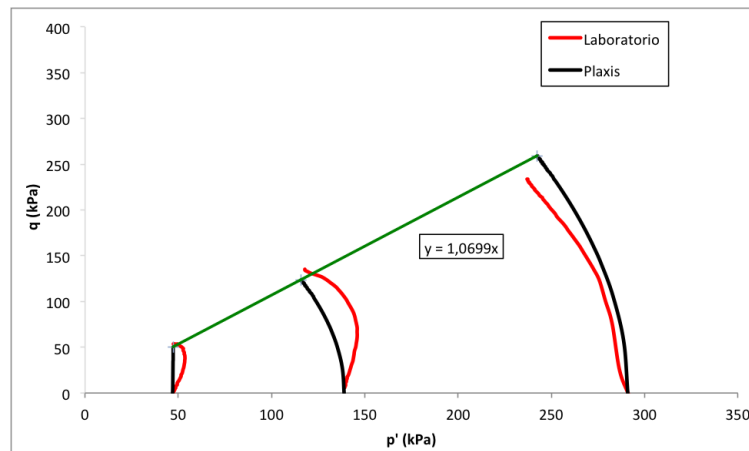
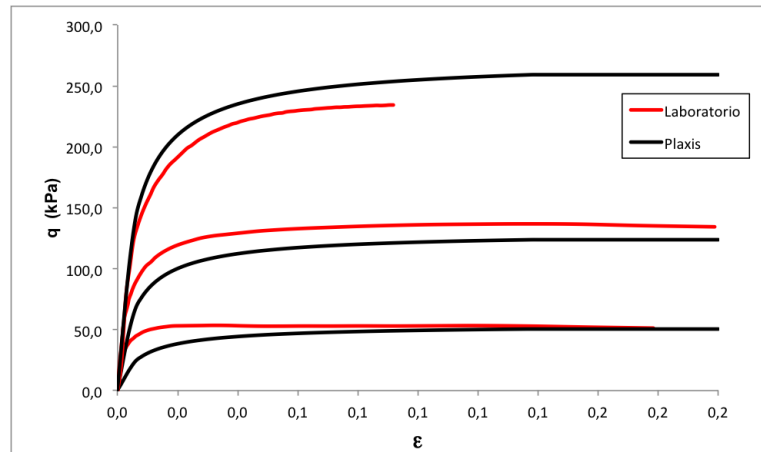


Figura 4.3.2: Gráfico q-p

Figura 4.3.3: Gráfica q vs ϵ_1

Parámetro	Laboratorio	Plaxis	Error relativo [%]
ϕ' [°]	30,4	27	11,2
c' [kPa]	0	0	0,0

Cuadro 4.3: Resultados calibración triaxial

Ensayo edométrico Ante la imposibilidad del modelo de simular la expansión se utiliza el ensayo de consolidación edométrica con el objetivo de calibrar los parámetros E_{oed}^{ref} y E_{ur}^{ref} y se comparan las pendientes C_s y C_c obtenidas. En el Cuadro 4.4 se presentan las condiciones de borde del ensayo simuladas en el programa. En el Cuadro 4.5 se presentan los ensayos simulados, sus resultados y los errores relativos de cada uno de estos. Se ensaya la muestra M_1 de suelo natural por presentar humedad más cercana a la de los ensayos triaxiales. En la Figura 4.3.4 se presentan los resultados obtenidos.

Línea	Carga / Deformación	Fijaciones	Flujo
AB (superior)	Carga	Libre	Abierto
CD (inferior)	-	Empotrado	Abierto
AC (izquierda)	-	Fijo	Cerrado
BD (derecha)	-	Fijo	Cerrado

Cuadro 4.4: Condiciones de borde ensayo edométrico

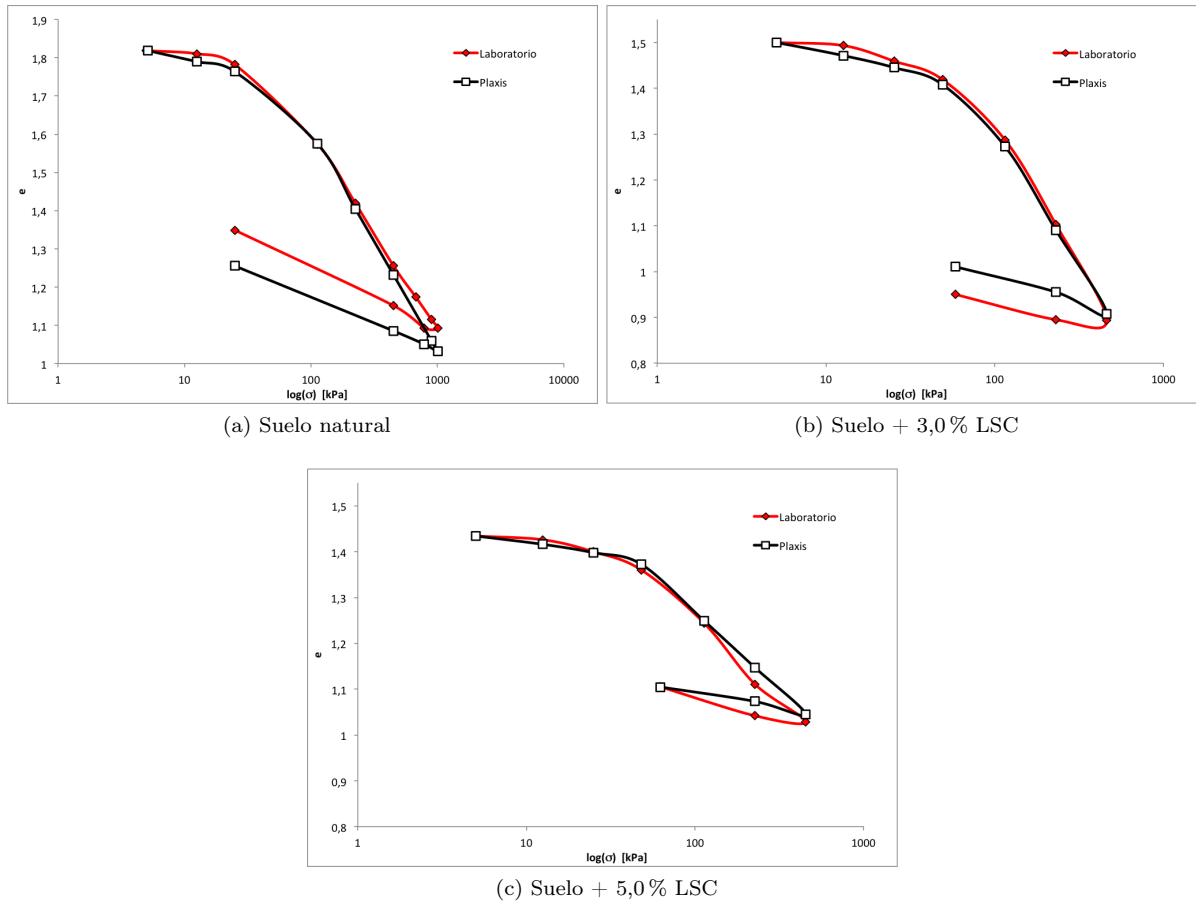


Figura 4.3.4: Ensayos edométricos

Ensayo edométrico										
Parám.	Suelo natural			Suelo + 3,0 % LSC			Suelo + 5,0 % LSC			
	Muestra	LAB.	PLX.	E_r	LAB.	PLX.	E_r	LAB.	PLX.	E_r
C_c	M_1	0,16	0,14	12 %	0,09	0,11	28 %	0,09	0,06	28 %
C_s		0,51	0,57	12 %	0,65	0,61	6 %	0,34	0,32	6 %

Cuadro 4.5: Muestras y errores

Ensayo de compresión no confinada En este ensayo se simula la resistencia a la compresión no confinada (UCS) de las muestras de suelo. El ensayo es similar al triaxial pero con una tensión de cámara $\sigma_3 = 0kPa$. Los ensayos simulados anteriormente se utilizan para calibrar los parámetros de suelo saturado. Este ensayo busca calibrar el comportamiento de resistencia adicional producto de la no saturación de la muestra. Los parámetros calibrados también controlan la curva de retención de agua, por lo que se prioriza calibrar sólo la resistencia mecánica. De esta manera se evita que el comportamiento hidráulico dado por la curva de retención de agua sobredimensione la resistencia no saturada del suelo, ya que no pueden desacoplarse.

