



UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES  
FACULTAD DE INGENIERÍA

TESIS DE GRADO EN INGENIERÍA CIVIL (84.00)  
TRABAJO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL (84.99)

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

---

**INCIDENCIA DEL PAMPEANO EN SU CONDICIÓN  
ESTRUCTURADA Y DE SATURACIÓN PARCIAL EN EL PROCESO  
CONSTRUCTIVO DE UNA OBRA SUBTERRÁNEA**

---

*Autor:*  
Nicolás Tasso

*Director de proyecto:*  
Dr. Ing. Diego Manzanal

*Tutores de laboratorio y gabinete:*  
Ing. Mauro Codevilla e Ing. Osvaldo Ledesma

20/05/2021

*Página intencionalmente en blanco*

## AGRADECIMIENTOS

Este trabajo de investigación no pude haberlo realizado sin el continuo apoyo que me brindaron mis colegas, familiares y amigos. Quiero hacer una particular distinción:

A los ingenieros Mauro Codevilla y Osvaldo Ledesma por brindarme una constante motivación para realizar los distintos ensayos de laboratorio y un profundo interés en los resultados obtenidos y en la preparación del documento.

A mis compañeros de laboratorio Mateo Biedma, Agustín Pileggi y Camilo Casagrande, los dos últimos recientemente ingenieros, por su buen compañerismo y su excelente predisposición.

Al doctor ingeniero Diego Manzanal por brindarme sus sugerencias y su dirigencia en la realización de esta tesis y por transmitirme su afán de conocimiento.

## RESUMEN

La Formación Pampeano presenta un grado de estructuración de las partículas de suelo generado por ciclos de humidificación y secado con la precipitación de cementantes en sus contactos. Este trabajo busca comparar algunas propiedades hidromecánicas, tanto en condiciones saturadas como en condiciones de saturación parcial, sobre muestras estructuradas y totalmente desestructuradas pertenecientes a esta formación. Para ello, se realizaron ensayos triaxiales y edométricos con el objetivo analizar y comparar el comportamiento mecánico en condiciones saturadas. Por otro lado, se determinaron la curva de retención mediante la técnica de papel de filtro y la curva de contracción sobre ambos tipos de muestras, para así analizar y comparar el comportamiento hidromecánico en condiciones de saturación parcial. Se desarrolló además un modelo numérico de una obra geotécnica ya construida que tiene como objetivo analizar la influencia en los resultados de distintas consideraciones que no suelen implementarse en los modelos numéricos realizados por la industria. Estas consideraciones son: i) una interacción terreno-estructura muy precisa, ii) la calibración de nuevos modelos de materiales utilizados los resultados de ensayos realizados y iii) la utilización de la mecánica de suelos parcialmente saturada.

The Pampeano formation presents a complex soil-structure caused by repeated wetting and drying cycles occurred during its composition and the precipitation of cementitious materials in their contacts. This work seeks to compare some hydromechanical properties under saturated and partially saturated conditions on structured and slurried samples belonging to this formation. Triaxial and oedometric tests were carried out in order to analyse and compare the mechanical behaviour under saturated conditions. On the other hand, the retention curve, which was constructed using the filter paper technique, and the contraction curve were determined in order to compare the hydromechanical behaviour under partially saturated conditions. A numerical model of an already-built geotechnical structure was also developed with the aim to analyze the influence on the results of different considerations that are not usually implemented in numerical models made by industry. These considerations are: i) a more precise soil-structure interaction, ii) the calibration of new material models using the results of tests carried out and iii) the use of partially saturated soil mechanics.

# INDICE

<b>1 Motivación y objetivos</b>	<b>4</b>
1.1 Introducción	4
1.2 Motivación	4
1.3 Objetivos	5
<b>2 Estado del arte</b>	<b>6</b>
2.1 Introducción	6
2.2 Formación Pampeano	6
2.2.1 Antecedentes	6
2.2.2 Origen	6
2.2.3 Deposición y procesos inducidos	7
2.2.4 Cementación	8
2.2.5 Estratigrafía	9
2.2.6 Características físicas	9
2.2.7 Comportamiento mecánico	12
2.2.8 Comportamiento hidráulico	15
2.3 Suelos parcialmente saturados	16
2.3.1 Introducción	16
2.3.2 Antecedentes	16
2.3.3 Conceptos generales	17
2.3.4 Propiedades índice	18
2.3.5 Succión	19
2.3.6 Métodos para medir la succión	20
2.3.7 Procedimiento del método de papel de filtro	21
2.3.8 Curva de retención	22
2.3.9 Curva de contracción	25
2.4 Resistencia al corte	26
2.4.1 Conceptos generales	26
2.4.2 Resistencia al corte en suelos saturados	27
2.4.3 Resistencia al corte en suelos parcialmente saturados	28
2.5 Comportamiento hidráulico	30
2.5.1 Leyes de flujo	30
2.5.2 Conductividad hidráulica	31
2.6 Estructuración de las partículas	33
2.6.1 Asociaciones entre partículas	33
2.6.2 Escalas de estructuración	34
2.6.3 Influencia de la historia tensional en el comportamiento mecánico	35
2.6.4 Cohesión aparente y verdadera	37
2.6.5 Superficie de Rendulic	39
2.7 Curvas de compresión intrínseca y de sedimentación natural en arcillas	39
<b>3 Modelos constitutivos</b>	<b>43</b>
3.1 Introducción	43
3.2 Conceptos generales	43
3.3 Bases de la teoría de la plasticidad	44
3.4 Comportamiento elástico	44
3.5 Comportamiento plástico	45
3.5.1 Función de fluencia	45
3.5.2 Regla de flujo	46
3.5.3 Ley de endurecimiento	46
3.6 Modelo Hardening Soil Model	48
3.7 Relación hiperbólica	48
3.8 Superficies de fluencia y endurecimiento isotrópico	49
3.9 Modelo HSsmall	51
3.9.1 Rigidez a baja deformación	52
3.10 HSsmall frente a cargas cíclicas	53
3.10.1 Parámetros del modelo	54

3.11	Modelo OC-clay . . . . .	55
3.11.1	Formulación del estado de endurecimiento . . . . .	56
3.11.2	Regla de endurecimiento . . . . .	57
<b>4</b>	<b>Programa experimental . . . . .</b>	<b>59</b>
4.1	Introducción . . . . .	59
4.2	Material de estudio . . . . .	59
4.3	Acondicionamiento de equipos . . . . .	61
4.4	Metodología de los ensayos . . . . .	62
4.4.1	Normativa . . . . .	62
4.4.2	Procedimiento de desestructuración . . . . .	62
4.4.3	Determinación de la curva de retención . . . . .	64
4.4.4	Determinación curva de contracción . . . . .	65
4.5	Caracterización física . . . . .	66
4.6	Caracterización hidráulica . . . . .	67
4.6.1	Curva de retención . . . . .	67
4.6.2	Curva de contracción . . . . .	69
4.7	Ensayos de caracterización mecánica . . . . .	71
4.7.1	Ensayos edométricos . . . . .	71
4.7.2	Ensayos triaxiales . . . . .	72
<b>5</b>	<b>Análisis y discusión de resultados . . . . .</b>	<b>78</b>
5.1	Introducción . . . . .	78
5.2	Caracterización física . . . . .	78
5.3	Caracterización hidráulica . . . . .	79
5.3.1	Curvas de contracción . . . . .	79
5.3.2	Curvas de retención . . . . .	81
5.3.3	Función de conductividad hidráulica . . . . .	88
5.4	Caracterización mecánica . . . . .	89
5.4.1	Ensayos edométricos . . . . .	89
5.4.2	Ensayos triaxiales . . . . .	93
<b>6</b>	<b>Caso de aplicación: excavación cercana a edificio existente . . . . .</b>	<b>101</b>
6.1	Introducción . . . . .	101
6.2	Diseño y construcción de la obra de estudio . . . . .	101
6.3	Modelación numérica e interacción terreno-edificio . . . . .	107
6.3.1	Mallado . . . . .	107
6.3.2	Calibración de modelos de material . . . . .	108
6.3.3	Modelación de los estratos superiores en condición no saturada . . . . .	112
6.3.4	Modelación del procedimiento constructivo . . . . .	113
6.4	Resultados . . . . .	117
<b>7</b>	<b>Conclusiones . . . . .</b>	<b>128</b>
<b>8</b>	<b>Referencias . . . . .</b>	<b>129</b>
<b>A</b>	<b>Procedimiento para la determinación de la curva de retención . . . . .</b>	<b>133</b>
<b>B</b>	<b>Procedimiento para la determinación de la curva de contracción . . . . .</b>	<b>136</b>
<b>C</b>	<b>Primer informe triaxial - Muestras remoldeadas . . . . .</b>	<b>138</b>
<b>D</b>	<b>Segundo informe triaxial - Muestras inalteradas . . . . .</b>	<b>143</b>
<b>E</b>	<b>Código I: Captura de fotos para el ensayo edométrico . . . . .</b>	<b>147</b>
<b>F</b>	<b>Código II: Captura de fotos para el ensayo de contracción . . . . .</b>	<b>149</b>
<b>G</b>	<b>Código III: Parametrización de curva de retención por varios autores . . . . .</b>	<b>150</b>

---

<b>H Informe de avance I - El equipo triaxial</b> . . . . .	<b>161</b>
<b>I Informe de avance II - El estado remoldeado</b> . . . . .	<b>169</b>

# 1. Motivación y objetivos

## 1.1. Introducción

En este trabajo se estudia la influencia de la estructuración interna de las partículas de suelo en el comportamiento mecánico y el comportamiento no saturado de la formación Pampeano en su zona superior. Este trabajo es parte de una línea de investigación que está desarrollando el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la FIUBA para caracterizar el comportamiento de la Formación Pampeano. Para estudiar la influencia de la estructura interna del material, se comparó el comportamiento de muestras extraídas del terreno obtenido en distintos ensayos de laboratorio con aquél presentado sobre muestras desestructuradas. Estas últimas representan las propiedades intrínsecas del material, y por lo tanto, aquellas propiedades independientes de los factores que modifican la disposición de las partículas en el terreno.

Posteriormente se desarrolló un modelo numérico de una obra geotécnica ya construida que presentó un procedimiento de excavación y una interacción terreno-estructura compleja. El objetivo del modelo numérico fue analizar la influencia de tres consideraciones que no fueron implementadas en los modelos utilizados para su dimensionamiento, para así determinar cuáles de ellas y qué tanto influyen en los resultados estimados. Las consideraciones analizadas fueron: i) la representación de la interacción terreno-estructura de una manera más precisa, ii) la calibración de nuevos modelos de materiales utilizando los resultados de los ensayos realizados y iii) la implementación de la mecánica de suelos parcialmente saturada.

En el capítulo 2 se introduce el estado actual de los conocimientos de la mecánica de suelos saturada, la mecánica de suelos parcialmente saturada y la formación Pampeano.

En el capítulo 3 se desarrollan las principales características de los modelos constitutivos elasto-plásticos utilizados en el caso de aplicación. Estos modelos son los denominados *HSsmall* y *OCclay*.

En el capítulo 4 se presentan los ensayos, sus resultados y los procedimientos que fueron llevados a cabo en el laboratorio de mecánica de suelos para representar el material en su condición estructurada y desestructurada.

En el capítulo 5 se discuten los resultados obtenidos de los ensayos realizados y se analiza la diferencia entre el comportamiento encontrado en las muestras estructuradas y las muestras desestructuradas.

En el capítulo 6 se presenta el caso de aplicación realizado, junto con las características principales de la obra geotécnica analizada y los resultados de las consideraciones implementadas en la modelación numérica.

Por último, en el Capítulo 7 se exponen las conclusiones del proyecto de investigación y del caso de aplicación.

## 1.2. 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, tales como redes de subterráneos, túneles de paso bajo nivel o canalizaciones de arroyos. A estas obras de gran magnitud se suman las numerosas excavaciones realizadas 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.

Gran parte de la formación Pampeano se encuentra por encima del nivel freático en condición parcialmente saturada. En esta zona, el comportamiento mecánico e hidráulico es regido por la mecánica de suelos parcialmente saturada, la cual no ha sido estudiada en profundidad para los suelos de la Ciudad de Buenos Aires, y por lo tanto, este comportamiento no suele implementarse. En contraposición, se suele considerar que el material por encima del nivel freático se encuentra saturado, despreciando así cambios en el comportamiento, tales como el incremento de resistencia generado por la succión o el cambio volumétrico frente a variaciones de humedad. La implementación de la mecánica de suelos parcialmente saturada en las obras de ingeniería geotécnica temporarias podría reducir los tiempos y costos de ejecución.

### 1.3. Objetivos

Los objetivos de este proyecto de investigación son:

- Analizar la influencia de la estructuración interna del suelo producida por la historia tensional, la cementación y la disposiciones especiales de las partículas de suelo en el comportamiento mecánico y el comportamiento no saturado de la formación Pampeano.
- Determinar cómo influyen distintas consideraciones, que no suelen implementarse en la industria, en la predicción del campo de tensiones y deformaciones generado por una modelación numérica. Estas consideraciones son: i) la representación de la interacción terreno-estructura de una manera muy precisa, la calibración del comportamiento mecánico del material según los ensayos realizados y iii) la implementación de la mecánica de suelos parcialmente saturada.



## 2. Estado del arte

### 2.1. Introducción

En esta sección se explican los conceptos teóricos básicos de la mecánica de suelos saturada y parcialmente saturada sobre los cuales se basa el análisis y la discusión de los resultados de los ensayos presentados en la sección 4. Se profundiza especialmente en el comportamiento mecánico e hidráulico y la influencia de la estructuración interna del suelo sobre ellos. Por otro lado, se presenta una breve descripción de la formación Pampeano que incluye su origen y deposición, su estratigrafía y características típicas y su comportamiento hidráulico y mecánico.

### 2.2. Formación Pampeano

La Formación Pampeano consiste en un grupo de suelos que se ubican en la región Pampeana de la República Argentina. Esta formación se compone de un loess que fue depositado durante el Pleistoceno, cuyas principales características fueron fuertemente influenciadas por el ambiente fluvial de la zona.[50][25][58] Sus comportamientos mecánico e hidráulico son muy variables en su extensión y esto se encuentra asociado a los diferentes procesos físicos y químicos que actuaron a distintas profundidades desde su concepción. [11][12][21]

#### 2.2.1. Antecedentes

Las primeras publicaciones geotécnicas sobre el comportamiento de la Formación Pampeano son de Bolognesi y Moretto[12][11], y Trevisán y Mauriño [71]. La primera descripción ordenada de la geología regional es de Fidalgo y colaboradores[25]. Las primeras caracterizaciones geomecánicas modernas, que incluyeron parámetros de diseño basados en extensas campañas de medición, fueron producidas por Núñez [50] y Núñez y Micucci [48]. Otras contribuciones significativas son Moretto [44], Bolognesi y Vardé [10], Núñez y Trevisán [49], Sfriso [64][65][66] y Sfriso y Codevilla [21].

En esta casa de estudios Sagües [60], Quaglia [56], Quintela [57] y Serigos [63] analizaron el comportamiento mecánico de esta formación, mientras que Sterin, Morandi y Brusa [16] se enfocaron en su comportamiento parcialmente saturado.

#### 2.2.2. Origen

La Formación Pampeano está constituida por un conjunto de capas sedimentarias loésicas depositadas durante el Pleistoceno [25]. 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. La Figura 2.1 muestra la distribución de los depósitos loésicos en la República Argentina.

