



UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES

FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

---

# Comportamiento no saturado de la Fm. Pampeano y aplicación a excavaciones urbanas

---

*Autores:*

Federico Brusa, Roberto Morandi y Uriel Sterin

*Directores del Proyecto:*

Dr. Ing. Diego Manzanal y Dr. Ing. Alejo Sfriso

*Tutores de laboratorio y gabinete:*

Ing. Mauro Codevilla e Ing. Osvaldo Ledesma

*Director del Programa:*

Ing. Rogelio Percivati

Octubre de 2014

# Índice general

<b>1. Suelos parcialmente saturados</b>	<b>9</b>
1.1. Introducción . . . . .	9
1.1.1. Definición de la mecánica de suelos no saturada . . . . .	9
1.2. Comportamiento de los suelos parcialmente saturados . . . . .	9
1.2.1. Estado tensional en suelos parcialmente saturados . . . . .	10
1.2.1.1. Fases en suelos no saturados . . . . .	10
1.2.1.2. Succión en suelos parcialmente saturados . . . . .	10
1.2.1.3. Fuerzas capilares y succión mátrica . . . . .	11
1.2.2. Métodos de medición de la succión . . . . .	12
1.2.3. Formulación del estado tensional . . . . .	13
1.2.4. Comportamiento mecánico . . . . .	15
1.2.4.1. Resistencia al corte en suelos saturados . . . . .	15
1.2.4.2. Resistencia al corte en suelos parcialmente saturados . . . . .	16
1.2.4.3. No linealidad de la superficie de falla . . . . .	19
1.2.4.4. Ensayos mecánicos . . . . .	20
1.2.5. Comportamiento hidráulico . . . . .	22
1.2.5.1. Leyes de Flujo . . . . .	22
1.2.5.2. Curva de retención . . . . .	23
1.2.5.3. Efecto de la distribución de poros . . . . .	23
1.2.5.4. Modelo de van Genuchten . . . . .	24
1.2.5.5. Modelo de Brooks y Corey . . . . .	26
<b>2. Los suelos de la Ciudad de Buenos Aires</b>	<b>28</b>
2.1. La formación Pampeano . . . . .	29
2.1.1. Antecedentes . . . . .	29
2.1.2. Estratigrafía . . . . .	29
2.1.3. Origen y deposición . . . . .	29
2.1.4. Comportamiento mecánico . . . . .	30
2.1.5. Conductividad hidráulica . . . . .	32
2.1.6. El pampeano como material de construcción . . . . .	33
2.1.6.1. Compactación de suelos . . . . .	33
2.1.6.2. Propiedades mecánicas del Pampeano compactado . . . . .	34
2.1.7. Obras geotécnicas en el Pampeano . . . . .	35
2.1.7.1. Excavaciones urbanas a cielo abierto . . . . .	35

<b>3. Programa Experimental</b>	<b>38</b>
3.1. Plan de trabajos . . . . .	38
3.2. Puesta a punto de equipos . . . . .	38
3.3. Material . . . . .	38
3.4. Ensayos de caracterización física . . . . .	39
3.5. Ensayos hidráulicos . . . . .	39
3.5.1. Curva grado de saturación - succión mátrica . . . . .	40
3.5.2. Medición de la permeabilidad saturada . . . . .	43
3.5.3. Medición de la permeabilidad no saturada . . . . .	44
3.6. Ensayos mecánicos . . . . .	47
3.6.1. Ensayos en compresión no confinada (UCS) . . . . .	48
3.6.2. Ensayos triaxiales saturados (CIUC) . . . . .	50
3.6.3. Ensayos triaxiales sobre muestras no saturadas . . . . .	52
<b>4. Modelos constitutivos</b>	<b>53</b>
4.1. Introducción . . . . .	53
4.1.1. Comportamiento elástico . . . . .	53
4.1.2. Comportamiento plástico . . . . .	54
4.1.2.1. Función de fluencia . . . . .	54
4.1.2.2. Función de potencial plástico . . . . .	55
4.1.2.3. Regla de flujo . . . . .	55
4.1.2.4. Ley de endurecimiento . . . . .	55
4.2. Modelos constitutivos elasto-plásticos . . . . .	55
4.2.1. Cam-Clay modificado . . . . .	55
4.2.1.1. Propiedades elásticas . . . . .	55
4.2.1.2. Superficies de fluencia . . . . .	56
4.2.1.3. Superficies de potencial plástico . . . . .	56
4.2.1.4. Ley de endurecimiento . . . . .	56
4.2.1.5. Matriz de comportamiento plástico . . . . .	56
4.2.2. Barcelona Basic Model . . . . .	57
4.2.2.1. Estado isotrópico . . . . .	57
4.2.2.2. Estado triaxial . . . . .	58
4.2.3. Hardening Soil Model . . . . .	58
4.2.3.1. Deformaciones por corte . . . . .	59
4.2.3.2. Función de endurecimiento por consolidación . . . . .	60
4.2.3.3. Limitaciones del modelo . . . . .	61
4.3. Calibración de los modelos constitutivos . . . . .	61
4.3.1. Calibración del Barcelona Basic Model . . . . .	61
4.3.1.1. Parámetros elásticos . . . . .	62
4.3.1.2. Parámetros en la falla . . . . .	62
4.3.2. Calibración del Hardening soil model . . . . .	62
4.3.2.1. Ensayos saturados . . . . .	63
4.3.2.2. Ensayos no saturados . . . . .	63

<b>5. Caso de aplicación</b>	<b>66</b>
5.1. Introducción . . . . .	66
5.2. Modelación numérica . . . . .	67
5.2.1. Cálculo del factor de seguridad numérico . . . . .	68
5.2.2. Movimiento de pantallas . . . . .	68
5.2.3. Infiltración por lluvia . . . . .	69
5.2.4. Alternativas de diseño . . . . .	71
5.2.4.1. Aumento de la separación entre anclajes . . . . .	71
5.2.4.2. Reconfiguración de anclajes . . . . .	72
5.2.4.3. Reducción de la longitud de bulbo . . . . .	73
5.3. Evaluación de costos . . . . .	73
5.3.0.4. Costo de anclaje pasivo . . . . .	73
5.3.0.5. Costo de anclaje activo . . . . .	73
5.3.0.6. Costo de la estructura de sostenimiento . . . . .	73
<b>6. Conclusiones</b>	<b>77</b>
6.1. hkhkh . . . . .	77

# Introducción (opción 1)

## Motivación

En estado no saturado, el suelo deja de ser un material bifásico compuesto por sólidos y agua y aparece como tercera fase del material el aire. En la interfaz entre el agua y el aire, como consecuencia de una diferencia de presiones entre fases, se genera una tensión superficial que actúa sobre las partículas sólidas generando un estado de compresión del suelo. A este fenómeno se lo conoce como succión y aumenta la resistencia al corte del suelo.

La formación Pampeano se extiende bordeando las márgenes sur del río Paraná primero y de la Plata después, desde Rosario (Santa Fe) hasta Magdalena (Provincia de Buenos Aires)[42]. Sobre este suelo apoyan fundaciones de edificios, instalaciones industriales, grandes obras de infraestructura, túneles subterráneos, centrales nucleares y hasta la propia Ciudad de Buenos Aires. Es una zona dinámica, donde constantemente se están realizando obras geotécnicas. Actualmente se están llevando adelante obras tales como la extensión de 6,1 km de la red de subterráneos[26], o túneles de paso bajo nivel. Están proyectadas la extensión de líneas existentes y la construcción de nuevas líneas de Subterráneos, la canalización del Arroyo Vega[27], el soterramiento del Ferrocarril Sarmiento[28], por nombrar algunas. A estas obras de envergadura se suman las numerosas excavaciones en terrenos particulares para construir subsuelos o para fundar. Conociendo la magnitud de las obras geotécnicas que se realizan constantemente toma gran relevancia ingenieril la necesidad de un entendimiento del comportamiento del suelo que lleve a mayor seguridad en las obras de excavación, y a un ahorro en tiempo y dinero durante su ejecución.

La línea de estudio de la mecánica de suelos en condición no saturada es relativamente nueva respecto de la mecánica clásica, y actualmente es una rama activa de la geotecnia debido a la imperiosa necesidad de entender su comportamiento. Jones y Holtz (1973)[31] reportaron que solo en los Estados Unidos, “cada año, suelos expansivos y colapsables causan por lo menos daños por 2300 millones de dólares a casas, edificios, rutas y tuberías. Más del doble del daño causado por inundaciones, huracanes, tornados y terremotos”. En Hong Kong, en el año 1972, debido a una fuerte precipitación que cambió las presiones de poros del suelo, se produjeron fallas en dos taludes causando la muerte de 138 personas[55]. En Argentina, en el año 2000 se produjo un aumento en la presión de poros en un talud del sistema río Salado - Dique Figueroa que lo llevó a la falla[51]. Como consecuencia el pueblo de Totorillas, en Santiago del Estero, quedó completamente inundado[16]. En el período de Diciembre de 2000 a Marzo de 2001, la Municipalidad de Córdoba recibió 304 pedidos de auxilio por hundimientos de terrenos y casas[17]. Todos estos problemas podrían haberse evitado con un adecuado enfoque del comportamiento del suelo en estado no saturado.

El motivo del presente trabajo es el escaso desarrollo local de la mecánica no saturada frente a la visible necesidad de entender cómo se comportan los suelos cuando cambia su contenido de agua.

El estado no saturado es el que se encuentra naturalmente en suelos pertenecientes a la formación Pampeano, y el aumento de resistencia que produce no es tenido en cuenta a la hora de calcular obras geotécnicas. La hipótesis de cálculo actualmente utilizada, es que el suelo se encuentra en estado 100% saturado, lo que conlleva a una sub-estimación de su resistencia. Los ingenieros geotécnicos locales no desconocen este hecho.

La experiencia demuestra que el suelo presenta más resistencia que la calculada con las hipótesis de la mecánica clásica. El problema es que no existe un modelo teórico calibrado para el suelo de la ciudad de Buenos Aires que pueda explicar que la sub-estimación de la resistencia dada por la mecánica clásica y predecir un comportamiento más cercano a la realidad.

El objetivo de este trabajo es el estudio del comportamiento de los suelos no saturados de la formación Pampeano y el impacto de la aplicación de la teoría no saturada en obras de ingeniería. El mismo da apertura a una nueva línea de investigación en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad de Buenos Aires, dejando en funcionamiento las herramientas necesarias para que nuevos investigadores puedan seguir avanzando en la rama.

En el presente trabajo se calibraron dos modelos constitutivos que explican el comportamiento y predicen la resistencia: un modelo elástico-plástico perfecto, el Barcelona Basic Model (BBM); y uno que incluye una ley de endurecimiento del suelo, el Hardening Soil Model para pequeñas deformaciones (HSsmall). Para ello se llevó adelante un trabajo de ensayos de laboratorio en la Facultad de Ingeniería de la UBA. Se realizaron ensayos de compresión axial no confinados, y confinados en cámara triaxial tanto en estado saturado como no saturado. Se implementó una nueva técnica de saturación no utilizada hasta entonces en el Laboratorio que permitió reducir el tiempo de ensayo y aumentar los grados de saturación alcanzados. Con ellos se calibró el comportamiento mecánico del suelo, obteniendo la función de variación de la resistencia según el grado de saturación. Por otro lado, se estudió el comportamiento hidráulico del suelo. Se simuló el cambio de nivel de la napa freática en una columna de suelo, para lo cual se construyó en el laboratorio un permeámetro y se adquirieron sensores de medición continua de succión mátrica y humedad volumétrica. Se midieron las fluctuaciones de estos parámetros con el cambio de nivel de la napa. También se calibró la curva de retención del suelo de la formación Pampeano, según el modelo de van Genuchten (1980), que permite predecir la succión y la permeabilidad al agua a partir de la humedad del suelo. Se realizaron mediciones de succión con papeles de filtro adquiridos y calibrados especialmente para este ensayo. En ambos ensayos de caracterización hidráulica se utilizaron nuevas técnicas de medición, que servirán para aplicar a investigaciones posteriores. Actualmente, ya se está implementando la técnica del papel de filtro en otra de los estudios llevados adelante en el Laboratorio. Los ensayos hidráulicos permiten predecir los cambios que experimentará el suelo naturalmente en su contenido de humedad debido a cargas de agua. Esto se relacionará con el cambio de la resistencia que conlleva un cambio de humedad.

Con los modelos calibrados se realizó un análisis cuantitativo de la influencia que tiene su uso en el diseño de obras de excavación. Se modeló una excavación existente en la ciudad de Buenos Aires desde la óptica del comportamiento de los suelos no saturados. Consiste en una excavación vertical contenida por pantallas de hormigón armado sustentada por anclajes activos y pasivos. Fue estudiada la influencia de las condiciones climáticas en el cambio del contenido de agua del suelo. Para ello se simuló la temporada de 2 meses de lluvia más intensa de los últimos 50 años y se obtuvo la variación del contenido de agua del suelo. Teniendo en cuenta estas variaciones, y basado en el aumento de resistencia que produce el estado no saturado, se propusieron alternativas de disminución de cantidad de anclajes y aumento de la altura de los frentes de excavación. Conjuntamente se realizó un análisis del ahorro de material, mano de obra y tiempo que ello implica. También se obtuvieron los aumentos en la seguridad de la excavación en función del contenido de agua del suelo.

## Organización y presentación

En el Capítulo 1 se desarrollan los conceptos teóricos de los suelos parcialmente saturados. Se introduce el estado actual de conocimiento referido al comportamiento hidráulico y mecánico.

En el Capítulo 2 se describen las principales características de los suelos de Buenos Aires.

El Capítulo 3 describe el programa experimental llevado a cabo en el Laboratorio de Mecánica de suelos

de la Universidad de Buenos Aires y los resultados obtenidos. El programa abarca ensayos de caracterización física, mecánica e hidráulica.

En el Capítulo 4 se explican las principales características de los modelos constitutivos elasto-plásticos utilizados, el Barcelona Basic Model y Hardening Soil Model con pequeñas deformaciones. Se presenta la calibración de éstos modelos con los resultados obtenidos del programa experimental.

El Capítulo 5 expone la aplicación de los modelos calibrados a una obra geotécnica. Se modeló una excavación vertical de 18 metros de profundidad contenida por pantallas de hormigón armado sustentada por anclajes activos y pasivos. Para modelar la interacción del suelo con la estructura se consideró los primeros estratos en condiciones parcialmente saturadas y se compararon los resultados con mediciones de obra. Se analizaron distintos escenarios y se realizó un análisis técnico-económico.

Por último en el Capítulo 6 se exponen las conclusiones del trabajo y las posibles líneas de investigación de futuros proyectos.

# Introducción (opción 2)

## Motivación

La principal región industrial del país junto con las obras de infraestructura de transporte y energía más importantes se encuentran cimentadas sobre la Formación Pampeano. Es una zona dinámica, donde continuamente se realizan obras geotécnicas de gran envergadura. Actualmente se están llevando a cabo obras de extensión de la red de subterráneos, túneles de paso bajo nivel y están proyectadas la canalización del arroyo Vega, el soterramiento del ferrocarril Sarmiento y la construcción de nuevas líneas de subterráneos. A éstas obras de gran magnitud se suman las numerosas excavaciones para construir subsuelos o para fundar edificios. La creciente importancia de las obras geotécnicas implica un mejor entendimiento del comportamiento del suelo que lleve a una mayor seguridad en las obras de excavación y a un ahorro en tiempo y costos durante su ejecución.

El suelo que se encuentra sobre el nivel freático se encuentra generalmente parcialmente saturado. En ésta situación, la presencia de meniscos intergranulares altera su comportamiento mecánico provocando una resistencia adicional. Sin embargo, actualmente este incremento de resistencia al corte del suelo debido a la succión no es tenido en cuenta en el cálculo de las obras geotécnicas. Los ingenieros locales no desconocen este hecho. La experiencia demuestra que el suelo presenta más resistencia que la calculada con las hipótesis de la mecánica de suelos clásica (saturada), pero actualmente no existe un modelo teórico calibrado para el Pampeano que incluya el efecto favorable de los suelos parcialmente saturados.

En este trabajo se estudia el comportamiento no saturado de la formación Pampeano y su influencia en el proceso constructivo de excavaciones urbanas con pantallas de hormigón armado en la ciudad de Buenos Aires. El estudio del comportamiento no saturado del Pampeano es una nueva línea de investigación del Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad de Buenos Aires. Como parte del trabajo experimental se optimizó el equipo triaxial existente conectando un tanque de dióxido de carbono que permite acelerar los tiempos de saturación de las muestras. Se implementó la técnica del papel filtro para medir succión en muestras compactadas, lo que permite la obtención de la curva grado de saturación - succión del suelo. También se construyó en el laboratorio una columna para estudiar fenómenos de infiltración por lluvias y por ascenso de la napa. Se adquirieron sensores que permiten la medición continua de succión y humedad volumétrica en laboratorio y en campo, junto con el correspondiente sistema de adquisición de datos.

## Organización y presentación

En el Capítulo 1 se introduce el estado actual de conocimiento de los suelos parcialmente saturados, desarrollando su comportamiento hidráulico y mecánico.

En el Capítulo 2 se realiza una descripción geotécnica de los suelos de la Ciudad de Buenos Aires.

En el Capítulo 3 se presenta el programa experimental llevado a cabo en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la FIUBA para la caracterización física, hidráulica y mecánica del suelo estudiado y se presentan los resultados obtenidos.

En el Capítulo 4 se desarrollan las principales características de los modelos constitutivos elasto-plásticos, específicamente las del Barcelona Basic Model y Hardening Soil Model con pequeñas deformaciones. Se presenta la calibración de éstos modelos con los resultados obtenidos del programa experimental.

En el Capítulo 5 se realiza la modelización de una obra geotécnica existente que consiste en una excavación vertical de 18 metros contenida por pantallas de hormigón armado sustentada por anclajes activos y pasivos. Para modelar la interacción del suelo con la estructura se consideró los primeros estratos en condiciones parcialmente saturadas y se compararon los resultados con mediciones de obra. Se analizaron distintos escenarios y se realizó un análisis técnico-económico.

Por último, en el Capítulo 6 se exponen las conclusiones del trabajo y se proponen las líneas de investigación a desarrollar en futuros proyectos.

## Agradecimientos

Los autores agradecen a ...

# Capítulo 1

## Suelos parcialmente saturados

### 1.1. Introducción

En la mecánica de suelos clásica se asume que el suelo se encuentra completamente saturado o seco. Sin embargo, cualquier suelo cercano a la superficie estará sujeto a una posible desaturación y en la condición más general el suelo se encuentra en un estado intermedio.

La investigación de los suelos parcialmente saturados comienza con Bishop (1959) y actualmente es una rama activa de la geotecnia. Su estudio implica una formulación compleja, donde se considera la presencia de aire y agua en los poros del suelo. En contraposición, la mecánica de suelos clásica brinda formulaciones conservadoras de mayor simplicidad al considerar sólo dos fases: suelo y agua. En la actividad profesional se encuentran materiales cuyo comportamiento no se corresponde con los principios y conceptos de la mecánica clásica. Algunos problemas que involucran suelos no saturados son: suelos expansibles y colapsables, suelos resultantes de rellenos compactados, remoldeo y excavaciones.

La motivación para el estudio de los suelos no saturados está asociada a la optimización de los recursos en obra, permitiendo acelerar los tiempos de ejecución y disminuir los costos directos en la construcción. Además, los avances tecnológicos permitieron el mejoramiento de las técnicas de medición, caracterización y predicción del comportamiento de los suelos no saturados.

#### 1.1.1. Definición de la mecánica de suelos no saturada

Extendiendo la definición de Terzaghi de la mecánica de suelos clásica, Lu (2004) define a la mecánica de suelos no saturada como *“la aplicación de las leyes de la mecánica, la hidráulica y la física de interfaces a problemas de ingeniería relacionados con suelos parcialmente saturados.”*

### 1.2. Comportamiento de los suelos parcialmente saturados

A continuación se describe el comportamiento hidro-mecánico de los suelos parcialmente saturados. En primer lugar, se analizan las fuerzas intergranulares y el efecto de la succión. Posteriormente se desarrolla el estado tensional en un medio poroso multifásico, el concepto de tensión efectiva y el efecto en la resistencia al corte. Por último se describe el comportamiento hidráulico de los suelos parcialmente saturados, introduciendo las curvas de retención del suelo y la ley de Darcy en condiciones no saturadas.[23][38]

Las relaciones gravimétricas y volumétricas más relevantes para describir el comportamiento de los suelos parcialmente saturados son aquellas que cuantifican la cantidad de vacíos del suelo y el grado de saturación de estos vacíos. A continuación se definen algunas de estas relaciones.

El grado de saturación se define como:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (1.1)$$

donde  $V_w$  es el volumen de agua del suelo y  $V_v$  es el volumen de vacíos. Se define el contenido volumétrico de humedad como:

$$\theta_w = \frac{V_w}{V} \quad (1.2)$$

donde  $V$  es el volumen total de suelo. Operando, se obtienen las relaciones prácticas:

$$\theta_w = S_r n = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} w \quad (1.3)$$

donde  $n$  es la porosidad del suelo,  $\gamma_d$  el peso específico seco,  $\gamma_w$  el peso específico del agua y  $w$  la humedad del suelo.

### 1.2.1. Estado tensional en suelos parcialmente saturados

#### 1.2.1.1. Fases en suelos no saturados

La composición de un suelo parcialmente saturado se divide en tres fases: la fase *sólida* compuesta por las partículas sólidas y el agua adsorbida, la fase *líquida* conformada por el agua libre y los meniscos de agua, y la fase *gaseosa* por el aire. Los meniscos de agua son lo que Fredlund & Mongenstern (1977) reconocieron como una cuarta fase denominada membrana contráctil. En la Figura 1.1 se indican las fases consideradas.

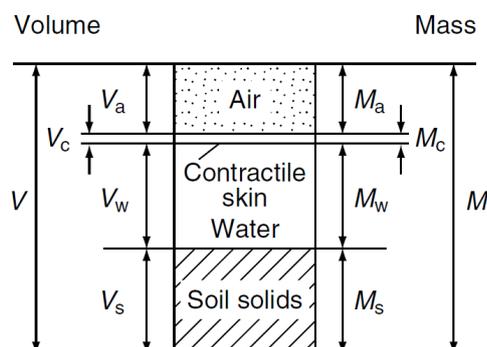


Figura 1.1: Fases consideradas en suelos parcialmente saturados.

En general, cuando el grado de saturación  $S_r$  es menor al 80% la fase aire es continua y para valores mayores al 90% el aire se encuentra ocluido en forma de burbujas.

#### 1.2.1.2. Succión en suelos parcialmente saturados

Desde un punto de vista termodinámico, la succión se define como el estado de energía libre en el agua del suelo, siendo función de la humedad relativa del aire  $RH$ :

$$\psi = \psi(RH) \quad (1.4)$$

La succión total  $\psi$  tiene dos componentes: la succión mátrica ( $u_a - u_w$ ) y la succión osmótica  $\pi$ , de manera que:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (1.5)$$

La succión osmótica  $\pi$  está asociada a la presencia de sales disueltas en el agua de los poros. La succión mátrica está asociada con el fenómeno de ascenso capilar. En general la succión osmótica se ve poco afectada

por los cambios de humedad, de manera que las variaciones en la succión total son consecuencia de variaciones en la succión mátrica. En la Tabla 1.1 se dan valores típicos de succiones mátricas y osmóticas para un suelo compactado.

Tabla 1.1: Valores de succión típicos en suelos parcialmente saturados.

Tipo de suelo -	Humedad, $w$ [%]	Succión mátrica, $(u_a - u_w)$ [kPa]	Succión osmótica, $\pi$ [kPa]	Succión total, $\psi$ [kPa]
Regina Clay ( $\gamma_{max} = 13.81 \frac{kN}{m^3}$ )	30.6 (ópt.) 28.6	273 354	187 202	460 556
Glacial Till ( $\gamma_{max} = 19.24 \frac{kN}{m^3}$ )	15.6 (ópt.) 13.6	310 556	290 293	600 849

### 1.2.1.3. Fuerzas capilares y succión mátrica

La tensión superficial es consecuencia de las fuerzas intermoleculares que actúan en la interfaz aire-agua. Las moléculas ubicadas en el interior de la masa de agua experimentan fuerzas iguales en todas las direcciones, en cambio en la superficie de contacto con el aire las moléculas se ven sometidas a fuerzas descompensadas cuya resultante es en dirección hacia el interior de la masa de agua. Para que la interfaz esté en equilibrio es necesario que se genere una fuerza de tracción a lo largo de la superficie. En la Figura 1.2 se muestra un esquema ilustrativo de la situación descrita.

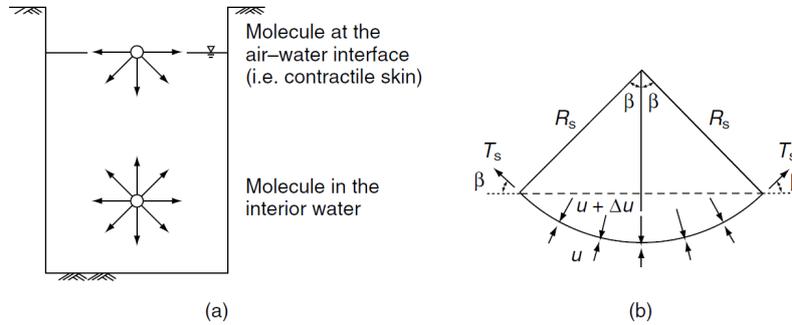


Figura 1.2: Fenómeno de tensión superficial. (a) Fuerzas intermoleculares actuantes en la interfaz. (b) Presiones y fuerzas superficiales actuantes sobre interfaz curva. Fredlund (1993).

Si se sumerge parcialmente un tubo de vidrio de pequeño diámetro en agua, se observa que el líquido dentro del tubo asciende hasta una altura determinada (Figura 1.3). Éste fenómeno, conocido como ascenso capilar, se puede analizar teniendo en cuenta la tensión superficial. La tensión superficial  $T_s$ , actúa con un ángulo de contacto  $\alpha$  que depende de las fuerzas de adhesión en la membrana y en el material del tubo. La altura de ascenso capilar puede calcularse a través del equilibrio de fuerzas verticales como:

$$2\pi r T_s \cos\alpha = \pi r^2 h_c \rho_w g \quad (1.6)$$

donde  $r$  es el radio del tubo capilar,  $h_c$  la altura capilar y  $g$  la aceleración de la gravedad. Si se considera  $\alpha = 0$ , se tiene

$$h_c = \frac{2T_s}{\rho_w g r} \quad (1.7)$$

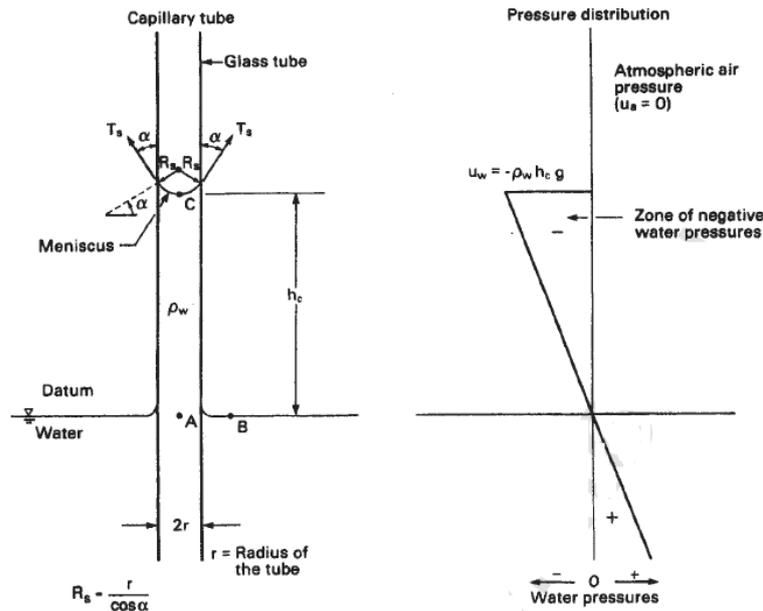


Figura 1.3: Ascenso capilar.

La formación de meniscos en un suelo parcialmente saturado se esquematiza en la Figura 1.4.

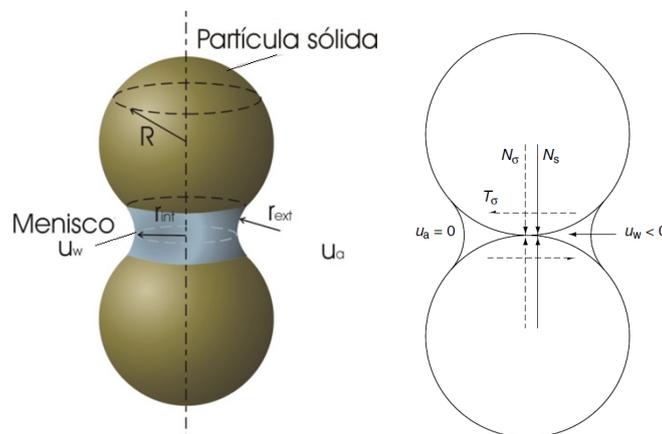


Figura 1.4: Esquema de la geometría del menisco formado en partículas esféricas.