En el Cuadro 4.6 se presentan las condiciones de borde del ensayo simuladas en el programa.

Línea	Carga / Deformación	Fijaciones	Flujo
AB (superior)	Deformación	Libre	Abierto
CD (inferior)	-	Fijo	Abierto
AC (izquierda)	-	Fijo	Cerrado
BD (derecha)	-	Libre	Cerrado

Cuadro 4.6: Condiciones de borde ensayo UCS

Se tiene información de 3 ensayos realizados en laboratorio a diferentes humedades y grados de saturación iniciales para las distintas mezclas. En el programa se ingresa el grado de saturación inicial y se introduce una deformación que genera un aumento de carga en la muestra. El programa registra el aumento de tensión vertical, hasta el que se produce la falla. En el Cuadro 4.7 se muestran los resultados obtenidos y los errores relativos de cada uno de estos ensayos.

Mezcla	Muestra	S_r [%]	Laboratorio: UCS [kPa]	Plaxis: UCS[kPa]	Er. relat. [%]
Suelo nat.	M1	37	95	102	7,4
	M2	69	120	88	26,5
	M3	75	69	83	11,6
Suelo + 3,0% LSC	M1	36	115	129	17,1
	M2	68	110	102	7,4
	M3	78	68	79	16,2
Suelo + 5,0% LSC	M1	48	140	167	19,6
	M2	76	125	113	9,1
	M3	83	86	95	10,0

Cuadro 4.7: UCS - Suelo natural

4.4. Caso de estudio: Carretera sobre suelo expansivo

Debido al bajo peso estructural de las carreteras, este tipo de estructuras es sensible frente a la expansión de suelos. Por este motivo se propone estudiar el comportamiento de una carretera tratada con el polímero investigado. Se utiliza el programa de elementos finitos Plaxis y el suelo calibrado en la sección anterior.

4.4.1. Limitaciones del modelo

La modelación de suelos expansivos en programas de elementos finitos como Plaxis requiere un modelo constitutivo de alta complejidad. En los casos prácticos de Ingeniería Civil por lo general se desprecia la succión del suelo y su resistencia adicional no saturada. En el caso de existencia de suelos expansivos se resuelve el problema de expansividad utilizando según normativas o ábacos, y en el caso pavimentos de hormigón armado utilizando refuerzo superior para soportar el momento relacionado con la presión de hinchamiento.

Existen modelos constitutivos más complejos como el Barcelona Basic Model (BBM) que permite representar expansión y colapso de suelos en forma integrada. Este modelo no es utilizado por la falta de algunos ensayos y porque su implementación en el programa Plaxis depende del desarrollo del usuario. El modelo Hardening Soil no presenta un módulo de expansividad para suelos no saturados por lo que la solución utilizada es aproximada.

4.4.1.1. Método de estudio

La expansividad de los suelos estudiados se da por dos casos fenómenos, el primero una variación de relación de vacíos plástica por el cambio del contenido de agua en la muestra y el restante una variación de altura elástica, debido a la disminución de tensiones efectivas. En la Figura 4.4.1 se presentan las deformaciones plásticas y elásticas de la muestra.

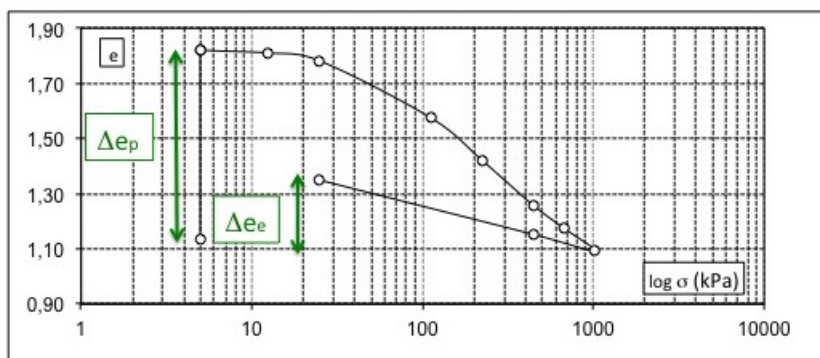


Figura 4.4.1: Deformaciones plásticas y elásticas

La variación de relación de vacíos plástica no puede ser representada por este modelo en forma directa. En el modelo Hardening Soil (HS) la variación del contenido de humedad no genera una variación de la relación de vacíos plástica.

La variación en la relación de vacíos elástica si es representada por el modelo HS ya que ante una disminución en la tensión efectiva el suelo aumenta su volumen en forma elástica a través del módulo de descarga-recarga (E_{ur}). Utilizando este concepto se modela la variación de tensiones efectivas a través de la variación de la profundidad del nivel freático. La disminución en las tensiones efectivas se debe principalmente a la disminución de la succión ya que la variación del nivel freático aumenta el grado de saturación.

Por otro lado se modela una deformación específica (ϵ_y) impuesta a diferentes recintos de suelo, con lo que se busca representar la expansión plástica relacionada con el hinchamiento libre de las mezclas estudiadas.

4.4.2. Modelo de elementos finitos

A continuación se presentan los casos estudiados, se describen sus etapas y se analizan sus resultados. En la Figura 4.4.2 se presenta un esquema de la geometría utilizada. En todos los casos el terraplén tiene una pendiente de 1:1,75 y un ancho en el coronamiento de 10m. El modelo se realiza respecto del eje de simetría, es decir que la carretera tiene 20m de ancho en el coronamiento. Se modela un estrato de suelo de 20m de profundidad y una longitud de 70m respecto del eje de simetría. La profundidad del nivel freático, la altura y el ancho de la base del terraplén varían según el caso analizado.

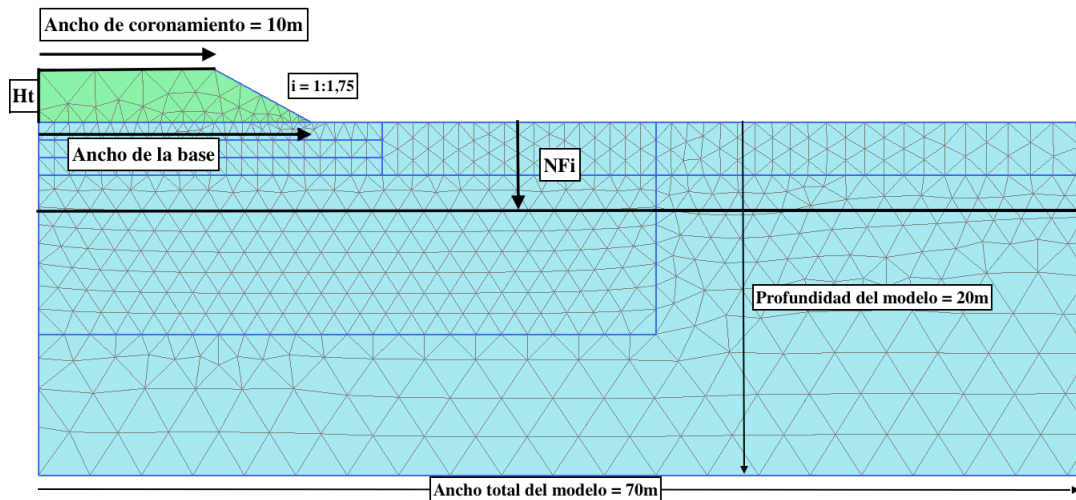


Figura 4.4.2: Características geométricas de los modelos analizados .