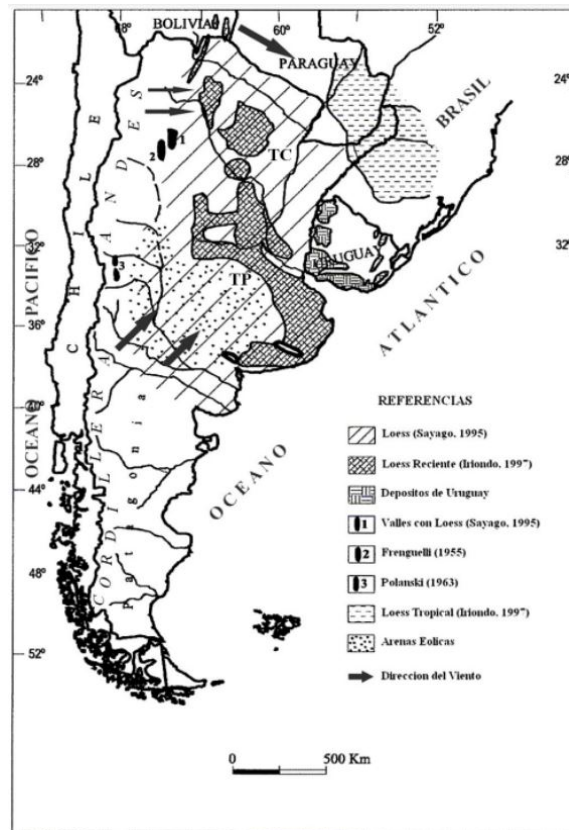


Figura 2.1: Distribución de loess en la República Argentina.[58]

Las partículas que conforman esas capas sedimentarias son mayormente de origen volcánico, principalmente andesitas y basaltos provenientes de la zona central de la Cordillera de los Andes y de la Patagonia. En su composición también pueden encontrarse, en forma heterogénea, partículas provenientes de lluvias de ceniza volcánica. Estas partículas fueron primeramente transportadas al norte de la Patagonia por distintas acciones erosivas de glaciaciones y lluvias. Posteriormente la erosión eólica retransportó el material que se redepositó en la zona central del país, y particularmente, en la Ciudad de Buenos Aires.

**2.2.3. Deposición y procesos inducidos**

La Formación Pampeano se puede dividir en dos zonas en función del tipo y forma de deposición de las partículas de suelo (Figura 2.2). A su vez, estas zonas presentan una fuerte preconsolidación por desecación de las partículas asociado a dos diferentes fenómenos; el descenso de las aguas durante las glaciaciones y las sequías recurrentes.

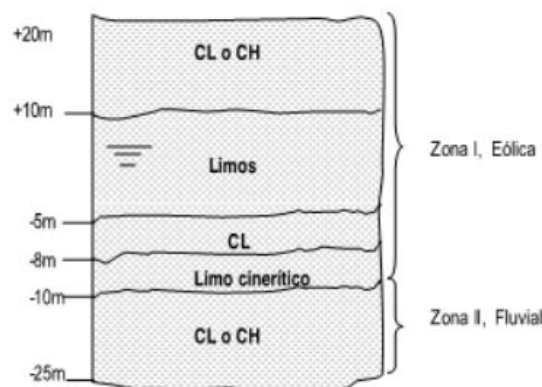
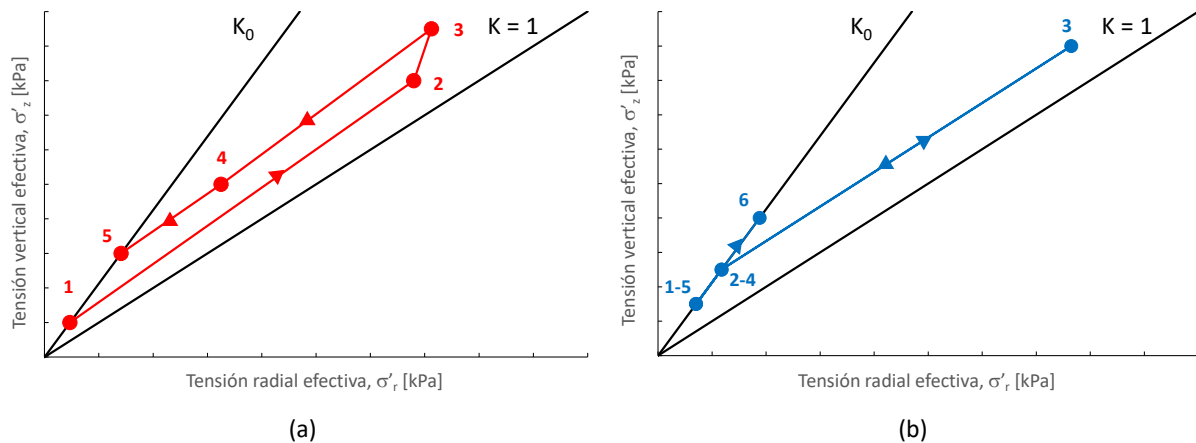


Figura 2.2: Zonificación del Pampeano. [11]

Una zona inferior (Zona II) que corresponde al tercio inferior del estrato en el cual las partículas, mayormente de cuarzo y en menor medida montmorillonita y caolinita, fueron depositadas fluvialmente sobre las arenas del Plioceno. El proceso de consolidación se encuentra esquematizado en la figura 2.3-b. A una profundidad dada, la presión efectiva vertical,  $\sigma'_z$ , corresponde al peso de suelo sumergido por encima de la profundidad en consideración (1). Al producirse el descenso de las aguas asociado al período de glaciaciones, la presión efectiva vertical se incrementa, al principio levemente, considerando que la profundidad de análisis se encuentra aún saturada (2). Luego comenzará a desecarse, pasando a un estado parcialmente saturado e incrementando drásticamente la presión efectiva vertical, producto del fenómeno de succión (3). Al ascender el agua nuevamente, la succión es eliminada y el estado tensional vuelve al inicial (4) y (5). Finalmente, los depósitos que se han producido con posterioridad conducen a presiones efectivas verticales más altas (6).



**Figura 2.3: Procesos de desecación asociados a la zona I (caso a) y a la zona II (caso b). [11]**

Por otro lado, la zona superior (Zona I) se formó por la acción eólica que transportó y depositó las partículas de suelo, de illita y plagioclasa, en un ambiente fluvial y que subsecuentemente fueron redepositadas por el agua. Esta zona fue sometida a una alternancia entre redeposición de partículas, disecación y humidificación que generaron sucesivas capas de poco espesor preconsolidadas, fisuradas y con incrustaciones de carbonato de calcio y óxido de magnesio. La figura 2.3-a esquematiza este proceso de desecación. El agua transporta el loess redepositándolo en pequeñas capas sobre las depresiones propias del relieve del suelo o producidas por el viento (1). Esta capa de suelo se deseca y, producto de la succión, la tensión efectiva vertical se incrementa drásticamente (2). Una nueva capa de suelo es colocada por encima de este, producto del transporte eólico y de la consecuente redeposición por períodos de lluvias, que incrementa levemente la presión efectiva vertical de la capa inferior (3). Este proceso se repite en las sucesivas capas depositadas.

Esta situación de máxima succión se produce bajo condiciones climáticas particulares, y que en la situación actual, en general, el estado de tensiones corresponderá a una succión que puede ser menor (4), o incluso nula en el caso de que el depósito eólico haya quedado por debajo del nivel freático (5).

#### 2.2.4. Cementación

Durante la sedimentación del material, el carbonato de calcio presente en el agua y las sales del suelo se precipitaron en forma de nódulos y como impregnación entre las partículas durante los procesos de desecación. Esto generó zonas cementadas de alta resistencia y de forma irregular, formando lo que se conoce comúnmente como tosca [11][50]. Se reconocen tres grados de cementación:

- En forma de nódulos aislados en una matriz preconsolidada no cementada;
- En forma de una matriz de cementación intermedia con algunos nódulos fuertemente cementados;
- En forma de una matriz medianamente cementada con inclusiones grandes y muy resistentes asociados a la precipitación del carbonato de calcio. Estas inclusiones presentan bordes muy nítidos en los que se observa un salto importante de las propiedades mecánicas respecto de la matriz que las rodea. [50]

### 2.2.5. Estratigrafía

En el centro de la Ciudad de Buenos Aires, el Pampeano alcanza aproximadamente 40 m de espesor. Estos suelos presentan una gran competencia mecánica en obras de fundación y tunelería, y constituyen un excelente material de construcción para terraplenes y rellenos[50].

El perfil geotécnico típico de la ciudad de Buenos Aires puede sintetizarse como sigue[21]:

- Relleno superficial (del nivel de terreno natural a 1 m/3 m), formado por arcillas de baja plasticidad medianamente compactadas, descomprimidas.
- Pampeano superior (de 1 m/3 m a 8 m/12 m), formado por limos y arcillas de mediana plasticidad compactos con nódulos calcáreos en matriz pobremente cementada.
- Pampeano medio (de 8 m/12 m a 25 m/30 m), formado por limos y arcillas de mediana plasticidad duros, con matriz mediana a fuertemente cementada, fisurados.
- Pampeano inferior (de 25 m/30 m a 36 m/40 m), formado por arcillas de mediana y alta plasticidad compactas, pobremente cementadas, fisuradas y probablemente cizalladas.
- Formación Puelchense, formado por arenas síliceas limpias, densas a muy densas.
- Formación Paranaense, formado por arcillas limosas y limos arcillosos de elevada plasticidad de color gris o azulados, muy rígidas y, en general, normalmente consolidadas.

La figura 2.4 muestra los estratos más importantes del centro de la ciudad de Buenos Aires. En la ribera del río se puede encontrar un estrato adicional, conocido como Formación Postpampeano. Este corresponde a un depósito colocado en el Holoceno, compuesto por arcillas y limos arenosos de origen fluvial y arcillas de alta plasticidad de origen marítimo.[50]

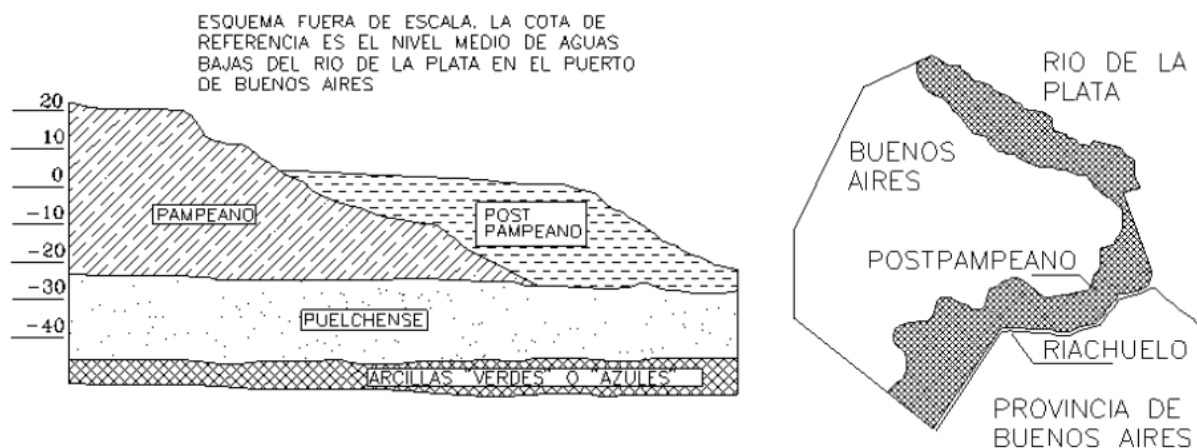


Figura 2.4: Esquema simplificado de los suelos de la Ciudad de Buenos Aires[50].

### 2.2.6. Características físicas

La caracterización física de esta formación corresponde a la de un loess redepositado. La Figura 2.5 muestra la comparación entre el loess depositado y el loess modificado realizado por Bolognesi y Moretto [12] sobre la carta de plasticidad de Casagrande. Ambos tipos de suelos se ubican sobre la línea A, pudiendo ser clasificados como ML, MH, CL o CH.

La redeposición del loess primario genera un incremento en el límite líquido y un aumento en la relación de vacíos. Para los loess primarios, éste último se encuentra entre 0,8 a 1,15, mientras que en los loess secundarios es menor a 0,8 [12]. La Tabla 2.1 muestra las propiedades físicas de muestras típicas de los suelos pertenecientes a la zona I y zona II. las Figuras 2.6 y 2.7 muestran sobre la carta de plasticidad de Casagrande los valores del límite líquido e índice de plasticidad asociados a muestras de la zona I y II.

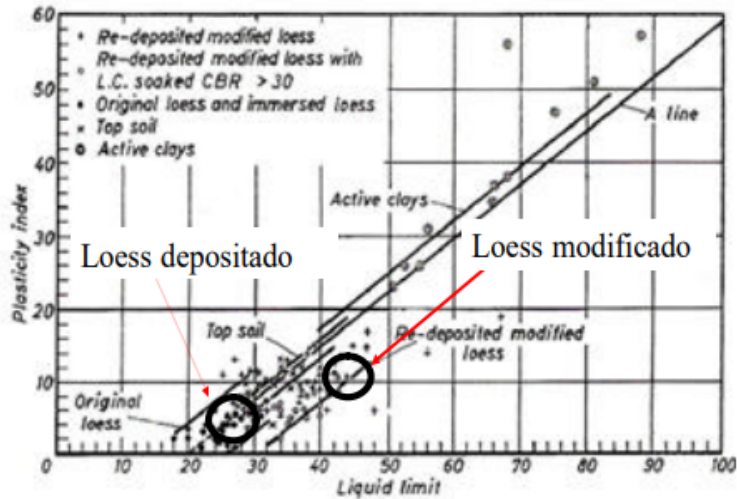


Figura 2.5: Carta de plasticidad con variación de las propiedades índices del Loess primario y secundario [11].

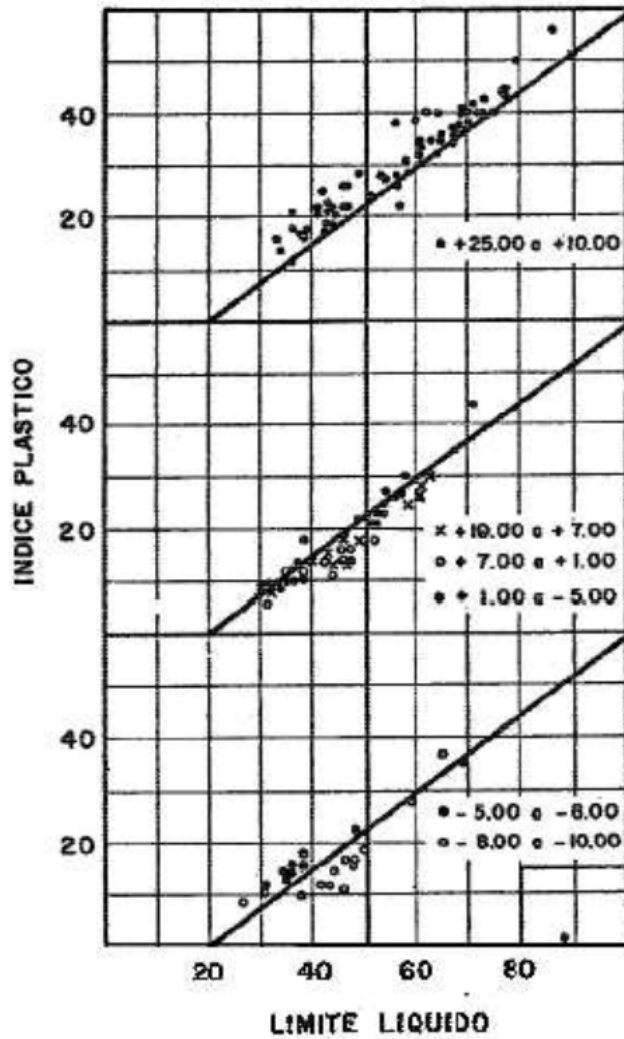


Figura 2.6: Carta de plasticidad con los suelos pertenecientes a la zona I [11].