La curvatura del menisco se debe a la diferencia de presiones en la interfaz aire-agua. La diferencia entre estas dos presiones ( $u_a - u_w$ ) se denomina succión mátrica. La Ecuación 1.7 se puede escribir

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{r} \tag{1.8}$$

En la Figura 1.4 se representa un esquema de fuerzas actuantes sobre una partícula, donde  $N_\sigma$  es la componente normal y  $T_\sigma$  la componente tangencial debido a las fuerzas externas. Se observa que un incremento de la succión produce un incremento de las fuerzas capilares, aumentando la fuerza de unión  $N_s$  haciendo más estable el equilibrio entre partículas.

### 1.2.2. Métodos de medición de la succión

Existen métodos directos e indirectos para realizar mediciones de succión en el campo y en laboratorio. Los métodos directos son aquellos en los que la variable medida es la presión parcial de vapor  $\bar{u}_v$ . En los métodos

indirectos se mide alguna otra variable como la humedad o la temperatura que luego debe relacionarse con la succión.

En la Tabla 1.2 se resumen algunos de los métodos de medición de succión total y mátrica más comunes en la práctica. En incisos posteriores se desarrollarán con mayor detalle los métodos de medición que fueron utilizados en el trabajo.

Succión	Medición	
	Directa	Indirecta
mátrica	Tensiometro, Técnica de traslación de ejes, Plato de carga	Conductividad térmica
Total	Psychrometro	Papel de filtro

Tabla 1.2: Métodos de medición de succión total y succión mátrica.

### 1.2.3. Formulación del estado tensional

Las tensiones están representadas por un tensor de segundo orden según:

$$\boldsymbol{\sigma}' = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma'_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma'_{zz} \end{bmatrix} \quad (1.9)$$

El tensor de tensiones es simétrico y puede ser expresado por una componente volumétrica y una desviadora como:

$$\boldsymbol{\sigma}' = p' \mathbf{I} + \mathbf{s} \quad (1.10)$$

donde  $\boldsymbol{\sigma}'$  es el tensor de tensiones efectivas,  $\mathbf{I}$  es el tensor identidad,  $\mathbf{s}$  es el tensor desviador y  $p'$  es la tensión efectiva promedio dada por:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) \quad (1.11)$$

El tensor desviador se puede expresar como:

$$\mathbf{s} = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} - p' & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma'_{yy} - p' & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma'_{zz} - p' \end{bmatrix} \quad (1.12)$$

De la misma forma que las tensiones, las deformaciones se pueden representar con un tensor de segundo orden:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (1.13)$$

El tensor es simétrico y puede ser expresado según:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{3} \varepsilon_v \mathbf{I} + \mathbf{e} \quad (1.14)$$

donde  $\varepsilon$  es el tensor de deformaciones,  $\mathbf{I}$  es el tensor identidad,  $\mathbf{e}$  es el tensor desviador y  $\varepsilon_v$  es la deformación volumétrica dada por:

$$\varepsilon_v = (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}) \quad (1.15)$$

El tensor desviador está dado por:

$$\mathbf{e} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} - \frac{\varepsilon_v}{3} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} - \frac{\varepsilon_v}{3} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} - \frac{\varepsilon_v}{3} \end{bmatrix} \quad (1.16)$$

Una de las hipótesis básicas de muchos modelos constitutivos es la isotropía, permitiendo la formulación en base a los invariantes de tensión y deformación conjugados. Los primeros dos invariantes de tensión son la tensión efectiva promedio  $p'$  y la tensión desviadora  $q$ , escritas en función de las tensiones principales como:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (1.17)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} [(\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_2)^2]^{\frac{1}{2}} \quad (1.18)$$

Los invariantes de deformación son la deformación volumétrica  $\varepsilon_v$  y la deformación desviadora  $\varepsilon_q$  y están dados por:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (1.19)$$

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2]^{\frac{1}{2}} \quad (1.20)$$

En el caso particular de compresión triaxial, los espacios de tensiones y deformaciones quedan expresados como:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (1.21)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (1.22)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (1.23)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (1.24)$$

El comportamiento mecánico en los suelos saturados se rige unívocamente por el principio de las tensiones efectivas propuesto por Terzaghi (1936). La extensión del principio de tensiones efectivas a los suelos parcialmente saturados se debe al trabajo de Bishop (1959) que propuso:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (1.25)$$

donde  $\chi$  es un parámetro relacionado al grado de saturación del suelo. Morgenstern (1979) critica la expresión de Bishop por incorporar relaciones constitutivas directamente en las variables tensionales. Ésta crítica aplica a las expresiones que definen el estado tensional en función de una sola variable, mostrando dificultades en explicar, por ejemplo, fenómenos de hinchamiento y colapso. La succión y la carga externa

aplicada en la masa del suelo actúan de formas cualitativamente diferentes, como indican Jennings y Burland (1962), por lo que estas variables no pueden ser combinadas para encontrar una única variable tensional que explique los cambios volumétricos del suelo. Sin embargo, los modelos unitensionales cuentan con la ventaja que se pueden implementar satisfactoriamente en modelos numéricos, presentando una transición suave del estado no saturado al saturado. [30, 33]

Fredlund & Mongenstern (1977) indican que para describir el comportamiento de un suelo parcialmente saturado bastan dos variables tensionales independientes.[1, 57] La combinación más utilizada es la presión neta  $\bar{p} = (\sigma - u_a)$  y la succión mátrica  $s = (u_a - u_w)$ . Basado en estos conceptos los modelos constitutivos para suelos parcialmente saturados usualmente se formulan en función de una pareja de valores de tensiones independientes conocido como enfoque bitensorial. Entre los modelos más reconocidos con este enfoque está el Barcelona Basic Model (Alonso et al., 1990). El tensor de presiones netas y el tensor de succión mátrica está dado por:

$$\bar{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} - u_a & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} - u_a & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} - u_a \end{bmatrix} \quad (1.26)$$

$$(\mathbf{u}_a - \mathbf{u}_w) = \begin{bmatrix} u_a - u_w & 0 & 0 \\ 0 & u_a - u_w & 0 \\ 0 & 0 & u_a - u_w \end{bmatrix} \quad (1.27)$$

Mientras que en la formulación de Bishop se define al tensor de tensiones efectivas como:

$$\sigma' = \begin{bmatrix} \chi(u_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & \chi(u_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & \chi(u_a - u_w) \end{bmatrix} \quad (1.28)$$

#### 1.2.4. Comportamiento mecánico

Es esencial para la ingeniería geotécnica poder medir, modelar y predecir la resistencia al corte del suelo. Conociendo dicha resistencia, es posible la resolución de problemas en los que es necesario evaluar el equilibrio de una masa de suelo solicitado por una carga. Estos problemas pueden ser de estabilidad de taludes, capacidad de carga, empuje lateral del suelo, diseño de pavimentos y fundaciones, entre otros.

##### 1.2.4.1. Resistencia al corte en suelos saturados

La resistencia al corte de suelos saturados viene dada por el criterio de falla de Mohr-Coulomb y se puede definir a partir de los parámetros del material  $\phi'$  y  $c'$  y de las tensiones efectivas de Terzaghi  $(\sigma - u_w)$ :

$$\tau_f = c' + (\sigma_f - u_{wf}).\tan(\phi') \quad (1.29)$$

donde  $\tau_f$  es la tensión de corte en el plano de falla,  $c'$  es la cohesión efectiva,  $\phi'$  es el ángulo de fricción efectivo y  $u_w$  es la presión de agua en los poros en la falla.

Como se observa en la Figura 1.5, el criterio de falla de Mohr-Coulomb define una recta de pendiente  $\tan(\phi')$  y ordenada al origen  $c'$  en el plano  $(\tau, \sigma')$ . Dicha recta se denomina envolvente de falla porque cualquier combinación de tensión normal efectiva y tensión de corte que se encuentren sobre ella representan una condición de falla. Se pueden graficar círculos de Mohr que representan el estado de tensión actuando en cualquier plano en la masa de suelo. Si el círculo se encuentra por debajo de la envolvente de falla, la resistencia al corte no fue alcanzada y la masa de suelo permanece estable (círculo "A"). Sin embargo, si  $\sigma'_1$  se incrementa hasta la condición descrita por el círculo "B" en la cual es tangente a la envolvente de falla,

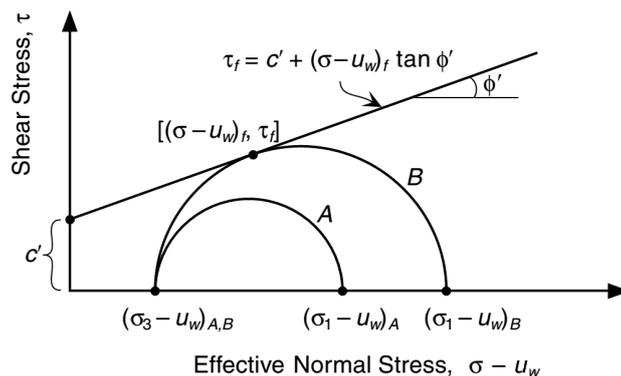


Figura 1.5: Envolvente de falla según Mohr-Coulomb para suelo saturado. El estado tensional representado por el círculo A es estable, mientras que para el círculo B representa una condición de falla (Lu, 2004).

la falla ocurre bajo la combinación de tensiones  $[(\sigma - u_w)_f, \tau_f]$ . Se puede obtener la orientación del plano de falla considerando la geometría del círculo de Mohr.

#### 1.2.4.2. Resistencia al corte en suelos parcialmente saturados

##### Planteo según presiones netas (Fredlund)

Fredlund (1993) adopta para suelos parcialmente saturados un criterio de falla que es una extensión del criterio de falla de Mohr Coulomb con las variables de estado independientes  $(\sigma - u_a)$  y  $(u_a - u_w)$ . Con esto puede escribirse

$$\tau = c' + (\sigma_f - u_a) \tan(\phi') + (u_a - u_w)_f m_b \quad (1.30)$$

donde  $u_a$  es la presión de aire en poros,  $(\sigma_f - u_a)$  es la presión normal neta en la falla,  $(u_a - u_w)_f$  es la succión mátrica en la falla y  $m_b$  es un parámetro que indica el grado de aumento de la resistencia al corte en relación con la succión mátrica. En general, en la biografía el parámetro  $m_b$  se escribe como  $\tan(\phi^b)$  (Fredlund, 1993). De esta manera, la resistencia al corte del suelo tiene una componente proveniente de la cohesión efectiva, de la fricción entre partículas y de la succión mátrica.

La expresión para la resistencia al corte de un suelo parcialmente saturado presenta una suave transición hacia la expresión para suelos saturados. Cuando el suelo se satura, los poros se llenan completamente de agua y la presión de agua,  $u_w$  se iguala a la presión de aire en poros,  $u_a$ . De esta manera se elimina la componente de la succión y la Ecuación 1.30 se iguala a la Ecuación 1.29.

Si se grafica el criterio de falla para suelos parcialmente saturados, dado por la Ecuación 1.30, en un espacio de dimensiones  $(\sigma_f - u_w)$ ,  $\tau$  y  $(u_a - u_w)$  se obtiene un superficie de falla como la que se muestra en la Figura 1.6.

Tabla 1.3: Resultados experimentales para  $\phi_b$  (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Tipo de suelo	$w$ [%]	$\gamma_d$ [ $\frac{kN}{m^3}$ ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$\phi^b$ [°]	Tipo de ensayo triaxial	Referencia
Compacted shale	18.6	-	15.8	24.8	18.1	CW*	Bishop et al. (1960)
Dhanauri clay	22.2	15.8	37.3	28.5	16.2	CD**	Satija (1978)
Dhanauri clay	22.2	15.8	15.5	28.5	22.6	CW	Satija (1978)
Dhanauri clay	22.2	14.78	20.3	29.0	12.6	CD	Satija (1978)
Dhanauri clay	22.2	14.78	11.3	29.0	16.5	CW	Satija (1978)
Decomposed granite	-	-	28.9	33.4	15.3	CD multietapa	Ho y Fredlund (1982a)

\* Contenido de agua constante.

\*\*Consolidado - drenado.

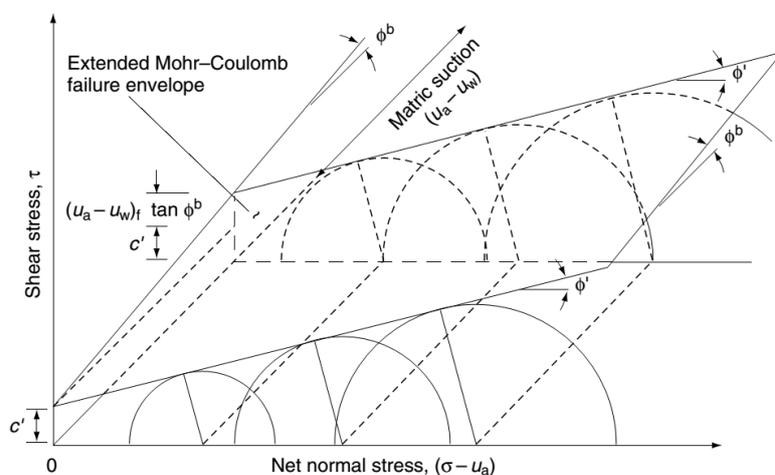


Figura 1.6: Envolvente de falla según la teoría de Mohr-Coulomb extendida para suelo en condiciones no saturadas. La envolvente en este caso es un plano.

Se observa como el comportamiento mecánico de un suelo no saturado es afectado de manera distinta tanto por cambios en la presión normal neta como por cambios en la succión mátrica (Jennings y Burland, 1962). El incremento de la resistencia al corte debido a un incremento en la presión normal neta está caracterizado por el ángulo de fricción interna  $\phi'$ . Por otro lado, el incremento de la resistencia al corte debido a la succión depende de la pendiente  $m_b$ .

En general se adopta que  $\phi'$  permanece constante frente a la variación de  $(u_a - u_w)$ , y que  $m_b$  permanece constante frente a la variación de presión neta. De esta manera, la superficie de falla suele representarse con un plano, aunque en realidad presenta cierta curvatura ya que  $m_b$  disminuye con el incremento de la succión (Gan and Fredlund, 1996).

En la Tabla 1.3 se muestran valores típicos de los parámetros del suelo utilizados en la Ecuación 1.30. Se puede observar que  $\phi' \geq \phi^b$ . En general,  $\phi^b$  suele ser la mitad de  $\phi'$ . Es decir, la fricción interna del suelo tiene una mayor contribución en el incremento de la resistencia al corte en comparación con la succión.

En el plano de succión mátrica nula se representa la envolvente de falla tradicional de los suelos saturados, como se muestra en la Figura 1.5.

En el plano de presión  $\sigma$  nula se representa el incremento de la resistencia al corte en función de la succión, como se muestra en la Figura 1.7. La ecuación que representa la resistencia al corte en este plano es

$$\tau = c' + (u_a - u_w) \cdot m_b \quad (1.31)$$

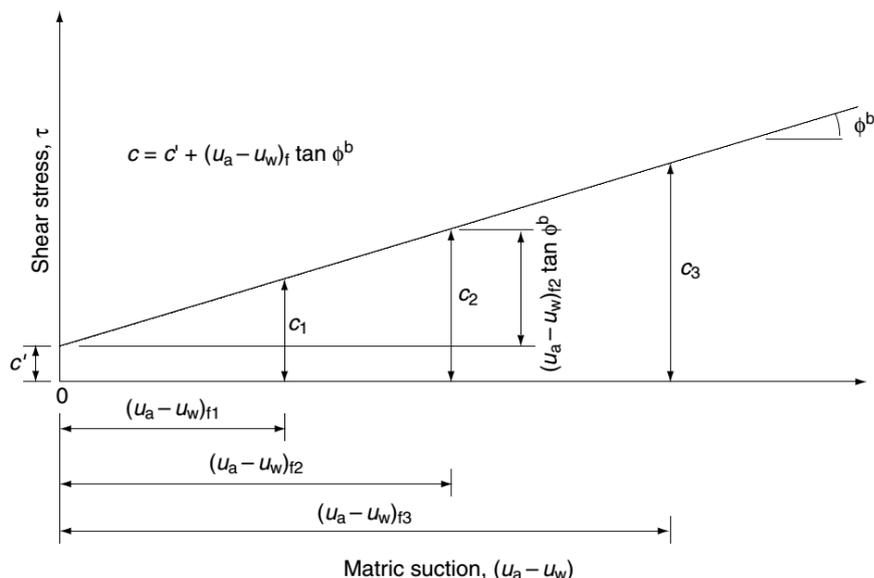


Figura 1.7: Intersección de la superficie de falla con el plano  $(\tau, (u_a - u_w))$ . Se observa el incremento de la resistencia al incremento de la succión mátrica.

### Planteo según presiones efectivas (Bishop)

La primera expresión para presiones efectivas en suelos no saturados fue expuesta en la Ecuación 1.25. Basándose en esta formulación y en el criterio de falla de Mohr - Coulomb, Bishop et al. (1960) definieron la resistencia al corte de los suelos no saturados según:

$$\tau = c' + (\sigma_f - u_a) \tan(\phi') + \chi \tan(\phi') (u_a - u_w) \quad (1.32)$$

Comparando las Ecuaciones 1.32 y 1.30 se deduce que:

$$m_b = \chi \tan(\phi') \quad (1.33)$$

entonces:

$$\chi = \frac{m_b}{\tan(\phi')} \quad (1.34)$$

Teniendo en cuenta que el ángulo de fricción interna efectivo  $\phi'$  es independiente del valor de la succión, y suponiendo el parámetro  $m_b$  constante, se concluye de la Ecuación 1.34 que  $\chi$  permanece constante para cualquier valor de succión. Sin embargo, la evidencia experimental indica que  $\chi$  varía en función de la succión, o en forma equivalente al grado de saturación como se indica en la Figura 1.8. Se observa que el valor de  $\chi$  es igual a 1 para suelos saturados y decrece con el aumento de la succión mátrica.

En la Figura 1.9 se muestra gráficamente la diferencia entre  $m_b$  y  $\chi$  para representar el incremento de la resistencia. Utilizando el método de las presiones netas, el incremento de la resistencia al corte debido a un incremento en la succión mátrica se materializa en un desplazamiento vertical de la envolvente de falla para suelo saturado, en una magnitud igual a  $[(u_a - u_w)_f m_b]$ . Además, se constituye una superficie de falla en el espacio como se indicó en la Figura 1.6. En cambio, el método de las presiones efectivas utiliza la misma envolvente de falla correspondiente al caso saturado. El incremento de la succión mátrica produce un incremento de la presión neta igual a  $[\chi (u_a - u_w)_f]$ . De esta manera, el punto A utilizando la teoría de Fredlund es equivalente al punto A' correspondiente a la teoría de presiones efectivas de Bishop como se observa en la Figura 1.9.

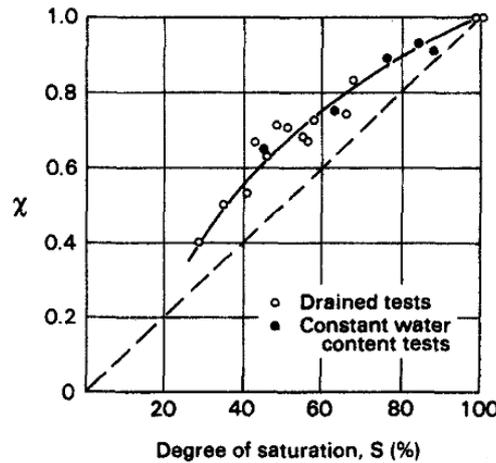


Figura 1.8: Variación de  $\chi$  con el grado de saturación (Fredlund 1993).

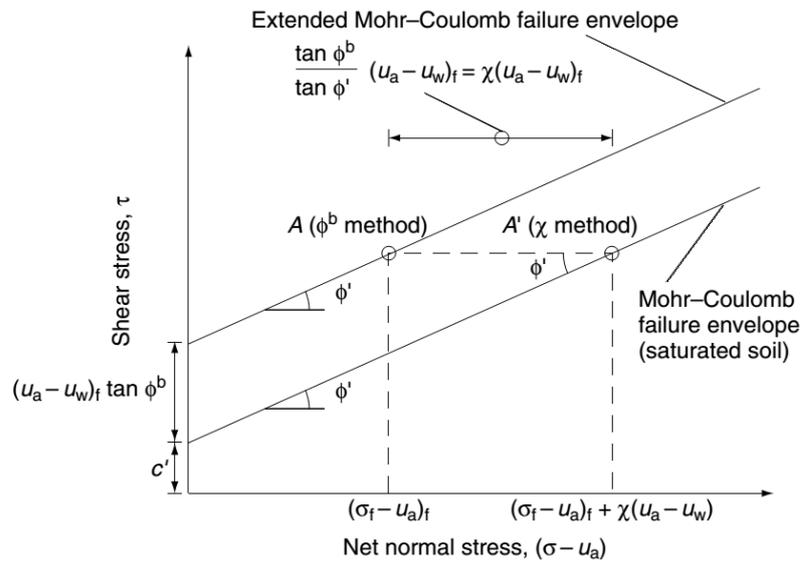


Figura 1.9: Comparación de los métodos  $m_b$  y  $\chi$  para designar a la resistencia al corte (Fredlund 1993).

El valor de  $\chi$  dado en la Ecuación 1.34 sólo es válido para evaluar la resistencia al corte no drenada del suelo; no es correcto utilizarlo para problemas de cambio de volumen.

### 1.2.4.3. No linealidad de la superficie de falla

Experiencias de laboratorio han demostrado que el incremento de la resistencia al corte con el incremento de la succión mátrica no es constante (Escario et al., 1989; Vanapalli et al., 1996). Se observa que para succiones cercanas a cero, el suelo permanece saturado y el incremento de la resistencia viene dado por su capacidad friccional con lo cual el valor de  $\phi^b$  se acerca a  $\phi'$  como se observa en la Figura 1.10. Cuando la succión supera el valor de entrada de aire ( $s_{ae}$ ), los poros llenos de agua comienzan a llenarse de aire y el suelo se comienza a desaturar. De esta manera, la pendiente de la envolvente de falla  $m_b = \tan(\phi^b)$  disminuye y por lo tanto, el incremento de la resistencia al corte debido a una variación en la presión neta es mayor que el debido a un incremento de succión:

$$\frac{\partial q}{\partial(\sigma - u_a)} > \frac{\partial q}{\partial(u_a - u_w)} \quad (1.35)$$

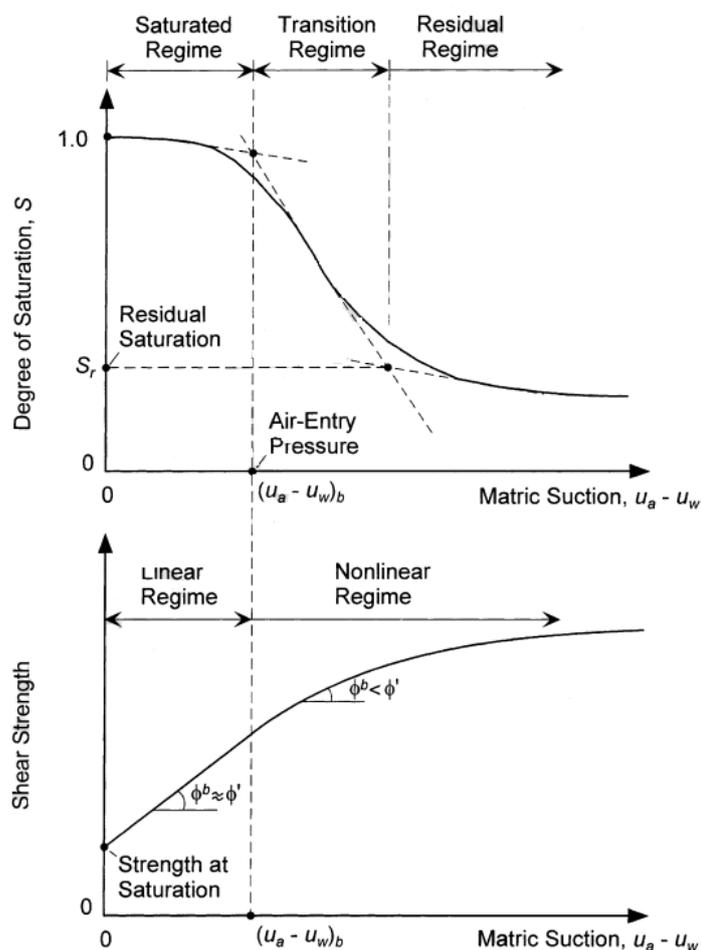


Figura 1.10: Relación entre la curva de retención del suelo y la envolvente de falla correspondiente a la resistencia al corte no saturada (Vanapalli et al., 1996).

Como se muestra en la Figura 1.11, el valor de  $m_b$  puede alcanzar valores tan bajos como cero e incluso se puede ser negativo para succiones en el rango del grado de saturación residual.

En conclusión, existe una directa relación entre la naturaleza no lineal de la envolvente de falla con respecto al incremento de la succión y la curva de retención del suelo.

La no linealidad de la envolvente de falla se puede ajustar de manera lineal, bilineal (Fredlund, 1993) o hiperbólica (Alonso y Gens, 1990). En general para succiones bajas se puede aceptar una variación lineal, pero para succiones mayores resultados experimentales han demostrado que es necesario disminuir la pendiente dado que la resistencia al corte no aumenta de forma monótona con la succión mátrica, siendo más conveniente el ajuste bilineal o hiperbólico.

#### 1.2.4.4. Ensayos mecánicos

El ensayo más común para medir la resistencia al corte del suelo en laboratorio es el ensayo triaxial. Existen cinco ensayos posibles en suelos parcialmente saturados, dependiendo de las condiciones de drenaje aplicadas en la primera o segunda etapa. Las designaciones son:

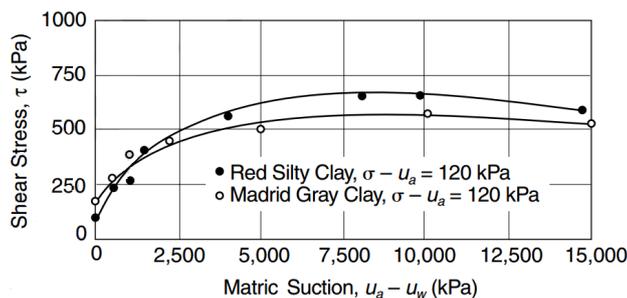


Figura 1.11: Ejemplo de la relación no lineal entre la resistencia al corte y la succión mátrica en ensayos de corte directo para dos materiales arcillosos (Escario, 1989).

- consolidado drenado (CD).
- contenido constante de humedad (CW).
- consolidado no drenado con medición de las presiones de poros (CU).
- no consolidado no drenado (UU).
- compresión no confinada (UCS).

En el caso de ensayos CD y CU, la primera letra se refiere a la condición de drenaje antes de aplicar la tensión desviadora, mientras que la segunda se refiere a la condición de drenaje durante la carga. En un ensayo CW se deja drenar el aire mientras que el agua permanece en condición no drenada durante la carga. En un ensayo UU se impide el drenaje del agua y del aire durante todo el ensayo. El ensayo UCS es un caso particular del UU en el que la presión de confinamiento es cero.

En cada uno de estos cinco procedimientos se puede medir o no la presión de agua, aire y el cambio de volumen según corresponda. En la Tabla 1.12 se resumen las condiciones en que se realizan convencionalmente cada tipo de ensayo triaxial para suelos parcialmente saturados.

Table 5.1 Various triaxial tests for unsaturated soils (after Fredlund and Rahardjo, 1993)

Test methods	Consolidation prior to shearing process	Drainage		Shearing process		
		Pore-air	Pore-water	Pore-air pressure, $u_a$	Pore-water pressure, $u_w$	Soil volume change, $\Delta V$
Consolidated drained (CD)	Yes	Yes	Yes	C	C	M
Constant water content (CW)	Yes	Yes	No	C	M	M
Consolidated undrained (CU)	Yes	No	No	M	M	—
Undrained	No	No	No	—	—	—
Unconfined compression (UC)	No	No	No	—	—	—

Notes

M = measurement, C = controlled.

Figura 1.12: Tipos de ensayos triaxiales que pueden realizarse para obtener la resistencia al corte de suelos parcialmente saturados (Fredlund 1993).

### 1.2.5. Comportamiento hidráulico

El clima es un factor importante en el comportamiento hidráulico del suelo. La evapotranspiración produce la desaturación del mismo en los primeros estratos. En contraposición está el fenómeno de las lluvias y el consecuente ascenso de la napa freática. La diferencia entre estas dos condiciones de flujo son en gran medida las variables que influyen en el estado de saturación del suelo. Al humedecerse, la presión de los poros de agua aumenta, provocando cambios en la resistencia al corte. Un ejemplo de éste fenómeno se observa en las numerosas fallas de taludes que se producen luego de intensas lluvias.

En esta sección se presenta el comportamiento hidráulico de los suelos no saturados. Se describe la variación de la succión y de las leyes de flujo con el contenido de agua del suelo.