Variación del nivel freático En este modelo se presentan tres etapas de cálculo. La primera consiste en uniformizar las tensiones debidas a la existencia del suelo y garantizar al equilibrio inicial. En esta etapa el programa de elementos finitos asigna a los elementos su peso, las tensiones generadas por este, las tensiones horizontales proporcionales a K_0 y las tensiones generadas por el nivel freático. La segunda etapa modela la construcción de un terraplén, se analizan dos alturas de terraplén (H_t) de 1,0m de altura y 3,0m de altura. En la tercer etapa se modifica la profundidad del nivel freático inicial. Se modelan dos profundidades de nivel freático inicial -5,0m y -3,0m. La profundidad final adoptada es en todos los casos de -0,5m (profundidades mencionadas están referidas al nivel de terreno natural +0,0m). En la Figura 4.4.3 se presenta el modelo y las etapas correspondientes al caso de nivel freático inicial en -5,0m y altura de terraplén de 3,0m, para el caso de 1,0m de profundidad tratada con la mezcla suelo + 5,0% LSC. En la Figura 4.4.4 y en la Figura 4.4.5 se presentan los resultados obtenidos. Estos muestran el desplazamiento de los puntos del coronamiento del terraplén.

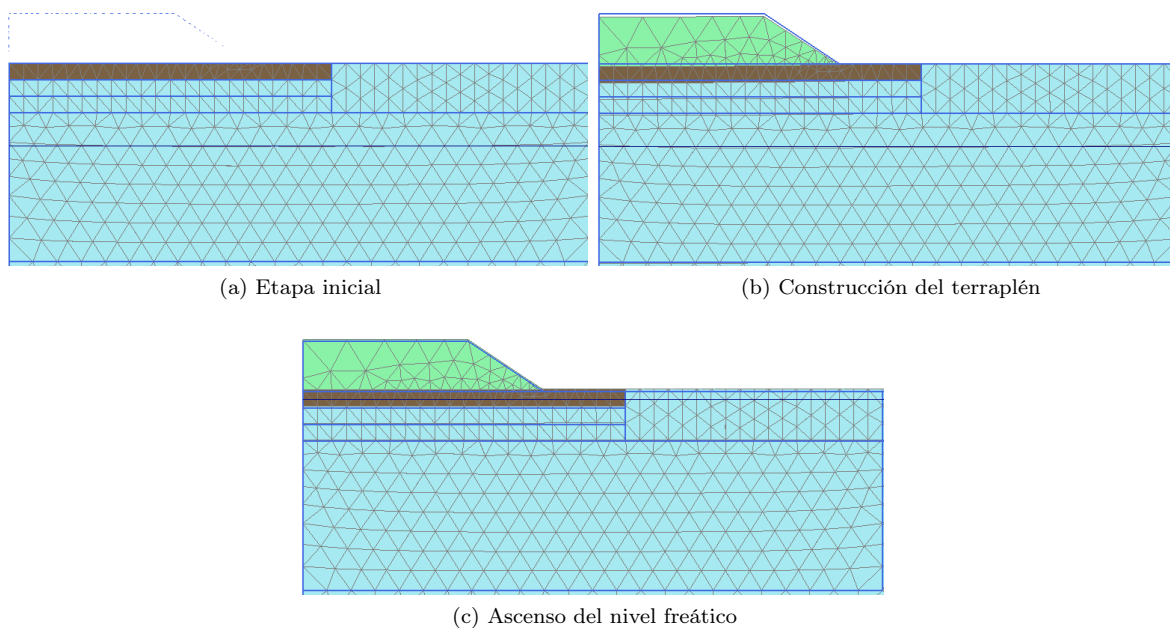


Figura 4.4.3: Etapas de cálculo - Modelo variación nivel freático

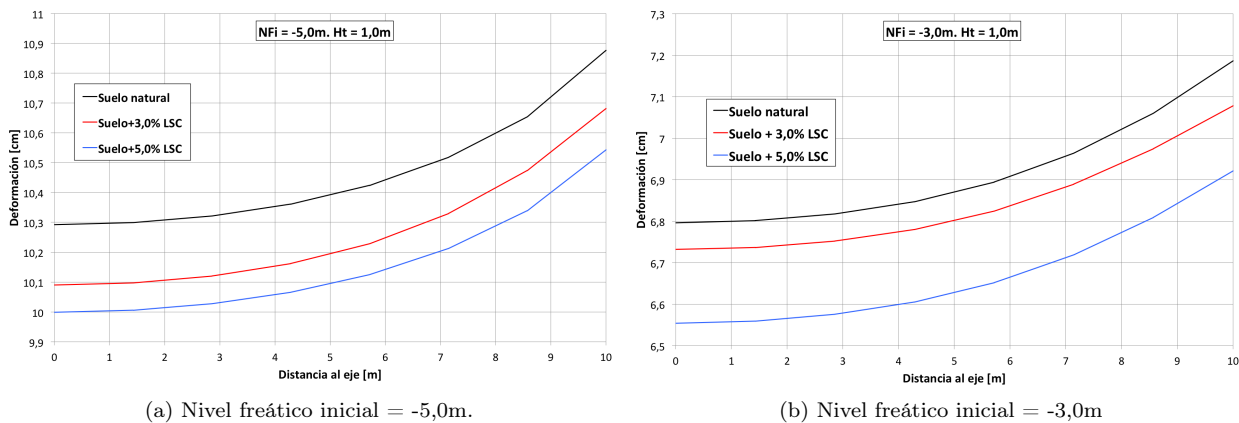


Figura 4.4.4: Desplazamientos en el coronamiento del terraplén - Altura terraplén = 1,0m

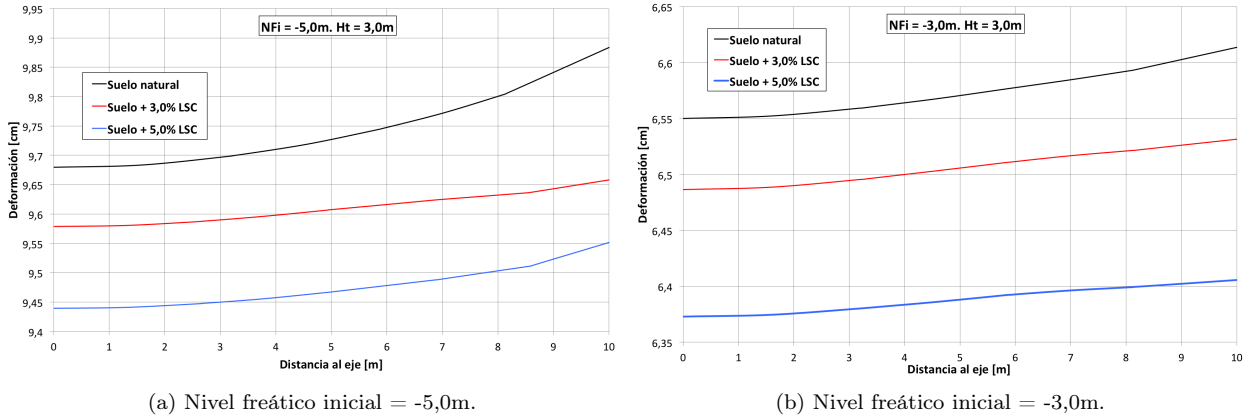


Figura 4.4.5: Desplazamientos en el coronamiento del terraplén - Altura terraplén = 3,0m

Puede verse en la Figura 4.4.4 y Figura 4.4.5 que todas las deformaciones varían entre 6 y 11cm. Esto se debe a que todos los terraplenes son sometidos a la misma variación de tensiones efectivas $\Delta\sigma'$ y sus módulos de descarga-recarga E_{ur} son comparables con una diferencia máxima de 20 % en el caso de 5 % LSC (11MPa) respecto del suelo natural (8MPa).