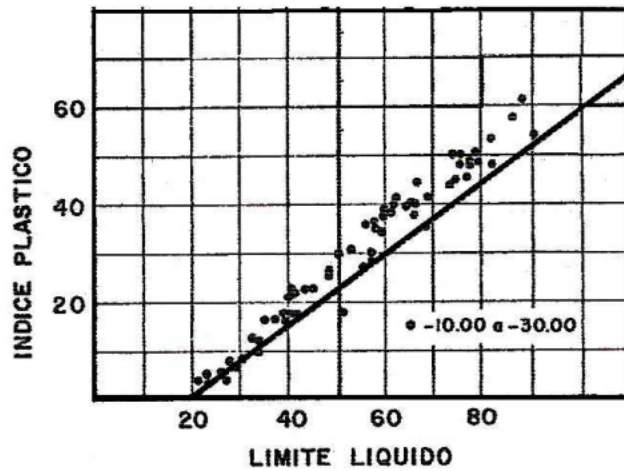


Figura 2.7: Carta de plasticidad con los suelos pertenecientes a la zona II [11].

Tabla 2.1: Propiedades físicas de muestras típicas de suelos de las zonas eólica y fluvial [11].

Zona	Profundidad m	Cota m	$e_0$	$\omega$ %	LL %	LP %	IP %	$\gamma_s$ $kN/m^3$	$\gamma_h$ $kN/m^3$
Ia	10.16	15.00	0.848	32.0	67.0	30.0	37.0	25.98	18.53
Ia	12.16	13.00	0.888	33.5	67.0	31.5	35.5	25.98	18.33
Ib	20.00	5.16	0.826	31.4	41.3	27.8	13.5	25.78	18.53
Ib	27.20	-2.04	0.848	32.0	51.0	30.0	21.0	25.98	18.53
Ic	32.70	-7.54	1.180	44.5	69.0	33.5	35.5	25.98	17.25
II	39.05	-13.89	0.860	32.5	88.0	27.0	61.0	26.47	18.63
II	49.70	-24.54	0.888	33.5	48.5	22.0	26.5	25.98	18.33
II	53.75	-28.59	1.000	37.0	64.5	24.5	40.0	26.47	18.09

La Figura 2.8 muestra la granulometría realizada por Brusa, Morandi y Sterin [16] sobre una muestra extraída a 12 metros de profundidad en el norte de la Ciudad de Buenos Aires.

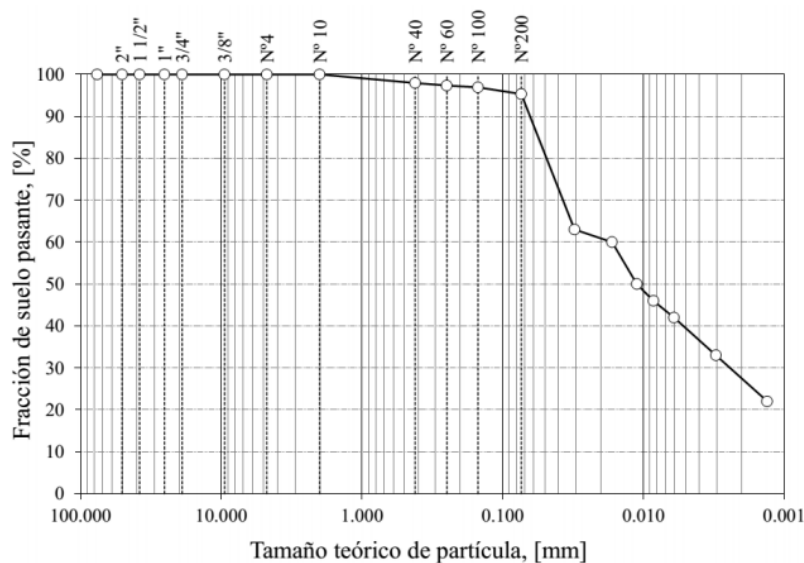


Figura 2.8: Granulometría realizada por Brusa, Morandi y Sterin sobre la Formación Pampeano[16].

### 2.2.7. Comportamiento mecánico

La Formación Pampeano es un suelo de elevada competencia mecánica y generalmente se lo encuentra en estado compacto a muy duro. Con excepción de los primeros metros, la resistencia a la penetración es  $N_{SPT} > 20$ , con algunas zonas cementadas, en donde su comportamiento es más parecido al de una roca débil con valores de  $N_{SPT} > 50$  [50]. Su resistencia a corte es variable en función del contenido de carbonato de calcio [12]. En zonas donde la cementación es importante, para una presión de confinamiento de  $\sigma_c = 100 \text{ kPa}$ , la resistencia al corte alcanza valores de  $\tau = 1000 - 2000 \text{ kPa}$ . En zonas en las cuales la cementación no es tan importante, esta resistencia baja a  $\tau = 500 - 1000 \text{ kPa}$  y en aquellas zonas que prácticamente no presentan cementación, la resistencia al corte se reduce a aproximadamente  $\tau = 200 \text{ kPa}$ . A causa de la erradicidad de la cementación, no es extraño obtener valores de cohesión efectiva entre  $c' = 0 - 50 \text{ kPa}$ . Estos suelos, al estar altamente preconsolidados, suelen tener un ángulo de dilatación que ronda los  $\psi = 0 - 5^\circ$ . La tabla 2.2 resume los rangos de los principales parámetros mecánicos para las diferentes zonas de la formación.

**Tabla 2.2: Parámetros mecánicos del Pampeano [74].**

Descripción	Símbolo	Unidad	Pampeano superior	Pampeano medio	Pampeano inferior
Peso unitario húmedo	$\gamma$	$kN/m^3$	19,0 20,0	19,0 20,5	19,0
Ángulo de fricción interna pico	$\phi'$	$^\circ$	29 31	32 34	29 32
Cohesión efectiva	$c'$	$kPa$	5 25	35 50	10 25
Ángulo de dilatación	$\psi$	$^\circ$	2 4	4 6	1 3
Módulo de corte	$G_0^{ref}$	$MPa$	200 300	300 450	220 300
Umbral de distorsión	$\gamma_{0,7}$	—	$10^{-4}$	$10^{-4}$	$10^{-4}$
Módulo de rigidez en descarga-recarga	$E_{ur}^{ref}$	$MPa$	120 180	200 320	140 200
Módulo de rigidez secante	$E_{50}^{ref}$	$MPa$	40 60	80 110	60 75
Módulo de rigidez edométrico	$E_{oed}^{ref}$	$MPa$	40 60	80 110	60 75
Exponente de tensiones	$m$	—	0,3 0,5	0,3 0,5	0,3 0,5
Relación de Poisson	$\nu$	—	0,20	0,20	0,20
Presión de preconsolidación	$POP$	$kPa$	600 900	1200 1800	800 1200
Coefficiente de reacción horizontal en reposo	$K_0$	—	0,6 0,7	0,7 0,8	0,6 0,7

La Figura 2.9 muestra dos ensayos triaxiales en condición UU sobre testigos de 5'' de diámetro extraídos con sacamuestras Denison. Se aplicaron dos escalones de carga sobre la misma muestra, con presiones de cámara entre 300 y 600  $kPa$ .

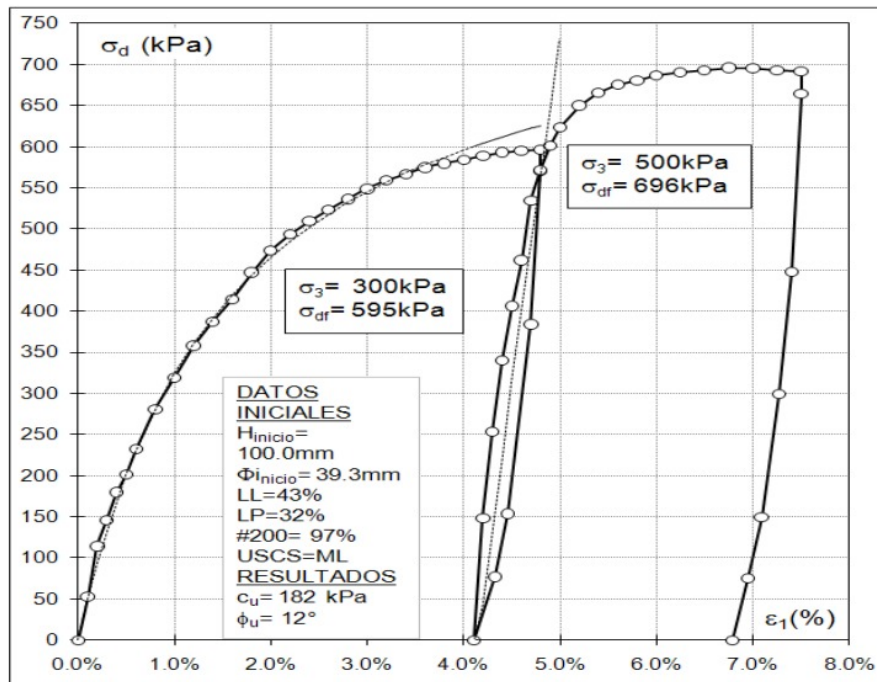
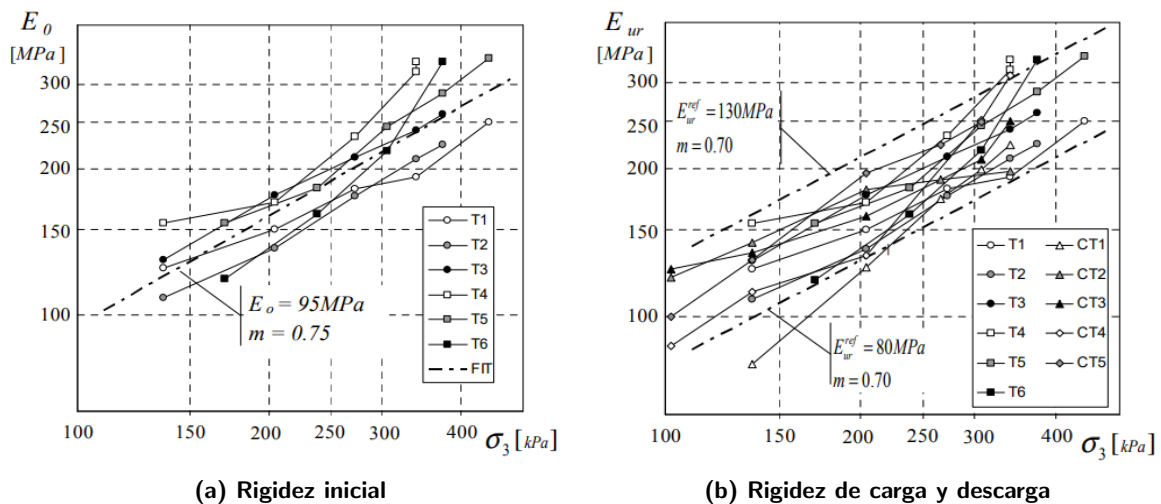


Figura 2.9: Ensayos triaxiales no consolidados no drenados - prof 9 m - 10 m[21]

Se realizaron distintos proyectos de investigación sobre esta formación previamente en esta casa de estudios. Quaglia [56] analizó la variación del módulo de rigidez inicial,  $E_0$ , y el módulo de rigidez de carga y descarga,  $E_{ur}$ , con la presión de confinamiento. La Figura 2.10 muestra la variación obtenida sobre distintas muestras extraídas del Pampeano medio. Por otro lado, Quintela [57] analizó el comportamiento frente a la consolidación inicial sobre muestras inalteradas extraídas a 20 m de profundidad. La Figura 2.11 muestra los resultados de los ensayos de consolidación realizados.



(a) Rigidez inicial

(b) Rigidez de carga y descarga

Figura 2.10: Variación de la rigidez inicial y la rigidez en carga y descarga en función de la presión de confinamiento sobre muestras del Pampeano medio[56].



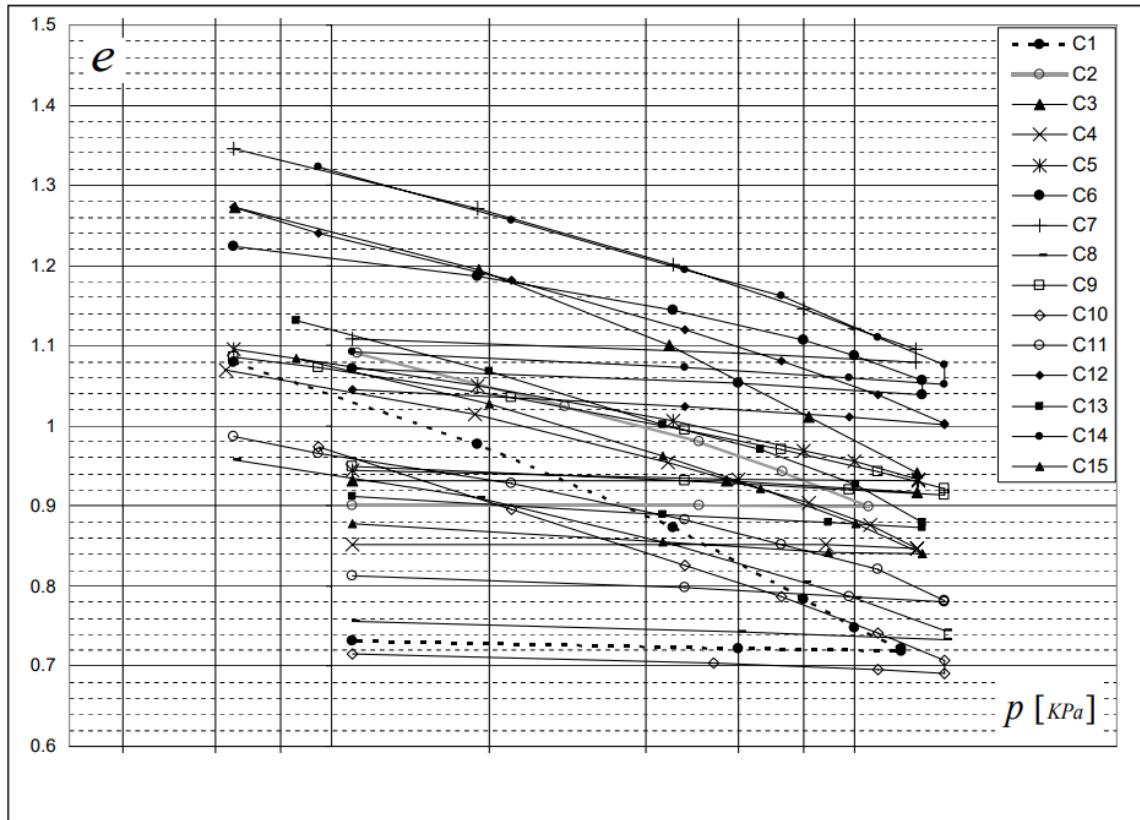
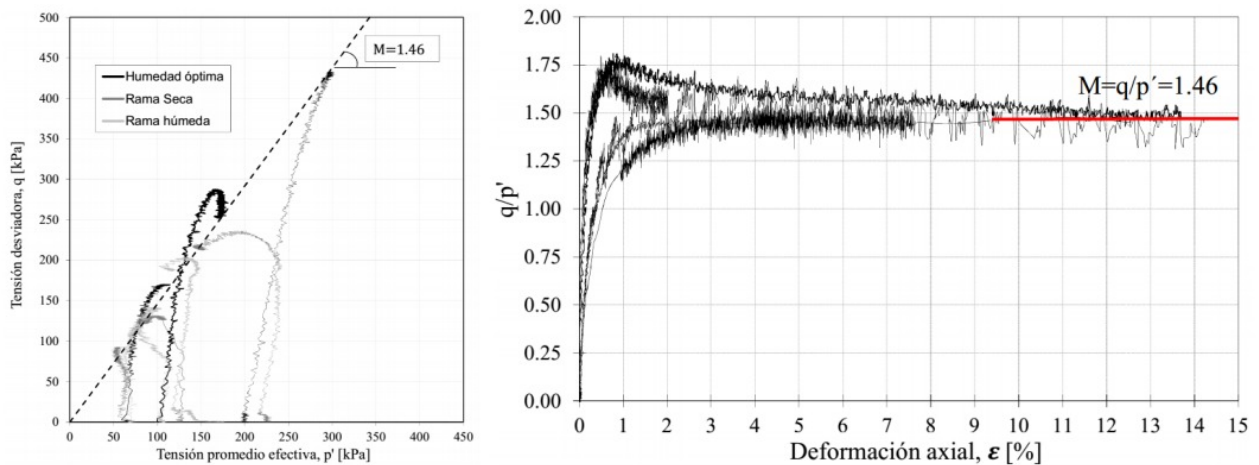