#### 1.2.5.1. Leyes de Flujo

En cualquier punto de la fase agua, se puede definir un nivel de energía, constituido por tres componentes: energía gravitacional, energía de presión y energía debida a la velocidad.

$$E = M_w \cdot g \cdot y + \frac{M_w \cdot u_w}{\rho_w} + \frac{M_w \cdot v_w^2}{2} \quad (1.36)$$

donde,  $E$  es la energía total,  $M_w$  la masa del agua,  $y$  la elevación respecto del plano de referencia y  $v_w$  la velocidad del agua. Despreciando el término cinético y dividiendo por el peso del agua ( $M_w \cdot g$ ), se obtiene la expresión 1.37 de la carga hidráulica  $h_w$ :

$$h_w = y + \frac{u_w}{\rho_w \cdot g} \quad (1.37)$$

Esta expresión indica la altura piezométrica respecto a un plano arbitrario de referencia. El agua fluye desde el lugar de mayor carga hacia el de menor carga. En la Figura 1.13 se muestran dos puntos cualquiera en un suelo. El punto A, con presión de agua de poro negativa, es decir, en presencia de succión; y el B, con presión de poros de agua positiva. Como la carga hidráulica es mayor en A, el agua fluirá desde este punto hacia el B. Se observa que el flujo depende tanto de la elevación, como de la succión.

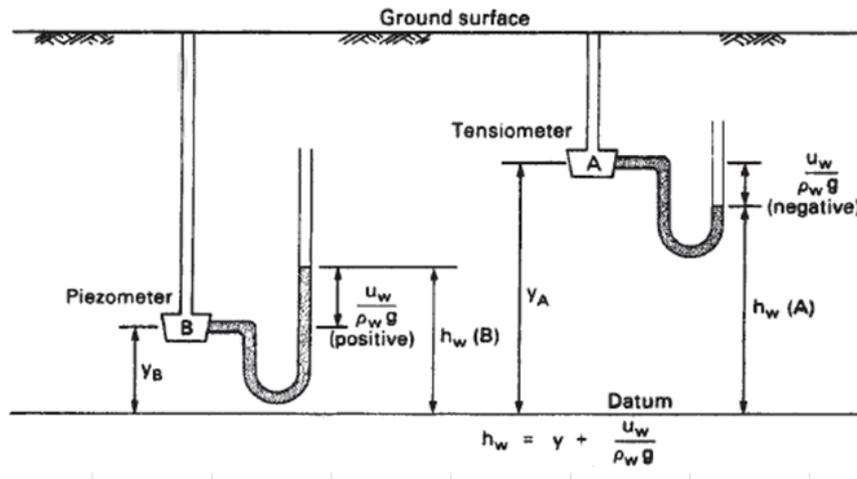


Figura 1.13: Concepto de carga hidráulica (Fredlund, 1993).

La velocidad con que fluye el agua de un punto a otro es proporcional al gradiente hidráulico, según la ley de Darcy (1856):

$$v_w = -k_w(S_r) \frac{dh_w}{dy} \quad (1.38)$$

El signo negativo indica que el agua escurre en sentido contrario al del gradiente hidráulico. El coeficiente de proporcionalidad  $k_w$  se llama coeficiente de permeabilidad. Representa la capacidad del suelo para transmitir y drenar agua. Para suelos en estado saturado, este coeficiente es considerado constante. En cambio, en estado parcialmente saturado el coeficiente de permeabilidad depende del contenido de agua (o de la succión mátrica).

En un medio parcialmente saturado, el agua fluye a través de la estructura de poros saturados, mientras que los poros no saturados funcionan como canales no conductores de agua. Por lo tanto, se puede considerar para el análisis que el aire se comporta como partículas sólidas.

Un análisis análogo se puede hacer con la permeabilidad al aire. En este caso, el aire fluye a través de la estructura de poros no saturados, mientras que los poros saturados funcionan como canales no conductores de aire. A medida que el grado de saturación aumenta, el suelo tiene más poros que contienen agua, lo que representa más canales conductores para el agua y menos para el aire para fluir. En consecuencia, el coeficiente de permeabilidad al agua aumenta y el coeficiente de permeabilidad al aire disminuye, tal como lo muestra la Figura 1.14.

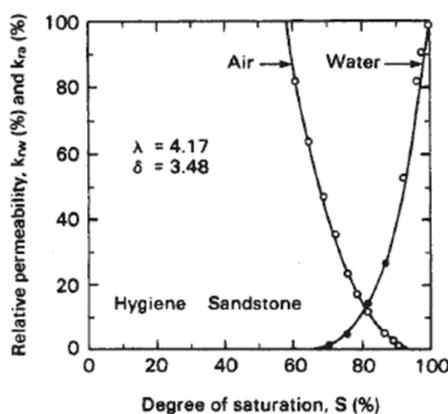


Figura 1.14: Permeabilidad relativa al agua y al aire como función del grado de saturación. (Fredlund, 1993).

Durante procesos transitorios, el coeficiente de permeabilidad de un suelo parcialmente saturado puede variar considerablemente como resultado de cambios en las propiedades gravimétricas. El efecto de un cambio en el grado de saturación puede ser muy significativo. Como resultado, el coeficiente de permeabilidad es frecuentemente descrito como función únicamente del grado de saturación,  $S_r$ , o del contenido volumétrico de agua,  $\theta_w$ .

Numerosas ecuaciones semi empíricas para el coeficiente de permeabilidad fueron derivadas de la curva de retención. A continuación se presenta el concepto de curva de retención y el modelo utilizado para la función del coeficiente de permeabilidad.

### 1.2.5.2. Curva de retención

La curva de retención del suelo describe la cantidad de agua retenida en el suelo para cada valor de succión mátrica y es característica de cada suelo. En la Figura 1.15 se muestran cuatro curvas características suelo-agua para distintos tipos de suelo.

### 1.2.5.3. Efecto de la distribución de poros

Debido a la distribución de los poros en el suelo las curvas de retención presentan histéresis hidráulica. El efecto de la distribución de los poros en el efecto capilar se esquematiza en la Figura 1.16. En la Figura 1.15 se observa que una muestra con igual grado de saturación puede tener valores diferentes de succión según su

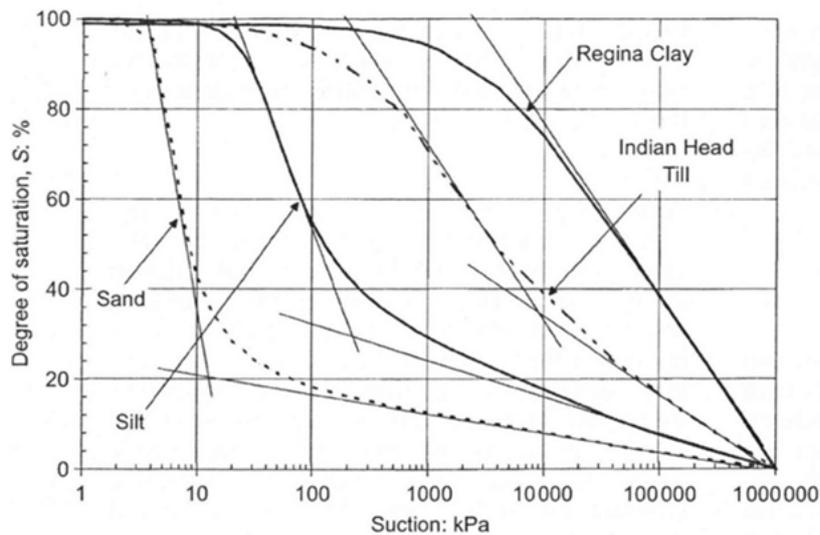


Figura 1.15: Curvas de retención suelo-agua[56].

historia hidráulica. Para caminos de mojado y secado se distinguen dos curvas primarias: de humedecimiento y secado respectivamente. Para un estado intermedio, el suelo se encuentra entre los límites marcados por las curvas primarias y se mueve a través de *scanning curves* o curvas secundarias.

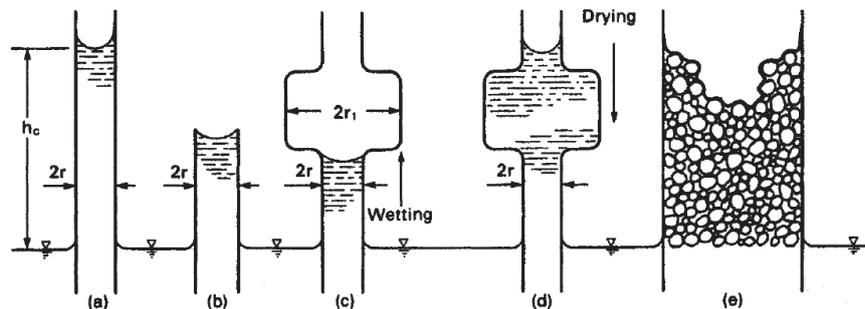


Figura 1.16: Efecto de la distribución de poros en el fenómeno capilar[23].

#### 1.2.5.4. Modelo de van Genuchten

En la actualidad es habitual el uso de modelos numéricos para simular el flujo en la zona no saturada (Reeves y Duguid, 1975; Segol, 1976; Vauclin et al., 1979; Fredlund y Xing, 1994). La habilidad para caracterizar completamente el sistema simulado no fue acompañada por experiencias numéricas y de modelización. El factor más importante limitando la aplicación exitosa de teoría de flujo no saturada a problemas reales de campo es la falta de información referida a parámetros de entrada. Estimaciones confiables de la conductividad hidráulica no saturada son especialmente difícil de obtener debido a su gran variabilidad en campo y al coste de los ensayos. Por estas razones para calcular la conductividad hidráulica no saturada se han utilizado modelos que la relacionan con la curva de retención suelo-agua.

El modelo de van Genuchten se utiliza para describir la curva de retención del suelo. Es una expresión semi empírica que asume una variación sigmoideal e incluye tres parámetros (dos si se restringen los parámetros a ciertos valores). Presenta la ventaja de ser una formulación analíticamente cerrada que permite la obtención de la variación de la permeabilidad no saturada a partir de la curva de retención. Las ecuaciones para describir la conductividad hidráulica están basadas en el modelo de Mualem (1976a).

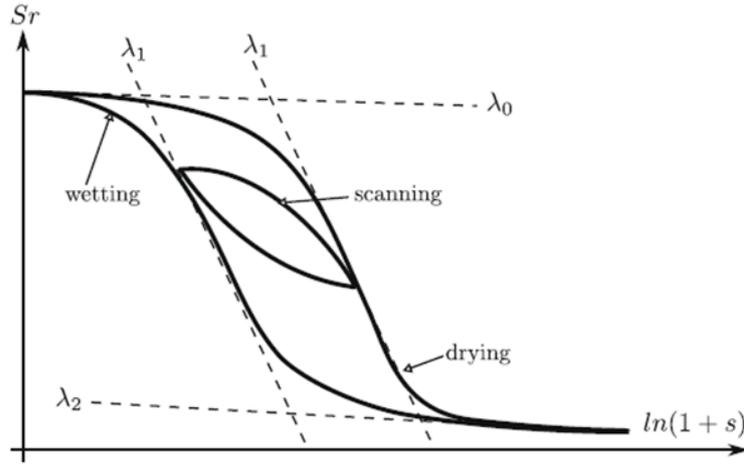


Figura 1.17: Histéresis en la curva de retención suelo-agua[43].

El modelo de van Genuchten está determinado por las Ecuaciones 1.39 y 1.40.

$$S_e = \left(1 + \left(\frac{s}{s_{ae}}\right)^{\frac{1}{1-\lambda}}\right)^{-\lambda} \quad (1.39)$$

$$k_r = \sqrt{S_e} \cdot \left(1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{\lambda}}\right)^{\lambda}\right)^2 \quad (1.40)$$

donde  $S_e$  es el grado de saturación efectiva,  $s$  la succión en kPa,  $s_{ae}$  el valor de entrada de aire,  $\lambda$  el índice de distribución de poros,  $k_r$  la permeabilidad relativa al agua respecto de la permeabilidad del suelo saturado:  $k_r = \frac{k_w}{k_{ws}}$ ; con  $k_w$  la permeabilidad parcialmente saturada, y  $k_{ws}$  la saturada.

En las Figuras 1.18 y 1.19 se muestran los gráficos de las Ecuaciones 1.39 y 1.40.

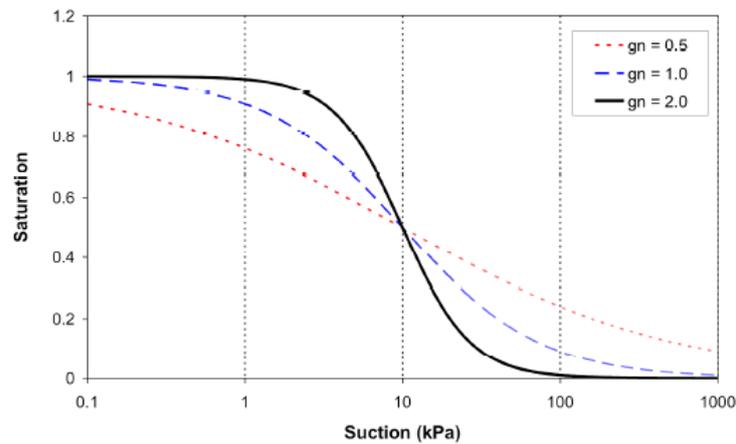


Figura 1.18: Forma de la curva de saturación en función de la succión mátrica[44].

Los parámetros necesarios para calibrar el modelo son lo que figuran en la ecuación de la curva de retención del suelo:  $\lambda$ ,  $s_{ae}$ , y  $S_{res}$ . El índice de distribución de poros  $\lambda$  es gráficamente la pendiente de la curva de retención. Cuanto más uniforme es la distribución de poros, mayor será el valor de  $\lambda$ . El valor de entrada de aire  $s_{ae}$  es el valor de succión mátrica que debe superarse para que el aire ingrese a los poros y el suelo comience a desaturarse. Gráficamente es el valor de succión a partir del cual un aumento de succión produce un cambio en el grado de saturación. Este parámetro es una medida del tamaño máximo de poros del

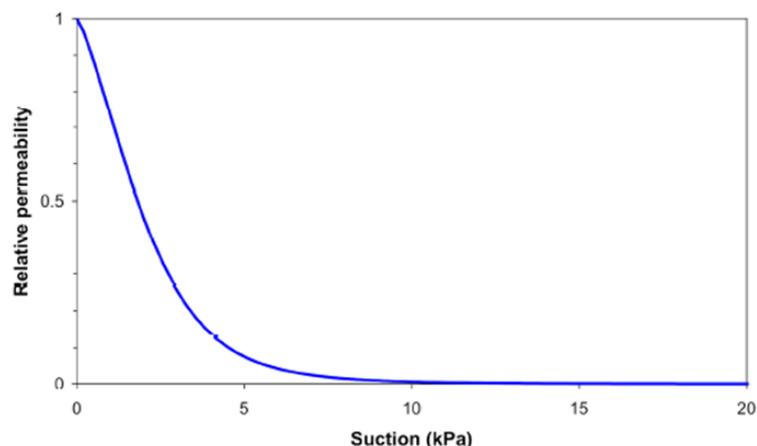


Figura 1.19: Forma de la curva de permeabilidad en función de la succión mátrica[44].

suelo. El grado de saturación residual  $S_{res}$  se define como el grado de saturación para el cual no se produce un cambio significativo debido a un aumento de la succión. En la Figura 1.20 se indican estos parámetros para una arena fina.

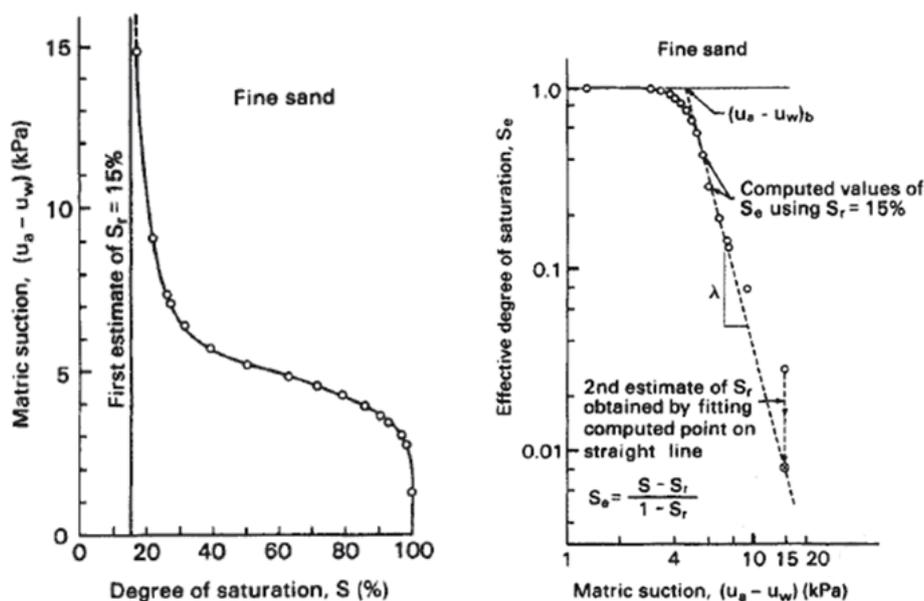


Figura 1.20: Cálculo iterativo para obtener el grado de saturación residual. Se propone  $S_{res}$  hasta que los puntos se alinean sobre la recta [23].

#### 1.2.5.5. Modelo de Brooks y Corey

Brooks y Corey (1964) proponen una función de variación del grado de saturación con la succión de la forma:

$$S_e = \begin{cases} 1.0 & s \leq s_{ae} \\ \left(\frac{s}{s_{ae}}\right)^{-\lambda} & s > s_{ae} \end{cases} \quad (1.41)$$

donde  $S_e$  es el grado de saturación efectiva,  $s_{ae}$  el valor de entrada de aire y  $\lambda$  el índice de distribución de poros. La función propuesta por Brooks y Corey (1964) para la permeabilidad en función de la succión

mátrica se indica en la Ecuación 1.42.

$$k_r = S_e^\delta \quad (1.42)$$

Donde  $k_r$  la permeabilidad relativa,  $\delta = \frac{2+3\lambda}{\lambda}$ , y  $S_e$  el grado de saturación efectiva.

## Capítulo 2

# Los suelos de la Ciudad de Buenos Aires

Los suelos de la Ciudad de Buenos Aires han debido su origen a diferentes procesos geológicos. Su composición estratigráfica es ampliamente reconocida.

Las fundaciones para las obras de ingeniería civil que se ejecutan en este ámbito se ubican en los primeros 40 a 50 metros de profundidad. En este horizonte, se destacan tres depósitos bien diferenciados:

- Depósitos del Holoceno, con el nombre de Formación Postpampeano, compuesto por arcillas y limos arenosos de origen fluvial y arcillas de alta plasticidad de origen marítimo [41].
- Depósitos del Pleistoceno, con el nombre de Formación Pampeano, consistente en un loess modificado, compuestos por arcillas y limos de plasticidad variable, de origen eólico, preconsolidados por desecación, cementados erráticamente con carbonatos de calcio y óxidos de magnesio [12].
- Un horizonte de arenas finas a medianas densas conocido con el nombre de Formación Puelchense.

En la Figura 2.1 se muestra la disposición de cada uno de los depósitos mencionados.

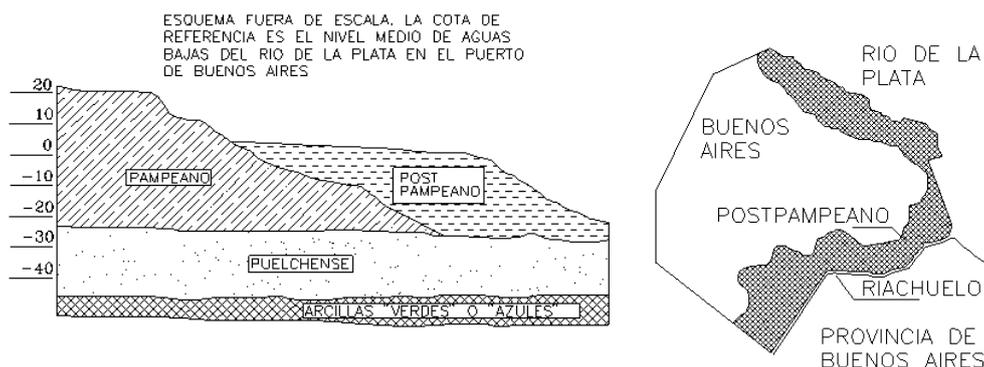


Figura 2.1: Esquema simplificado de los suelos de la ribera del Río de La Plata en la Ciudad de Buenos Aires [41].

Como se observa la mayor parte de la Ciudad se encuentra cimentada sobre la Formación Pampeano. En la ribera del Río de la Plata dicha formación forma una barranca de unos diez a quince metros de altura, a partir de la cual pierde rápidamente espesor hacia el interior del río. En un ancho de unos mil a dos mil metros, medidos a partir de la barranca, los suelos de la formación Pampeano son progresivamente cubiertos por la formación Postpampeano, que se extiende también a lo largo del valle del Riachuelo [41].

## 2.1. La formación Pampeano

### 2.1.1. Antecedentes

Las primeras publicaciones geotécnicas sobre el comportamiento de la Formación Pampeano son de Bolognesi y Moretto (1957, 1961), y Trevisán y Mauriño (1963). La primera descripción ordenada de la geología regional es de Fidalgo y colaboradores (1975). Las primeras caracterizaciones geomecánicas modernas, que incluyeron parámetros de diseño basados en extensas campañas de medición, fueron producidas por Núñez (1986) y Núñez y Micucci, (1986). Otras contribuciones significativas son Moretto (1972), Bolognesi y Vardé (1991), Núñez y Trevisán (1999), Sfriso (1999, 2006, 2008) y, finalmente, Sfriso et al (2008).

### 2.1.2. Estratigrafía

En la zona centro de la Ciudad de Buenos Aires, el Pampeano alcanza aproximadamente 40m de espesor. Estos suelos se presentan compactos a muy duros (también conocido bajo el nombre de “tosca”), donde en estos últimos el comportamiento mecánico se asemeja al de una roca blanda. Presentan gran competencia mecánica en obras de fundación y tunelería, y constituyen un excelente material de construcción para terraplenes y rellenos [41].

El perfil geotécnico típico del centro de la Ciudad puede sintetizarse como sigue [15]:

- Relleno superficial (superficie a 1m/3m), formado por arcillas de baja plasticidad medianamente compactadas, descomprimidas.
- Pampeano superior (1m/3m a 8m/12m), formado por limos y arcillas de mediana plasticidad compactos con nódulos calcáreos en matriz pobremente cementada.
- Pampeano medio (8m/12m a 25m/30m), formado por limos y arcillas de mediana plasticidad duros, con matriz mediana a fuertemente cementada, fisurados.
- Pampeano inferior (25m/30m a 36m/40m), formado por arcillas de mediana y alta plasticidad compactas, pobremente cementadas, fisuradas y probablemente cizalladas.
- Formación Puelchense: formado por arenas silíceas limpias, densas a muy densas.

### 2.1.3. Origen y deposición

La Formación Pampeano está constituida por un conjunto de capas sedimentarias loésicas depositadas durante el Pleistoceno [22]. Los loess son suelos formados por acción eólica (loess primario) que pueden ser retransportados y redepositados por otros medios (loess secundarios). Los loess primarios son colapsables, como es el caso de la Formación Cordobesa, mientras que los secundarios están preconsolidados y son más estables volumétricamente. El Pampeano forma parte de este último caso.

En la Figura 2.2 se observa la distribución de los depósitos loésicos en la República Argentina.

La parte superior se formó por la acción eólica (Zona I) que transportó y redepositó los sedimentos debajo del agua. Se cree que este suelo se redepositó y disecó en sucesiva capas de poco espesor, sufriendo la acción de grandes succiones que redujeron su volumen. De esta manera se estima que en el pasado el suelo estuvo sujeto a presiones de preconsolidación de 0.5 a 1 MPa. Dichas presiones podrían calcularse a partir de expresiones que relacionen la presión efectiva con la succión [41].

La parte inferior (Zona II) del Pampeano se formó por la deposición de partículas transportadas por el viento sobre las arenas del Plioceno en un ambiente fluvial. La preconsolidación fue provocada por el descenso del nivel freático, efectos capilares y succión debido al proceso de evaporación. Las partículas transportadas fueron principalmente andecitas y basaltos provenientes de la cordillera de los Andes, que se depositaron en

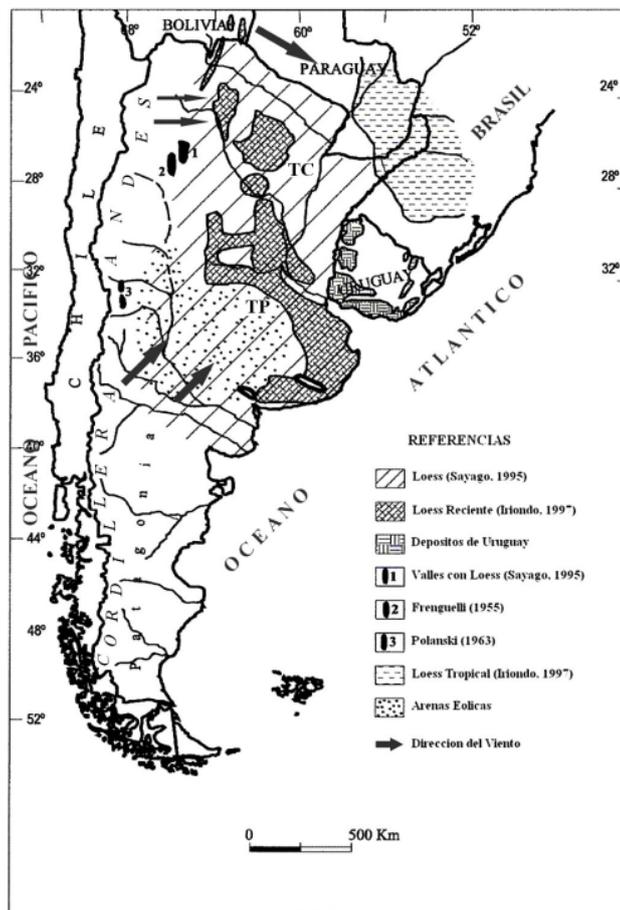


Figura 2.2: Distribución de loess en la República Argentina [48].

una primera instancia como loess primario en la región norte de la Patagonia. Posteriormente, la erosión eólica S-SW retransportó el material que se redepositó como loess secundario en la zona central del país [48].

La evaporación intensa durante los períodos de sequía produjo un incremento de concentración de sales en el agua poral. Se depositaron incrustaciones de carbonato de calcio en forma de nódulos y óxidos de calcio como impregnación, y se generaron zonas cementadas de forma irregular, de resistencia y espesor variable. Se conoce con el nombre de “toscas” a estos suelos en donde estos procesos fueron intensos, generando un material de muy alta resistencia mecánica [41]. Las cenizas volcánicas presentes en los sedimentos también contribuyeron a la formación de la tosca a partir de reacciones puzolánicas [47].

En general, el Loess cambió sus características físicas con la redeposición. Aumentó su límite líquido e índice de plasticidad, aunque el tamaño de las partículas se mantuvo invariable.

En las Figuras 2.3 y 2.4 se indica el ordenamiento de los límites de consistencia en la Carta de plasticidad para diferentes suelos pertenecientes a las zonas I y II.

En la Figura 2.5 se muestra en forma esquemática las diferentes zonas que lo componen.

#### 2.1.4. Comportamiento mecánico

Son normales valores de  $C_u$  entre 50 y 200 kPa y  $\phi_u$  entre 10 y 25°. La cementación entre partículas produce un importante incremento de la resistencia, transformando a las arcillas en duras y muy duras con baja compresibilidad. Cuando la cementación es importante, como es el caso de la “Tosca”, la resistencia triaxial oscila entre 1000 y 2000 kPa para una presión de confinamiento de 100 kPa. Debido a la variabilidad de la cementación, es común encontrar valores entre 500 y 1000 kPa. Cuando la matriz no está cementada

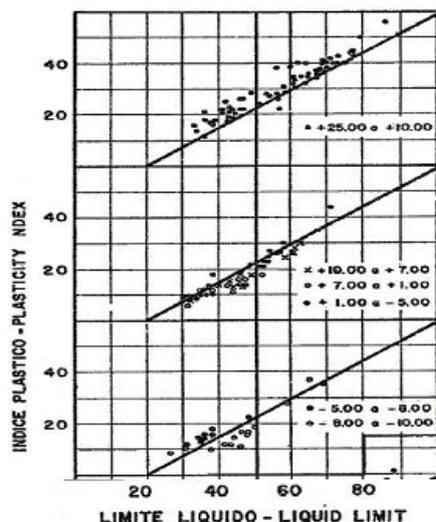


Figura 2.3: Límites de Atterberg para suelos de la zona I [13].

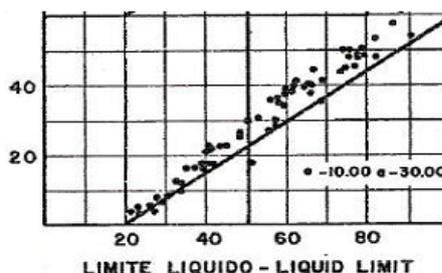


Figura 2.4: Límites de Atterberg para suelos de la zona II [13].

la resistencia baja a 200 kPa. En este caso la resistencia del esqueleto se debe únicamente al proceso de preconsolidación descrito anteriormente.