Las Figuras 4.4.5a y 4.4.5b presentan mayor rigidez respecto a las Figuras 4.4.4a y 4.4.4b debido a la altura del terraplén. Además puede verse en las Figuras 4.4.5a y 4.4.5b que la rigidez de las muestras con adición de lignosulfonato aumenta, ya que disminuyen la pendiente de deformación respecto al suelo natural.

Deformación específica impuesta Este modelo tiene una primera y segunda etapa igual a la del modelo anterior con el nivel freático fijo en -5,0m, es decir que no hay disminución de la tensión efectiva por variación del nivel freático. En la tercera etapa se imponen deformaciones específicas ϵ_y en 3 estratos de 50cm. Las deformaciones modeladas son mayores en los recintos más cercanos al nivel de terreno natural y menores en profundidad. Esta distribución de deformaciones se realiza con el objetivo de modelar como el suelo se seca en la superficie en épocas de calor, disminuye el grado de saturación y expande más que estando dentro de la masa de suelo donde el grado de saturación es más uniforme. Con el mismo razonamiento se asignan diferentes expansiones específicas al suelo cubierto bajo el terraplén respecto al que no se encuentra cubierto. La división mencionada se realiza a los 8,0m de distancia respecto al eje del terraplén, es decir que existe una deformación específica entre los 0,0m y los 8,0m, luego a partir de los 8,0m otra deformación específica que es constante hasta el final del modelo. En la Figura 4.4.6 se presenta la geometría del problema y las divisiones mencionadas.

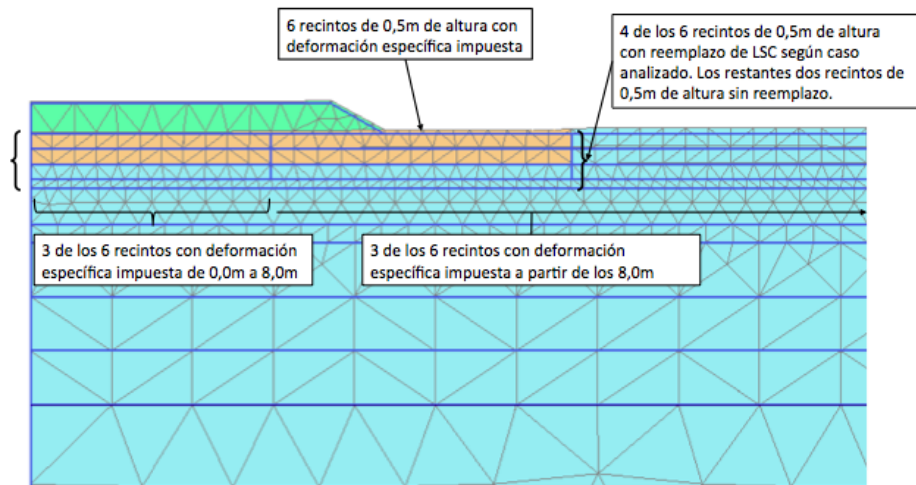


Figura 4.4.6: Esquema geométrico del modelo - Deformación específica impuesta

Cada una de las deformaciones específicas corresponde a los valores de hinchamiento libre obtenidos en el laboratorio. En el Cuadro 4.8 se presentan los valores modelados en cada estrato, las mezclas con lignosulfonato de calcio se utilizan como tratamiento del suelo natural en el primer metro de profundidad. Entre -1,0m a -1,5m de profundidad el hinchamiento corresponde al suelo natural. En la Figura 4.4.7 se presentan los resultados obtenidos en el cálculo para las diferentes mezclas y alturas de terraplén de 1,0m y 3,0m de altura. De la Figura 4.4.7 se resaltan los bajos asentamientos registrados con la adición de lignosulfonato de calcio y la mayor rigidez registrada para terraplenes de 3m de altura.

Modelo	División de deformaciones	Deformación de los recintos			Expansión total
		+0,0 a -0,5	-0,5 a -1,0	-1,0 a -1,5	
Suelo natural	0,0m a 8,0m	10,0 %	6,7 %	3,3 %	20,0 %
	> 8,0m	15,0 %	10,0 %	5,0 %	30,0 %
Suelo + 3,0 % LSC	0,0m a 8,0m	6,7 %	4,4 %	3,3 %	14,4 %
	> 8,0m	10,0 %	6,7 %	5,0 %	21,7 %
Suelo + 5,0 % LSC	0,0m a 8,0m	5,7 %	3,8 %	3,3 %	12,8 %
	> 8,0m	8,5 %	5,7 %	5,0 %	19,2 %

Cuadro 4.8: Valores de deformación específica modelados - Espesor de tratamiento = 1,0m

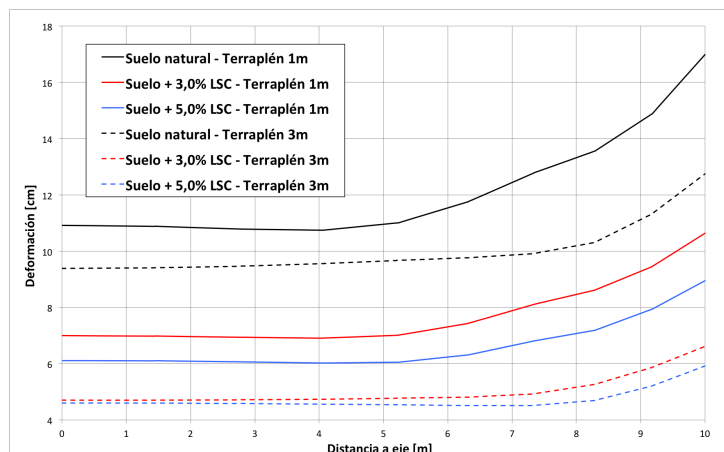


Figura 4.4.7: Desplazamientos en el coronamiento del terraplén

4.4.3. Evaluación del terraplén

En el modelo de variación del nivel freático se obtienen grandes deformaciones del orden del 10% de la altura del terraplén para la condición en que el nivel freático se modifica de -5,0m a -0,5m. Esta condición es muy exigente ya que el nivel freático difícilmente varíe su profundidad en tal magnitud, y las tensiones efectivas asociadas tampoco lo harán. Debido a que el método utilizado es aproximado, los resultados obtenidos se consideran comparativamente para la elección de la solución que presenta mejores características.

El asentamiento/hinchamiento debe ser menor que 20cm para suelos expansivos y excesivamente blandos y las inclinaciones máximas deben estar entre 1/1000 y 6/1000, según la Guía de cimentaciones en obras de carretera de la Dirección General de Carreteras de España [70].

En el Cuadro 4.9 se presenta un resumen de las deformaciones registradas en los casos analizados. En este cuadro se suman las deformaciones correspondientes al caso de variación del nivel freático y el caso de deformación específica impuesta. En negrita se resaltan los resultados que no cumplen los criterios considerados.