Figura 2.11: Resultados de ensayos de consolidación unidimensional sobre muestras extraídas a una profundidad de 20 metros[57]

Brusa, Morandi y Sterin [16] analizaron el comportamiento mecánico sobre muestras compactadas y sometidas a procedimientos de saturación parcial. La Figura 2.12 muestra las trayectorias de tensiones de ensayos triaxiales CIUC sobre muestras de la Formación Pampeano que fueron sometidas previamente a distintos procedimientos de cambio de humedad. La Figura 2.13 muestra el incremento de la resistencia al corte obtenida de ensayos de compresión unidimensional sobre muestras compactadas en función de la succión mátrica.



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

Figura 2.12: Ensayos triaxiales CIUC sobre muestras compactadas de la Formación Pampeano y sometidos a distintos procedimientos de cambio de humedad [16].

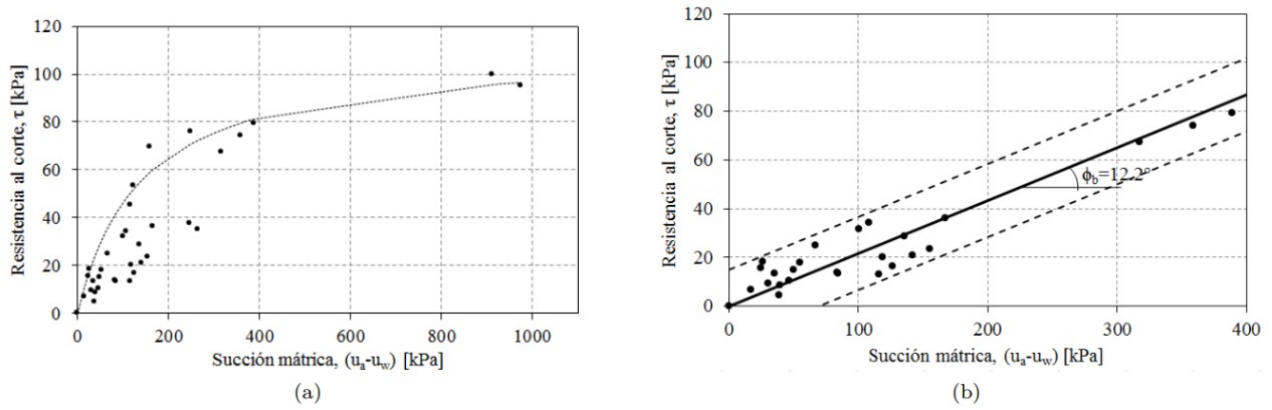


Figura 2.13: Resistencia al corte en función de la succión mátrica [16].

2.2.8. Comportamiento hidráulico

A pesar de que la Formación Pampeano clasifica como limo o arcilla de mediana plasticidad, su conductividad hidráulica promedio es similar a la de una arena fina[50]. Su comportamiento hidráulico se ve fuertemente influenciado por su estado de fisuración. En la Tabla 2.3 se presentan los resultados de tres ensayos de bombeo convencionales ubicados en el norte de la Ciudad de Buenos Aires.

Tabla 2.3: Resultados de ensayos de bombeo [21].

Ensayo	Q <i>m</i> <sup>3</sup> / <i>s</i>	R <i>m</i>	k <i>m/s</i>
Jaramillo y V. Obligado	4.6	35	2.36x10 <sup>-5</sup>
La Pampa 2567	3.6	126	7.30x10 <sup>-5</sup>
Triunvirato 5150	4.3	63	1.63x10 <sup>-5</sup>

Brusa, Morandi y Sterin [16] determinaron distintas curvas de retención asociadas a muestras de la Formación Pampeano compactadas con un determinado peso específico seco,  $\gamma_d$  (Figura 2.14). A partir de ellas estimó la variación de la conductividad hidráulica relativa en función de la succión mátrica y la comparó con valores medidos dentro de una columna de suelo compactado.

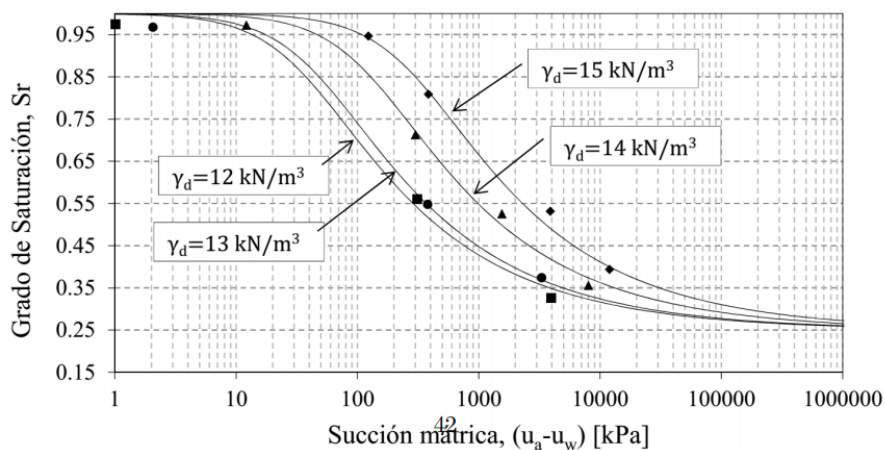
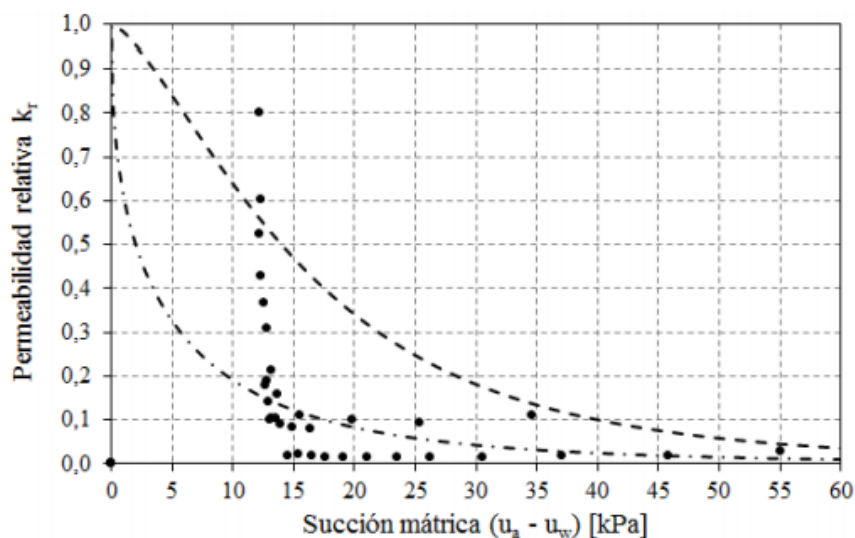


Figura 2.14: Curvas de retención sobre muestras compactadas de la Formación Pampeano[16].



**Figura 2.15: Conductividad hidráulica relativa en función de la succión mátrica sobre muestras compactadas de la Formación Pampeano[16].**

## 2.3. Suelos parcialmente saturados

### 2.3.1. Introducción

En la mecánica de suelos clásica se asume que el suelo se encuentra completamente saturado. Sin embargo, cualquier suelo cercano a la superficie puede estar sujeto a un estado parcialmente saturado producido por la evaporación del agua desde la superficie o la evapotranspiración generada por la cubierta vegetativa. [27]

Actualmente, el comportamiento de los suelos parcialmente saturados es una rama activa de la geotecnia. Su estudio implica una formulación compleja, la cual considera en conjunto la presencia del aire y el agua en los poros del suelo. En contraposición, la mecánica de suelos clásica brinda formulaciones conservadoras y más sencillas al considerar sólo dos fases: suelo y agua. Sin embargo, en la actividad profesional se presentan situaciones en donde el comportamiento saturado no puede asumirse, como por ejemplo al contemplar los cambios volumétricos asociados al cambio de humedad que ocurren principalmente en los suelos expansibles y colapsables o al analizar el flujo que ocurre a través de un suelo compactado. Conocer el comportamiento de los suelos frente a esta condición permitirá optimizar los recursos en diferentes obras y acelerar los tiempos de ejecución, logrando así costos de construcción menores.

### 2.3.2. Antecedentes

Hogentogler y Barber [34], Terzaghi [70], Lane y Washburn [38], entre otros comienzan a investigar el flujo capilar sobre distintos tipos de suelos parcialmente saturados. La profundización de los conceptos de la mecánica y los cambios de volumen asociados a estos suelos comienza a realizarse a partir la década del 50 por parte de Bishop [8][9], Aitchison [1] y Williams [75]. Esta investigación culminó en la proposición de diversas ecuaciones en términos de tensiones efectivas para los suelos parcialmente saturados. Durante las siguientes décadas, Coleman [22], Matyas y Radhakrishna [41] y Fredlund y Morgenstern [26] comenzaron a reemplazar el uso de una ecuación que involucraba una única tensión efectiva por dos estados tensionales independientes asociados al estado saturado y parcialmente saturado.

En esta casa de estudios se realizaron distintos proyectos de investigación que involucran el análisis de suelos en condición de saturación parcial. entre ellos se puede destacar el trabajo realizado por Brusa, Morandi y Sterin [16] que investigaron este comportamiento en la formación Pampeano y Fernandez [24], Casagrande [20] y Pileggi [53] que analizaron este comportamiento sobre muestras compuestas de arena, arcilla altamente expansiva y polímeros en distintas proporciones.

### 2.3.3. Conceptos generales

Un suelo parcialmente saturado es comúnmente definido como aquél que posee tres fases: sólidos, agua y aire. Sin embargo, debería definirse de una mejor manera reconociendo la existencia de una cuarta fase; la interfaz entre el aire y el agua. [27] La figura 2.16 esquematiza las 4 fases que conviven dentro de los suelos parcialmente saturados.

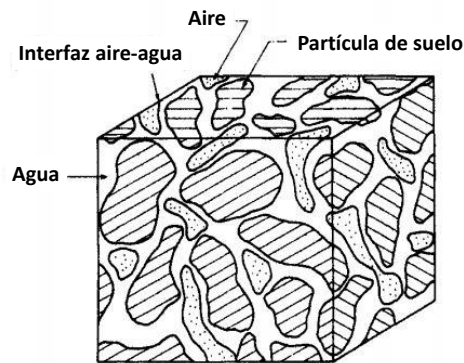


Figura 2.16: Fases de un suelo parcialmente saturado.

El clima juega un rol importante en la aparición de un suelo parcialmente saturado. El agua es removida del suelo por evaporación desde la superficie o por la evapotranspiración de la cubierta vegetativa. Estos procesos generan un flujo ascendente y una salida del agua del suelo, provocando la aparición de la fase aire dentro de este. Por otro lado, las lluvias y otras formas de precipitación proveen un flujo descendente de agua hacia el suelo disminuyendo la cantidad de aire en él. La figura 2.17 esquematiza los procesos mencionados y las presiones totales junto con las asociadas al aire y al agua. Estas últimas dependen del contenido del agua, el cual es función del proceso que esté ocurriendo en el terreno.

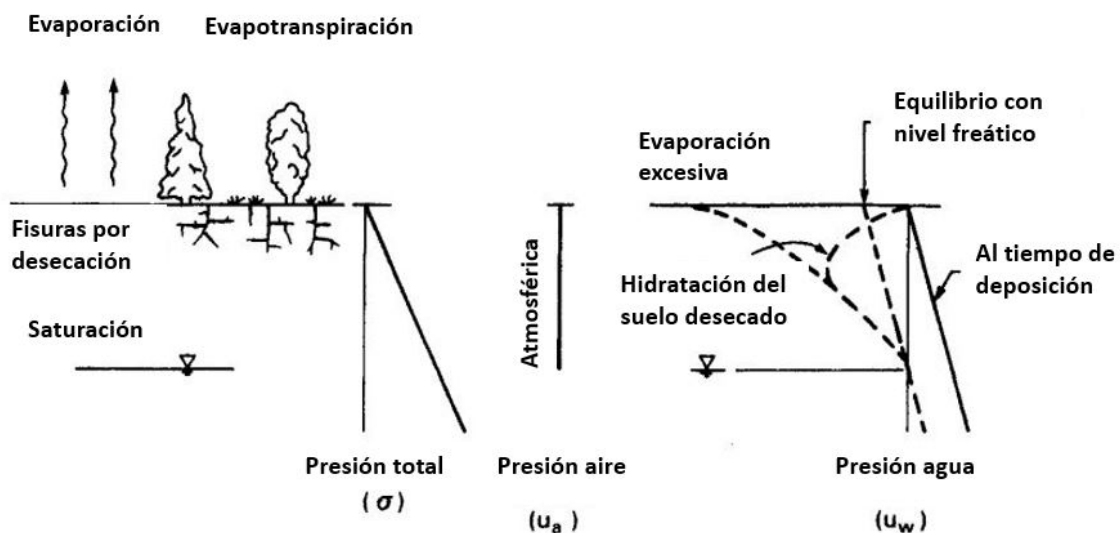


Figura 2.17: Procesos que generan una eliminación del agua en el terreno y las consecuencias en las presiones asociadas al aire y al agua.

La presencia de incluso la menor cantidad de aire conlleva a un suelo parcialmente saturado y provoca cambios en su comportamiento. Una pequeña cantidad de aire, tal como ocurre en forma de burbujas, genera que el fluido dentro de los poros sea compresible. En una mayor cantidad, aproximadamente un 15 % del volumen de vacíos, el aire desarrollará una fase continua a lo largo del suelo. En este estado, la presión de aire y la presión de agua comienzan a diferir significativamente, ocurriendo como resultado que los conceptos definidos en la mecánica de suelos saturada

clásica difieran. La figura 2.18 muestra el cambio en las presiones efectiva del terreno asociado al contenido de aire que posee.