Debido a la gran resistencia del Pampeano es normal el uso de fundaciones superficiales. Para dichas fundaciones se utilizan presiones admisibles del orden de 200 a 600 kPa y para plateas de 300 a 500 kPa. En aquellos casos en los que el diseño arquitectónico requiera la concentración de grandes cargas en pocas columnas, se utilizan pilotes perforados. Pilotes de 2.2 m de diámetro y carga admisible de 1800 ton son utilizados comúnmente.

Los resultados de ensayo de consolidación realizados en edómetro generalmente sobreestiman el asentamiento real de las estructuras. Esto se debe a la dificultad de obtener muestras inalteradas homogéneas. En la realidad, la Formación Pampeano presenta baja compresibilidad y los asentamientos son pequeños [41].

**La resistencia al corte y el grado de saturación de un suelo loésico compactado [39]** La resistencia al corte de un suelo loésico como el Pampeano disminuye notablemente al saturarse de agua los vacíos. En la Figura 2.6a se indican los resultados de una serie de ensayos triaxiales no consolidados no drenados realizados sobre suelos procedentes de la Fm. Cordobesa para distintos grados de saturación. Los valores extremos alcanzados son:

- Grado de saturación 62 %:  $c_u = 0.6 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi_u = 9^\circ$ .
- Grado de saturación 62 %:  $c_u = 0.15 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi_u = 1^\circ$ .

Estos parámetros extremos corresponden a una disminución de la capacidad de carga, para una determinada cimentación, de más de 5 veces.

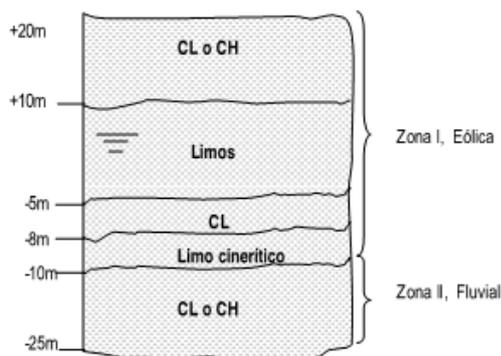
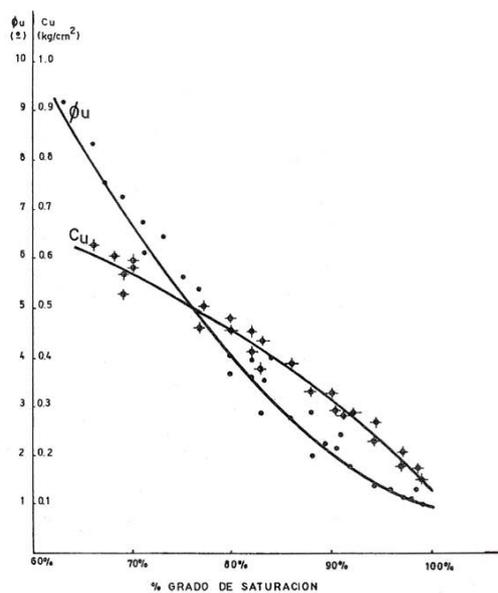


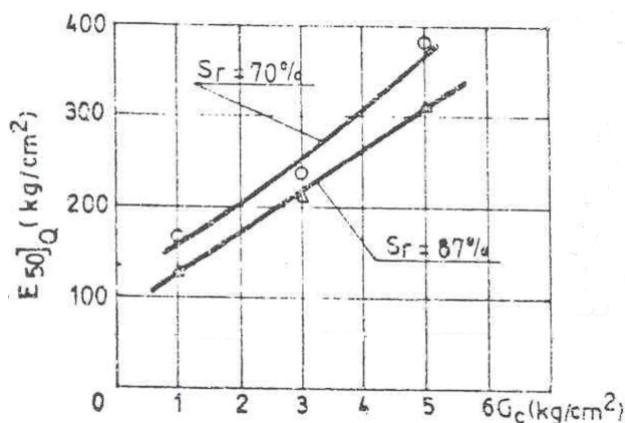
Figura 2.5: Zonificación del Pampeano [13].

Además, su estructura puede resultar marcadamente sensible al fenómeno de saturación bajo cargas en el estado inalterado. Sin embargo, ensayos de consolidación unidimensional han demostrado que la susceptibilidad del suelo compactado a reducir sus vacíos bajo cargas cuando se satura es prácticamente despreciable.

En la Figura 2.6b se observa que el módulo de rigidez secante  $E_{50}$  (correspondiente a ensayos triaxiales no drenados) aumenta cuando disminuye el grado de saturación.



(a) Resistencia al corte en función del grado de saturación.



(b) Variación del módulo secante con la presión de confinamiento y el grado de saturación.

Figura 2.6

### 2.1.5. Conductividad hidráulica

La heterogeneidad dada por la cementación localizada y la fisuración errática produce una conductividad hidráulica variable. Particularmente, la existencia de fisuras genera un aumento en la permeabilidad vertical, siendo esta un orden de magnitud mayor que la permeabilidad horizontal. En problemas de depresión de napa en donde predomina la permeabilidad horizontal, el coeficiente de permeabilidad medido está en el orden de  $10^{-4}$  y  $10^{-5}$  cm/seg. Para el Pampeano compactado la permeabilidad disminuye al orden de  $10^{-7}$  cm/seg.

En estado natural el suelo cercano a la superficie se encuentra generalmente en condición no saturada,

con la intervención de tres fases. En estos casos, la permeabilidad del medio es dependiente de la succión matricial ( $s$ ), la cual está condicionada por la humedad volumétrica ( $\theta$ ). Para determinarla se requiere el conocimiento de la relación entre la humedad volumétrica del suelo y la succión matricial, que constituye las curvas características suelo-agua [48].

### 2.1.6. El pampeano como material de construcción

Existen numerosas canteras comerciales en la zona del Gran Buenos Aires que son explotadas para la obtención de este material competente.

No todos los suelos del Pampeano son aptos para su uso ingenieril. Generalmente, se prefiere materiales no plásticos que clasifican como limos de baja plasticidad ML según USCS, o A4-(8) según AASHTO. Estos materiales, compactados debidamente, poseen mejores propiedades mecánicas que las esperadas para otros suelos pertenecientes a la misma Formación [12].

#### 2.1.6.1. Compactación de suelos

El ensayo más utilizado para caracterizar la compacidad del material es el ensayo Proctor estándar o modificado. Este ensayo permite determinar el porcentaje óptimo de humedad para el cual el material alcanza su grado de compactación máximo.

En la Figura 2.7 se presentan resultados de diferentes pruebas de Proctor estándar sobre suelos del Pampeano.

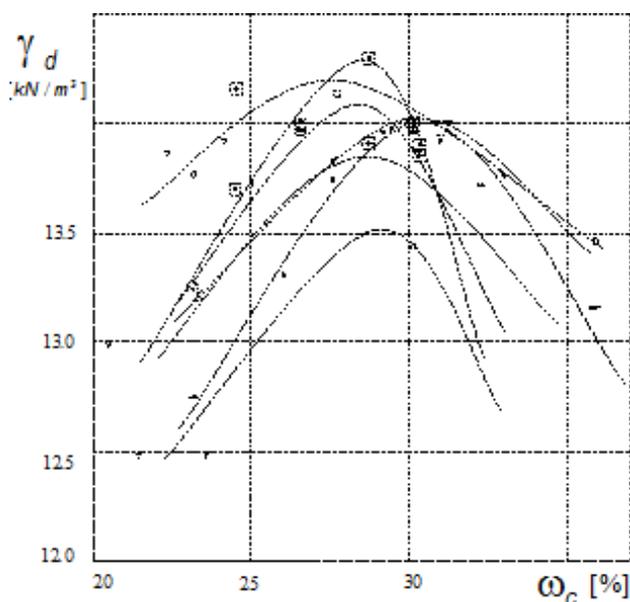


Figura 2.7: Ensayos Proctor estándar en suelos del Pampeano [49].

El proceso de compactación mecánica destruye la estructura original y la cementación a nivel macroscópico, pero mantiene la cementación a escala de partícula. Esto aumenta significativamente su estabilidad volumétrica con respecto a lo esperable dada su plasticidad.

El contenido de humedad natural juega un papel muy importante en el comportamiento del material compactado. A mayores contenidos de humedad, menor será la resistencia mecánica. En la Figura 2.8 se presenta la estructuración de un suelo fino compactado con humedades en la rama seca y en la rama húmeda de la curva de Proctor.

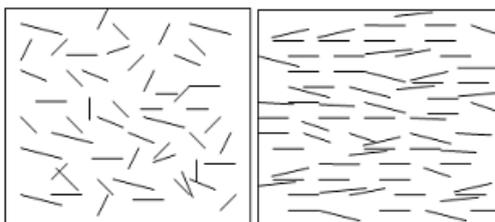


Figura 2.8: Estructura floculenta (compactación lado seco) y dispersa (compactación lado húmedo).

Para bajas humedades, la concentración de carga en las caras de las partículas generan repulsión y tendencia al hinchamiento. A su vez la succión mátrica es alta, lo que favorece el desarrollo de una estructura desorientada. Para humedades mayores que la óptima, se obtiene un material de comportamiento más dúctil pero de menor resistencia mecánica. La estructura en este caso resulta más orientada. Se presume que las partículas comienzan a orientarse a medida que se aumenta la humedad porque las fuerzas de repulsión y capilares disminuyen con un mayor contenido de humedad. Aumentando la energía de compactación a humedad constante, también se produce el mismo efecto.

### 2.1.6.2. Propiedades mecánicas del Pampeano compactado

Ensayos realizados sobre muestras de Pampeano compactado evidencian una resistencia mayor que la obtenida sobre una muestra saturada con la misma densidad seca.

En la Figura 2.9 se muestran ensayos triaxiales en condición consolidado - drenado con medición de cambio de volumen para muestras saturadas y compactadas entre 96 - 100 % de la densidad seca máxima del Proctor estándar, en los cuales se obtuvo un ángulo de fricción interna efectivo  $\phi' = 37^\circ$  y una cohesión efectiva  $c' = 39 \text{ kPa}$ .

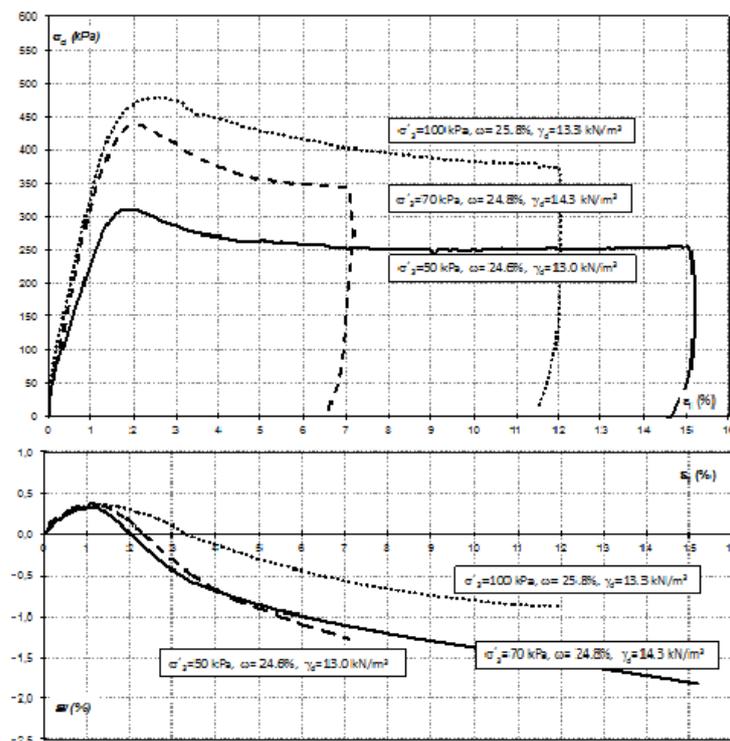


Figura 2.9: Ensayos triaxiales en condición consolidado – drenado sobre muestras compactadas del Pampeano (AOSA, S.R.L.).

En la Figura 2.10 se muestra otra serie de ensayos en donde se aprecia el incremento de la cohesión y del ángulo de fricción interna en función del grado de compactación [37].

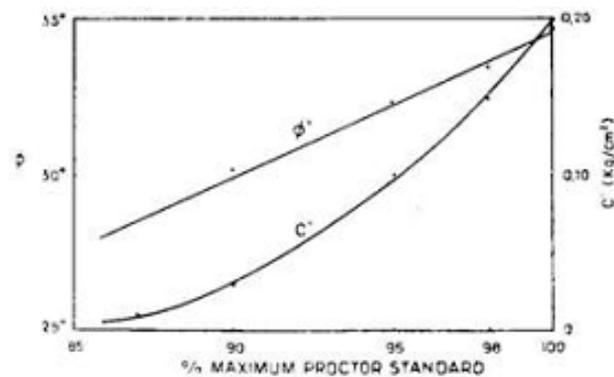


Figura 2.10: Incidencia del grado de compactación en los parámetros de resistencia de un suelo compactado [37].

### 2.1.7. Obras geotécnicas en el Pampeano

El Pampeano es muy favorable para obras de tunelería y grandes excavaciones debido a su gran rigidez y resistencia a la compresión simple en corto y mediano plazo, a la vez que exhibe un importante comportamiento friccional [46],[52].

#### 2.1.7.1. Excavaciones urbanas a cielo abierto

En el Pampeano es común la ejecución de grandes excavaciones que permanecen a la intemperie permitiendo la modificación de las condiciones capilares, como se observa en la Figura 2.11. La razón por la cual estas excavaciones se mantienen estables es la presencia de un material cementante distribuido en la masa de suelo que le otorga la capacidad de absorber tensiones de tracción [40]. Sin embargo, también existe una colaboración de la succión presente en los estratos superficiales no saturados.



Figura 2.11: Batache de 7m de altura en una excavación urbana de la Ciudad de Buenos Aires.

Para suelos cohesivos es posible ejecutar cortes verticales sin apuntalamientos hasta una profundidad denominada crítica,  $H_C$ , para la cual el esfuerzo lateral resultante del estado de tensiones provocado en la masa de suelo sea nulo [40].

$$H_C = \frac{4 \cdot c}{\gamma} (N_\phi)^{0.5} \quad (2.1)$$

Para suelos fisurados como es el caso del Pampeano, el agrietamiento produce que disminuya dicha profundidad de excavación. La experiencia indica que las grietas se prolongan generalmente hasta la mitad de la altura de la excavación. Por lo tanto, la máxima altura teórica para realizar excavación sin estructura de sostén es:

$$H_{max} = \frac{2}{3} H_C = \frac{8c}{3\gamma} (N_\phi)^{0.5} \quad (2.2)$$

En obras de excavaciones a cielo abierto en el Pampeano, un diagrama de empujes totales simplificado (Moretto, en Terzaghi 1973) es utilizado para el dimensionamiento de estructuras de retención, temporarias o definitivas, de altura limitada. Los valores y forma de este diagrama responden al hecho de que el pampeano es un suelo fisurado y que aún siendo  $H < H_{max}$ , si la grieta se llenara de agua provocaría la existencia de un empuje mínimo que debe ser resistido ([40], [42]). Este diagrama forma parte del Código de la Edificación de la Ciudad de Buenos Aires.

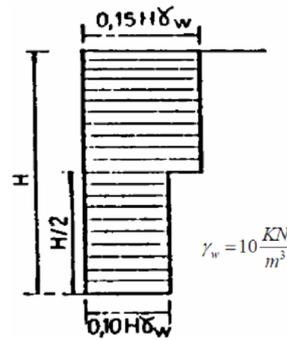


Figura 2.12: Diagrama de empujes del Código de la Edificación de la Ciudad de Buenos Aires para suelos cohesivos.

El diagrama presenta las siguientes particularidades:

1. se calcula utilizando un fluido equivalente  $\gamma_{eq} = 0.25 \gamma_w$ .
2. la distribución de presiones horizontales se realiza en dos bloques de altura  $H/2$ ; en el bloque superior actúa el 60% del empuje, se considera una presión constante  $p_h = 0.15 \gamma_w$  y en el bloque inferior actúa el 40% restante con una presión constante  $p_h = 0.10 \gamma_w$ .
3. la resultante "P" se encuentra a  $d = 0.55 H$  medida desde el fondo de la excavación.

## Capítulo 3

# Programa Experimental

### 3.1. Plan de trabajos

La primera parte del proyecto de investigación consistió en la caracterización física, hidráulica y mecánica del Pampeano compactado en condiciones saturadas y parcialmente saturadas. Para ello se estudiaron muestras procedentes de obras geotécnicas de la Ciudad de Buenos Aires en el Laboratorio de Suelos de la FIUBA, para luego obtener los parámetros geotécnicos utilizados en los modelos de cálculo.

El programa experimental se extendió entre los meses de mayo de 2013 y marzo de 2014 e incluyó la adaptación del equipo existente en el laboratorio, ensayos de caracterización física, ensayos hidráulicos y ensayos mecánicos. También se realizaron visitas a obra para la extracción de las muestras y conocimiento de los procesos constructivos.

### 3.2. Puesta a punto de equipos

El proyecto comenzó por la adaptación de los equipos necesarios para desarrollar los trabajos de laboratorio. Esto incluyó la puesta a punto del equipo triaxial existente, la compra de sensores de succión mátrica y humedad volumétrica, la calibración de los instrumentos de medición, y la construcción de una columna de infiltración para estudiar la permeabilidad en condiciones parcialmente saturadas.

A su vez se adaptaron e implementaron los procedimientos para realizar cada ensayo. Esto incluyó principalmente el armado de muestras compactadas para ensayos de:

- compresión no confinada y triaxiales.
- medición de la succión mátrica por el método de papel de filtro.
- infiltración en columna de suelo compactado.

En el “??” se presentan detalladamente los trabajos realizados en este aspecto.

### 3.3. Material

Se extrajeron muestras procedentes de dos excavaciones importantes de la Ciudad de Buenos Aires:

- excavación de cinco subsuelos entre medianeras situada en un predio de 4000  $m^2$  en la intersección de las avenidas Scalabrini Ortíz y Santa Fe. La obra se denomina “Coto Botánico”.
- excavación del túnel para la extensión de la Línea H de subterráneos. Las muestras se extrajeron del frente de excavación a la altura de Av. Pueyrredón y Mansilla.



(a) Excavación "Coto Botánico".

(b) Extracción de muestras en frente de excavación del "Subte Línea H".

Figura 3.1: Excavaciones en el ámbito de la Ciudad de Buenos Aires donde se extrajeron las muestras de suelo.

En la Figura 3.1 se observan las excavaciones citadas. Todas las muestras se extrajeron de una profundidad de 12m con retroexcavadora. El suelo se guardó en bolsas de polietileno para ser transportado al laboratorio. Como el estudio se realiza sobre muestras alteradas (compactadas), no fue necesario mantener la humedad y estructura in situ del suelo.

### 3.4. Ensayos de caracterización física

Se realizaron una serie ensayos de identificación bajo la normativa ASTM para caracterizar las propiedades físicas. Entre los ensayos realizados se encuentran:

- Granulometría por vía húmeda y por sedimentación [?].
- Límites de Atterberg [5].
- Clasificación USCS [6].
- Gravedad específica [7].
- Compactación Proctor Standard [8].

En la Tabla 3.1 se presenta los resultados obtenidos.

En la Figura 3.2 se muestra las curvas Proctor Standard correspondientes a cada suelo. En cada curva se ubican los puntos correspondientes a las ramas secas y húmedas (95 % de la densidad seca óptima standard) y a la humedad óptima standard.

La curva de distribución granulométrica para el suelo procedente del Subte se indica en la Figura 3.3.

En el "???" se hace referencia a los ensayos de caracterización física realizados, sus procedimientos y resultados.

### 3.5. Ensayos hidráulicos

Se realizaron ensayos para determinar la curva grado de saturación - succión mátrica del suelo así como la permeabilidad saturada y no saturada del mismo. En el "???" se presenta de forma detallada los procedimientos realizados en cada ensayo.

Tabla 3.1: Caracterización física de la Fm. pampeano.

Muestra	“Coto Botánico”	Subte
USCS	ML	ML
LL	26 %	32 %
LP	39 %	40 %
IP	13	8
Pasa #200	99 %	— <sup>(1)</sup>
Fr. limo	71 %	— <sup>(1)</sup>
Fr. arcilla	26 %	— <sup>(1)</sup>
Sup. específica	43m <sup>2</sup> /g	— <sup>(1)</sup>
$G_s$	2.64	2.64
$\omega_{opt,STD}$	23 %	28.3 %
$\gamma_{opt,STD}$	14.81 $\frac{kN}{m^3}$	13.60 $\frac{kN}{m^3}$

(1) No se realizaron mediciones.

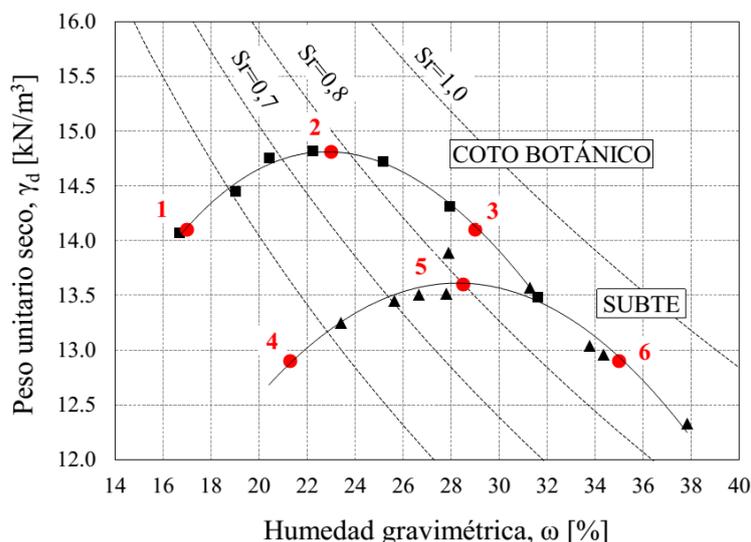


Figura 3.2: Curvas Proctor Standard del suelo estudiado.

### 3.5.1. Curva grado de saturación - succión mátrica

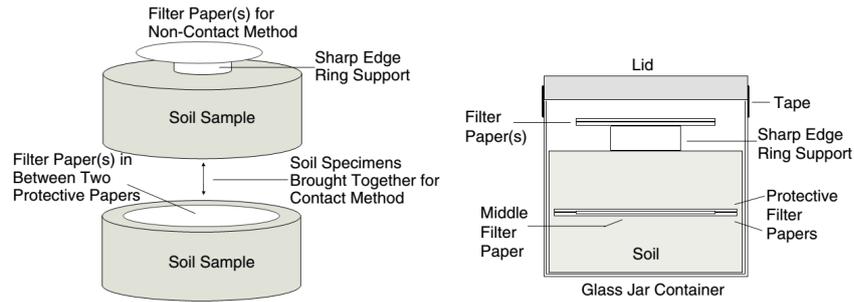
Se determinó la curva grado de saturación – succión para pesos unitarios secos  $\gamma_d$  de 12.0, 13.0, 14.0 y 15.0  $kN/m^3$ . Para la calibración de cada curva se realizaron 4 ensayos para grados de saturación  $S_r$  del 35, 55, 75 y 95 %. Para medir la succión se implementó la técnica de papel de filtro con pesa-filtros metálicos [9].

Se utilizaron papeles de filtro Schleicher & Schuell 589/2, banda blanca, de 70 y 90 mm de diámetro. En la Figura 3.4 se indica la curva de calibración utilizada para los papeles de filtro.

Se prepararon muestras cilíndricas compactadas estáticamente de 40 mm de altura y 102.5 mm de diámetro con suelo pasante por el tamiz #4. Para cada densidad se calculó la humedad necesaria para alcanzar el grado de saturación deseado .

Para la medición de la succión mátrica se colocó un papel de filtro de 70 mm entre las muestras protegiéndolo del contacto del suelo con los dos papeles de filtro de 90 mm. Para la medición de la succión total, se colocaron los dos papeles de filtro de 70 mm restantes apoyados sobre dos retenes de goma. Todo





(a) Esquema del armado de muestras para el ensayo de papel de filtro [14].

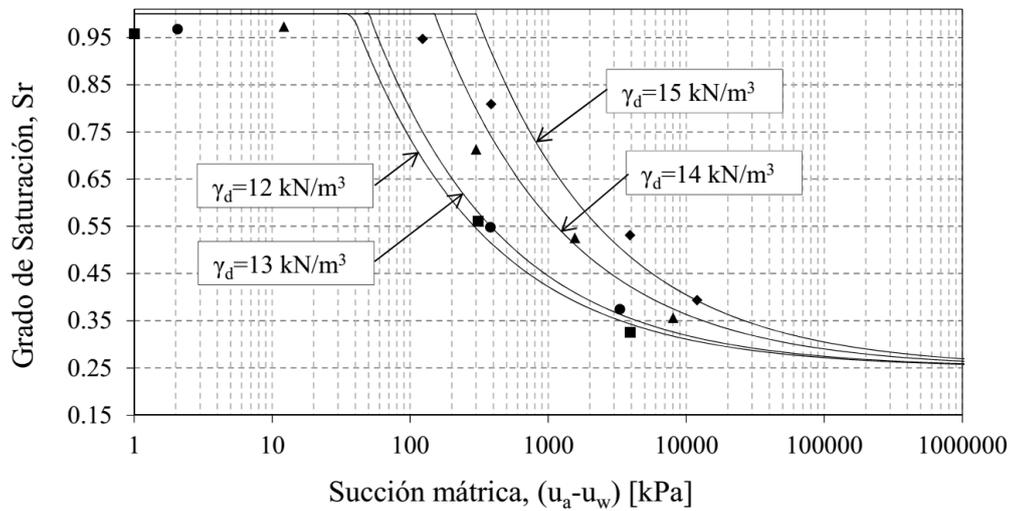


(b) Introducción de papeles de filtro para medición de la succión mátrica.

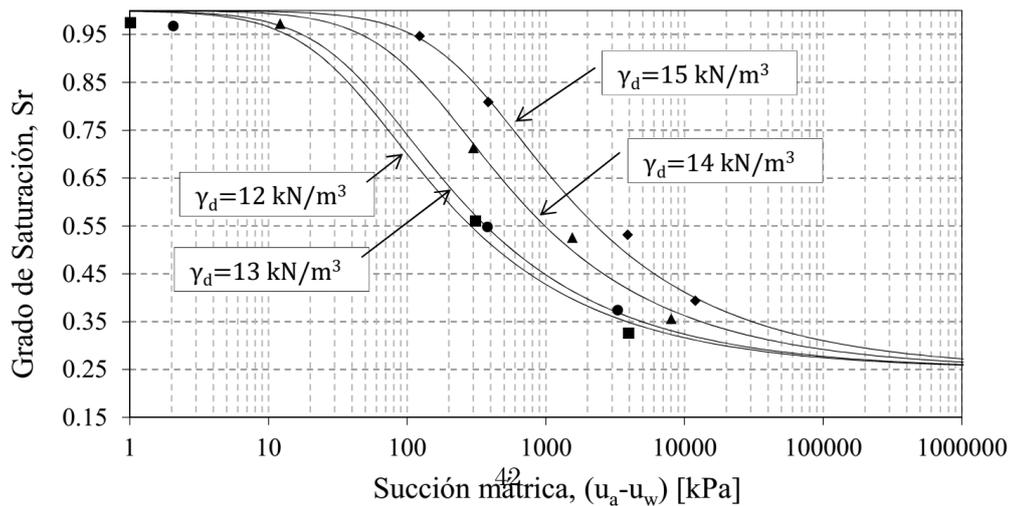


(c) Almacenamiento de las muestras a temperatura controlada.

Figura 3.5



(a) Calibración según Brooks y Corey.



(b) Calibración según Van Genuchten.

Tabla 3.2: Resultados de los ensayos de papel de filtro.

$\gamma_{d, adop}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{d, real}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$Sr$ [%]	$(u_a - u_w)$ [kPa]
12.00	11.95	72	13.6
	11.96	33	3949.5
	12.09	56	310.2
	12.10	97	1.0
13.00	12.95	97	2.1
	13.03	76	18.0
	13.04	55	380.0
	13.05	37	3303.9
14.00	13.92	53	1554.4
	13.99	36	8011.2
	14.00	71	299.4
	14.01	97	12.1
15.00	14.94	81	384.7
	14.97	53	3898.7
	14.99	95	122.7
	15.03	39	11978.8

En la Tabla 3.3 se resumen los parámetros de calibración para cada modelo.

Tabla 3.3: Parámetros de calibración de las curvas grado de saturación - succión mátrica.

$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Van Genuchten			Brooks & Corey		
	$\lambda$ [-]	$S_{ae}$ [kPa]	$S_{res}$ [%]	$\lambda$ [-]	$S_{ae}$ [kPa]	$S_{res}$ [%]
12	0.3	35	25	0.45	38	25
13	0.3	45	25	0.45	50	25
14	0.3	120	25	0.45	150	25
15	0.3	280	25	0.45	300	25

Las curvas obtenidas son curvas intermedias entre las curvas principales de mojado y secado, debido a la forma de obtención de las mismas. Para obtener las principales es necesario medir la succión del suelo continuamente en un proceso de mojado y secado. En este caso se obtuvieron succiones para humedades puntuales que no siguieron uno de esos dos caminos mencionados.