Mezcla	Ht	NF _i	NF _f	Deform. eje	Deform. ext.	Giro
	[m]	[m]	[m]	[cm]	[cm]	[1·10 ⁻³ m/m]
Suelo natural	1,0	-5,0	-0,5	21,2	27,9	6,7
		-3,0	-0,5	17,7	24,2	6,5
	3,0	-5,0	-0,5	19,1	22,6	3,5
		-3,0	-0,5	15,9	19,4	3,5
Suelo + 3,0 % LSC	1,0	-5,0	-0,5	17,1	21,3	4,2
		-3,0	-0,5	13,7	17,7	4,0
	3,0	-5,0	-0,5	14,3	16,3	2,0
		-3,0	-0,5	11,2	13,2	2,0
Suelo + 5,0 % LSC	1,0	-5,0	-0,5	16,1	19,5	3,4
		-3,0	-0,5	12,7	15,9	3,2
	3,0	-5,0	-0,5	14,1	15,5	1,4
		-3,0	-0,5	11,0	12,3	1,3

Cuadro 4.9: Comparativa de resultados - Suma de las deformaciones

Ht= Altura del terraplén [m]

NF_i= Profundidad del nivel freático inicial [m]

NF_f = Profundidad del nivel freático final [m]

Puede verse en los casos de suelo natural que sólo verifica la solución con un terraplén de 3m de altura y una variación del nivel freático menor a $\Delta NF = NF_f - NF_i = 4,5m$. Si bien el caso de $\Delta NF = 2,5m$ es más probable que el caso de $\Delta NF = 4,5m$, debido a que el método es aproximado y la deformación máxima registrada es sólo 3 % menor que la máxima admisible, se considera que dicha solución no satisface con los requerimientos estructurales establecidos.

Se analizan las soluciones del terraplén de 1,0m de altura con tratamiento de 1,0m de profundidad de 5,0 % de lignosulfonato de calcio, el terraplén de 3,0m de altura con tratamiento 1,0m de profundidad de 3,0 % de lignosulfonato de calcio y el terraplén de 3,0m de altura con tratamiento de 1,0m de profundidad de 5,0 % de lignosulfonato de calcio.

- Terraplén de 1,0m de altura con tratamiento de 1,0m de profundidad de 5,0 % de lignosulfonato de calcio: registra deformaciones muy cercanas al límite de deformación, siendo sólo 2,5 % menor al límite de deformación admisible en el caso de mayor exigencia $\Delta NF = 4,5m$. Por otra parte registra adecuada seguridad para el caso de $\Delta NF = 2,5m$. El giro máximo registrado conserva adecuada seguridad respecto al giro máximo establecido. Este terraplén resulta adecuado para obras temporarias o de baja utilización. Como el caso de la industria de explotación forestal. Esta solución tiene un volumen 30 % menor al del terraplén de 3,0m de altura, por lo que la reducción en costos de transporte puede ser importante.
- Terraplén de 3,0m de altura con tratamiento 1,0m de profundidad de 3,0 % de lignosulfonato de calcio: presenta deformaciones 18 % menores al límite de deformación en el caso de mayor exigencia. El giro de la carretera es 67 % menor al máximo establecido. Esta solución debe ser considerada en casos de utilización de carretera media-alta.
- Terraplén de 3,0m de altura con tratamiento de 1,0m de profundidad de 5,0 % de lignosulfonato de calcio: presenta deformaciones máximas 22 % menores al límite de deformación establecida en el caso de mayor exigencia. El giro registrado conserva una diferencia de 76 % respecto al máximo establecido. La solución mencionada debe ser considerada en casos de utilización de carretera media-alta.

La adición de lignosulfonato de calcio permite la construcción de terraplenes de carreteras en el suelo expansivo estudiado a diferencia del suelo sin tratamiento.

Se destaca la solución del terraplén de 1,0m de altura con tratamiento de 1,0m de profundidad de 5,0 % de lignosulfonato de calcio ya que permite una solución con una importante reducción del volumen de suelo seleccionado para la construcción del terraplén. Esta solución es considerada temporaria ya que sus deformaciones son importantes, pero esta clasificación no le quita validez en su utilización para casos como la construcción de terraplenes para la explotación de canteras, bosques u otras obras duración acotada.

Finalmente las soluciones de terraplén de 3,0m de altura con tratamiento 1,0m de profundidad de 3,0 % de lignosulfonato de calcio y terraplén de 3,0m de altura con tratamiento de 1,0m de profundidad de 5,0 % de lignosulfonato de calcio registran diferencias despreciables, por lo que la utilización de la solución con 3,0 % de lignosulfonato de calcio es considerada la más efectiva entre ambas.

Capítulo 5

Conclusiones

El presente trabajo estudia el comportamiento de suelos expansivos ante la incorporación de aditivos poliméricos con el objeto de controlar dicha expansión. Se estudian tres polímeros: almidón, poliacrilamida catiónica (CPAM) y lignosulfonato de calcio (LSC). Se evalúa el comportamiento de las mezclas se analizando comparativamente la variación de los resultados de distintos ensayos. Las mezclas se realizan para tres porcentajes en peso de polímero respecto al peso del suelo seco, 1,5 %, 3,0 % y 5,0 %. Los ensayos realizados son: límite líquido, límite plástico, límite de contracción, índice de hinchamiento, superficie específica y capacidad de intercambio catiónico.

Elección del polímero

- El polímero almidón aumenta en todos los casos el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad. Reduce el límite de contracción, no permite realizar el ensayo de índice de hinchamiento y aumenta en todos los casos tanto la superficie específica como la capacidad de intercambio catiónico. Esto puede deberse a una interacción entre la arcilla y el almidón que no es la buscada en este trabajo. Los resultados obtenidos por Chung y col. [47] requieren un proceso de mezclado que involucra mezclado a elevadas temperaturas y uso de sustancias como etanol que no fueron evaluadas en este trabajo. El proceso mencionado anteriormente resulta impráctico para aplicar en campo. Dado que no se obtuvieron variaciones beneficiosas en los resultados de los ensayos realizados en laboratorio el polímero almidón fue descartado en este trabajo.
- El polímero poliacrilamida catiónica no permite realizar una interacción entre agua-suelo-polímero por lo que ninguno de los ensayos ha podido realizarse en forma satisfactoria. Resulta interesante mencionar en el ensayo de índice de hinchamiento se observó como el polímero produce algo similar a un tapón. Este efecto puede analizarse como una impermeabilización del terreno. Este trabajo interpreta que el polímero no produce interacción natural con el agua y constituye una modificación no admisible en la búsqueda de un tratamiento con el menor impacto ambiental posible. La carencia de resultados en la mayor parte de los ensayos realizados evita la posibilidad de determinar si produce alguna potencial reducción de la expansividad. Por los motivos mencionados este polímero es descartado.
- El polímero lignosulfonato de calcio aumenta los límites líquido, plástico e índice de plasticidad lo cual es contrario a lo esperado en suelos de menor expansividad. Por lo general los suelos de menor expansividad presentan menor plasticidad. El ensayo de índice de hinchamiento no presenta resultados analizables ya que la expansión del suelo natural es menor a la primer medida del equipamiento exigido por la norma. En los ensayos de superficie específica y capacidad de intercambio catiónico este polímero reduce hasta un 90 % los resultados del suelo natural. Por este motivo el polímero lignosulfonato de calcio se considera la mejor opción entre las estudiadas.

Microestructura

Los ensayos de microestructura confirman el alto porcentaje de montmorillonita sódica que es el mineral más expansivo dentro del grupo de las arcillas. El ensayo de difracción de rayos X a bajos ángulos no presenta una disminución en el porcentaje de montmorillonita, por lo que esta investigación no confirma que el polímero reduzca la cristalinidad del mineral montmorillonita.

Porosimetría por intrusión de mercurio

Se realizan ensayos de porosimetría realizados en las mezclas de suelo natural, suelo + 3,0% LSC y suelo + 5,0% LSC, con humedades del lado seco respecto a la humedad óptima del ensayo Proctor. En todos los casos las mezclas presentan iguales condiciones de compactación y grados de saturación aproximadamente constantes. De este ensayo puede observarse.

- El volumen de poros total de las muestras analizadas disminuye con la adición de lignosulfonato de calcio.
- Una reducción del tamaño de microporo más frecuente para las mezclas con adición de lignosulfonato de calcio, tanto en la mezcla suelo + 3,0% LSC como la mezcla suelo + 5,0% LSC.
- En el caso de los macroporos puede decirse que la mezcla de suelo + 3,0% LSC reduce el tamaño de poro más frecuente y reduce el volumen de macroporos.
- Los macroporos de la mezcla suelo + 5,0% LSC presenta un aumento tanto del tamaño de macroporo más frecuente como del volumen de estos. En este aspecto los resultados obtenidos no presentan una tendencia clara por lo que esta afirmación debe estudiarse en mayor profundidad.