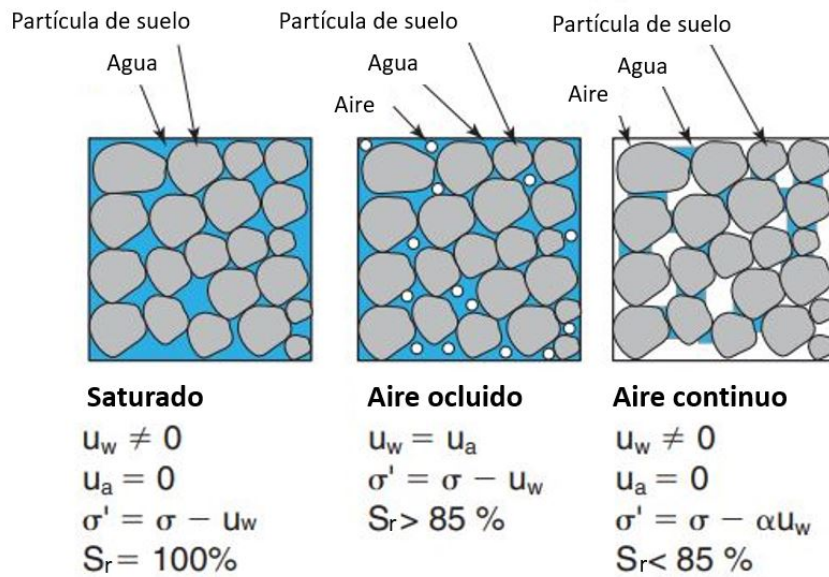


Figura 2.18: Cambio en las presiones efectivas asociado al contenido de aire.

### 2.3.4. Propiedades índice

Las propiedades índice son aquellas relaciones entre los volúmenes y masas de las distintas fases de un suelo. La Figura 2.19(a) esquematiza los volúmenes y masas de las 4 fases de un suelo parcialmente saturado. Desde el punto de vista práctico, es posible considerar que el suelo se compone de 3 fases (figura 2.19(b)) ya que la interfaz aire-agua es pequeña y su masa puede ser considerada dentro de la masa del agua. En la Tabla 2.4 se definen las distintas propiedades índice y sus rangos típicos.

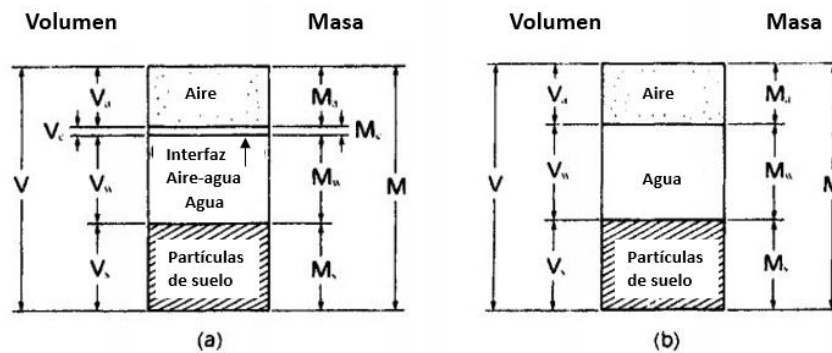


Figura 2.19: Volúmenes y masas de las distintas fases de un suelo parcialmente saturado. [27]

Tabla 2.4: Parámetros asociados al peso y volumen de las fases y valores típicos. [13]

Parametro	Simbolo	Definicion	Rango tipico
Peso unitario húmedo	$\gamma_h$	$M/V$	17-22 $kN/m^3$
Peso unitario seco	$\gamma_d$	$M_s/V$	14-18 $kN/m^3$
Peso específico de las partículas solidas	$\gamma_s$	$M_s/V_s$	25.5-27 $kN/m^3$
Peso unitario del agua	$\gamma_w$	$M_w/V_w$	9.81 $kN/m^3$
Gravedad específica	$G_s$	$\gamma_s/\gamma_w$	2.6-2.7
Humedad gravimétrica	$w$	$M_w/M_s$	10-40 %
Humedad volumétrica	$\theta_w$	$V_w/V_s$	5-30 %
Grado de saturación	$S_r$	$V_w/V_v$	50-100 %
Relación de vacíos	$e$	$V_v/V_s$	0.4-1

### 2.3.5. Succión

Desde un punto de vista termodinámico, la succión se define como la cantidad de energía libre por unidad de volumen que posee el agua que se encuentra dentro de los poros del suelo. Es una medida indirecta de la tendencia del fluido a moverse y adherirse a las partículas de suelo.

Esta succión,  $\psi$ , puede definirse como la suma de dos términos: la succión asociada al fenómeno de capilaridad y denominada succión mátrica,  $(u_a - u_w)$ , y la succión asociada al fenómeno de ósmosis y denominada succión osmótica,  $\pi$ :

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (1)$$

La Figura 2.20 esquematiza el fenómeno de capilaridad que ocurre entre dos partículas de suelo consideradas esféricas. Cuando la mayor parte del agua dentro de los poros de un suelo es removida, el agua remanente se ubica alrededor del contacto entre las partículas. Esta agua genera una succión sobre las partículas de suelo, la cual es equilibrada por la tensión superficial que ocurre en la interfaz aire-agua. La diferencia entre la presión del aire,  $u_a$ , y la succión aplicada por el agua sobre la partícula,  $u_w$  se define como succión mátrica.

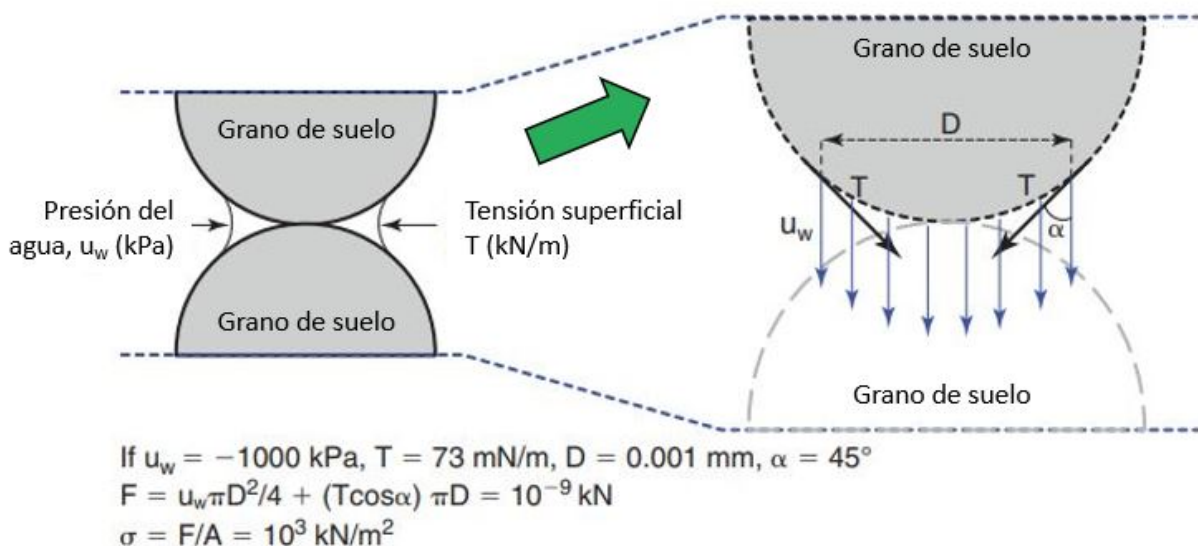


Figura 2.20: Succión mátrica en una partícula de suelo. [13]

La ósmosis es un fenómeno físico que se produce cuando dos soluciones con diferente concentración de soluto son separadas por una membrana semipermeable que sólo permite el paso del solvente. El solvente tenderá a ir desde

la solución con más concentración de soluto hacia la solución con menos concentración con el fin de equilibrarlo, y generará un incremento de succión que se denomina succión osmótica. La Figura 2.21 esquematiza el entorno de la superficie de una partícula de arcilla. La superficie de la partícula presenta una carga negativa, y ésta generará un incremento de concentración de cationes a medida que se acerca a ella. Este incremento de concentración de cationes genera que la moléculas de agua tiendan a difundirse hacia la superficie en un intento de equalizar la concentración, generando de esta forma una succión adicional sobre la partícula de suelo.

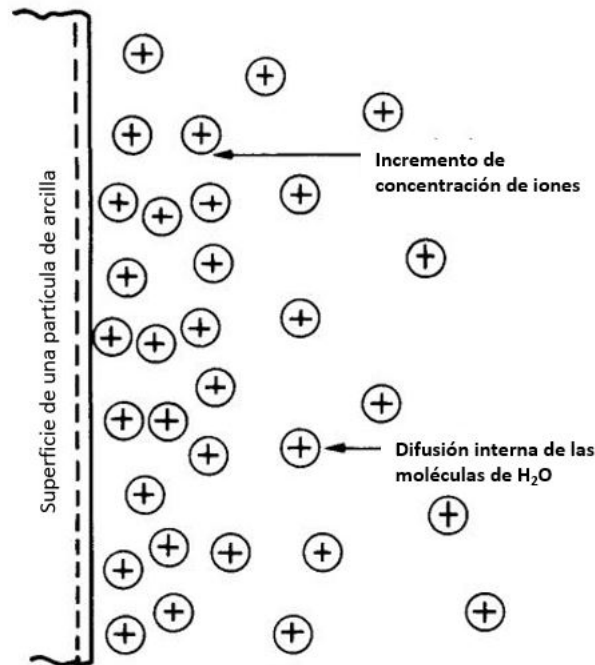


Figura 2.21: Succión asociada al fenómeno de ósmosis. [43]

### 2.3.6. Métodos para medir la succión

Existen diversos dispositivos para medir la succión total o alguna de sus componentes [27]. En la Tabla 2.5 se mencionan los métodos más conocidos, el tipo de succión medida y el rango de aplicación. Estos métodos se pueden clasificar en métodos directos y métodos indirectos. Los métodos directos son aquellos que permiten medir la presión negativa del agua de los poros, mientras que los métodos indirectos miden otra variable, como por ejemplo la humedad o la temperatura, y que puede correlacionarse con la succión. El Psicrómetro, el tensiómetro y el plato de presión son métodos directos y los métodos de papel de filtro y conductividad térmica son indirectos.

Tabla 2.5: Métodos de medición de succión. [28]

<i>Dispositivo</i>	<i>Succión medida</i>	<i>Rango [kPa]</i>	<i>Comentarios</i>
Psicrómetro	Total	100-8000	Requiere ambiente constante de temperatura
Papel filtro	Total	Todo el rango	Puede medir ambas succiones
Tensiómetro	Presión de poros negativa o cuando la presión de aire es atmosférica	0-90	Dificultades con la cavitación
Plato de presión	Mátrica	0-1500	El rango de medición depende del valor de entrada de aire
Conductividad térmica	Mátrica	0-400	Medición indirecta

### 2.3.7. Procedimiento del método de papel de filtro

El método de papel de filtro es un método indirecto para medir la succión total y succión mátrica de un suelo. Este método consiste en ubicar una muestra de suelo y 5 papeles filtro dentro de un recipiente hermético (Figura 2.22). Dos papeles filtro se ubican en la zona superior del recipiente, sin estar en contacto con la muestra, sobre un disco perforado o *O'ring*, mientras que los 3 papeles restantes se ubican por debajo de la muestra de suelo, o si es posible, entre dos muestras de suelo dentro del mismo recipiente. Estos 5 papeles cumplen diferentes funciones:

- Los dos papeles filtro superiores son utilizados para determinar, en promedio, la succión total,  $\psi$ ;
- El papel filtro intermedio ubicado en la zona inferior es utilizado para determinar la succión mátrica,  $(u_a - u_w)$ ;
- Los papeles filtros restantes ubicados en la zona inferior tienen el fin de proteger al papel filtro intermedio de cualquier contaminación con material fino de la muestra.

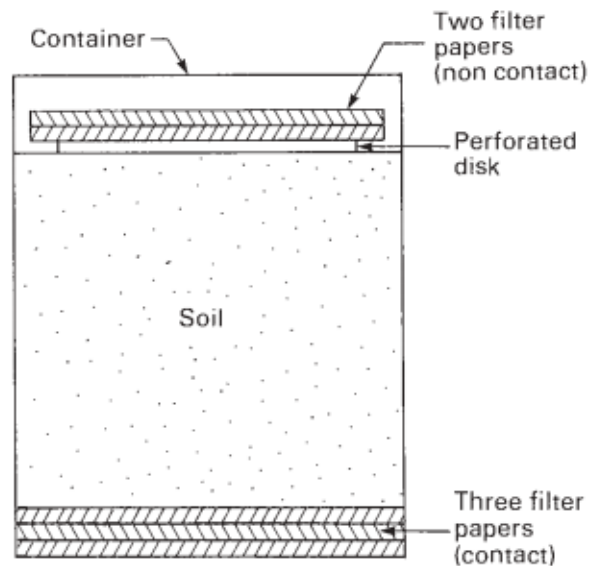


Figura 2.22: Esquema del método de papel de filtro

Una vez ubicados los papeles filtro y la muestra de suelo dentro del recipiente, se deja reposar a temperatura constante hasta alcanzar el equilibrio higrotérmico. A partir de la humedad gravimétrica de los papeles seleccionados,  $w_f$ , es posible determinar la succión total y mátrica mediante una curva de calibración. Esta curva es calibrada por diversos autores para un determinado tipo de papel filtro. La Figura 2.23 muestra las distintas curvas propuestas para los papeles usualmente utilizados en este método.