En la Figura 3.7 se presenta la variación del parámetro  $s_{ae}$  y con la densidad seca  $\gamma_d$  para los dos modelos de ajuste propuestos. Se observa una relación exponencial para ambos casos.

### 3.5.2. Medición de la permeabilidad saturada

Se midió la permeabilidad saturada durante la ejecución de los ensayos triaxiales saturados al momento de finalizar la etapa de saturación. Se estableció una diferencia de presión  $\Delta p$  entre los cabezales para generar un gradiente hidráulico. Luego se registró la variación del nivel de agua en la bureta y se procedió al cálculo de la permeabilidad saturada  $k_w$  utilizando la Ley de Darcy para permeámetro constante.

En la Tabla 3.4 se indican las permeabilidades medidas. Se observa que dichas permeabilidades se encuentran en el orden de las informadas para el Pampeano compactado en el Capítulo 2.

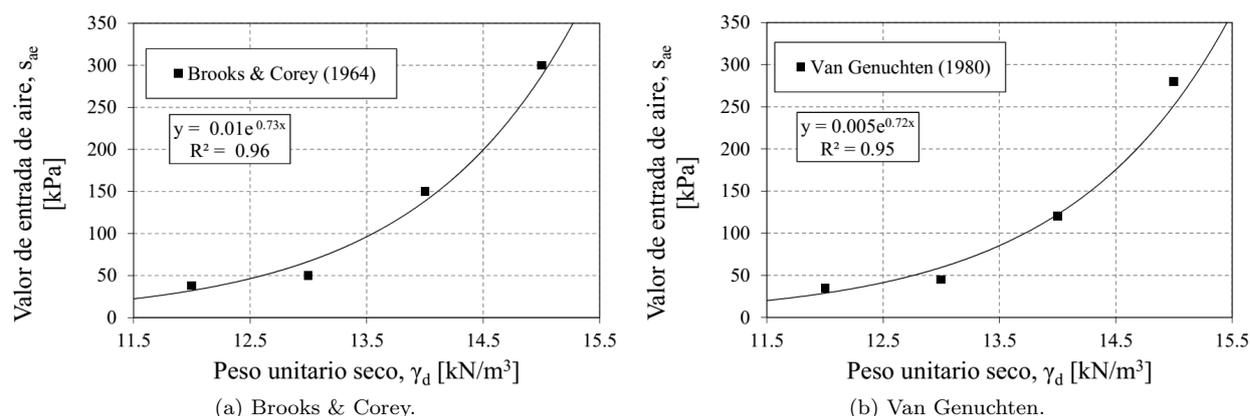


Figura 3.7: Variación del parámetro valor de entrada de aire  $s_{ae}$  con el peso seco específico  $\gamma_d$  para la Fm. Pampeano.

Tabla 3.4: Permeabilidades medidas en cámara triaxial para el Pampeano compactado.

$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$B_{Skempton}$ [-]	$k_w$ m/seg
13.79	0.93	$6.8 \cdot 10^{-8}$
14.06	0.88	$1.5 \cdot 10^{-7}$
14.05	1.00	$5.4 \cdot 10^{-7}$
14.61	0.87	$1.7 \cdot 10^{-8}$
14.68	0.92	$1.2 \cdot 10^{-7}$
14.62	0.99	-(1)
13.95	0.84	$3.3 \cdot 10^{-8}$
13.96	0.99	$9.3 \cdot 10^{-8}$
14.08	0.90	-(1)

(1) No se realizaron mediciones.

### 3.5.3. Medición de la permeabilidad no saturada

Se realizó un permeámetro de caudal variable por medio de un ensayo de infiltración en una columna de suelo compactado.

#### Equipamiento

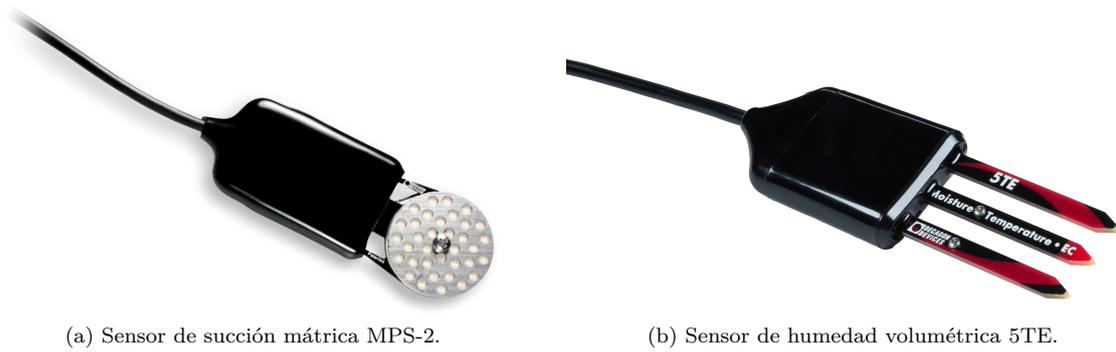
Para la medición de la succión mátrica, se utilizaron cuatro sensores Decagon MPS-2 con un rango de medición de -9 a -100000 kPa y una precisión de  $\pm 25\%$  en el rango de -9 a -100 kPa. Para succiones mayores a 500 kPa la precisión se reduce a la mitad.

Para la medición de humedad volumétrica se utilizó un sensor Decagon 5TE y tres sensores EC-5 con un rango de medición de 0 a 100 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> y una precisión de  $\pm 3\%$ . La columna fue diseñada y construida en el laboratorio. Se utilizó una cañería de PVC de 200 mm de diámetro y 800 mm de altura. Se realizaron ocho orificios en cuatro alturas distintas para introducir los sensores.

En la 3.9a se indica la configuración descrita anteriormente.

#### Preparación del suelo

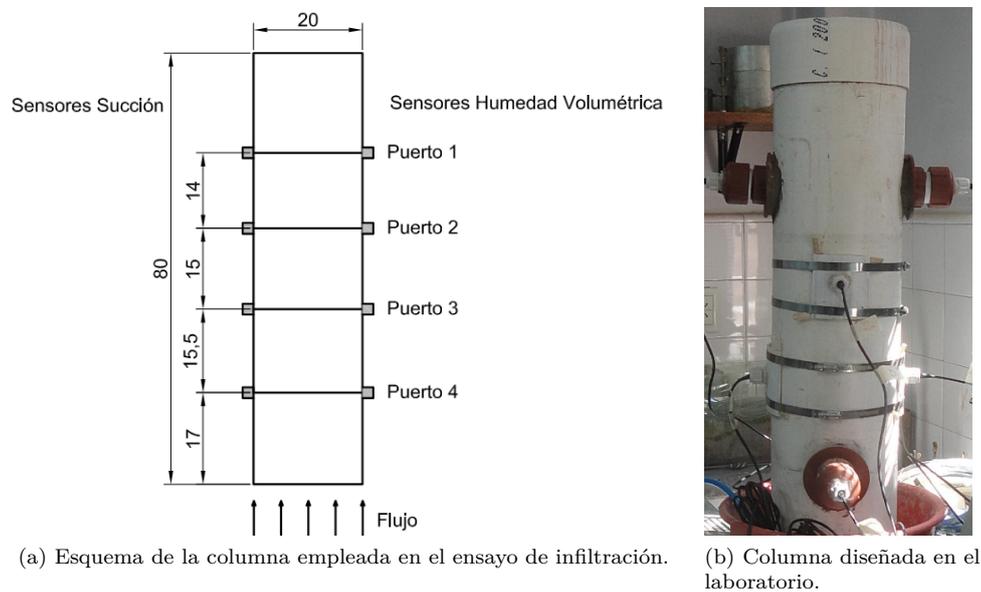
El material se compactó en 9 capas de forma dinámica con el fin de lograr una densidad homogénea. Posteriormente se sellaron los sensores en la columna como se indica en la Figura 3.10 para evitar variaciones



(a) Sensor de succión mátrica MPS-2.

(b) Sensor de humedad volumétrica 5TE.

Figura 3.8: Sensores utilizados en el ensayo de infiltración.



(a) Esquema de la columna empleada en el ensayo de infiltración.

(b) Columna diseñada en el laboratorio.

Figura 3.9

en la humedad y se dejaron ecualizar durante 24hs.

En la Tabla 3.5 se muestran las humedades y densidades secas alcanzadas en cada capa.

### Infiltración y secado

Durante la etapa de infiltración, se generó un flujo ascendente desde la base con una carga hidráulica de 18 kPa hasta que se registraron cambios en los sensores superiores. Esta etapa duró 50 días. Para uniformizar el flujo y evitar el contacto directo agua – suelo, se colocaron filtros formados por una capa de grava, arenan y geotextil.

Durante la etapa de secado al aire, se suprimió el flujo de agua y se extrajo la tapa superior favoreciendo el secado por evaporación a temperatura y humedad ambiente durante 60 días.

En la Figura 3.11 se indica la variación de la succión mátrica durante la etapa de infiltración. Se puede observar que la succión disminuye a medida que avanza el frente de saturación. Como es de esperar, los primeros sensores en reaccionar son los inferiores por tratarse de un flujo ascendente.

La variación de la permeabilidad con la succión mátrica se muestra en la Figura 3.12.

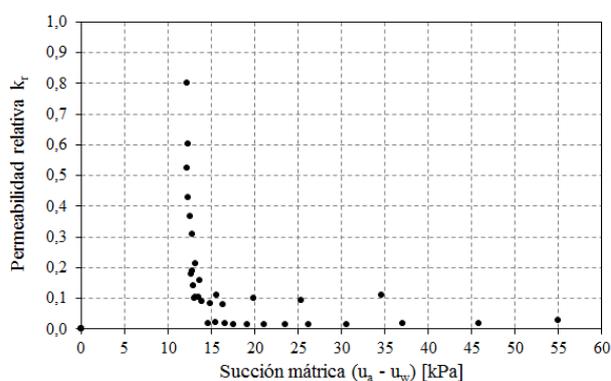


Figura 3.10: Esquema de la columna.

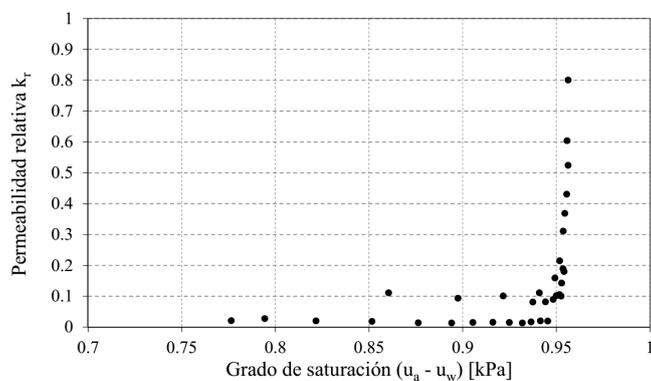
Tabla 3.5: Suelo compactado por capas para la columna.

Capa	Altura	$\omega$	$\gamma_d$
[-]	[cm]	[%]	[ $kN/m^3$ ]
1	— <sup>(1)</sup>	27.6	— <sup>(1)</sup>
2	7.5	27.6	12.7
3	8.0	27.5	11.8
4	8.0	27.3	11.8
5	8.0	27.9	11.9
6	8.0	27.8	11.8
7	8.0	27.0	11.8
8	6.7	26.8	14.1
9	— <sup>(1)</sup>	26.4	— <sup>(1)</sup>

(1) No se obtuvieron mediciones confiables.



(a) En función de la succión mátrica.



(b) En función del grado de saturación.

Figura 3.12: Variación de la permeabilidad no saturada  $k_{w..}$ .

El objetivo del ensayo fue obtener la variación de permeabilidad en función de la succión mátrica para calibrar los modelos propuestos por Brooks y Corey (1964) y Van Genuchten (1980) para la permeabilidad no saturada. Sin embargo, no se logró ajustar satisfactoriamente dichos modelos utilizando los parámetros presentados en la Tabla 3.3. En la Figura 3.13 se muestran las dos curvas permeabilidad no saturada - succión mátrica calibradas con los parámetros de las curvas grado de saturación - succión. El grado de ajuste alcanzado se puede deber a dos causas:

- el suelo utilizado para los ensayos de calibración de la curva de grado de saturación - succión fue extraído de la obra “Coto Botánico”, mientras que el suelo utilizado en el permeámetro es de la obra del “Subte”. Si bien ambos suelos pertenecen a la Formación Pampeano, proceden de diferentes lugares.

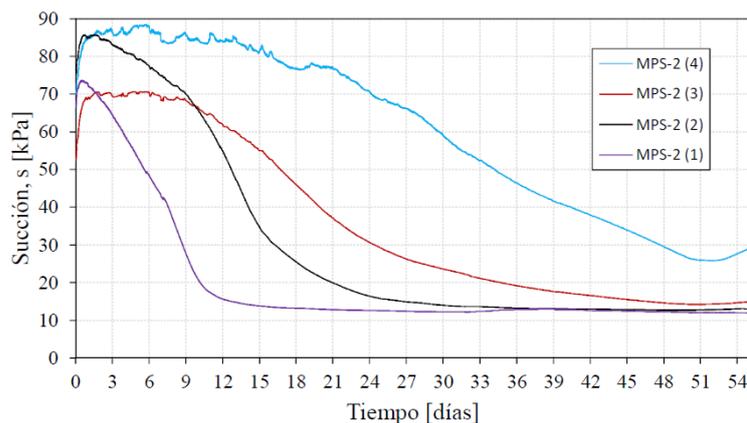


Figura 3.11: Variación de la succión en el tiempo. Lectura de sensores MPS-2..

- el método de medición de la succión en ambos ensayos no fue el mismo. Para la calibración de las curvas de grado de saturación - succión se utilizó el método de papel de filtro, mientras que para el permémetro se usaron sensores de medición continua de succión mátrica.

Por otro lado, la expresión de Brooks y Corey no es válida para succiones cercanas a cero o muy elevadas, mientras que la expresión de Van Genuchten no es válida únicamente para succiones elevadas [24].

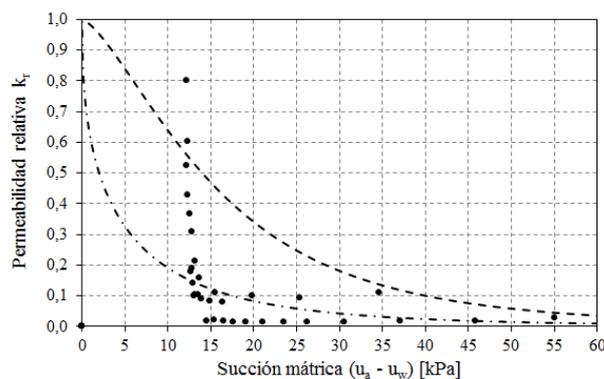


Figura 3.13: Curvas de permeabilidad en Brooks y Corey (1964) en línea de trazos y de Van Genuchten (1980) en línea de trazo y puntos.

### 3.6. Ensayos mecánicos

Se realizaron ensayos triaxiales en condición consolidado – no drenado para muestra saturadas (CIUC) y no saturadas con medición de la succión mátrica. También se efectuaron pruebas en compresión no confinada (UCS) sobre muestras no saturadas. En el “??” se informan detalladamente los trabajos realizados. A su vez, en el se adjunta el procedimiento implementado para armar y montar una muestra arcillosa de suelo compactado en la cámara triaxial.

#### Equipamiento

El equipamiento disponible para la ejecución de los ensayos está constituido por:

- Prensa de carga marca Wykeham Farrance de 25 kN y 30 velocidades.

- Cámara triaxial para muestras de 4" de diámetro, sensores de desplazamiento LVDT's Solatron OP6 para medir localmente la deformación axial.
- Transductores de presión Winters LE3150 para medición de presiones de poros y confinamiento.
- Celda de carga axial ubicada dentro de la cámara para medir la carga desviadora.
- Compresor de aire de 2 HP de potencia y presión máxima de trabajo de 800 kPa.
- Sistema de almacenamiento y control compuesto por un hardware de adquisición de datos desarrollado por estudiantes del Laboratorio de Suelos de la FIUBA y un software comercial de la firma Labview [25, 20].

En la Figura 3.14 se presenta el equipo triaxial utilizado.

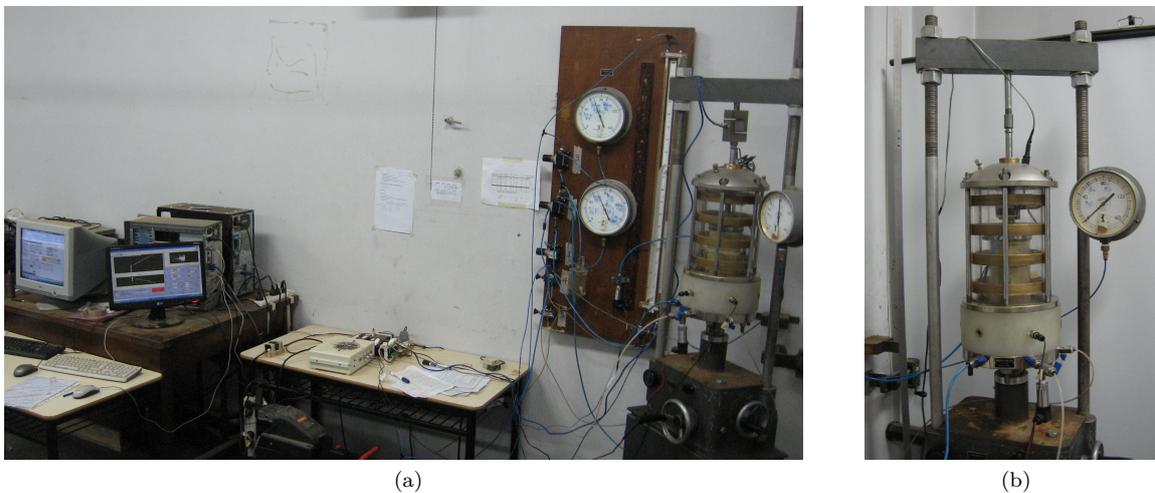


Figura 3.14: Equipo triaxial del Laboratorio de Suelos.

### Preparación de las muestras

Se ensayaron muestras cilíndricas de 200 mm de altura y 102.5 mm de diámetro. Éstas se compactaron estáticamente utilizando una prensa hidráulica.

#### 3.6.1. Ensayos en compresión no confinada (UCS)

Se ejecutaron 31 ensayos UCS midiendo la succión mátrica inicial con la técnica de papel de filtro. Se alcanzó la rotura bajo una deformación controlada de 1.08 mm/min. En la Tabla 3.6 se indican las condiciones iniciales de las muestras ensayadas.

Tabla 3.6: Muestra compactadas para ensayos UCS.

Muestra	$\gamma_d$	$\omega$	$(u_a - u_w)_i$	$q_u$	$c$	Muestra	$\gamma_d$	$\omega$	$(u_a - u_w)_i$	$q_u$	$c$
[-]	$[kN/m^3]$	[%]	$[kPa]$	$[kPa]$	$[kPa]$	[-]	$[kN/m^3]$	[%]	$[kPa]$	$[kPa]$	$[kPa]$
M.1	12.05	24.5	126	64.9	16.5	M.18	13.11	34.2	35	52.5	13.4
M.2	12.16	33.0	17	26.9	6.9	M.19	13.20	28.0	101	125.0	31.8
M.3	12.16	23.3	155	92.3	23.5	M.20	13.23	27.0	116	177.0	45.1
M.4	12.18	31.0	25	61.1	15.6	M.21	13.26	27.3	108	134.6	34.3
M.5	12.19	30.0	31	36.5	9.3	M.22	13.56	30.0	142	82.2	20.9
M.6	12.33	23.2	136	113.1	28.8	M.23	13.60	26.8	248	147.0	37.5
M.7	12.50	29.3	26	72.0	18.3	M.24	13.74	33.0	50	58.6	14.9
M.8	12.50	23.1	119	79.2	20.2	M.25	13.81	23.5	389	311.4	79.3
M.9	12.54	30.0	116	52.2	13.3	M.26	13.85	19.2	912	391.2	99.7
M.10	12.60	36.4	39	18.0	4.6	M.27	13.96	23.4	358	290.7	74.1
M.11	12.99	30.0	84	52.8	13.5	M.28	14.05	27.3	159	273.3	69.6
M.12	12.99	23.2	264	137.9	35.1	M.29	14.11	24.8	248	297.4	75.8
M.13	13.00	30.0	84	54.5	13.9	M.30	14.21	30.0	67	98.1	25.0
M.14	13.04	34.0	40	34.0	8.7	M.32	14.30	27.4	124	209.0	53.2
M.15	13.04	5.6	167	142.4	36.3	M.32	14.40	17.4	974	374.0	95.3
M.16	13.08	33.0	46	41.0	10.4	M.33	14.70	25.4	317	265.0	67.5
M.17	13.10	32.0	55	70.0	17.8						

En la Figura 3.16a se observa una muestra que alcanzó la rotura. Se observa que la inclinación de la superficie de falla coincide con el valor teórico de  $\tan(45 + \phi/2) = 60^\circ$ , suponiendo que  $\phi \simeq 30^\circ$ .

Con este ensayo se obtuvo el parámetro  $m_b$  del criterio de falla extendido de Mohr - Coulomb [23], que indica el aumento de la resistencia al corte con el incremento de la succión mátrica.

De los resultados obtenidos en los ensayos que se muestran en la Figura 3.15a se puede observar que, tal como demuestran Escario & Sáez [19], el aumento de la resistencia no es constante. A medida que la succión mátrica aumenta, la razón de incremento de la resistencia al corte disminuye.

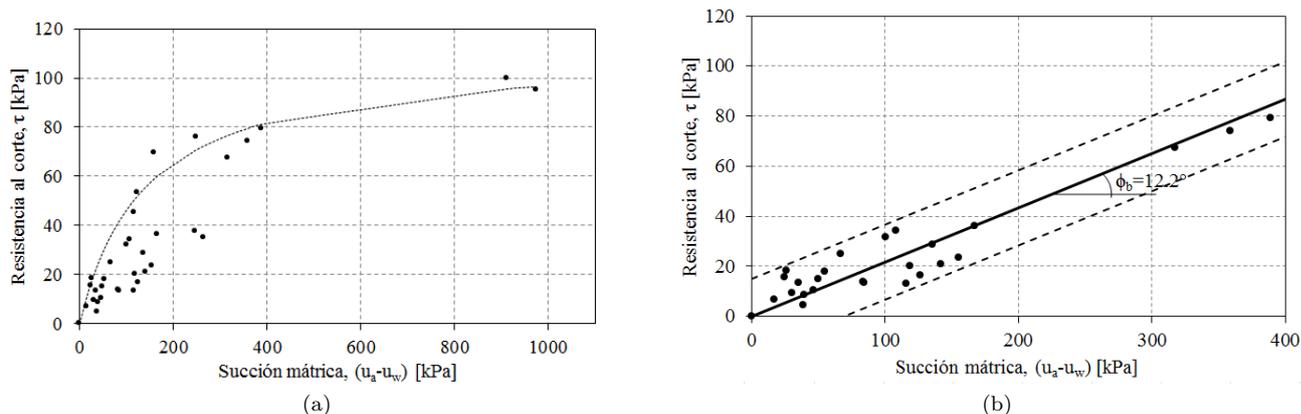


Figura 3.15: Relación entre resistencia al corte y succión mátrica.

Sin embargo, para succiones bajas se puede aceptar que la resistencia al corte varía linealmente con el aumento de la succión mátrica. En la Figura 3.15b se graficaron los resultados de los ensayos para succiones menores a 400 kPa que no se alejaron más de 15 kPa de la media y se ajustó el parámetro  $m_b$ . Se obtuvo para el Pampeano un ángulo  $\phi_b = 12.2^\circ$  que equivale a una pendiente  $m_b = 0.217$ .

### 3.6.2. Ensayos triaxiales saturados (CIUC)

Se realizaron 9 ensayos a diferentes presiones de confinamiento en las ramas seca, húmeda y óptima de la curva Proctor Standard de la Figura 3.2. En la Tabla 3.7 se indican las muestras obtenidas y los confinamientos efectivos alcanzados en cada ensayo CIUC.

Tabla 3.7: Muestra compactadas para ensayos CIUC saturados y resultados.

Muestra [-]	Rama [-]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\omega$ [-]	$\sigma'_3$ [kPa]	$\sigma'_{3,f}$ [kPa]	$\sigma_{d,f}$ [kPa]
1	Seca	14.1	17.6	71	22	86
2		13.8	17.0	126	46	124
3		14.1	17.1	227	77	212
4	Óptima	14.7	22.5	60	45	170
5		14.6	22.2	100	86	256
6		14.7	23.2	200	151	426
7	Húmeda	14.1	29.0	71	31	112
8		14.0	28.1	100	44	140
9		14.0	28.3	214	84	190

Se aplicó un flujo de CO<sub>2</sub> sentido ascendente para reducir el tiempo de saturación de las muestras. Todas las muestras alcanzaron valores  $B_{Skempton}$  mayores a 0.90 en menos de 72hs, con backpressures inferiores a 350 kPa.

Se realizaron ensayos bajo carga monotónica y deformación controlada de 0.044 mm/min. Se midieron deformaciones axiales locales en el centro de la probeta con dos LVDT's opuestos diametralmente. En todos los ensayos se alcanzó el estado crítico del material, es decir, deformación sin incremento de carga a volumen constante. En la Figura 3.16b se muestra una muestra luego de la rotura.



(a) Muestra ensayada en compresión no confinada.



(b) Muestra saturada ensayada en triaxial CIUC.

Figura 3.16

En el informe de avance de referencia se explica detenidamente cada paso del ensayo.

En la Tabla 3.7 se muestran las tensiones de confinamiento y desviadora para el estado de falla en los ensayos triaxiales.

De la Ecuación 3.1 se obtiene  $N_\phi = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = 3.83$  resultando el ángulo de fricción interna crítica  $\phi'_{cr} = 35.8^\circ$ . En la Figura 3.17 se indican los puntos de falla en el plano  $\sigma'_1, \sigma'_3$

$$N_\phi = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)} \quad (3.1)$$

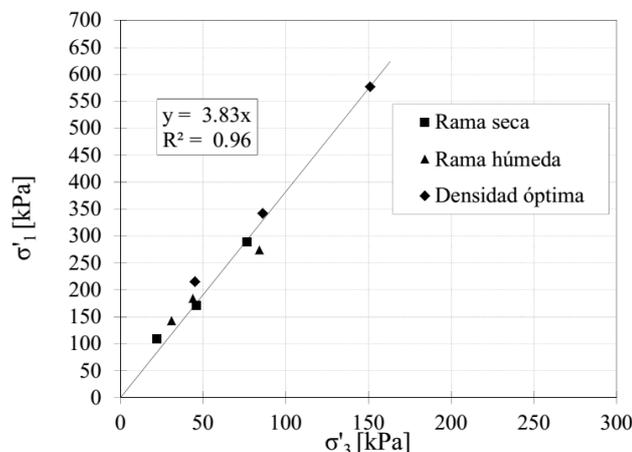
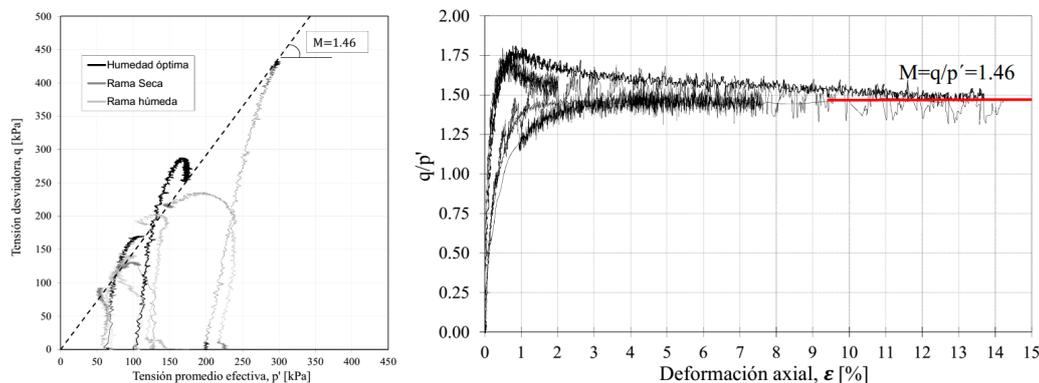


Figura 3.17: Relación entre tensión principal y confinamiento.

En la Figura 3.18a se indican las trayectorias de tensiones correspondientes a todos los ensayos en términos de los invariantes  $q$  y  $p'$ .



(a) Trayectoria de tensiones y LEC en el plano  $(p', q)$  para los ensayos triaxiales axial  $\epsilon$  para los triaxiales saturados. CIUC en muestras saturadas. (b) Variación de la relación  $q/p'$  en función de la deformación axial  $\epsilon$  para los triaxiales saturados.