Microscopía electrónica de barrido

Se realizan ensayos de microscopía electrónica de barrido para todas las mezclas a las humedades seca, óptima y húmeda definidas por el ensayo Proctor. Todas las muestras presentan grados de saturación similares entre sí con diferencias menores al 5% tanto en compactación como en humedad.

Las imágenes indican por lo general estructuras más compactas, menos porosas y con mayor continuidad entre agregados en los casos de adición de lignosulfonato de calcio, tanto en las mezclas de suelo + 3,0% LSC como mezclas de suelo + 5,0% LSC.

Macroestructura

Ensayo de compactación Proctor

El ensayo de compactación Proctor presenta resultados de $\gamma_{dm\acute{a}x}$ similares entre sí, con una variación menor al 5% del suelo natural que presenta el mayor $\gamma_{dm\acute{a}x}$ respecto al suelo + 3,0% LSC que presenta el menor $\gamma_{dm\acute{a}x}$. Las humedades óptimas presentan mayor variabilidad ($\Delta\omega \simeq 13\%$) siendo las muestras con adición de lignosulfonato las que registran mayor $\omega_{\acute{o}pt}$ respecto del suelo natural.

Se adoptan iguales $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e iguales $\omega_{\acute{o}pt}$ para todas las mezclas con el propósito de comparar en forma directa los resultados.

Índice de expansión

El ensayo índice de expansión se realiza en las mezclas suelo natural, suelo + 3,0% LSC y suelo + 5,0% LSC. Este ensayo permite obtener en forma rápida resultados de expansividad de donde las muestras se clasifican según la norma ASTM D4829-03 [37]:

- Suelo natural: Alta expansividad

- Suelo + 3,0% LSC: Mediana expansividad
- Suelo + 5,0% LSC: Baja expansividad

Lo que se corresponde con el cumplimiento del objetivo de la investigación y se observa la tendencia de reducción de expansión a mayor porcentaje de adición de lignosulfonato.

Hinchamiento libre - Presión de hinchamiento

Con este ensayo se cuantifica la disminución de la expansión siendo un 36 % menor en el caso de la mezcla suelo + 3,0% LSC y un 42 % para la mezcla suelo + 5,0% LSC. La presión de hinchamiento se reduce en ambos casos aproximadamente un 70 %.

La mezcla suelo + 5,0% LSC genera una aumenta en la rigidez edométrica y la rigidez de descarga-recarga. Por otra parte la mezcla suelo + 3,0% sólo aumenta la rigidez de descarga-recarga y disminuye la rigidez de compresión edométrica.

Compresión no confinada

En este ensayo se observa un aumento de la resistencia mecánica para la mezcla suelo + 5,0% LSC en todas las humedades ensayadas. En el caso de la mezcla suelo + 3,0% LSC la resistencia sólo mejora para el caso de humedad seca respecto de la humedad óptima según ensayo Proctor.

En todos los casos ensayados las mezclas de suelo + 3,0% LSC y suelo + 5,0% LSC presentan mejores condiciones de ductilidad ante la falla, un 50 % y un 100 % en promedio respectivamente, es decir que permiten deformarse más antes de alcanzar su tensión de rotura.

Curva de retención de agua

Las curvas de retención de agua obtenidas son ajustadas a través del método de van Genuchten. En estas puede verse que las mezclas suelo + 3,0% LSC y suelo + 5,0% LSC presentan valores de succión de entrada de aire mayores a los del suelo natural. Por otra parte estas mezclas registran un parámetro de desaturación λ mayor, por lo que la desaturación del suelo se da a succiones menores, y a grandes succiones el grado de saturación de las muestras con adición de lignosulfonato es menor.

La succión se relaciona entre otras cosas con la distribución de poros en el suelo. En la zona de grandes succiones, los grados de saturación son los más bajos. Si las mezclas con adición de lignosulfonato de calcio registran menor succión a igual grado de saturación que la mezcla de suelo natural, puede significar que los microporos para bajo grado de saturación de las mezclas con adición de lignosulfonato de calcio son más grandes que los del suelo natural. En el ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio, se observa que el efecto es el contrario, es decir los microporos de las mezclas con adición de lignosulfonato de calcio son menores que los del suelo natural. Puede suceder que las curvas estén mal calibradas, por lo que habría que obtener más puntos experimentales de succión en esta zona.

Según Vinod [59], Indraratna [58] y Camacho Tauta [50] el lignosulfonato de calcio modifica la composición química del agua. Si bien la curva de retención de agua se realiza en función de la succión mátrica, es decir el efecto capilar de la succión, puede suceder que la modificación en la composición química altere la tensión superficial T_s e incluso a menores radios de poros, la succión mátrica resulte menor.

Caso de aplicación

Se propone estudiar el comportamiento de un terraplén fundado sobre suelos expansivos. Se evalúa el comportamiento del mismo ante la modificación del suelo de fundación utilizando las mezclas estudiadas. En esta etapa se utiliza un modelo de elementos finitos donde se calibran los suelos estudiados en laboratorio para evaluar su comportamiento frente a la expansividad del suelo. Si bien el modelo constitutivo utilizado, Hardening Soil, no permite simular la expansión en forma directa, se aproxima este comportamiento desacoplando la expansión elástica y la expansión plástica. De este análisis se obtiene.

- Los terraplenes analizados de 1,0m de altura y 3,0m de altura fundados sobre el suelo natural no permiten la construcción de una carretera ya que registran deformaciones mayores a las admisibles. Por lo que el tratamiento en terraplenes de dichas alturas es necesario.
- La mezcla suelo + 3,0% LSC permite la construcción de un terraplén de 3,0m de altura, tratando el primer metro de suelo respecto del nivel de terreno natural. Es decir compactando 1,0m de profundidad de la mezcla suelo + 3,0% LSC. Esta solución presenta adecuada seguridad a la deformación y giro admisibles por lo que se considera una solución confiable para aplicar campo.
- La mezcla suelo + 5,0% LSC permite la construcción de un terraplén de 1,0m de altura, reemplazando el primer metro de suelo respecto del nivel de terreno natural. Se reemplaza el primer metro de suelo natural por la mezcla suelo + 5,0% LSC y se compacta en campo. Esta solución presenta deformaciones muy similares a las máximas admisibles, por lo que se considera una solución utilizable en casos de carreteras de uso temporario como en el caso de aplicación a carreteras de explotación forestal.
- La mezcla suelo + 5,0% LSC permite la construcción de un terraplén de 3,0m de altura, tratando el primer metro de suelo respecto del nivel de terreno natural. Esta solución presenta adecuada seguridad a la deformación y giro admisibles por lo que se considera una solución confiable para aplicar campo.

Las soluciones suelo + 3,0% LSC y altura de terraplén de 3,0m y suelo + 5,0% LSC y altura de terraplén de 3,0m presentan deformaciones muy similares por lo que resulta más efectiva la elección de la solución suelo + 3,0% LSC para el caso analizado.

Este caso de aplicación es un método aproximado, sus deformaciones y tensiones representan condiciones impuestas para realizar esta comparación. Si bien los resultados no son exactos, las mejoras registradas se ajustan a los resultados obtenidos, por lo que el análisis comparativo provee resultados aceptables. La evaluación de cada caso en particular debe respetar las condiciones geométricas, hidráulicas y mecánicas presentadas en el caso de estudio.

Consideraciones finales

El suelo expansivo estudiado registra algunas mejoras que se describen a continuación.