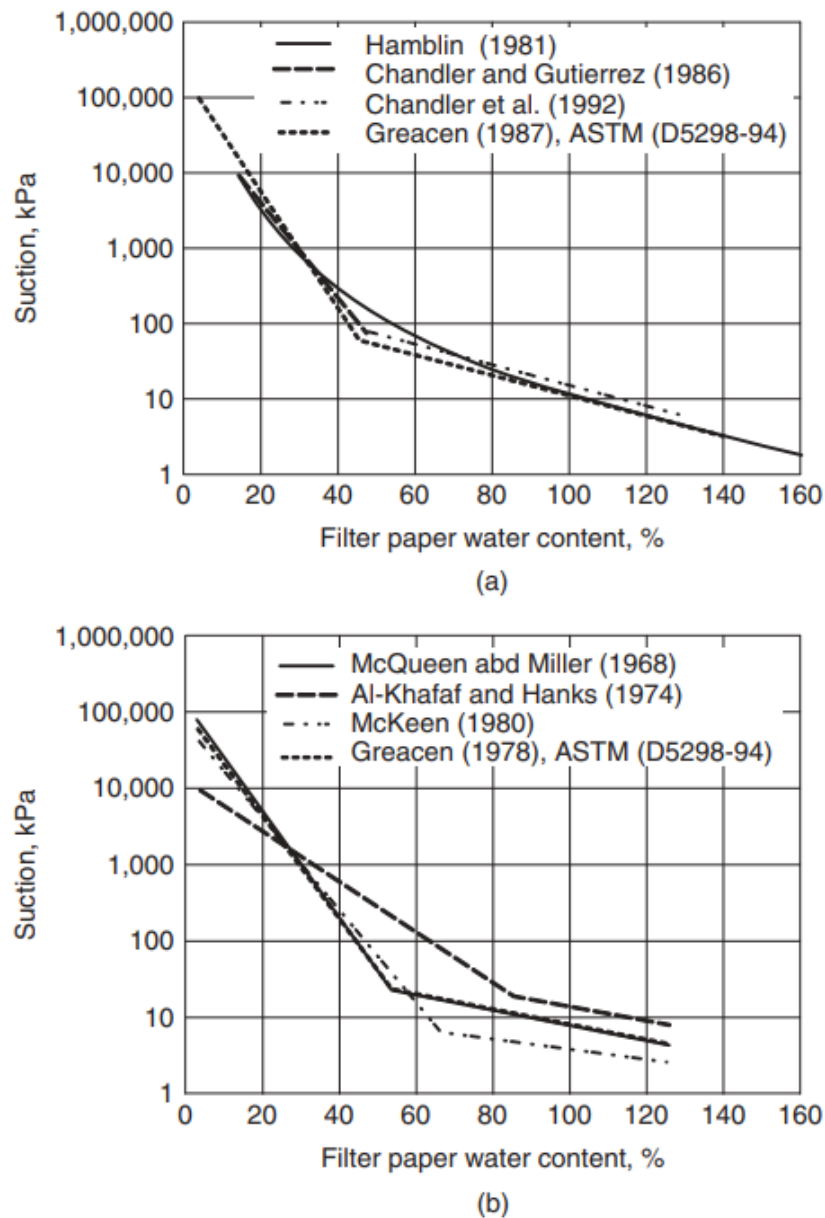


Figura 2.23: Curvas de calibración propuestas por distintos autores: (a) para el papel filtro Whatman No. 42 y (b) para el papel filtro Schleicher and Schuell No. 589

### 2.3.8. Curva de retención

La curva de retención, o *Soil-Water Retention Curve (SWRC)*, es definida como la relación que existe entre el contenido de agua de un suelo y la succión mátrica y juega un importante rol en la determinación de las propiedades de un suelo parcialmente saturado. Esta curva prevé conceptualmente la información entre el agua que se encuentra en los poros del suelo y su estado de energía. Su forma depende de la textura de las partículas de suelo, la granulometría y la relación de vacíos. La Figura 2.24 muestra algunas curvas de retención asociadas a distintos tipos de suelos. Los suelos más finos tienden a presentar una succión mayor para un mismo contenido de agua.

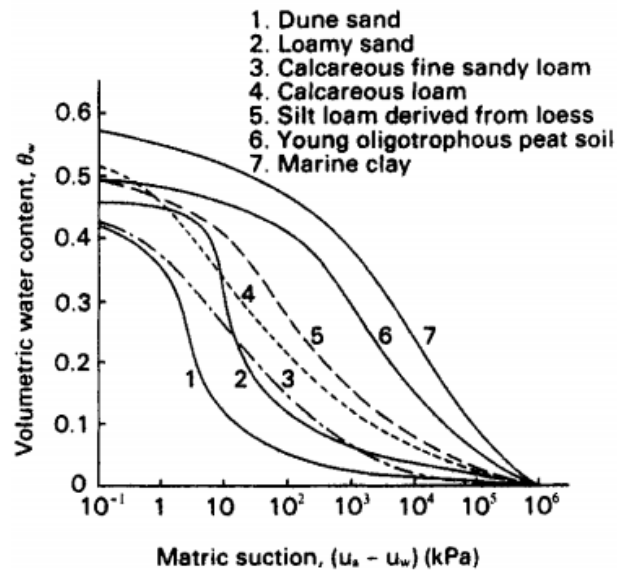


Figura 2.24: Curvas de retención asociadas a distintos tipos de suelos[27].

La curva de retención se compone de 3 zonas: zona capilar, zona de desaturación y zona residual (Figura 2.25).

- Dentro de la zona capilar el suelo continua en una condición saturada. Esta zona abarca el rango de succiones mátricas comprendido entre 0 y el valor de entrada de aire,  $S_{ae}$ , el cual representa el valor de succión tal que al ser excedido comienza a ingresar aire a los poros del suelo;
- Por otro lado, en la zona de desaturación el agua es desplazada por el aire generando que la fuerza de adhesión entre el agua y el suelo aumente. Esta zona comprende el rango de succiones para las cuales conviven las 3 fases, aunque el agua no se encuentra totalmente dispersa en los poros.
- Por último se encuentra la zona residual, que abarca el rango de succiones para los cuales el grado de saturación del suelo es menor al grado de saturación residual,  $S_{res}$ . Este grado de saturación característico se define como aquél en donde la fase agua deja de ser continua. Al ser poca la cantidad de agua en los poros del suelo, ésta ya no fluye a través de ellos y para generar una completa remoción del agua es necesario utilizar un proceso de evaporación. Esta zona presenta grandes aumentos en la succión mátrica para bajos decrecimientos del contenido de agua.

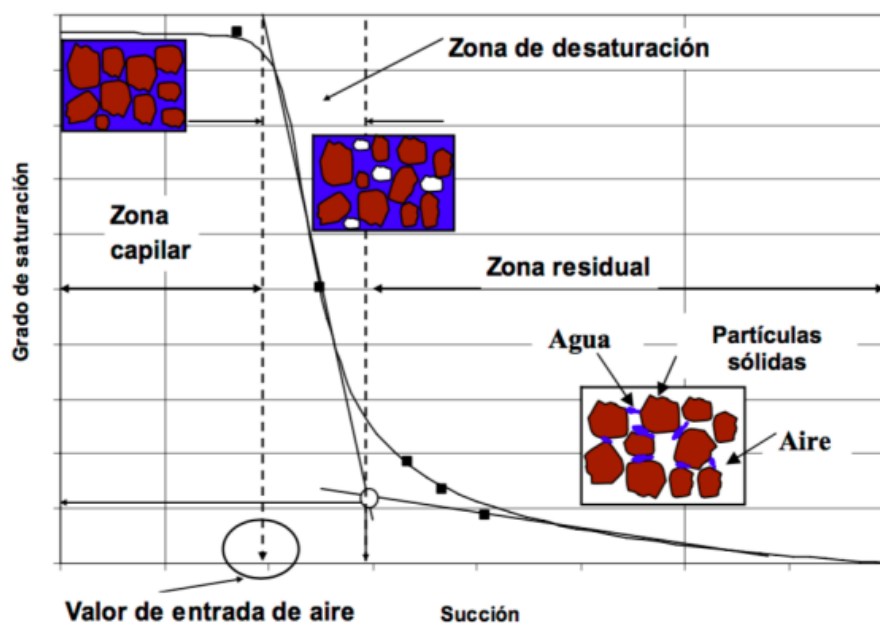


Figura 2.25: Curva de retención típica y zonas características[73].

La curva de retención presenta un efecto de histéresis que depende de la forma en que se realiza el cambio del contenido de agua. Este cambio en el contenido de agua puede realizarse mediante un ciclo de secado o un ciclo de humedecimiento, en los cuales se retira o se agrega agua al suelo respectivamente. La Figura 2.26 esquematiza la evolución del ciclo de histéresis al realizar distintos ciclos de secado y humedecimiento a una misma muestra de suelo. El ciclo de histéresis evolucionará hasta alcanzar una forma estable que se compondrá de dos curvas límites denominadas rama de secado y rama de humedecimiento.

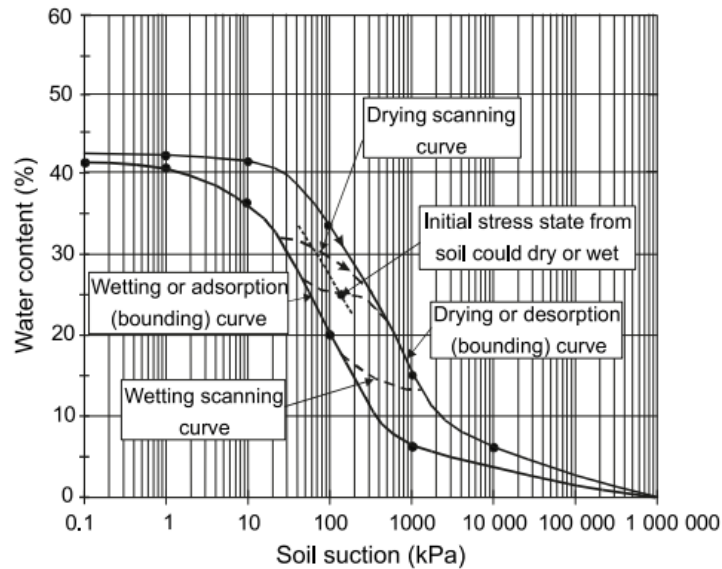


Figura 2.26: Esquema de los ciclos de histéresis producidos en la curva de retención[29].

La forma de la curva de retención depende además del estado inicial del suelo y del método de preparación de las muestras. La Figura 2.27 esquematiza las diferencias de forma que pueden observarse para un mismo suelo que presenta una historia tensional o un método de preparación distintos. Por tal razón, el estado inicial de las muestras analizadas debería ser anotado y las curvas deberían clasificarse dentro de las categorías desestructurado, compactado o estructurado[28].

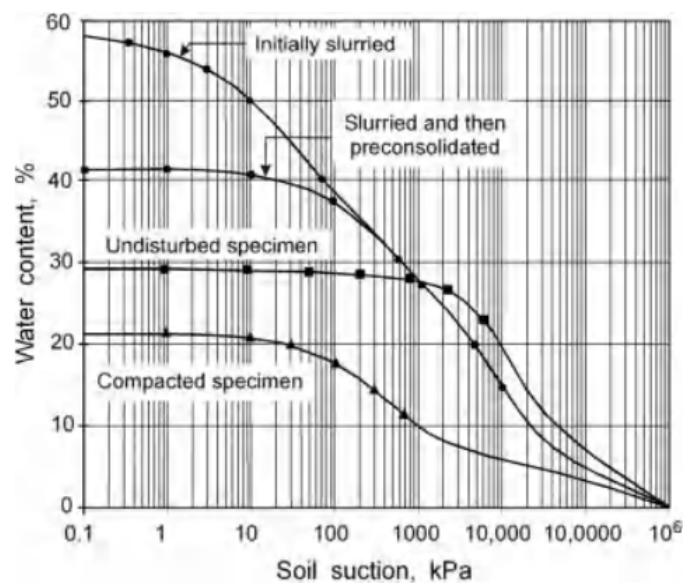


Figura 2.27: Efecto de la historia tensional y el método de preparación de la muestra en la curva de retención[28]

### 2.3.9. Curva de contracción

La curva de contracción se define como la relación que ocurre entre el cambio de volumen y el contenido de agua de una muestra de suelo al someterla a un proceso de secado. Esta curva es útil para construir las relaciones entre volumen y masa para los suelos parcialmente saturados. Usualmente es utilizada en conjunto con la curva de retención para determinar la relación entre el cambio de volumen, medido como relación de vacíos o volumen específico, y la succión del suelo.

La Figura 2.28 esquematiza una típica curva de contracción. El suelo comienza en estado saturado (A) y continúa hasta que la fase aire comienza a entrar en los poros del suelo (B). El suelo continúa secándose hasta alcanzar la mínima relación de vacíos (D). La intersección entre la línea de saturación y la mínima relación de vacíos es definido como el límite de contracción.

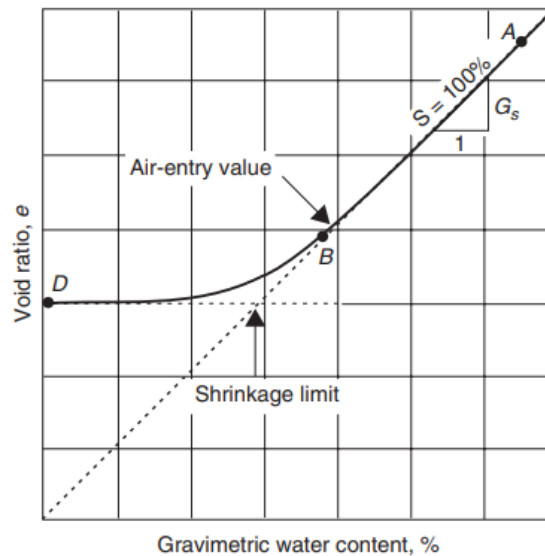


Figura 2.28: Curva de contracción típica[28].

La curva de contracción depende del tipo de suelo y del estado inicial de la muestra. Existen tres estados iniciales en los cuales puede medirse esta curva: sobre muestras estructuradas, sobre muestras compactadas y sobre muestras desestructuradas y preparadas con una humedad cercana al límite líquido. La Figura 2.29 esquematiza la curva de contracción para distintos suelos y condiciones iniciales.

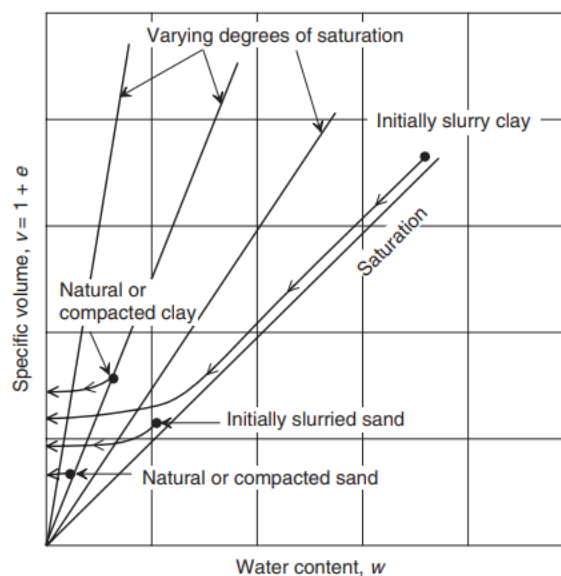


Figura 2.29: Curvas de contracción asociados a distintas condiciones iniciales[28].