Figura 3.18

En la Figura 3.18a se puede observar que todas terminan en la línea de estado crítica (LEC), la cual tiene una pendiente  $M = 1.46$ , equivalente al ángulo de fricción interna crítico  $\phi'_c = 35.8^\circ$  según la ecuación:

$$M = \frac{6 \text{sen}(\phi'_c)}{3 - \text{sen}(\phi'_c)} \quad (3.2)$$

En la Figura 3.18b todas las muestras, a pesar de tener inicialmente estructuras de poros distintas (en función de las densidades y humedades iniciales), llegan al mismo estado crítico.

Para determinar la posición de la CSL en el plano  $(\nu, p')$ , se adoptó  $\lambda = 0.065$  ( $C_c = 0.15$ )[53] y se trazó la recta pasante por los puntos medidos en el ensayo triaxial como se indica en la Figura 4.6, resultando la ordenada de la LEC  $\Gamma = 2.13$ .

### 3.6.3. Ensayos triaxiales sobre muestras no saturadas

Se realizaron dos ensayos triaxiales a humedad constante para cada rama de la curva Proctor Standard, para presiones de confinamiento netas de 100 y 200  $kPa$ . El procedimiento empleado fue el mismo que para los triaxiales saturados, excluyendo la etapa de saturación.

Al inicio de cada prueba se midió la succión inicial utilizando la técnica del papel de filtro. Las muestras se consolidaron durante 48hs y se llevaron a la rotura a la misma velocidad de deformación que las muestras saturadas, en condición no drenada. No se midió presión de poros. En la Tabla 3.8 se indican las condiciones iniciales de cada ensayo.

Tabla 3.8: Muestra compactadas no saturadas ensayadas en la cámara triaxial y resultados.

N°	Rama	$\gamma_d$	$\omega$	$p_{neta,i}$	$(u_a - u_w)_i$	$p_{neta,f}$	$q_{falla}$
[-]	[-]	[ $kN/m^3$ ]	[%]	[ $kPa$ ]	[ $kPa$ ]	[ $kPa$ ]	[ $kPa$ ]
1	Seca	12.95	20.1	200	466	294	648
2		12.86	20.3	100	592	72	364
3	Óptima	13.55	27.0	198	159	180	311
4		13.38	27.2	101	115	100	176
5	Húmeda	12.96	34.3	200	6	264	516
6		12.69	34.9	102	9	179	400

Los resultados de los ensayos triaxiales sobre muestras no saturadas se muestran en la Tabla 3.8.

Habiendo obtenido la variación de la cohesión con la succión de los ensayos UCS, y aceptando que la pendiente  $M$  de la Línea de Estado Crítico (LEC) se mantiene constante para diferentes valores de succión [1, 23], se ubicaron las posiciones de las líneas de estado crítico para diferentes succiones. Con la tensión desviadora de falla obtenida en la cámara triaxial para cada muestra, en la intersección con la LEC para la succión correspondiente se obtuvieron las presiones netas de falla buscadas. En el gráfico 3.19 se muestran los puntos de falla obtenidos en el plano tensión desviadora – presión neta, en correspondencia con las LEC para diferentes succiones. Se observa que los valores mínimos de resistencia se obtienen para las muestras saturadas, y que dicha resistencia se incrementa para mayores valores de succión.

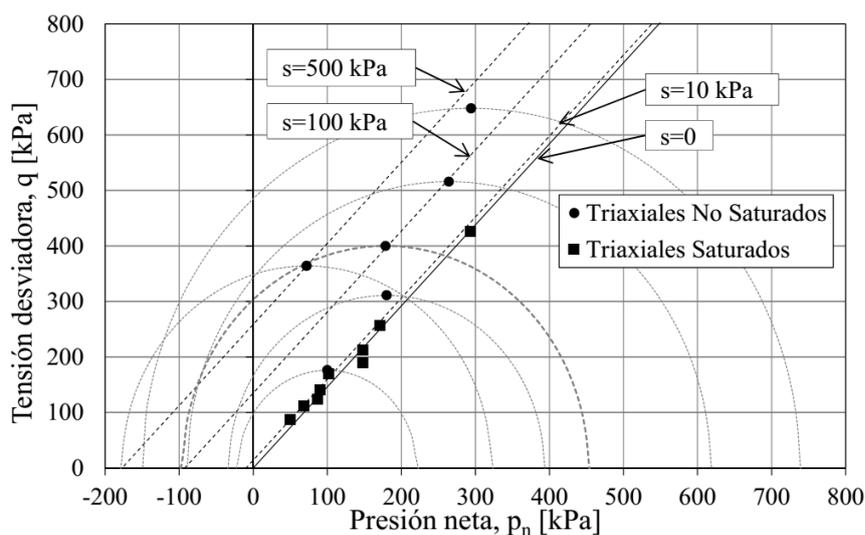


Figura 3.19: Relación entre tensión desviadora  $q$  y presión neta  $\bar{p}$  para diferentes succiones. .

# Capítulo 4

## Modelos constitutivos

En este capítulo se presenta una introducción a los modelos constitutivos para suelos saturados y parcialmente saturados. Se mencionan las principales características del modelo elasto-plástico para suelos parcialmente saturados Barcelona Basic Model (BBM) [1], extensión del modelo Cam-Clay modificado. El BBM introduce conceptos fundamentales de la mecánica de suelos no saturada. Se explican las principales características del Hardening Soil Model, utilizado en las simulaciones numéricas. [45]

### 4.1. Introducción

Un modelo constitutivo es un conjunto de ecuaciones que relacionan las tensiones con las deformaciones para un determinado material. Una vez definidas las variables del material permite la predicción de cierta variable de estado a partir de otras. La mayoría de éstos modelos en geotecnia asumen al suelo como un medio continuo. Por lo tanto, se deben cumplir las tres ecuaciones básicas de Medios Continuos:

- Ecuación de equilibrio de tensiones.
- Ecuación de compatibilidad de deformaciones.
- Ecuación constitutiva que relaciona tensiones y deformaciones.

Los incrementos en las tensiones pueden calcularse mediante la matriz de rigidez como:

$$\dot{\sigma}' = D \cdot \dot{\epsilon} \quad (4.1)$$

El tensor de deformación total  $\epsilon$  se puede descomponer en dos términos:

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad (4.2)$$

donde  $\epsilon^e$  es la componente elástica de la deformación y  $\epsilon^p$  la componente plástica.

#### 4.1.1. Comportamiento elástico

Se dice que el material tiene un comportamiento elástico cuando la deformación se recupera totalmente tras eliminar la carga aplicada. La relación entre tensiones y deformaciones está dada por la Ley de Hooke y queda determinada si se definen dos constantes: el módulo de Young  $E$  y el coeficiente de Poisson  $\nu$ . Para caracterizar el comportamiento elástico en los suelos, es conveniente utilizar dos constantes alternativas: el módulo volumétrico  $K$  y el módulo de elasticidad tangencial  $G$  relacionadas con las constantes anteriores por las expresiones:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (4.3)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.4)$$

Definidas estas constantes las deformaciones elásticas en el plano triaxial están expresadas por:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{1}{K} dp' \quad (4.5)$$

$$d\varepsilon_q^e = \frac{1}{3G} dq \quad (4.6)$$

La elasticidad lineal isótropa ( $G = cte$  y  $K = cte$ ) es la forma más simple para simular el comportamiento tenso-deformacional de los suelos sometidos a pequeñas cargas. Sin embargo, no es la más adecuada dado que el comportamiento es claramente no lineal y los módulos elásticos dependen de la presión de confinamiento. Hay varios autores que expresaron modelos elásticos no lineales. Entre éstos, está el Modelo Hiperbólico [18], incorporado por el HSM utilizado en este trabajo. Este enfoque es conocido como modelo hipoeástico y en un ciclo de tensiones cerrado la respuesta elástica no es conservativa. Otro enfoque son los modelos hiperelásticos que cuentan con una formulación termodinámicamente consistente.

#### 4.1.2. Comportamiento plástico

Pasado el punto de fluencia del material ocurren deformaciones plásticas y elásticas simultáneamente. Durante un incremento de deformación plástica se disipa trabajo, por lo que la componente plástica de la deformación es irre recuperable durante la descarga. Una vez en fluencia, si se siguen aplicando deformaciones, el material alcanzará su estado último, donde no se producen variaciones de tensiones y todas las deformaciones se convierten en irre recuperables, fenómeno conocido como flujo plástico. La combinación de las tensiones que producen la falla del material da como resultado una superficie denominada envolvente de falla [10]. La matriz de comportamiento plástico tiene en cuenta los siguientes elementos:

- Función de fluencia
- Función de potencial plástico
- Regla de flujo
- Ley de endurecimiento

##### 4.1.2.1. Función de fluencia

La función de fluencia determina las combinaciones de tensiones que provocan deformaciones plásticas. Es una función escalar dada por:

$$F(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\chi}) = 0 \quad (4.7)$$

$\chi$  es constante en plasticidad perfecta, cuando hay endurecimiento o ablandamiento varía con el incremento de deformación plástica. La función de fluencia vale:

$F(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\chi}) < 0$  en estado elástico;

$F(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\chi}) = 0$  en estado plástico y

$F(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\chi}) > 0$  es un valor imposible.

### 4.1.2.2. Función de potencial plástico

Determina el mecanismo de deformación plástica. Es una función escalar del estado de tensiones y de variables de estado:

$$G(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\xi}) = 0 \quad (4.8)$$

Su gradiente permite definir la dirección del incremento de deformación plástica:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial G(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\xi})}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (4.9)$$

donde  $\lambda$  es un factor de escala.

### 4.1.2.3. Regla de flujo

La regla de flujo es la relación entre la superficie de fluencia y la superficie de potencial plástico. Cuando la superficie de fluencia es coincidente con la de potencial plástico se llama condición de normalidad o plasticidad asociada.

### 4.1.2.4. Ley de endurecimiento

Cuantifica la deformación plástica y su relación con la expansión o contracción de la superficie de fluencia. Indica como varía  $\chi$  con la deformación plástica y  $\lambda$  para un determinado estado de tensión.

## 4.2. Modelos constitutivos elasto-plásticos

### 4.2.1. Cam-Clay modificado

El Cam-Clay es un modelo constitutivo elasto-plástico para suelos saturados. El modelo se desarrolla utilizando las variables  $\{p', q\}$  definidas anteriormente.

#### 4.2.1.1. Propiedades elásticas

Para un material isótropo y elástico las deformaciones volumétricas y de corte están desacopladas. Las deformaciones volumétricas dependen sólo de la presión, mientras que las deformaciones de corte son función, únicamente, de la tensión desviadora. Las relaciones entre tensiones y deformaciones elásticas se pueden expresar en forma matricial como:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_v^e \\ \varepsilon_q^e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\kappa}{v \cdot p'} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3 \cdot G} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{p}' \\ \dot{q} \end{Bmatrix} \quad (4.10)$$

donde  $K = \frac{v \cdot p'}{\kappa}$  es el módulo de deformación volumétrica,  $\kappa$  es la pendiente de la recta de recarga y  $G$  es el módulo de elasticidad transversal. En un ensayo triaxial no drenado se considera la relación  $E = 3G$  constante.

La relación entre el volumen específico y la presión está dada por la expresión

$$v = v_\kappa - \kappa \cdot \ln(p'/p_{ref}) \quad (4.11)$$

donde  $p_{ref}$  es la presión a la cual el volumen específico es igual a  $v_\kappa$ .

#### 4.2.1.2. Superficies de fluencia

Las superficies de fluencia en el plano  $\{p', q\}$  son una familia de elipses de la forma:

$$\frac{p'}{p_0} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (4.12)$$

donde  $\eta = q/p'$ ,  $M$  es un parámetro característico del suelo que controla la forma de la elipse y  $p_0$  es la presión de preconsolidación que controla su tamaño.

Los parámetros obtenidos en la falla son independientes de la historia previa y en consecuencia de la estructura inicial del suelo. En el estado crítico se define el valor  $M = q_{cr}/p'_{cr}$  en función del ángulo de fricción interna como:

$$M = \frac{6 \cdot \sin(\phi')}{3 - \sin(\phi')} \quad (4.13)$$

#### 4.2.1.3. Superficies de potencial plástico

Se considera válida la regla de flujo asociada o condición de normalidad. Es decir, la superficie de potencial plástico coincide con la superficie de fluencia.

#### 4.2.1.4. Ley de endurecimiento

El modelo asume que la superficie de fluencia cambia de tamaño pero mantiene su forma, es decir  $M$  permanece constante. La variación del tamaño es controlado por el cambio de  $p_0$ . La variación volumétrica está dada por la relación logarítmica con la presión, análoga a la asumida para los cambios elásticos, mediante:

$$v = \Gamma - \lambda \cdot \ln(p'/p_{ref}) \quad (4.14)$$

donde  $\Gamma$  es la relación de vacíos para la presión de referencia 1 kPa y la recta se corresponde línea de estado crítico (CSL o LEC). Reemplazando  $\Gamma$  por  $N$  se tiene la recta de compresión isotrópica (NCL). En la Figura 4.1 se indican los parámetros adoptados.

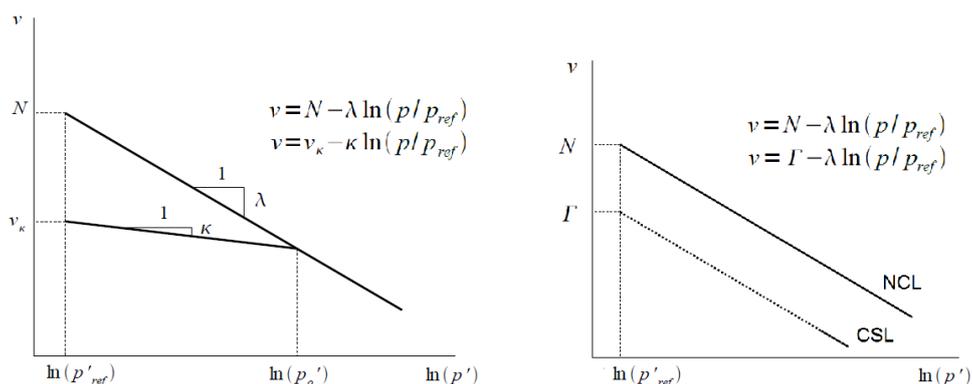


Figura 4.1: Parámetros adoptados  $\kappa$ ,  $\lambda$  y  $\Gamma$

#### 4.2.1.5. Matriz de comportamiento plástico

Al definir la superficie de fluencia, el potencial plástico y la ley de endurecimiento, se establecen relaciones entre los incrementos de deformaciones plásticas y los incrementos de tensiones. Se puede demostrar que:

$$\begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}_v^p \\ \dot{\varepsilon}_q^p \end{Bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{v \cdot p \cdot (M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} M^2 - \eta^2 & 2\eta \\ 2\eta & \frac{4\eta}{M^2 - \eta^2} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{p}' \\ \dot{q} \end{Bmatrix} \quad (4.15)$$

La dirección del incremento de la deformación plástica depende del estado de tensiones y no de sus derivadas, contrariamente a lo que ocurre en el caso de las deformaciones elásticas.

## 4.2.2. Barcelona Basic Model

El modelo BBM se desarrolla en términos de la presión neta  $\bar{p}$  y la succión  $s$  como variables independientes. El modelo no incorpora el grado de saturación y los efectos de histéresis, sin embargo introduce conceptos fundamentales de la mecánica de suelos no saturada.[1]

### 4.2.2.1. Estado isotrópico

El espacio conveniente para describir el estado tensional isotrópico es  $(\bar{p}, s)$ . En este caso los cambios volumétricos son provocados por variaciones en la presión (carga) y la succión. En la Figura 4.2 se observa la variación asumida para las rectas de suelo virgen y su dependencia con la succión. Los cambios volumétricos a  $\bar{p}$  constante, se deben a cambios en la succión y se conocen como fenómenos de hinchamiento y colapso.

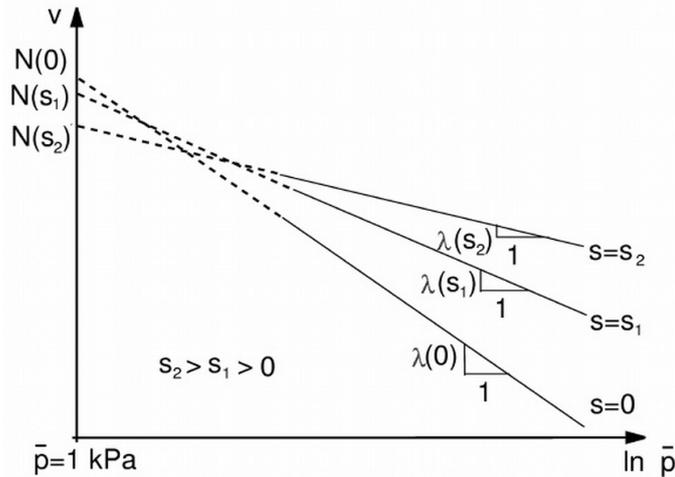


Figura 4.2: Variación de la rigidez con la succión.

El BBM reproduce el comportamiento de los suelos bajo cambios en su contenido de humedad. En un camino de mojado puede producirse la fluencia del material por una disminución de  $s$  bajo  $\bar{p}$  constante. En el espacio  $(\bar{p}, s)$  el modelo predice curvas de fluencia de carga-colapso llamadas curvas  $LC$ . Esto explica el fenómeno de fluencia por mojado (colapso) y el incremento de la presión de preconsolidación con el aumento de la succión. Dichas curvas tienen la forma:

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}} \quad (4.16)$$

donde  $p_0$  es la presión de preconsolidación,  $p_0^*$  es la presión de preconsolidación en condición saturada,  $p^c$  es la presión de referencia,  $\kappa$  la pendiente de la recta de recarga y  $\lambda(s)$  la pendiente del suelo virgen. Se puede asumir la variación de la rigidez con la succión como:

$$\lambda(s) = \lambda(0) [(1 - r) \cdot \exp(-\beta \cdot s) + r] \quad (4.17)$$

donde  $r$  es una constante relacionada a la máxima rigidez del suelo (para una succión infinita),  $r = \lambda(s \rightarrow \infty)/\lambda(0)$ , y  $\beta$  es un parámetro que controla el ritmo de incremento de la rigidez con la succión. En la Figura 4.3 se muestra la forma que presentan las curvas  $LC$ .

En el sector izquierdo de la Figura 4.3 se observa una relación lineal entre  $p_s$  y la succión. Wheeler y Jonggil observaron que la resistencia al corte no aumenta indefinidamente con la succión [57] [32]. Sin embargo, el modelo asume una relación lineal  $p_s = k \cdot s$ . La recta superior horizontal  $SI$  indica la máxima succión experimentada por el suelo, el efecto de una succión mayor desplaza la recta verticalmente.

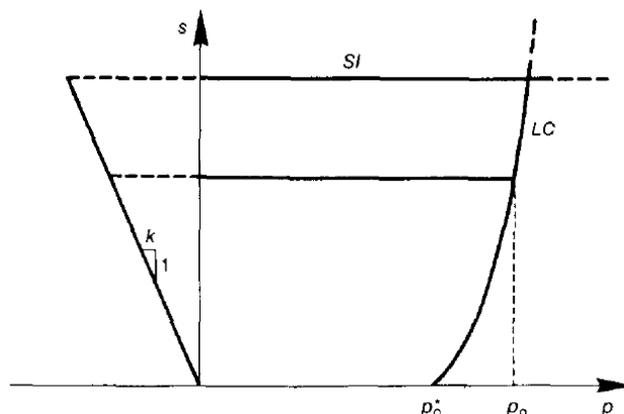


Figura 4.3: Superficies de fluencia en el espacio  $(\bar{p}, s)$

Tanto las  $LC$  como las  $SI$  envuelven una región elástica en el plano  $(\bar{p}, s)$  cuyo comportamiento se rige por la ecuación:

$$dv = -\kappa_s \cdot \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (4.18)$$

donde  $\kappa_s$  es un parámetro elástico. Para estados vírgenes el comportamiento elasto-plástico está dado por:

$$dv = -\lambda_s \cdot \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (4.19)$$

#### 4.2.2.2. Estado triaxial

A medida que el suelo se satura el modelo tiende al Cam-Clay modificado. Las superficies de fluencia son elipses de la forma:

$$q^2 - M^2 \cdot (p + p_s) \cdot (p_0 - p) = 0 \quad (4.20)$$

donde  $p_s(s)$  es igual a  $\mu(s)/M$ , siendo  $\mu(s)$  la ordenada al origen de la  $CSL(s)$  en el plano  $(\bar{p}, q)$  (Figura 4.4a). Si  $s = 0$ , entonces  $p_s = 0$  y el modelo tiende al *Cam - Clay* modificado. El valor de  $p_0$  se obtiene de la curva  $LC$  y se considera  $M(s) = cte$ . En la Figura 4.4b se muestra la superficie de fluencia en el plano  $(\bar{p}, q, s)$ .

#### 4.2.3. Hardening Soil Model

En contraposición con un modelo elástico-plástico perfecto, en un modelo con endurecimiento plástico la superficie de fluencia no está fija en el espacio de tensiones principales, sino que se puede expandir con las deformaciones plásticas. Se puede distinguir entre dos tipos de endurecimiento: endurecimiento por corte y endurecimiento por compresión. El modelo incorpora los dos. [44, 50]

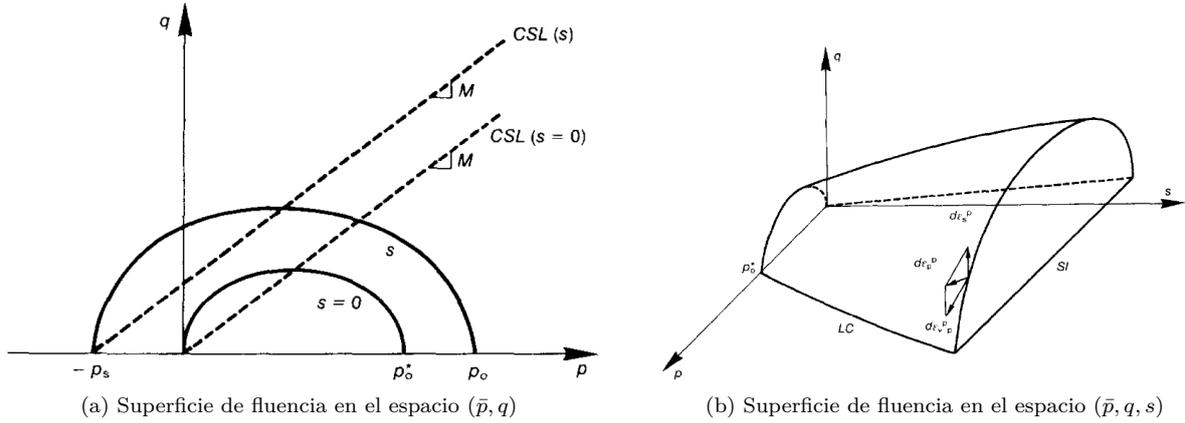


Figura 4.4

Cuando se somete al material a una carga deviatorica, el suelo muestra una reducción en el módulo de elasticidad y simultáneamente se desarrollan deformaciones irreversibles. Éste comportamiento se aproxima bien mediante una hipérbola. La primera relación fue propuesta por Kodner (1963), luego usada en el Modelo Hiperbólico (Duncan & Chang, 1970). El HSM, a diferencia del Modelo Hiperbólico incorpora la teoría de la plasticidad, incluye la dilatancia del suelo e introduce una superficie de fluencia. Algunas características del modelo son:

- El módulo de elasticidad depende de la presión exponencialmente (parámetro  $m$ )
- Deformaciones plásticas por carga desviadora (parámetro  $E_{50}^{ref}$ )
- Deformaciones plásticas por carga de compresión (parámetro  $E_{oed}^{ref}$ )
- Carga y descarga elástica (parámetros  $E_{ur}^{ref}$  y  $\nu_{ur}$ )
- Falla de acuerdo al criterio de Mohr-Coulomb (parámetros  $c$ ,  $\phi$  y  $\psi$ )

Para  $m = 1$  la relación con los parámetros elásticos del Cam-Clay esta dada por las siguientes expresiones:

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda} (1 + e_0) \quad (4.21)$$

$$E_{ur}^{ref} \simeq \frac{2p^{ref}}{\kappa} (1 + e_0) \quad (4.22)$$

#### 4.2.3.1. Deformaciones por corte

La relación hiperbólica entre la tensión desviadora y las deformaciones principales está dada por:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1^e + \varepsilon_1^p = \frac{q_a}{2E_{50} q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (4.23)$$

válida para  $\sigma_1 < q_f$ . Con  $q_f$ :

$$q_f := \frac{6 \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)} (p_c + c \cos(\phi)) \quad (4.24)$$

En la Figura 4.5 se observa la hipérbola propuesta.

Las deformaciones plásticas se calculan como la diferencia entre las totales y las elásticas, siendo éstas últimas:

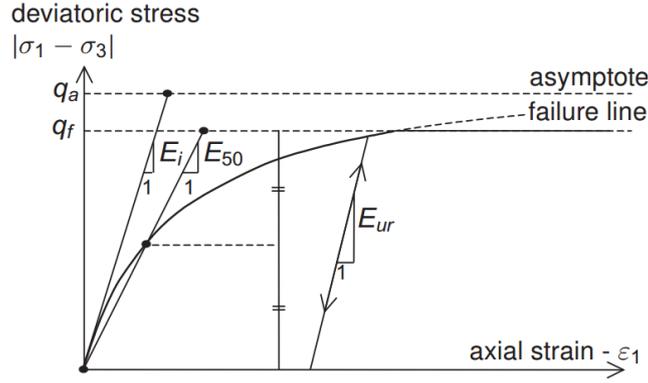


Figura 4.5: Modelo Hiperbólico de Duncan &amp; Chang.

$$\epsilon_1^e = \frac{\sigma_1 - \nu_{ur}(\sigma_2 + \sigma_3)}{E_{ur}^{ref}} \quad (4.25)$$

A partir de esta definición, es posible determinar la superficie de fluencia por corte como:

$$f_{12} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_2)}{E_{ur}^{ref}} - \gamma^p \quad (4.26)$$

$$f_{12} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}^{ref}} - \gamma^p \quad (4.27)$$

donde  $\gamma^p$  es el parámetro de endurecimiento friccional y se calcula como:

$$\gamma^p = \epsilon_1^p - \epsilon_2^p - \epsilon_3^p = 2\epsilon_1^p - \epsilon_v^p \simeq 2\epsilon_1^p \quad (4.28)$$

Se puede observar que el primer término de la expresión 4.26 son las deformaciones totales, el segundo término son las deformaciones elásticas y el tercero determina las deformaciones plásticas residuales de estados tensionales anteriores. Es decir, presenta una comparación de deformaciones axiales para determinar si se supera el rango elástico. Si el material alcanza la superficie de fluencia, sigue una ley de flujo no asociado  $g_s$  que determina las distorsiones plásticas a partir de la Ecuación 4.28. Para la determinación de las deformaciones axiales se desprecian las deformaciones volumétricas por ser sensiblemente menores. Obtenidas las distorsiones plásticas  $\gamma^p$ , se calculan las deformaciones volumétricas plásticas  $\epsilon_v^p$  mediante la teoría de tensión-dilatancia de Rowe.

#### 4.2.3.2. Función de endurecimiento por consolidación

Para la definición de las deformaciones volumétricas por consolidación el modelo define la siguiente superficie de fluencia:

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + (p + c \cdot \cos\phi)^2 - (p_c + c \cdot \cos\phi)^2 \quad (4.29)$$

donde:

$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\alpha - 1)\sigma_2 - \alpha\sigma_3 \quad (4.30)$$

con:

$$\alpha = \frac{3 + \sin\phi}{3 - \sin\phi} \quad (4.31)$$

$\tilde{q}$  es una parametrización de la tensión desviadora,  $p_c$  es la presión de preconsolidación y  $M$  es un parámetro auxiliar del modelo que es función de  $K_0^{NC}$  y  $E_{oed}^{ref}$ . Esta superficie se denomina *cap*.

La función  $f_c$  describe en el plano  $q - p$  una elipse, de longitud  $p_c + c \cdot \cos$  en el eje  $p$  y  $M(p_c + c \cdot \cos)$  en el eje  $q$ . En base al valor de  $M$ , el modelo permite generar elipses de relaciones focales variadas. Esto se debe a la incorporación de un parámetro adicional de rigidez que permite independizar las rigideces volumétrica y de corte.