- El polímero seleccionado se obtiene de los desechos de la industria del papel.
- Su origen es natural por lo que se estima un bajo impacto ambiental.
- Los porcentajes de mezcla del polímero son comparables con los utilizados en los tratamientos convencionales de cal y cemento.
- La expansividad y presión de hinchamiento se redujeron notablemente con la adición del polímero estudiado.
- La rigidez en carga y descarga aumenta por lo que el suelo registra menor variación volumétrica.
- La resistencia no saturada aumenta en compresión simple para humedades del lado seco.
- La curva de retención de las mezclas con lignosulfonato de calcio registra mayor succión para altos grados de saturación.
- Los microporos del suelo se reducen.
- El volumen de porosidad total disminuye.
- Las muestras presentan mejores condiciones de compactación y menor porosidad.
- El análisis de una obra civil con el tratamiento de lignosulfonato de calcio presenta mejoras que permiten la reducción de movimiento de suelos seleccionados.
- La aplicación en campo es relativamente simple ya que los resultados presentados no fueron obtenidos utilizando un curado especial ni de difícil implementación.

Futuros trabajos

Para obtener una descripción más completa de la interacción suelo polímero deben realizarse:

- Profundizar el estudio con mayor cantidad de porcentajes de reemplazo de lignosulfonato de calcio.
- Ensayos de difracción de rayos X para todo el espectro 2θ disponible a fin de comparar el comportamiento de los cristales del suelo y si estos son modificados por el polímero.
- Ensayos de porosimetría por intrusión de mercurio para las humedades óptima y húmeda respecto del ensayo Proctor.
- Mayor cantidad de ensayos de succión.
- Estudiar el comportamiento de las mezclas a mayor tiempo de curado y verificar si este modifica los fenómenos observados en esta investigación.

- Utilizar un módulo de elementos finitos que permita una correcta representación de suelos no saturados en campo.

Bibliografía

- [1] Schenning, J. a. (2004). Hydraulic performance of polymer modified bentonite.
- [2] Winterkorn, H., F., Baver, L.,D., Sorption of liquids by soil colloids, Soil Science
- [3] Bridgman, P., W. (1912) Proc. Am. Academy. Vol. 47
- [4] Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice Third Edition, 11.
- [5] Nelson, J., D., Miller, D., J. (1992). Expansive Soils Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering. Wiley, New York.
- [6] Skempton, A., W. (1953). The colloidal activity of clays. Procedimientos de la tercer conferencia internacional de la fundación de ingenieros mecánicos de suelos, Suiza. V. 1: 57-61
- [7] Holtz, W., G., Gibbs, H., J.(1956). Engineering properties of expansive clays. ASCE 121: 641-677.
- [8] Altmeyer, W., T. (1955). Discussion of engineering properties of expansive clays. Proc. ASCE 81 (Separate No. 658): 17-19.
- [9] Chen, F. H. (1988). Foundations on Expansive Soils. Elsevier. <https://doi.org/10.2136/sssaj1976.03615995004000030011x>
- [10] Seed, H.B., Woodward, R., J., y Lundgren, R. (1962). Prediction of swelling potential for compacted clays. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE 88 (SM3):53-87
- [11] Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E. & Donald, I. B. (1960). "Factors Controlling the Shear Strength of Partly Saturated Cohesive Soils", ASCE Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils (Univ. of Colorado, Boulder), 1960, pp. 503-532.
- [12] Rahardjo, D.G., Fredlund, H, R. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. Soils Mechanics for Unsaturated Soils. Wiley, New York.
- [13] Wang, Y. H., & Fredlund, D. G. (2003). Towards better understanding of the role of the contractile skin. Second Acian Conference on Unsaturated Soils.
- [14] G.D.Aitchison. (1965). Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, A Symp. in Print, Australia: Butterworths, 278pp.
- [15] Marti, L. (2015). Suelos compactados con incorporación de polímeros. Universidad de Buenos Aires.
- [16] Lu, N., & Likos, W. J. (2004). Unsaturated Soil Mechanics (Vol. 1). London: John Wiley & Sons. <https://doi.org/10.1051/lait>
- [17] van Genuchten, M. T. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, 44, 892-898.

- [18] Vanapalli, S. K., & Fredlund, D. G. (2000). Comparison of different procedures to predict unsaturated soil shear strength. *Proceedings of the GeoDenver Conference*, 195–209. [https://doi.org/10.1061/40510\(287\)13](https://doi.org/10.1061/40510(287)13)
- [19] Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1977). Stress State Variables for Saturated and Unsaturated Soils. *Journal of Geotechnical Division*. [https://doi.org/doi:10.1061/40802\(189\)202](https://doi.org/doi:10.1061/40802(189)202)
- [20] Gan, J. K. M., Fredlund, D. G. (1988). Multistage direct shear testing of unsaturated soils. *American Society for Testing Materials, Geotechnical Testing Journal*, 11(2), 132–138
- [21] Escario, V., Juca. (1989). Shear strength and deformation of partly saturated soils. *Proceedings of the 12th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Rio de Janeiro*, 2, 43–46
- [22] Pereira, J.-M., Coussy, O., Alonso, E. E., Vaunat, J., & Olivella, S. (2010). Is the degree of saturation a good candidate for Bishop's X parameter? Alonso, E.E., Gens, A. (Eds.) *Unsaturated Soils—Proceedings of 5th International Conference on Unsaturated Soils*, 913–919. <https://doi.org/1010.2608>
- [23] Alonso, E. E., Pinyol, N. M., & Gens, A. (2013). Compacted soil behaviour: initial state, structure and constitutive modelling. *Géotechnique*, 63(6), 463–478. <https://doi.org/10.1680/geot.11.P.134>
- [24] Ng, Charles, W., W., & Menzies, B. (2007). *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering*. London: Taylor & Francis.
- [25] Lambe, T.W. (1954). The permeability of compacted fine-grained soils. In: *Symposium on Permeability of Soils*, ASTM STP, vol. 163, pp. 56–67
- [26] Seed, H.B., Chan, C.K. (1959). Structure and strength characteristics of compacted clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)* 85(SM 5), 87–128
- [27] Birle, E. (2012). Effect of Initial Water Content and Dry Density on the Pore Structure and the Soil-Water Retention Curve of Compacted Clay. *Unsaturated Soils: Research and Applications*, (1959), 145–152. https://doi.org/10.1007/978-3-642-31116-1_19
- [28] Romero, E., Della Vecchia, G., & Jommi, C. (2011). An insight into the water retention properties of compacted clayey soils. *Géotechnique*, 61(4), 313–328. <https://doi.org/10.1680/geot.2011.61.4.313>
- [29] Johnson, D., & Patrick, D. (1975). A review of engineering experiences with expansive soils in highways subgrades. FHWA.
- [30] ICPA. (2011). *Construcción de Bases y Subbases de Suelo Cemento*. Departamento Técnico de Pavimentos, 1–17.
- [31] Al-Rawas, a., Mirzababaei, M., & Yasrobi, S. (2009). Effect of polymers on swelling potential of expansive soils. *Proceedings of the ICE - Ground Improvement*, 162(3), 111–119. <https://doi.org/10.1680/grim.2009.162.3.111>
- [32] Canakci, H., Aziz, A., & Celik, F. (2015). Soil stabilization of clay with lignin, rice husk powder and ash. *Geomechanics and Engineering*, 8(1), 67–79. <https://doi.org/10.12989/gae.2015.8.1.067>
- [33] Azzam, W. R. (2014). Durability of Expansive Soil Using Advanced Nanocomposite Stabilization. *International Journal of GEOMATE*, 7(1), 927–937.
- [34] Azzam, W. R. (2012). Reduction of the Shrinkage-Swelling Potential with Polymer Nanocomposite Stabilization. *Journal of Applied Polymer Science*, Vol. 123, 299–306
- [35] Alazigha, D. P., Indraratna, B., Vinod, J. S., & Ezeajugh, L. E. (2016). The swelling behaviour of lignosulfonate-treated expansive soil. *Proceedings of the ICE - Ground Improvement*, 169(3), 182–193. <https://doi.org/10.1680/jgrim.15.00002>