## 2.4. Resistencia al corte

### 2.4.1. Conceptos generales

El estado tensional de un suelo puede ser representado por un tensor de segundo orden según:

$$\underline{\sigma}' = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma'_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma'_{zz} \end{bmatrix} \quad (2)$$

Siendo  $\sigma'_{ii}$  la tensión normal aplicada en el eje  $i$  y  $\tau_{ij}$  la tensión de corte aplicada en el plano  $ij$ . Este tensor puede descomponerse en un tensor asociado a presiones hidrostáticas,  $p'\underline{I}$  y a uno asociado a las tensiones desviadoras,  $\underline{s}$ :

$$\underline{\sigma}' = p'\underline{I} + \underline{s} \quad (3)$$

Siendo  $\underline{I}$  el tensor identidad y  $p'$  la tensión efectiva promedio que viene dada por:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) \quad (4)$$

El tensor desviador se puede expresar como:

$$\underline{s} = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} - p' & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma'_{yy} - p' & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma'_{zz} - p' \end{bmatrix} \quad (5)$$

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

$$\underline{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (6)$$

En donde  $\varepsilon_{ii}$  representa los cambios relativos de longitud en la dirección  $i$  y  $\varepsilon_{ij}$  la deformación angular ente las direcciones ortogonales  $i$  y  $j$ . Este tensor también puede descomponerse en dos términos: el término  $\frac{1}{3}\varepsilon_v\underline{I}$  asociado a las deformaciones volumétricas y el término  $\underline{e}$  asociado a las deformaciones desviadoras:

$$\underline{\varepsilon} = \frac{1}{3}\varepsilon_v\underline{I} + \underline{e} \quad (7)$$

Siendo  $\varepsilon_v = (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz})$  la deformación específica volumétrica. El tensor desviador está dado por:

$$\underline{e} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} - \frac{\varepsilon_v}{3} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} - \frac{\varepsilon_v}{3} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} - \frac{\varepsilon_v}{3} \end{bmatrix} \quad (8)$$

Una hipótesis básica de muchos modelos constitutivos es la isotropía, permitiendo la formulación matemática 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:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (9)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}}[(\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_2)^2]^{\frac{1}{2}} \quad (10)$$

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

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (11)$$

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2]^{\frac{1}{2}} \quad (12)$$

En el caso particular de la compresión triaxial, los invariantes de tensiones y deformaciones quedan reducidos a:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (13)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (14)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (15)$$

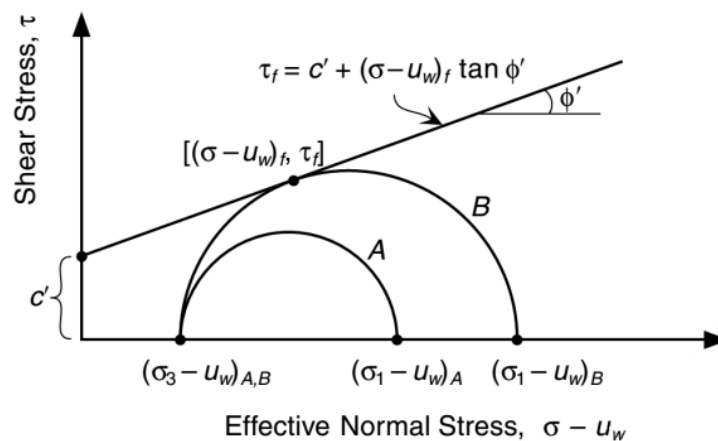
$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (16)$$

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

La resistencia al corte de un suelo saturado viene dada por el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Ésta se puede definir a partir de los parámetros resistentes del material:

$$\tau_f = c' + (\sigma_f - u_{wf}) \tan(\phi') \quad (17)$$

Siendo  $\tau_f$  la tensión de corte en el plano de falla,  $c'$  y  $\phi'$  la cohesión y el ángulo de fricción interna efectivos y  $(\sigma_f - u_{wf})$  las tensiones efectivas de Terzaghi. Este criterio puede ser representado gráficamente en el plano  $\tau - \sigma'$  como una línea recta, cuya ordenada al origen es  $c'$ , y la pendiente  $\tan(\phi')$  (Figura 2.30).



**Figura 2.30: Envolvente de falla según Mohr-Coulomb para un suelo saturado y representación de dos estados tensionales: A y B.**

Un estado tensional puede graficarse en el plano  $\tau - \sigma'$  como un círculo, el cual interseca al eje  $\sigma'$  en las tensiones principales  $\sigma'_1 = \sigma_1 - u_w$  y  $\sigma'_3 = \sigma_3 - u_w$  y cuyo centro se ubica en el punto  $C = (\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}, 0)$ . Cualquier estado tensional, representado por un círculo, que no interseca el criterio de falla de la ecuación 17 será estable (A), mientras que si el estado tensional interseca el criterio de falla, el suelo fallará con la combinación de tensiones  $[(\sigma - u_w)_f, \tau_f]$  (B).

Escrito para un estado tensional triaxial, el criterio de falla de Mohr-Coulomb engloba las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \pm \frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{2} &= \left[ \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2}{2} \right] \sin(\phi') + c' \cos(\phi') \\ \pm \frac{\sigma'_2 - \sigma'_3}{2} &= \left[ \frac{\sigma'_2 + \sigma'_3}{2} \right] \sin(\phi') + c' \cos(\phi') \\ \pm \frac{\sigma'_3 - \sigma'_1}{2} &= \left[ \frac{\sigma'_3 + \sigma'_1}{2} \right] \sin(\phi') + c' \cos(\phi') \end{aligned} \quad (18)$$

La Figura 2.31 muestra el criterio de falla de Mohr-Coulomb representado en el espacio de las tensiones principales.

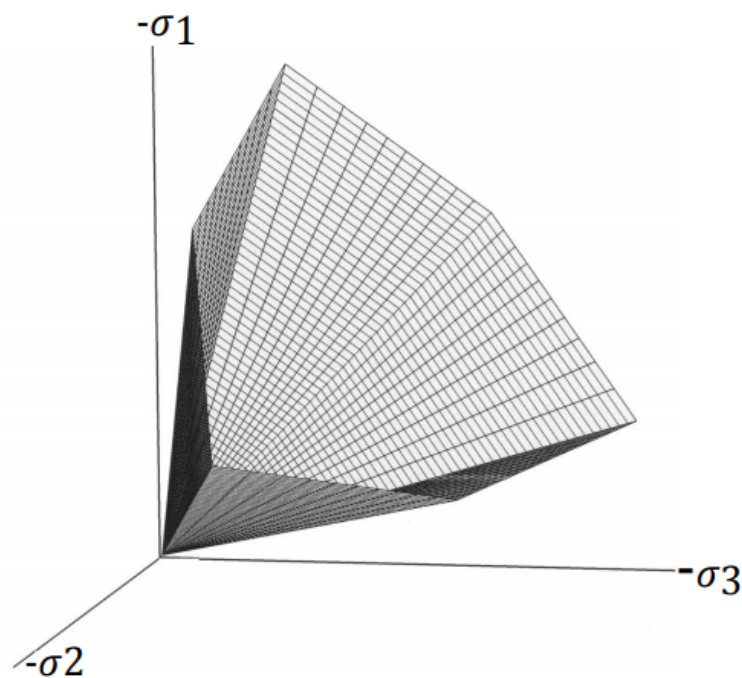


Figura 2.31: Superficie de falla de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones principales[54]

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

Fredlund[26] define la resistencia al corte en los suelos parcialmente saturados a partir de una extensión del criterio de falla de Mohr-Coulomb. Esta resistencia al corte puede ser definida como:

$$\tau' = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) f_1 \quad (19)$$

Siendo  $(\sigma_n - u_a)$  la presión normal neta y  $f_1$  una función de las propiedades del suelo que regula el incremento de la resistencia al corte con la succión. Esta función comúnmente es definida como un parámetro constante, logrando que el criterio de falla sea escrito de la siguiente manera:

$$\tau' = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (20)$$

siendo  $\phi^b$  el ángulo que indica la tasa de incremento de la resistencia al corte con respecto al cambio en la succión métrica. Esta expresión presenta una transición suave 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 poros,  $u_a$ . De esta manera se elimina la componente de succión y la Ecuación 20 se iguala a la Ecuación 17. La Figura 2.32 muestra el criterio de falla de Mohr-Coulomb extendido para suelos parcialmente saturados en el espacio tensión normal neta,  $(\sigma - u_a)$ , tensión de corte,  $\tau$  y succión métrica,  $(u_a - u_w)$ . Este criterio consiste en un plano inclinado,

cuyo incremento respecto de la presión normal neta se encuentra asociado al ángulo de fricción interna y el incremento respecto de la succión mátrica se encuentra asociado al ángulo  $\phi^b$ .

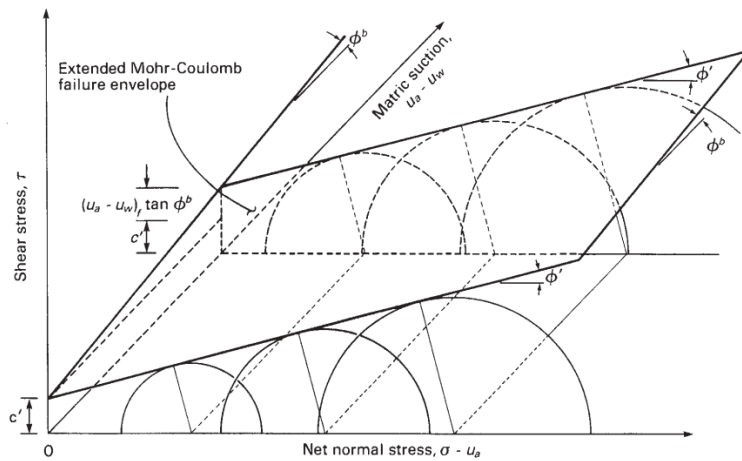


Figure 11.9 Extended Mohr-Coulomb failure envelope for unsaturated soils.

Figura 2.32: Superficie de falla para suelos parcialmente saturados[27].

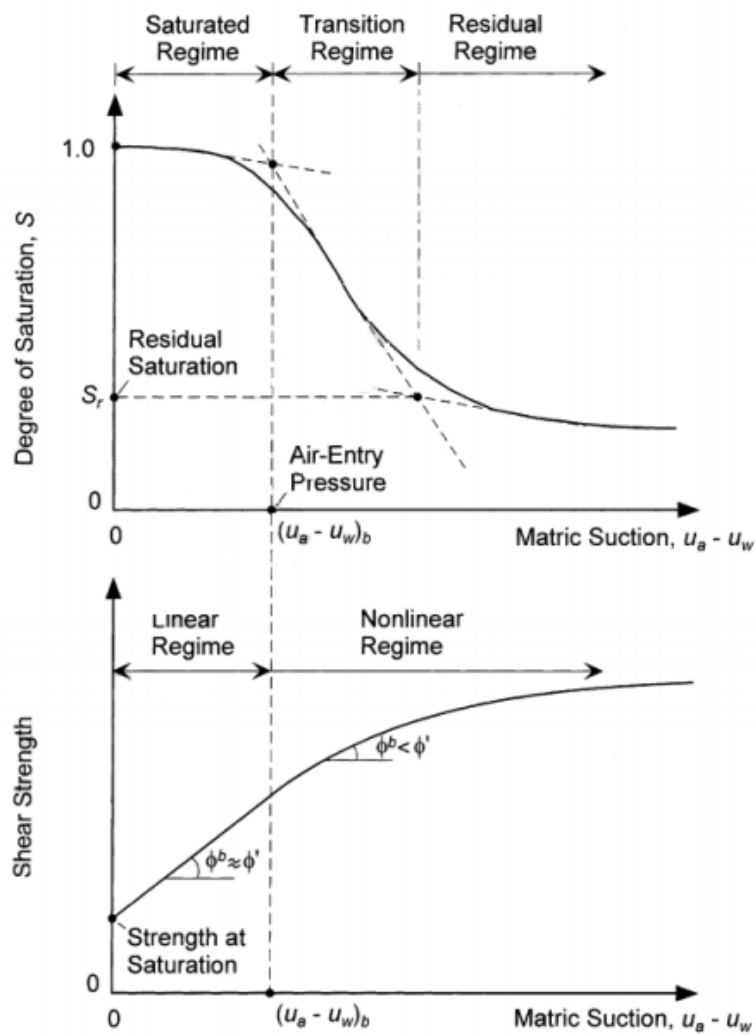


Figura 2.33: Relación entre la curva de retención y la envolvente de falla para suelos parcialmente saturados [73].



Si bien se adopta que el incremento de la resistencia al corte con respecto a la succión mátrica es constante, algunas experiencias de laboratorio han demostrado que la dependencia no es lineal [73]. La Figura 2.33 muestra la relación entre la resistencia al corte y la succión mátrica para una determinada presión neta y su relación con la curva de retención. Existe un régimen lineal en la envolvente de falla para succiones menores al valor de entrada de aire. En esta zona el suelo permanece saturado y el incremento de resistencia viene dado por un ángulo  $\phi^b$  cercano al ángulo de fricción interna. Cuando el suelo supera el valor de entrada de aire, la fase aire comienza a introducirse en los poros de la muestra y el suelo comienza a desaturar.

## 2.5. Comportamiento hidráulico

### 2.5.1. Leyes de flujo

Para cualquier punto de la fase agua, se puede definir un nivel de energía como la suma de tres componentes: la energía gravitacional, la energía de presión y la energía de velocidad:

$$E = M_w g y + \frac{M_w u_w}{\rho_w} + \frac{M_w v_w^2}{2} \quad (21)$$

En donde  $M_w$ ,  $\rho_w$ ,  $u_w$ ,  $v_w$  son la masa del agua, su densidad, su presión de poros y su velocidad de flujo,  $y$  la elevación en el punto de análisis y  $g$  la gravedad. La energía total puede ser definida por unidad de volumen, la cual es denominada carga hidráulica,  $h_w$ , dividiendo la expresión 21 por el peso del agua:

$$h_w = y + \frac{u_w}{\rho_w g} + \frac{v_w^2}{2g} \quad (22)$$

El incremento de carga hidráulica asociado a la energía de velocidad es despreciable en comparación con la asociada a las energías gravitacional y de presión. Es por ello que la altura piezométrica suele definirse de la siguiente manera:

$$h_w = y + \frac{u_w}{\rho_w g} \quad (23)$$

La Figura 2.34 muestra dos puntos arbitrarios en un suelo. El punto A se ubica en la zona parcialmente saturada en donde la presión de agua en los poros del suelo es negativa y el cual se encuentra sometido a un determinado valor de succión. Por otro lado, el punto B se ubica en la zona saturada del suelo, y por lo tanto, la presión de agua dentro de los poros es positiva. Ambos puntos presentan un valor de carga hidráulica asociada a las energías gravitacional y de presión. Como la carga hidráulica en ambos puntos no es la misma, existirá un flujo que irá desde el punto que posee más carga hidráulica (A) hacia el punto que posee menor carga hidráulica (B).

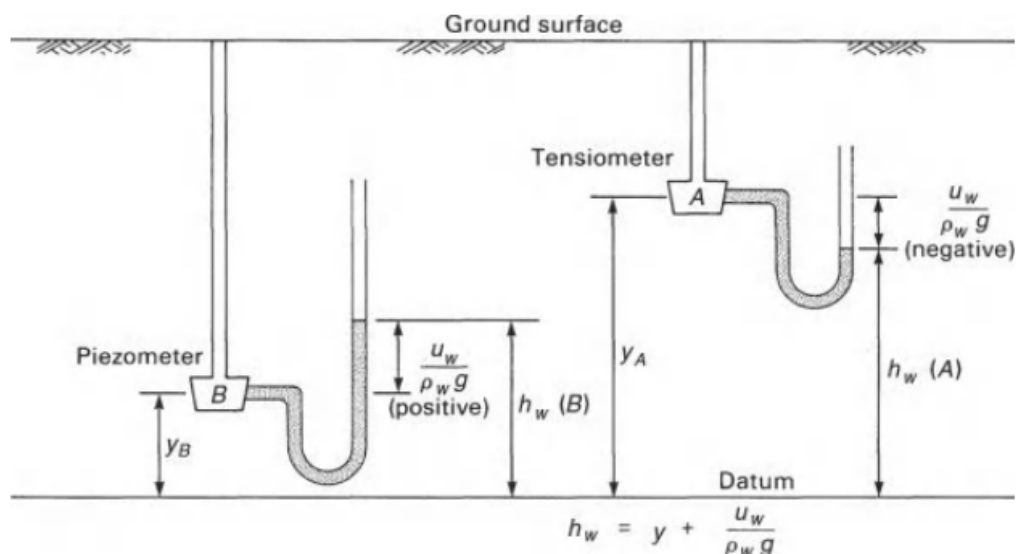


Figura 2.34: Carga hidráulica de la fase agua para un suelo saturado y uno parcialmente saturado [28]

La velocidad con que fluye el agua desde un punto al otro viene dada por la ley de Darcy:

$$v_w = -k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \quad (24)$$

Siendo  $k_w$  la conductividad hidráulica, que representa la capacidad que posee el suelo para transmitir y drenar agua, y  $\frac{\partial h_w}{\partial y}$  el gradiente hidráulico. El signo negativo indica que el agua escurre en sentido contrario al gradiente hidráulico.