Para determinar el desarrollo de las deformaciones plásticas, una vez que el *cap* es alcanzado, HSM aplica una ley de flujo asociado  $g_c$ . Dado que se trata de una ley de flujo asociado el vector de deformación plástica es perpendicular a la superficie de fluencia, siendo la componente en la dirección  $q$  las deformaciones axiales plásticas  $\varepsilon_1^p$  y la componente en  $p$  las deformaciones volumétricas plásticas  $\varepsilon_v^p$ . Por lo tanto, la curva de potencial plástico coincide con la superficie de fluencia en el *cap*:

$$g_c = f_c = \tilde{q}^2 M^2 + (p + c \cdot \cos)^2 - (p_c + c \cdot \cos)^2 \quad (4.32)$$

Para cuantificar la magnitud de las deformaciones plásticas debidas a la consolidación isotrópica se plantea la relación algebraica entre deformaciones plásticas, elásticas y totales:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \dot{\varepsilon}_v - \dot{\varepsilon}_v^e = \frac{\dot{p}}{K_c} - \frac{\dot{p}}{K_s} = \frac{1}{H} \dot{p} \quad (4.33)$$

donde  $H = \frac{K_c}{K_s - K_c} K_s$  es el módulo de endurecimiento que expresa la relación entre las rigideces elástica  $K_s$  y plástica  $K_c$  a la compresión isotrópica. En base a la condición adicional de consistencia de la ley de flujo:

$$\dot{f}_c = \frac{\partial f_c}{\partial \sigma} \dot{\sigma} + \frac{\partial f_c}{\partial p_c} \dot{p}_c \quad (4.34)$$

se llega a la ley de endurecimiento que relaciona las deformaciones volumétricas de *cap*  $\dot{\varepsilon}_v^e$  - no necesariamente isotrópica - con la presión de preconsolidación  $p_c$ :

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{H}{m+1} \left( \frac{\dot{p}}{\sigma^{ref}} \right)^{m+1} \quad (4.35)$$

En el caso particular que  $\dot{p} = \dot{p}_c$  - compresión isotrópica - las deformaciones volumétricas de consolidación  $\dot{\varepsilon}_v^e$  coinciden con las deformaciones volumétricas plásticas  $\dot{\varepsilon}_v^p$ .

#### 4.2.3.3. Limitaciones del modelo

Se utiliza para tener en cuenta la resistencia del suelo. No sirve para modelar fenómenos de colapso. Una tensión efectiva (Bishop) no es capaz de modelar ese tipo de fenómenos. EXPANDIR

### 4.3. Calibración de los modelos constitutivos

A continuación se presentan los parámetros de los modelos constitutivos elasto-plásticos BBM y HSsmall calibrados con los resultados obtenidos del programa experimental.

#### 4.3.1. Calibración del Barcelona Basic Model

Para la simulación numérica se ha tenido problemas con la implementación del Barcelona Basic Model en Plaxis. Actualmente la incorporación se encuentra en desarrollo y se espera que la calibración propuesta

en este trabajo sea de utilidad para futuros trabajos de investigación.

#### 4.3.1.1. Parámetros elásticos

Se adopta como valor de referencia  $p_{ref} = 100kPa$ . Como no se realizó una recarga en los ensayos, para la determinación de  $\kappa$  se considera que para muestras compactadas del suelo estudiado vale la relación: [53]

$$C_r = 0.011 \cdot e - 0.0046 \quad (4.36)$$

donde  $C_r$  es la pendiente de la recta de recarga y  $e = v - 1$  la relación de vacíos. Considerando un módulo de Poisson  $\mu = 0.2$  se puede expresar: [34]

$$\kappa \cong \frac{2 \cdot C_r}{\ln(10)} \quad (4.37)$$

considerando  $e = 1$ , se tiene  $C_r = 0.0064$  y  $\kappa = 0.0056$ . En el presente informe se asume  $\kappa_s = \kappa$  y debe ser constante para asegurar que el modelo sea conservativo.

#### 4.3.1.2. Parámetros en la falla

Reemplazando el valor  $\phi'_{cr} = 35.8^\circ$ , resulta  $M = 1.46$ . En la Figura 3.18b se observa la tendencia en el estado crítico a  $q_{cr}/p'_{cr} = 1.46$  para todas las muestras ensayadas. No se pudo obtener de los ensayos triaxiales un buen ajuste para la determinación de los parámetros  $\lambda$  y  $\Gamma$ . Se recurrió a la bibliografía y se obtuvo un valor para la pendiente de la curva de consolidación unidimensional  $C_c = 0.15$ . Se puede expresar:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln(10)} \quad (4.38)$$

resultando  $\lambda = 0.065$ . Obtenida la pendiente, se trazo la recta atravesando los puntos ensayados, resultando  $\Gamma = 2.13$ . El ajuste efectuado se indica en la Figura 4.6.

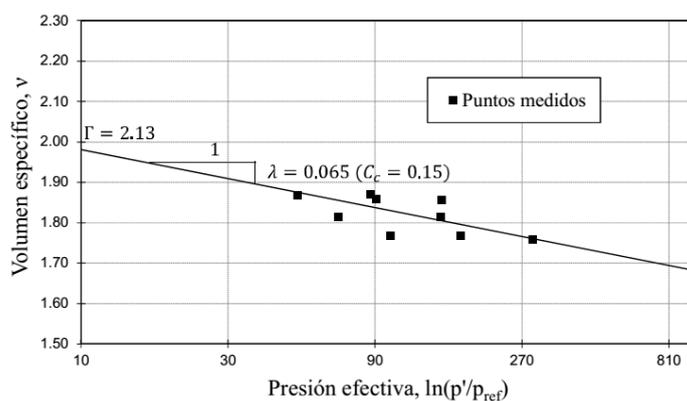


Figura 4.6: Ajuste de la CSL  $\{v, \ln(p')\}$

Si se toma el valor de la succión máximo obtenido se puede aproximar  $r = \lambda(500 Kpa) / \lambda(0)$ , resultando  $r = 0.70$ , se asume  $\beta = 3.0 MPa^{-1}$ .

Los parámetros obtenidos se resumen en la Tabla 4.1.

#### 4.3.2. Calibración del Hardening soil model

Para la simulación numérica en el caso de aplicación se utilizó el Hardening Soil Model with small strains stiffness. Para incluir el efecto de la succión se utilizó la formulación en presiones efectivas de Bishop,

Tabla 4.1: Parámetros del *BBM*

Parámetro	Unidad	Fm. Pampeano
Modelo	-	BBM
$G_0$	[MPa]	25 - 60
$M$	-	1.46
$\kappa$	-	0.0056
$\kappa_s$	-	0.0056
$p^c$	[MPa]	0.01
$\Gamma$	-	2.13
$\lambda(0)$	-	0.065
$r$	-	0.70
$\beta$	[MPa <sup>-1</sup> ]	3.0
$k$	-	0.3

calibrando una curva de resistencia  $\chi = f(S_e)$  con los ensayos triaxiales realizados. A continuación se presenta la calibración de los parámetros del modelo.

#### 4.3.2.1. Ensayos saturados

Se calibraron los ensayos triaxiales saturados con el módulo Soil Test de Plaxis. Los parámetros obtenidos para cada punto de la curva Proctor se indican en la Tabla 4.2. En las Figuras 4.7a, 4.7b y 4.7c se indican las curvas  $q$ - $\varepsilon$  de los ensayos y las obtenidas con Plaxis.

#### 4.3.2.2. Ensayos no saturados

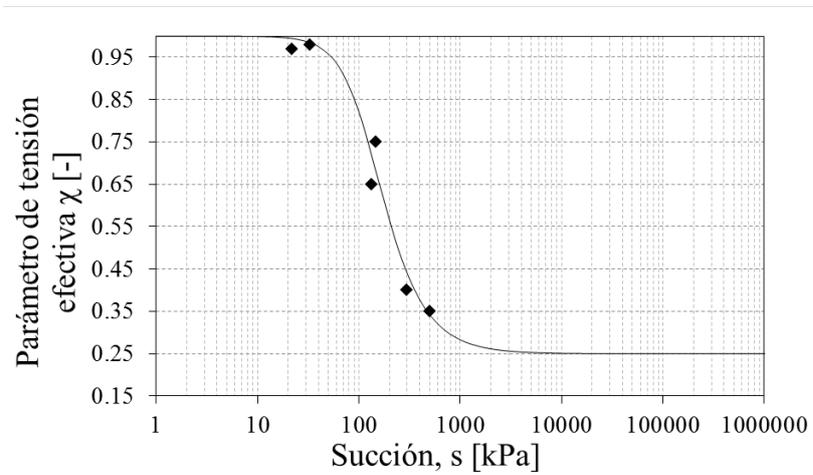
Obtenidos los parámetros saturados se ajustó la curva de resistencia (parámetro  $\chi$  de Bishop) para tener en cuenta el efecto de la succión. La formulación en presiones de Bishop asume:  $u_a = 0$  y la variación del parámetro  $\chi$  igual al grado de saturación efectivo  $S_e$ . Para calibrar el valor de  $\chi = f(S_e)$ , se utilizaron los ensayos triaxiales en condiciones no saturadas y se ajustó el modelo de van Genuchten. Las constantes obtenidas son:

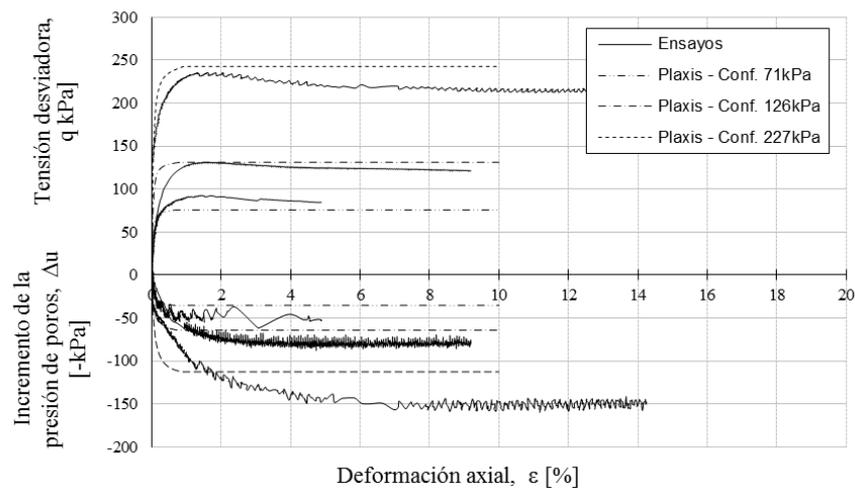
- $g_n = 2.5$  ( $\lambda = 0.6$ ),
- $g_a = 0.081/m$  ( $s_{ae} = 125kPa$ )
- $S_{res} = 0.25$

Los valores adoptados para la simulación son valores intermedios a los obtenidos por la técnica de papel de filtro mostrados en la Tabla 3.3. La relación  $\chi = f(S_e)$  se muestra en la Figura 4.8.

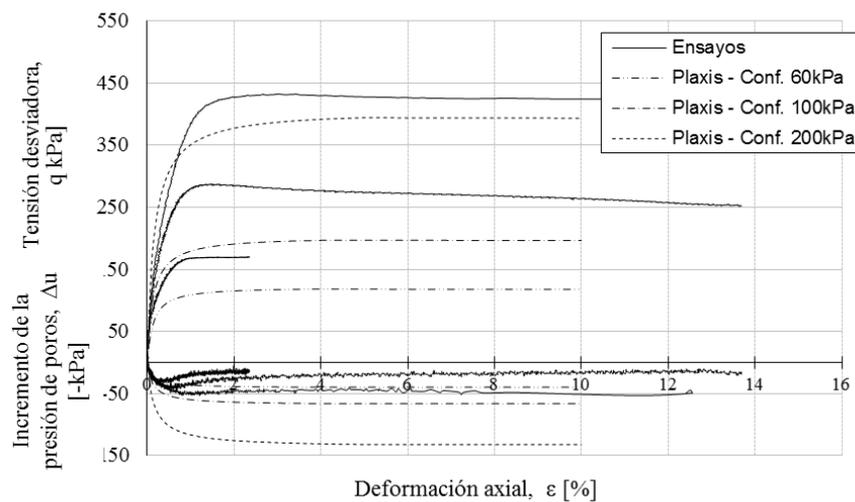
Tabla 4.2: Parámetros del *HSsmall*.

Parámetro	Unidad	Fm. Pampeano Rama seca	Fm. Pampeano Densidad óptima	Fm. Pampeano Rama húmeda
Modelo	-	HSsmall	HSsmall	HSsmall
Drenaje	-	No drenado	No drenado	No drenado
$\gamma$	$kN/m^3$	16.0	16.0	16.0
$e_{init}$	-	0.8	0.7	16.0
$E_{50}^{ref}$	$MPa$	80.0	40.0	80.0
$E_{oed}^{ref}$	$MPa$	50.0	20.0	50.0
$E_{ur}^{ref}$	$MPa$	220.0	220.0	220.0
$m$	-	0.75	0.75	0.75
$c_{ref}$	$kPa$	0.0	0.0	0.0
$\phi$	$^\circ$	32.0	46.0	38.0
$\psi$	$^\circ$	0.05	-0.01	0.0
$\nu_{ur}$	-	0.2	0.2	0.2
$p_{ref}$	$kPa$	100.0	100.0	100.0
$K_0^{nc}$	-	0.47	0.28	0.38
$R_f$	-	0.9	0.9	0.9
$k_{x,y,z}$	$m/day$	0.0846	0.0846	0.0846
$K_{0,x}$	-	0.8	0.8	0.8
OCR	-	1.0	1.0	1.0
POP	$kPa$	200.0	500.0	200.0

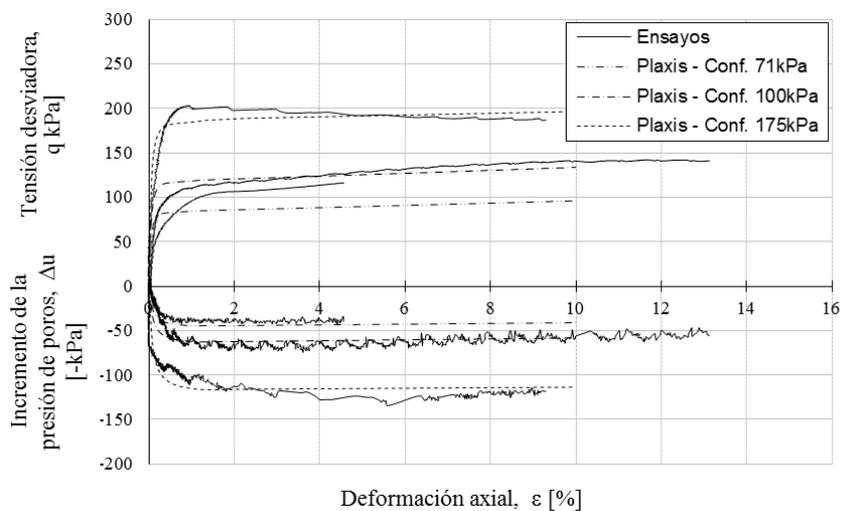
Figura 4.8: Curva  $\chi = f(S_e)$ .



(a)



(b)



(c)

Figura 4.7: Calibración con el Soil Test de Plaxis para triaxiales saturados en: (a) rama seca, (b) humedad óptima y (b) rama húmeda.

# Capítulo 5

## Caso de aplicación

### 5.1. Introducción

La obra en estudio se la denomina “Coto Botánico” y se ubica en un predio de  $4000\text{ m}^2$ , ubicado sobre la Avenida Santa Fe entre Scalabrini Ortiz y Malabia, ciudad de Buenos Aires. La obra fue calculada y monitoreada durante su construcción por una consultora local que aportó los datos para el estudio comparativo. Consiste en la construcción de un hipermercado con 5 subsuelos, planta baja y 1° piso, el cual comparte su basamento con un edificio en torre de oficinas y viviendas de 36 pisos y 5 subsuelos que alcanza los 110m de altura. En la Figura 5.1 se muestra una fotografía satelital de la obra.



Figura 5.1: Fotografía satelital de la obra “Coto Botánico”.

Como parte de las tareas a desarrollar se debieron ejecutar excavaciones de hasta 18m de profundidad. Los límites del predio presentan construcciones de mediana altura. La solución aplicada consiste en una excavación vertical contenida por pantallas de hormigón armado sustentadas por anclajes activos y pasivos. En la Tabla 5.1 se indican las características geométricas de una sección típica analizada.

Tabla 5.1: Configuración de anclajes analizada.

Fila	$p$	$\alpha$	Sep.	Long. Libre	Long. Bulbo	Arm.
N°	[m]	[°]	[m]	[m]	[m]	[-]
1	1.95	15	1.3	(pasivo)	9.0	4 $\phi$ 25
2	3.95	15	2.0	10.0	9.0	5T15
3	7.65	15	2.0	7.0	9.0	5T15
4	10.95	15	1.3	(pasivo)	9.0	6 $\phi$ 25
5	13.65	15	1.3	(pasivo)	9.0	6 $\phi$ 25

donde  $p$  es la distancia medida del coronamiento a la cabeza del anclaje y  $\alpha$  es el ángulo medido con respecto a la horizontal. La fuerza de tesado en los anclajes activos es  $N_t = 700kN$ . El procedimiento constructivo consiste en la apertura de frentes de excavación por bataches hasta el primer nivel de anclajes. Una vez ejecutada la primer línea de anclajes y construido el muro de hormigón se excava hasta la siguiente línea de anclajes y se repite el proceso. Se continúa de esta manera hasta el nivel de excavación final. Este es un procedimiento habitual en excavaciones de la ciudad de Buenos Aires.

Para evaluar el comportamiento estructural de la excavación considerando el suelo en condición no saturada, se realizó una simulación del procedimiento constructivo y se evaluó la seguridad del conjunto. Los resultados se compararon con los cálculos realizados en el proyecto y los desplazamiento del coronamiento del muro - pantalla relevados en obra. Se analiza el incremento del factor de seguridad considerando diferentes perfiles de succión en los primeros estratos del suelo. Se simula el frente de saturación producido por una lluvia extrema y su incidencia en la resistencia del terreno.

Se analiza la posibilidad de optimizar recursos en obra, estudiando la posibilidad de reconfigurar los anclajes ejecutados manteniendo los factores de seguridad de diseño. Además se estudia la altura crítica de excavación con los perfiles de succión adoptados, permitiendo acelerar los tiempos en la construcción. Finalmente, se realiza un análisis técnico-económico evaluando la posibilidad de reducir los costos en obra.

## 5.2. Modelación numérica

La simulación numérica se realizó con el programa Plaxis 2D AE. Se utilizó el modelo constitutivo HSsmall, calibrado previamente a partir de los ensayos triaxiales en condiciones saturadas con el módulo Soil Test de Plaxis. El programa permite considerar el efecto de la succión incorporando el estado de tensiones efectivas con el enfoque de Bishop (1959) asumiendo válida la relación  $\chi = S_e$ . Para calibrar el valor de  $\chi = f(S_e)$ , se utilizaron los ensayos triaxiales en condiciones no saturadas.

Para este trabajo se consideró un estado parcialmente saturado en los primeros 6m (Fm. Pampeano superior) mientras que por debajo se consideró el suelo saturado (Fm. Pampeano medio). En la Tabla 5.2 se informan los parámetros utilizados en el modelo.

Se reprodujeron las condiciones de ejecución en obra. En la Figura 5.2 se observa el procedimiento constructivo en cada una de las etapas de cálculo y en la Figura 5.3 se muestra la malla de elementos finitos utilizada.

El grado de saturación promedio medido en los primeros 6 m es  $S_r = 0.85$ . Éste valor se corresponde con succiones de 150 y 300 kPa para valores de  $\gamma_d$  14.0 y 15.0  $kN/m^3$  respectivamente. Teniendo en cuenta este rango de succiones se analizó el suelo en condición:

- Saturado,  $s=0$  kPa
- Parcialmente saturado,  $s=140$  kPa

Tabla 5.2: Parámetros del *HSsmall*.

Parámetro	Unidad	Pampeano Superior	Pampeano Medio
Modelo	-	HSsmall	HSsmall
Drenaje	-	No drenado	No drenado
$\gamma$	$kN/m^3$	19.0	19.0
$e_{init}$	-	0.8	0.6
$E_{50}^{ref}$	$MPa$	70.0	90.0
$E_{oed}^{ref}$	$MPa$	85.0	110.0
$E_{ur}^{ref}$	$MPa$	200.0	220.0
$G_0^{ref}$	$MPa$	100.0	135.0
$\gamma_{0.7}$	-	1.10-4	1.10-4
$m$	-	0.75	0.75
$c_{ref}$	$kPa$	15.0	30.0
$\phi$	$^\circ$	30.0	32.0
$\psi$	$^\circ$	0.0	0.0
$\nu_{ur}$	-	0.2	0.2
$p_{ref}$	$kPa$	100.0	100.0
$K_0^{nc}$	-	0.47	0.47
$R_f$	-	0.9	0.9
$k_{x,y,z}$	$m/day$	0.0846	0.0846
$K_{0,x}$	-	0.7	0.8
OCR	-	1.0	1.2
POP	$kPa$	200.0	500.0
$g_n$	-	2.5	20
$g_a$	$1/m$	0.08	15
$S_{res}$	-	0.25	0

- Parcialmente saturado,  $s=240$  kPa
- Parcialmente saturado,  $s=340$  kPa

Se aplicó un perfil hidrostático de succión, el valor informado es el promedio en los primeros 6m. En la Figura 5.4 se observa el perfil de succión correspondiente a  $s=140$  kPa.

### 5.2.1. Cálculo del factor de seguridad numérico

Se calcularon los factores de seguridad asociados a cada caso indicados en la Figura 5.5. Dada la influencia de la relación  $\chi = f(s)$ , se observa que el factor de seguridad se incrementa levemente para valores de succión cercanos al valor de succión de entrada de aire adoptada. Este cálculo permite obtener una manera práctica de evaluar la seguridad adicional debido a considerar la relación succión - humedad a través de la curva de van Genuchten (1980). La evaluación del frente de saturación y la zona activa del perfil estratigráfico sujeto a cambios de humedad puede establecer zonas seguras para el uso de parámetros geotécnicos no saturados.

En la Figura 5.6 se indica la cuña de falla generada con el modo Safety para el suelo saturado.

### 5.2.2. Movimiento de pantallas

Se relevaron valores del movimiento sobre el muro medianero. En la Figura 5.7 se indica el corrimiento de las pantallas en la sección analizada. Los desplazamientos máximos medidos se encuentran en el orden de los  $11 \pm 2$  mm.

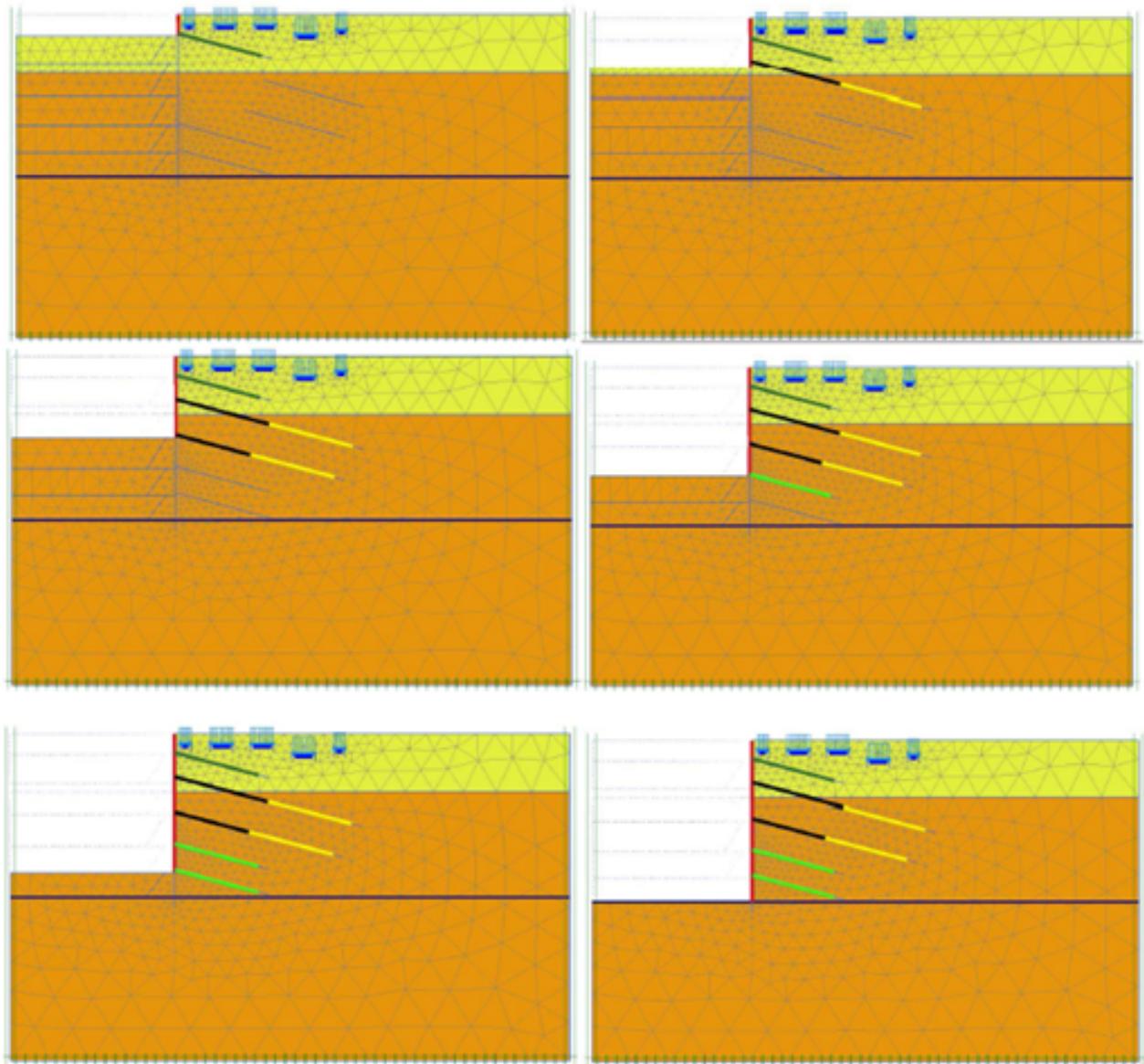


Figura 5.2: Procedimiento constructivo de la excavación.

Se evaluó el corrimiento horizontal en el coronamiento para los casos analizados. Se observa que el corrimiento máximo es de 24.3 mm para el suelo saturado. El desplazamiento en el coronamiento se reduce cuando se consideran los efectos de la succión y se aproxima a los valores medidos. En la Figura 5.8 se han representado los desplazamientos obtenidos para los casos de estudio. En línea punteada se indica el valor relevado en obra.

### 5.2.3. Infiltración por lluvia

Para considerar el frente de saturación generado por lluvias intensas se recopilaron los valores de precipitaciones de los últimos 50 años. La intensidad adoptada surge de considerar los 2 meses de máximas precipitaciones de toda la serie de datos. En la Figura 5.9 se indica la intensidad adoptada para cada día.

Los datos analizados fueron obtenidos de la estadística del Sistema Meteorológico Nacional. Los parámetros del suelo considerados,  $\gamma_d = 15.0 kN/m^3$  y grado de saturación inicial de 86% se obtuvieron de un estudio de suelos en el predio. Para la modelación se utilizó el módulo de Plaxis Transient Flow, incorporando

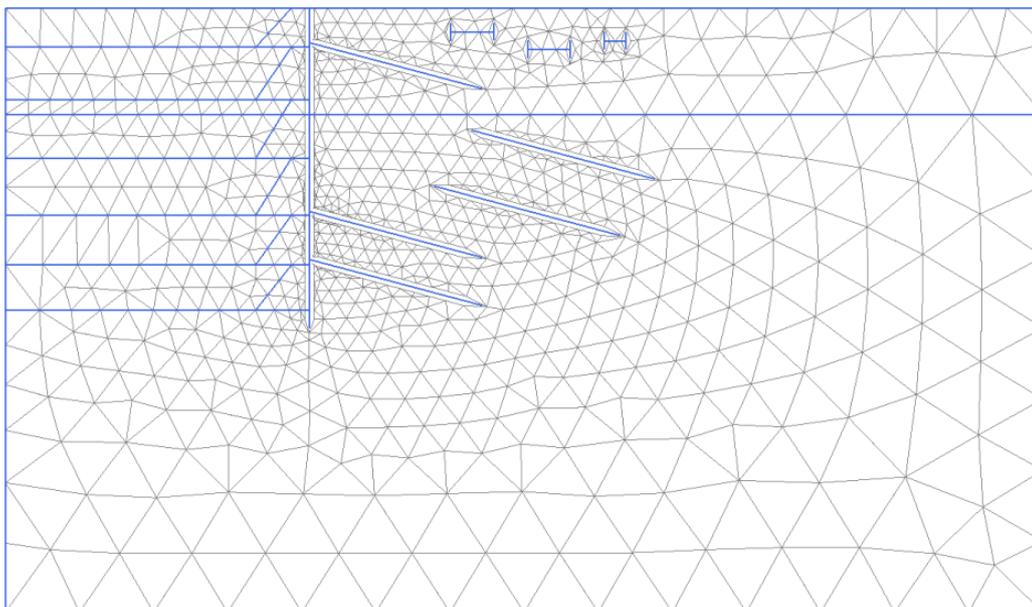


Figura 5.3: Malla de elementos finitos utilizada.