- [36] Santamarina, J. C., Klein, K. a, Wang, Y. H., & Prencke, E. (2002). Specific surface: determination and relevance. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 233–241. <https://doi.org/10.1139/t01-077>
- [37] Normas ASTM D4318-00, D427-04, D422-63 R02, D1140-00, D2487-00, D422-63 R02, D854-02, D698-00, D4829-03, D2435-03,
- [38] Murray, E. J., Sivakumar, V., *Unsaturated Soils: A fundamental interpretation of soil behaviour*, Wiley Blackwell, First Edition, Oxford, United Kingdom, 2010. p. 98 - 101
- [39] Delage, P., Muñoz-Castelblanco, J. a., Cui, Y. J., & Pereira, J. M. (2012). The water retention properties of a natural unsaturated loess from northern France. *Géotechnique*, 62(2), 95–106. <https://doi.org/10.1680/geot.9.P.084>
- [40] Yonts, C. D. (2008). Using Polyacrylamide to Reduce Soil Erosion. University of Nebraska-Lincoln Extension, Institute of Agriculture and Natural Resources, 18–21. Retrieved from <http://digitalcommons.unl.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=2427&context=extensionhist>
- [41] Green, V., & Stott, D. (1999). Polyacrylamide: A review of the use, effectiveness, and cost of a soil erosion control amendment. *The 10th International Soil ...*, 384–389. Retrieved from <http://topsoil.nserl.purdue.edu/nserlweb-old/isco99/pdf/ISCOdisc/SustainingTheGlobalFarm/P046-Green.pdf>
- [42] Tekin, N., Dinçer, A., Demirbaş, Ö., & Alkan, M. (2006). Adsorption of cationic polyacrylamide onto sepiolite. *Journal of Hazardous Materials*, 134(1–3), 211–219. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2005.11.005>
- [43] Mamedov, a. I., Beckmann, S., Huang, C., & Levy, G. J. (2007). Aggregate Stability as Affected by Polyacrylamide Molecular Weight, Soil Texture, and Water Quality. *Soil Science Society of America Journal*, 71(6), 1909. <https://doi.org/10.2136/sssaj2007.0096>
- [44] Calvo, M., (12 de Octubre de 2015). Recuperado de: <http://milksci.unizar.es/bioquimica/temas/azucares/almidon.htm>
- [45] Yan, Z., Liu, Q., Deng, Y., & Ragauskas, A. (2005). Improvement of paper strength with starch modified clay. *Journal of Applied Polymer Science*, 97(1), 44–50. <https://doi.org/10.1002/app.21727>
- [46] Tripathy, S., Sridharan, A., & Schanz, T. (2004). Swelling pressures of compacted bentonites from diffuse double layer theory. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(3), 437–450. <https://doi.org/10.1139/T03-096>
- [47] Chung, Y. L., Ansari, S., Estevez, L., Hayrapetyan, S., Giannelis, E. P., & Lai, H. M. (2010). Preparation and properties of biodegradable starch-clay nanocomposites. *Carbohydrate Polymers*, 79(2), 391–396. <https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2009.08.021>
- [48] Ysambertt, F., et. al., Propiedades tensoactivas de la lignina extraída del «Licor Negro» modificada por reacciones asistidas por microondas, *Revista Cubana de Química*, Vol. XXI, núm. 3, pp. 65-75, Santiago de Cuba, Cuba, 2009.
- [49] Lemes, A. P., Soto-Oviedo, M. A., Waldman, W. R., Innocentini-Mei, L. H., & Duran, N. (2010). Effect of Lignosulfonate on the Thermal and Morphological Behavior of Poly(3-hydroxybutyrate-co-3-hydroxyvalerate). *Journal of Polymers and the Environment*, 18(3), 250–259. <https://doi.org/10.1007/s10924-010-0170-7>
- [50] Tauta J., Reyes o., Mayorga C., M. D. (2006). Evaluación de aditivos usados en el tratamiento de arcillas expansivas. *Ciencia E Ingeniería NeoGranadina*, 16(2), 45–53. Retrieved from <http://www.redalyc.org/pdf/911/91116205.pdf>
- [51] Estavias (2004), *Mantenimiento vial estructura vial económicamente confiable, Estabilización de arcillas*, Cap I. Colombia.

- [52] Método de determinación de CEC para Bentonita sódica natural H35. Recuperado de: <http://www.minarmco.com.ar/main-spanish.htm>
- [53] Pedraja Santiago, A., Combustión, Gasificación y Pirólisis de Lignosulfonato de Calcio Mediante TG-DSC-MS, Universidad de Cantabria, Cantabria, España, 2016
- [54] B. L. S., & Orkla, G. (2012). Productos lignotech para la industria cerámica, Borregaard LignoTech S.L., Grupo Orkla, Noruega. Recuperado de: <http://www.ceramicaycristal.com/cc145pdf/productos145.pdf>
- [55] Sifontes, C. &, & Domine, M. E. (2013). Lignina, estructura y aplicaciones: métodos de despolimerización para la obtención de derivados aromáticos de interés industrial. *Avances En Ciencias E Ingeniería*, 4(4), 15–46. https://doi.org/http://www.exeeedu.com/publishing.cl/av_cienc_ing/2013/Vol4/Nro4/3-ACI1184-13-full.pdf
- [56] Foster, M. D. (1954). The Relation Between Composition and Swelling in Clays. *Clays and Clay Minerals*, 3, 205–220. <https://doi.org/10.1346/CCMN.1954.0030117>
- [57] American Mineralogist Crystal Structure Database. Recuperado de: <http://rruff.geo.arizona.edu/AMS/result.php>
- [58] Indraratna B. Vinod J.S., Wijeyakulasuriya V., M. M. (2010). Stabilisation of an erodible soil using chemical admixtures . 2nd Intenational Conference on Geotechnical Engineering , 45–54.
- [59] Vinod J.S., Wijeyakulasuriya V., M. M. (2010). Stabilisation of an erodible soil using chemical admixtures . 2nd Intenational Conference on Geotechnical Engineering , 163, 45–54.
- [60] Experimentale, R., & Bibliographiques, E. (n.d.). Chapitre II Protocole expérimental et techniques d ' analyse, 64–94.
- [61] Alonso, E. E., Pereira, J.-M., Vaunat, J., & Olivella, S. (2010). A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique*, 60(12), 913–925. <https://doi.org/10.1680/geot.8.P.002>
- [62] Eduardo Frías Valero. (2004). El método de los elementos finitos. *Aportaciones Al Estudio De Las Maquinas Eléctricas De Flujo Axial Mediante La Aplicación Del Método De Los Elementos Finitos*, 111–144.
- [63] Sfriso, A. O. (2016). Geomecánica Computacional Presentación del curso Convicciones y ciencia Objeto Módulo 1 : Introducción a los métodos numéricos, 1–6.
- [64] Ledesma, O. N. (2008). Calibración del Cam Clay para suelos del Postpampeano.
- [65] Schanz, T., Vermeer, a, & Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 Comput. Geotech. 10 Years PLAXIS Int. Proc. Int. Symp. beyond 2000 Comput. Geotech. Amsterdam Netherlands 1820 March 1999*, 281.
- [66] Vermeer, P. (1998). *Plaxis Users Manual*. Balkema, Rotterdam. Ne, 477 p.
- [67] Duncan, J.M., Chang, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div.*, 96, 1629–1653
- [68] Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., & Swolfs, W. M. (2015). *Material Models Manual*. Plaxis 2015, 202.
- [69] Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E., & Guan, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations*, 52(4), 682–697. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.07.009>
- [70] Carreteras, D. G. de. (2002). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*, II.