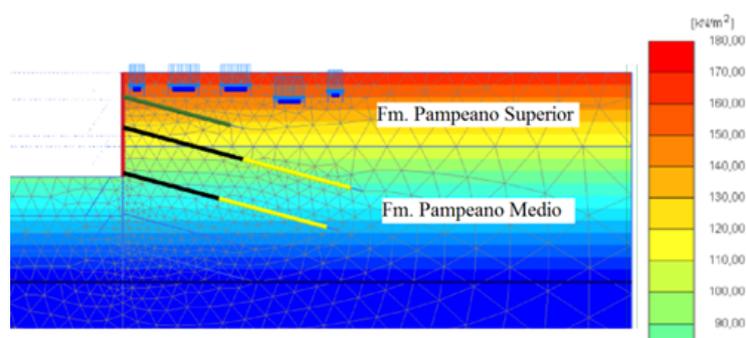


Figura 5.4: Perfil de succión en el estrato Pampeano superior.  $s_{max}=170\text{kPa}$ ,  $s_{min}=110\text{kPa}$ .

la función de permeabilidad de van Genuchten calibrada previamente. Plaxis simula el cambio de saturación con la infiltración por lluvia. A partir del caudal de lluvia recibido, el programa calcula la velocidad de infiltración del agua en el suelo, y el cambio en el grado de saturación con ésta. Es un cálculo iterativo, ya que la velocidad de infiltración depende del grado de saturación del suelo. Los parámetros relevantes son la variación del grado de saturación o de la succión, y por consiguiente la variación en la resistencia del suelo provocada por la lluvia. Esta variación se obtiene con la con la expresión de Bishop (1959). Se observa que luego de 2 meses de intensas lluvias el frente de saturación afecta sustancialmente a los primeros 3.5 m del perfil. A mayores profundidades el grado de saturación permanece invariable. En la Figura 5.10 se muestra la variación del grado de saturación con el tiempo para diferentes profundidades. Por debajo de los 3.5 metros se puede asegurar una succión constante en la masa de suelo.

Si se considera  $\gamma_d = 15\text{kN}/\text{m}^3$  se tiene una disminución de la succión que alcanza  $\sim 150\text{kPa}$  a 1 metro de profundidad, mostrando que se puede considerar éste rango de succiones de forma segura para efectuar cálculos no saturados. Estos cálculos que permiten evaluar la variación de la resistencia del suelo debido a la existencia de una fuente externa de agua son esenciales para establecer criterios de actuación para optimizar los procedimientos constructivos, adoptar zonas seguras para el uso de parámetros no saturados y prever tiempos de actuación ante una fuente de agua inesperada.

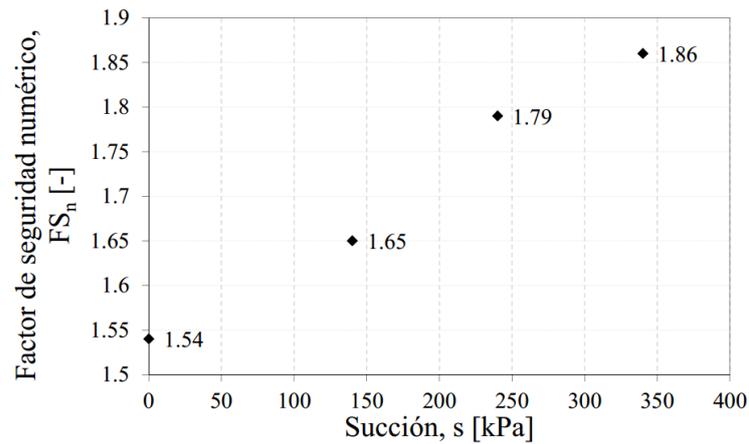


Figura 5.5: Variación del factor de seguridad con la succión.

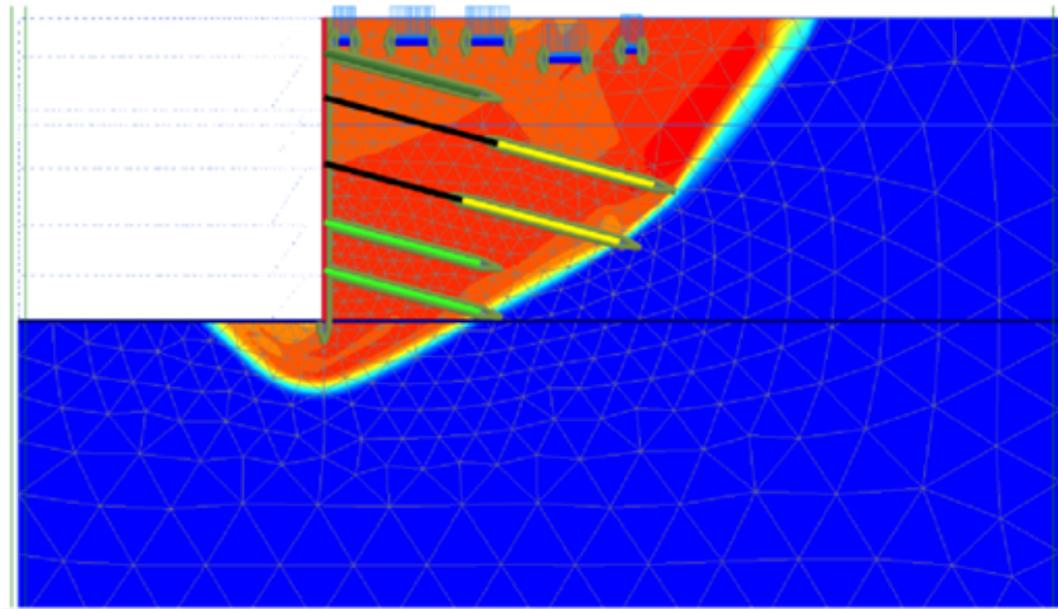


Figura 5.6: Cuña de falla generada con el modo Safety de Plaxis.  $FS_n = 1.5$ .

#### 5.2.4. Alternativas de diseño

A continuación se presentan distintas alternativas que tienen en cuenta el suelo en condición parcialmente saturado. El empuje generado si se considera el efecto de la succión es menor que el del suelo saturado. Para los cálculos se considera un perfil de succión conservador de  $s=140\text{kPa}$  promedio en los primeros 6 metros.

##### 5.2.4.1. Aumento de la separación entre anclajes

Se estudió el efecto generado por una mayor separación entre anclajes. Se propuso una separación de 2 m para los anclajes pasivos y 2.5 m para los anclajes activos. Se obtuvo un  $FS_n = 1.45$  y un desplazamiento horizontal  $u_x = 19\text{mm}$  en el coronamiento.

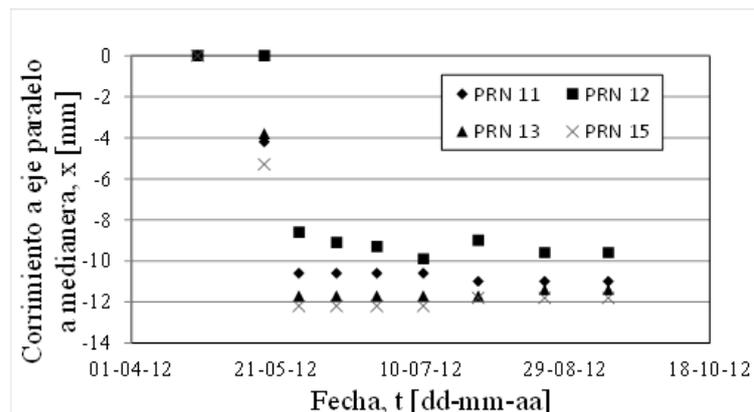


Figura 5.7: Desplazamientos del coronamiento de la pantalla medidos en obra.

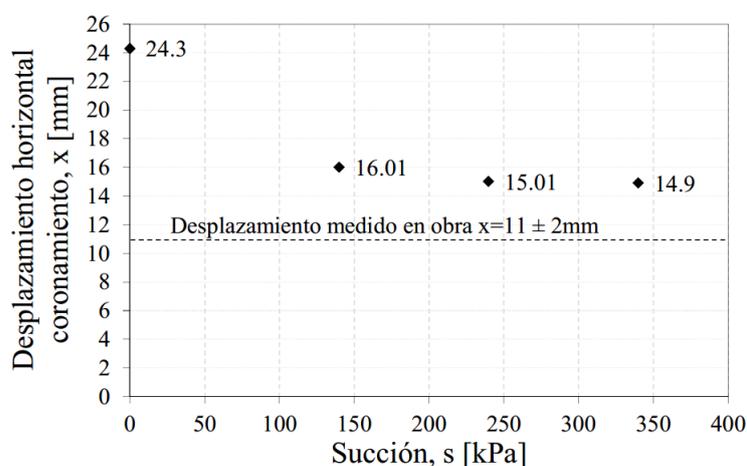


Figura 5.8: Desplazamientos horizontales del coronamiento numéricos para diferentes perfiles de succión.

#### 5.2.4.2. Reconfiguración de anclajes

Se analizó la posibilidad de reducir el número de filas de anclajes asegurando un coeficiente de seguridad  $FS_n = 1.5$  y verificando los desplazamientos en el coronamiento. La configuración propuesta se presenta en la Figura 5.11.

Se obtuvo un  $FS_n = 1.48$  y un desplazamiento horizontal  $u_x = 17mm$  en el coronamiento. Con la configuración geométrica propuesta se debe excavar una profundidad máxima de 4.3 m. En la sección 5.2.4.2 se verifica la seguridad de los frentes de excavación.

#### Verificación de altura de excavación

Para la alternativa propuesta, se verificó el factor de seguridad global para una altura de excavación sin sostenimiento de 4.5m correspondiente a la primer etapa de excavación. También se estudiaron los desplazamientos horizontales en el coronamiento. La geometría utilizada en la simulación numérica se presenta en la Figura 5.12.

Se consideró una sobrecarga de 15kPa en el coronamiento. Los parámetros utilizados en el modelo se corresponden con los de la Tabla 5.2. La succión es variable linealmente con el nivel freático y es igual a 170kPa en la superficie y 135kPa en el fondo de la excavación. De acuerdo a los resultados del modelo, se obtiene una excavación estable con un  $FS = 2.7$  sin desplazamiento en el coronamiento. Se considera factible el avance por frentes de excavación de 4.5m de profundidad sin sostenimiento.

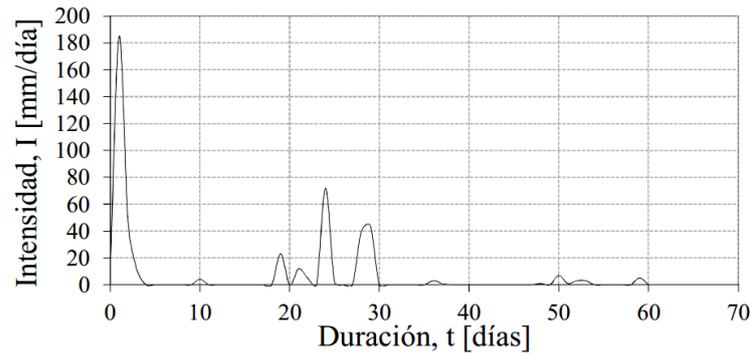


Figura 5.9: Máxima intensidad de lluvias para la ciudad de Buenos Aires en un periodo de 2 meses.

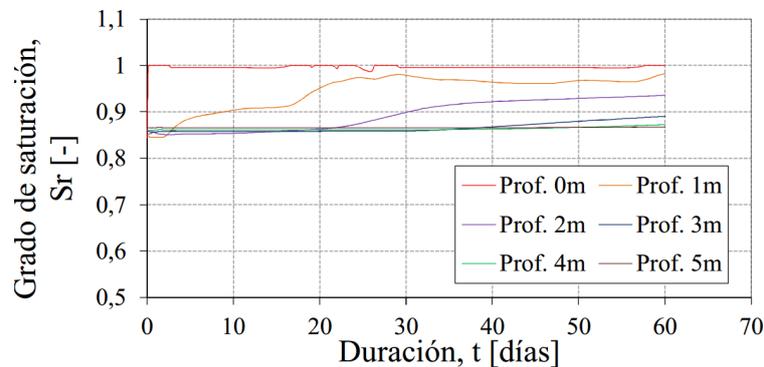


Figura 5.10: Variación del grado de saturación con el tiempo para distintas profundidades.

#### 5.2.4.3. Reducción de la longitud de bulbo

Se propone reducir la longitud del bulbo de los anclajes activos. Se propuso una reducción de 2 m. Se obtuvo un  $FS_n = 1.45$  y un desplazamiento horizontal  $u_x = 11mm$  en el coronamiento.

### 5.3. Evaluación de costos

Se realizó un análisis comparativo entre los costos de las alternativas propuestas y la solución implementada en obra. Para esto se estudiaron los costos de ejecución de anclajes pasivos y activos. Se evaluaron los costos por metro de anclaje y se calcularon los costos de la estructura de sostenimiento para toda la excavación.

#### 5.3.0.4. Costo de anclaje pasivo

Costo de material: hormigón, armadura.

Costo de ejecución: maquinaria, MDO.

#### 5.3.0.5. Costo de anclaje activo

Costo de material: hormigón, cables.

Costo de ejecución: maquinaria, MDO, ensayo de carga, tesado.

#### 5.3.0.6. Costo de la estructura de sostenimiento

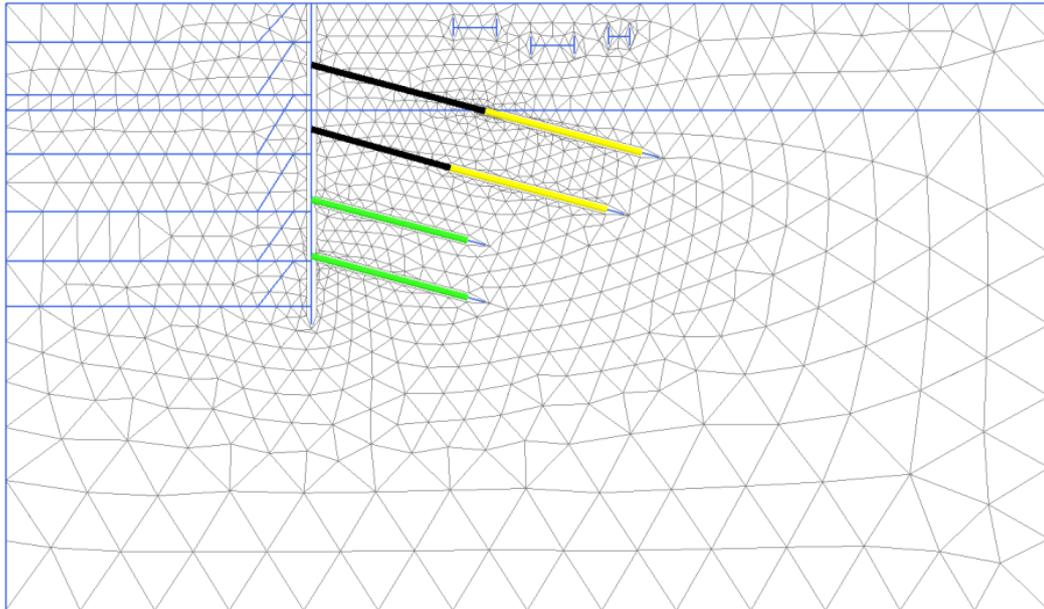


Figura 5.11: Configuración de anclajes propuesta.

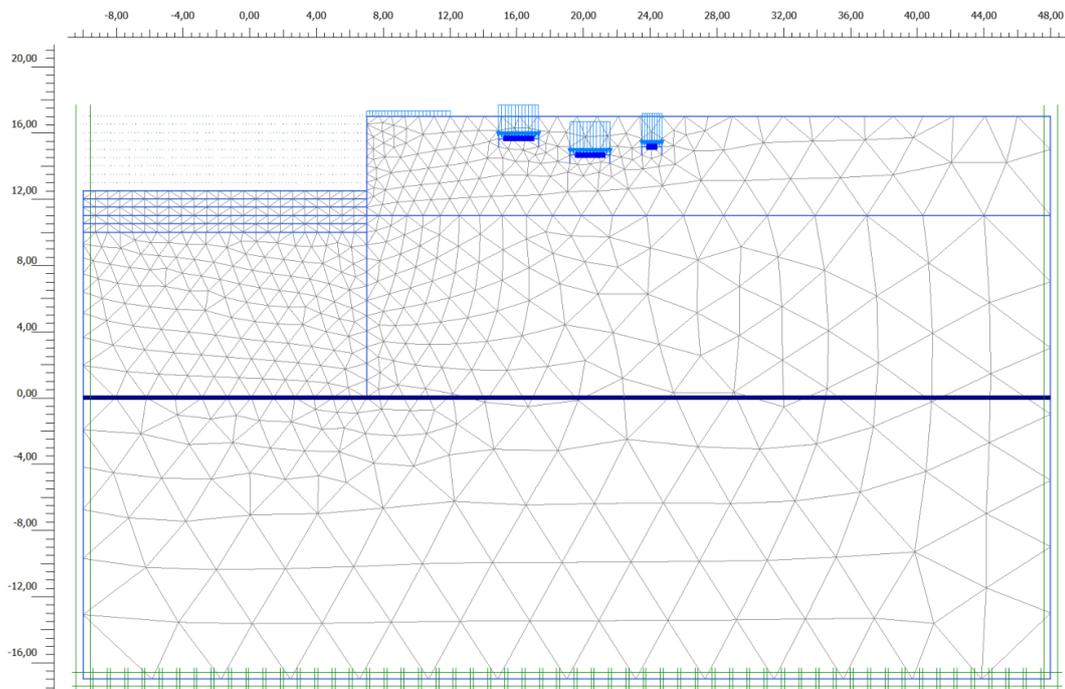


Figura 5.12: Configuración de anclajes propuesta.

Alternativa	Costo lineal	Cantidad	Costo total
0	[\$/m]	[m]	[\$]
Anclajes pasivos 4 $\phi$ 25	659.44	1938	1 278 299.08
Anclajes pasivos 6 $\phi$ 25	797.16	3877	3 090 528.00
Anclajes activos 5T15	1152.60	5040	5 809 104.00
<b>TOTAL</b>			<b>10 177 931.08</b>

(a) Costo total de la alternativa inicial.

Alternativa	Costo lineal	Cantidad	Costo total
1	[\$/m]	[m]	[\$]
Anclajes pasivos 4 $\phi$ 25	659.44	1260	830 894.40
Anclajes pasivos 6 $\phi$ 25	797.16	2520	2 008 843.20
Anclaje activo 5T15	1152.60	4032	4 647 283.20
<b>TOTAL</b>			<b>7 487 020.80</b>

(b) Costo total de la alternativa 1.

Alternativa	Costo lineal	Cantidad	Costo total
2	[\$/m]	[m]	[\$]
Anclajes pasivos 4 $\phi$ 25	659.44	0	0.00
Anclajes pasivos 6 $\phi$ 25	797.16	3877	3 090 528.00
Anclaje activo 5T15	1152.60	5040	5 809 104.00
<b>TOTAL</b>			<b>8 899 632.00</b>

(c) Costo total de la alternativa 2.

Alternativa	Costo lineal	Cantidad	Costo total
3	[\$/m]	[m]	[\$]
Anclajes pasivos 4 $\phi$ 25	659.44	1938	1 278 299.08
Anclajes pasivos 6 $\phi$ 25	797.16	3877	3 090 528.00
Anclaje activo 5T15	1152.60	4480	5 163 648.00
<b>TOTAL</b>			<b>9 532 475.08</b>

(d) Costo total alternativa 3

Tabla 5.3: Evaluación de costos de las alternativas.

Alternativa	Nº A. pasivos	Nº A. activos	Cantidad total de anclajes	Anclajes ahorrados	Costo total	Ah
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[\$]	[-]
Diseño inicial	646	280	926	-	10.177.931,08	-
1	420	224	644	282	7.487.020,80	2
2	431	280	711	215	8.899.632,00	1
3	646	280	926	0	9.532.475,08	0

Tabla 5.4: Evaluación de costos de las alternativas.

N°	Item	UM	Costo unitario	Cantidad	Costo fijo	Costo total
[-]	[-]	[-]	[\$/UM]	[UM]	[\$]	[\$]
1	Anclaje pasivo 4 $\phi$ 25	[m]	xxx	9.0		
2	Anclaje pasivo 6 $\phi$ 25	[m]	xxx	9.0		
3	Anclaje activo bulbo 9m	[m]	xxx	9.0		
4	Anclaje activo bulbo 7m	[m]	xxx	7.0		
5	Tabique de hormigón	[m <sup>3</sup> ]	xxx	800		
6	Mov. de suelos	[m <sup>3</sup> ]	xxx			

Tabla 5.5: Evaluación de costos de las alternativas.

## Capítulo 6

# Conclusiones

6.1. hkhkh

# Bibliografía

- [1] Alonso E., Gens A. & Josa A. (1990). "A constitutive model for partially saturated soils". *Géotechnique* 40, No.3, 405-430.
- [2] ASTM D 5298-03. Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.
- [3] ASTM D5084-03. Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter.
- [4] ASTM D422-63. "Standard Test Method for Particle Size Analysis of Soils". American Standards for Testing and Measurement.
- [5] ASTM D4318-10. "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils". American Standards for Testing and Measurement.
- [6] ASTM D2487-00. "Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)". American Standards for Testing and Measurement.
- [7] ASTM 854-02. "Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer". American Standards for Testing and Measurement.
- [8] ASTM D698-12. (2012). "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> - 600 kN-m/m<sup>3</sup>)". American Standards for Testing and Measurement.
- [9] ASTM D5298-03. (s.f.). "Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper". American Standards for Testing and Measurement.
- [10] Atkinson J. (2007) "The Mechanics of Soils and Foundations". Second Edition, Taylor & Francis.
- [11] Black D. K., Lee K. L. (1973) "Saturating Laboratory Samples by Back Pressure" *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, Proceedings ASCE*, Vol. 99, No. SM1, January, pp 75-93.
- [12] Bolognesi, A. y Moretto, O. (1957). "Properties and behavior of silty soils originated from loess formations" , IV ICSMFE, England, I, 9- 12.
- [13] Bolognesi, A. (1975). "Compresibilidad de los suelos Form acción Pampeano", V PCSMFE, Buenos Aires , V, 255- 302.
- [14] Bulut, R., Choon Leong, E. (2007). "Indirect Measurement of Suction".
- [15] Codevilla, M., Sfriso, A. (2011). "Actualización de la información geotécnica de los suelos de la Ciudad de Buenos Aires". Pan-Am CGS Geotechnical Conference (2011).

- [16] Diario La Nación. 15 de Marzo de 2000.
- [17] Diario La Voz del Interior. 18 de Marzo de 2001
- [18] Duncan, J.M. & Chang, C.Y. (1970). "Nonlinear analysis of stress and strain in soil", J. Soil Mech. Found. Div. ASCE 96, 1629-1653.
- [19] Escario, V., Sáez, J. (1986). "The shear strength of partly saturated soils". Géotechnique 36, No. 3, 453-456.
- [20] Ezama I. & Vernengo Lezica I. (2012) "Trabajo Profesional de Construcciones - Arenas Refuladas: Aplicación al Proyecto Tecplata". Laboratorio de Mecánica de Suelos, Laboratorio de Materiales y Estructuras, Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires.
- [21] Fawcett, R. G., and N. Collis-George (1967). A filter-paper method for determining the moisture characteristics of soils. Aust. J. Exp. Agric. Animal Husb. 7: 162-167.
- [22] Fidalgo, F., De Francesco, F. y Pascual, R. (1975). "Geología superficial de la llanura Bonaerense", VI Congreso Geológico Argentino, 110 -147.
- [23] Fredlund D.G & Rahardjo H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons, INC.
- [24] Fredlund, D. G., Xing, A. (1994). "Equations for the soil-water characteristic curve", Canadá. Canadian Geotechnical Journal, 31(3), 521-532.
- [25] García Mendive I., Paz Walther F. & Rellán G. (2012) "Trabajo Profesional de Construcciones - Arenas Refuladas: Aplicación al Proyecto Carena". Laboratorio de Mecánica de Suelos, Laboratorio de Materiales y Estructuras, Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires.
- [26] Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires (2014). Subte / Plan de expansión. <http://www.buenosaires.gob.ar/subte/planeseinversiones/plan-expansion>.
- [27] Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires (2014). Desarrollo Urbano / obras hidráulicas / Cuenca del Arroyo Vega. <http://www.buenosaires.gob.ar/desarrollourbano/grandesobras/obras-hidraulicas/cuenca-arroyo-vega>.
- [28] Gobierno de la República Argentina (2014). Ministerio del Interior y Transporte / Transporte Público / Informes especiales / Soterramiento del Ferrocarril Sarmiento. [http://www.transporte.gob.ar/content/acciones\\_soterramientodelfe\\_1316116697/](http://www.transporte.gob.ar/content/acciones_soterramientodelfe_1316116697/)
- [29] Gourram, A. (2013). "Introducción al comportamiento mecánico de suelos compactados y parcialmente saturados de la Formación Pampeano".
- [30] Jommi, C., Di Presco, C. (1994). "A simple theoretical approach for modelling the mechanical behavior of unsaturated soils". Proc. Italian Conference
- [31] Jones, E. D., Holtz W. G. (1973). "Expansive Soils – the Hidden Disaster". National Emergency Training Center.
- [32] Jonggil, C., Byeongsu, K., Seong-wan, P., Shoji, K. (2009): "Effect of Suction on Unconfined Compressive Strength in Partly Saturated Soils," KSCE Journal of Civil Engineering (2010), Vol. 14, No. 3, pp. 281-290.
- [33] Khogo, Y., Nikano M. & Miyazaky (1993). "Theoretical aspects of constitutive modeling for unsaturated soils". Soils & Foundations, 33: 49-63.

- [34] Ledesma N. O. (2008) “Calibración del Cam Clay para suelos del Postpampeano”. Laboratorio de Mecánica de Suelos, Laboratorio de Materiales y Estructuras, Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires.
- [35] Lu, N. and Likos, W.J. (2004). *Unsaturated Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York, p. 584.
- [36] McQueen, I. S., and R. F Miller (1968). Calibration and evaluation of a wide-range gravimetric method for measuring stress. *Soils Sci.* 106: 225-231.
- [37] Moretto, O., Bolognesi, A., López, A. y Nuñez, E., (1963). “Propiedades y comportamiento de un suelo limoso de baja plasticidad”, II PCSMFE, Brasil,II,134- 146.
- [38] Ng, C. W.W and Menzies, B. (2007). “Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering”. Taylor & Francis.
- [39] Núñez, E. et al. (1970). “Contribución al conocimiento de los suelos loésicos - Estabilización de depósitos naturales”. *Memorias de la 2° RAMSIF*, Vol. 1, Córdoba, septiembre 1970.
- [40] Núñez, E. (1973). “Empujes sobre apuntalamientos en el centro de la ciudad de Buenos Aires”, p 1-14.
- [41] Nuñez, E. (1986). “Geotechnical conditions in Buenos Aires City”. *Proceedings, Fifth International Congress, International Association of Engineering Geology*, Buenos Aires, 1990.
- [42] Nuñez, E. (2000). “Conf. Ing. Fernando Torres: Excavaciones y túneles en el Pampeano”, XV CAMSIG, GEOBA 2000.
- [43] Pedroso, D. M. (2010): “A novel approach for modelling soil-water characteristic curves with hysteresis”. *Golder Geomechanics Centre, School of Civil Engineering, The University of Queensland, Brisbane QLD 4072, Australia*.
- [44] Plaxis (2014) “Material Models Manual”. *Plaxis 2AE Manual (2014)*, 63-86.
- [45] Plaxis (2014) “Reference Manual”. *Plaxis 2AE Manual (2014)*, 328-331.
- [46] Quaglia, G. (2008). “Rigidez inicial y cohesión efectiva de la Formación Pampeano”. Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires.
- [47] Quintana, E. (2005). “Relación entre las propiedades geotécnicas y los componentes puzolánicos de los sedimentos pampeanos”. *Tesis doctoral, Universidad Nacional de Córdoba*, 2005.
- [48] Rocca, R., Redolfi, E. y Terzariol, R., (2006). “Características geotécnicas de los loess de Argentina”, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 6, 2, 149- 165.
- [49] Sagüés P. (2008) “Rigidez a baja deformación en el Pampeano compactado”. Laboratorio de Mecánica de Suelos, Laboratorio de Materiales y Estructuras, Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires.
- [50] Schanz T., Vermeer P.A. & Bonnier P.G. (1999) “The hardening soil model: Formulation and verification”. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics (1999)*, 281-296.
- [51] Schiava, R., Etse, G., Urtubey, E., Fares, V. (2006). “Simulación de falla de taludes en ríos de llanura”. *Mecánica computacional vol XXV*, pp. 299-313.
- [52] Sfriso, A. (2006). “Algunos proc. constructivos para la ejecución de túneles urbanos”, XIII CAMSIG, San Juan.

- [53] Sfriso A., Sagües P., Quaglia G., Quintela M., & Ledesma O. (2008) "Small-strain stiffness of the Pampeano Formation". University of Buenos Aires.
- [54] Terzaghi, K. (1936). The shear resistance of saturated soils. Proc. 1st Int.Conf. Soil Mech. & Fdn. Engrg., Cambridge, Mass., Harvard University, (1), 54-56.
- [55] The commission of Inquiry, 1972
- [56] Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E. (1999). "The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till". Géotechnique 49, No.2, 143-159.
- [57] Wheeler S. J., & Sivakumar V. (1995). "An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil". Géotechnique 45, No.1, 35-53.
- [58] Zhou A.N., Sheng D. & J.P.Carter (2012). "Modelling the effect of initial density on soil-water characteristic curves" Géotechnique 62, No. 8, 669-680.