### 2.5.2. Conductividad hidráulica

La conductividad hidráulica,  $k_w$ , es función de dos de las tres posibles propiedades entre volumen y masa:

$$k_w = k_w(S_r, e) \quad (25)$$

$$k_w = k_w(e, w) \quad (26)$$

$$k_w = k_w(w, S_r) \quad (27)$$

Para suelos saturados, la conductividad hidráulica es una función únicamente de la relación de vacíos. Sin embargo, este coeficiente se asume generalmente como constante en los problemas de flujo que engloben suelos saturados[28].

Por otro lado, la conductividad hidráulica en los suelos parcialmente saturados se encuentra afectado además por el contenido de agua que éste posea. La Figura 2.35 muestra la retracción de la interfaz aire-agua durante la disecación de un suelo. A medida que el suelo pasa de la etapa 1 a la etapa 5, el volumen de agua en los poros más grandes comienza a decrecer y la interfaz aire-agua comienza a acercarse a las partículas de suelo. Como resultado, la conductividad hidráulica decrece rápidamente, ya que el agua es obligada a fluir a través de los poros más pequeños.

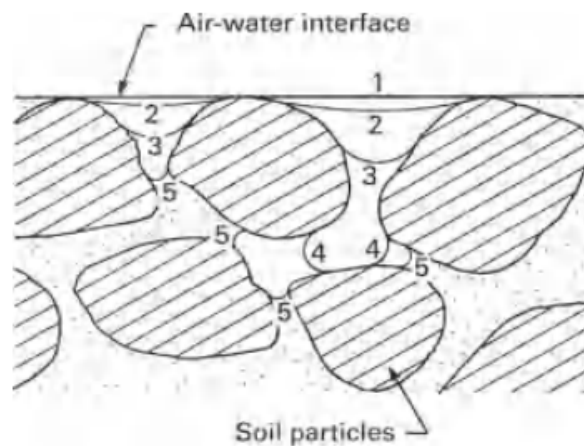


Figura 2.35: Retracción de la interfaz aire-agua en la disecación de un suelo (etapas 1-5). [28]

La Figura 2.36 muestra la conductividad relativa del agua,  $k_{rw}$ , y el aire,  $k_{ra}$ , en función del grado de saturación (ecuaciones 28 y 29). La variación de la conductividad de ambos fluidos es de carácter exponencial con el contenido de agua de un suelo.

$$k_{Rw} = \frac{k_w}{k_{sat}} \quad (28)$$

$$k_{Ra} = \frac{k_a}{k_{sat}} \quad (29)$$

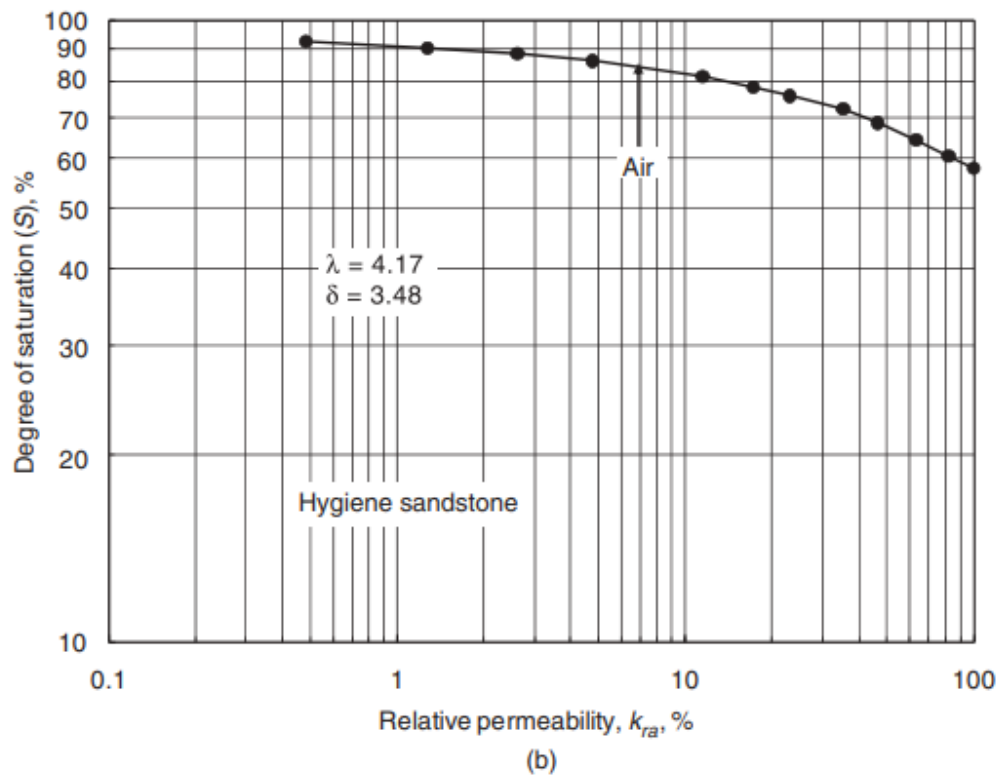
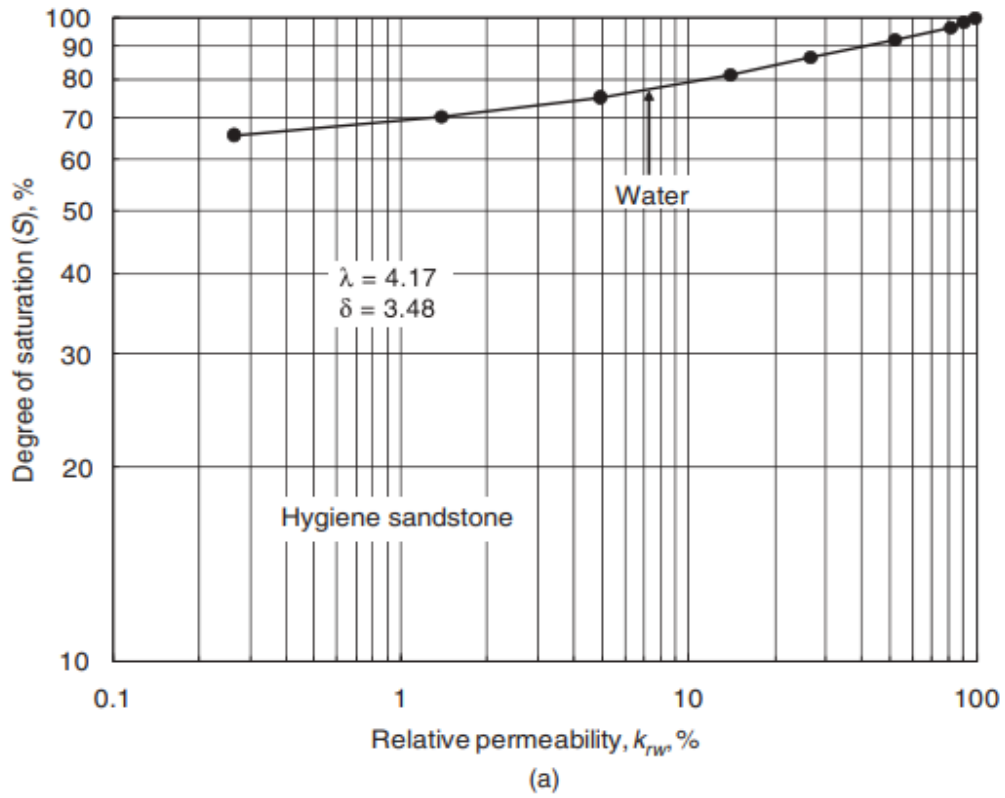


Figura 2.36: Variación de la conductividad del agua, (a), y conductividad del aire, (b), en función del grado de saturación. [28]

## 2.6. Estructuración de las partículas

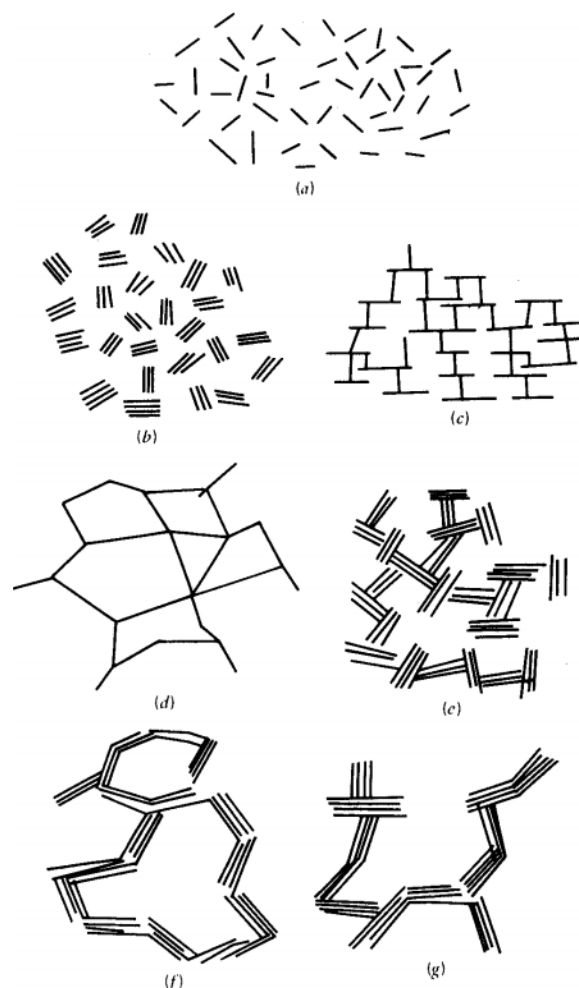
Los suelos están compuestos por una discreta cantidad de partículas, las cuales se pueden agrupar de una cierta forma que puede ser producto de diversos fenómenos físicos, tales como la aplicación de una carga o debido a las fuerzas entre partículas y fenómenos químicos, como por ejemplo la precipitación de un cementante. La disposición de las partículas de un suelo se denomina estructura interna del suelo o estructuración de las partículas. La escala de esta estructuración, junto con las formas y tamaños de las partículas componentes, puede influir sobre distintas propiedades del suelo, como por ejemplo su resistencia, conductividad hidráulica y compresibilidad.[43]

### 2.6.1. Asociaciones entre partículas

Muchos suelos son formados por la precipitación de partículas suspendidas en un lecho fluvial o marítimo. Las partículas de arena o grava usualmente se componen de un único grano, aunque las partículas de arcilla pueden presentar las siguientes asociaciones:

- *Dispersas*. No existe una asociación entre cara y cara de partícula.
- *Agregadas*. Existe una importante cantidad de partículas asociadas entre cara y cara.
- *Floculadas*. Hay una asociación entre borde y borde o borde y cara de partículas previamente agregadas.
- *Defloculadas*. No hay asociación entre partículas previamente agregadas.

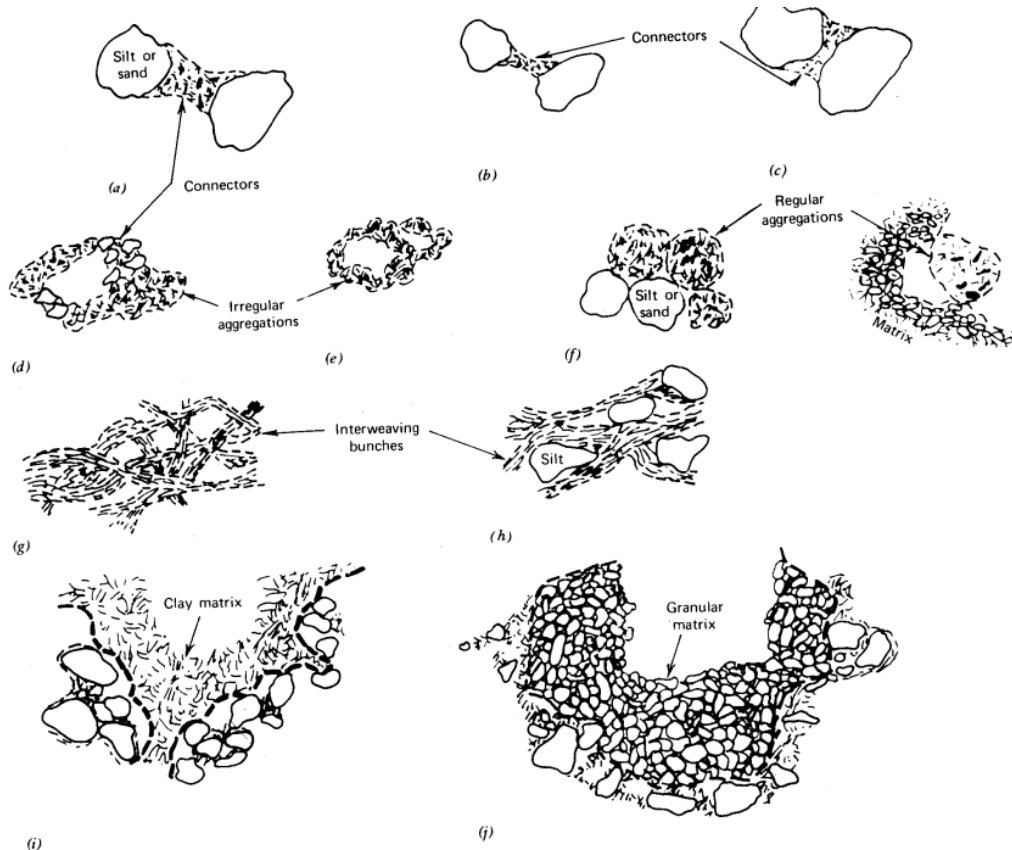
Las asociaciones de las partículas en suspensión pueden ser aún más complejas ya que pueden suceder más de una asociación previamente descripta. La Figura 2.37 esquematiza todas las posibles formas de asociación.



**Figura 2.37: Modos de asociación de las partículas de arcilla en suspensión. (a) Dispersa y defloculada, (b) agregada pero defloculada, (c) floculadas entre borde y cara y dispersa, (d) floculadas entre borde y borde pero dispersas, (e) floculada entre borde y cara y agregada, (f) floculadas entre borde y borde y agregada, (g) floculadas entre borde y cara y agregadas.[43]**

Una vez que estas asociaciones de partículas en suspensión decantan, pueden definirse tres elementos de la estructuración de partículas:

- *Arreglos de partículas elementales.* interacción al nivel de las partículas de arcilla, limo o arena.
- *Ensamblajes entre partículas.* Formas de organización entre partículas o arreglos de partículas elementales (Figura 2.38).
- *Poros.* Espacios dentro de la estructuración de las partículas que puede ser llenado con un fluido.



**Figura 2.38: Representación de distintos ensamblajes entre partículas. (a), (b) y (c) conectores, (d), (e) y (f) agregados regulares e irregulares, (g) y (h) entretejidos de arcilla y de arcilla con inclusiones de limo y (i) (j) matriz de arcilla o granular.[43]**

### 2.6.2. Escalas de estructuración

La estructura interna de las partículas puede ser vista relativamente en tres niveles de escala. Desde la más pequeña a la más grande ellas son:

- *Microestructuración.* Consiste en el agregado de partículas regulares y poros muy pequeños entre ellas. La estructuración es pequeña, alcanzando unas pequeñas decenas de micrómetros.
- *Miniestructuración.* Contiene agregados de microestructuración y la presencia de poros entre estos ensamblajes. La estructuración puede ser unos cientos de micrómetros.
- *Macroestructuración.* Puede contener además macroporos formados por fisuras, agujeros producidos por raíces, laminaciones, entre otros fenómenos.

La Figura 2.39 muestra el tipo de poros y su asociación con los distintos niveles de escala.

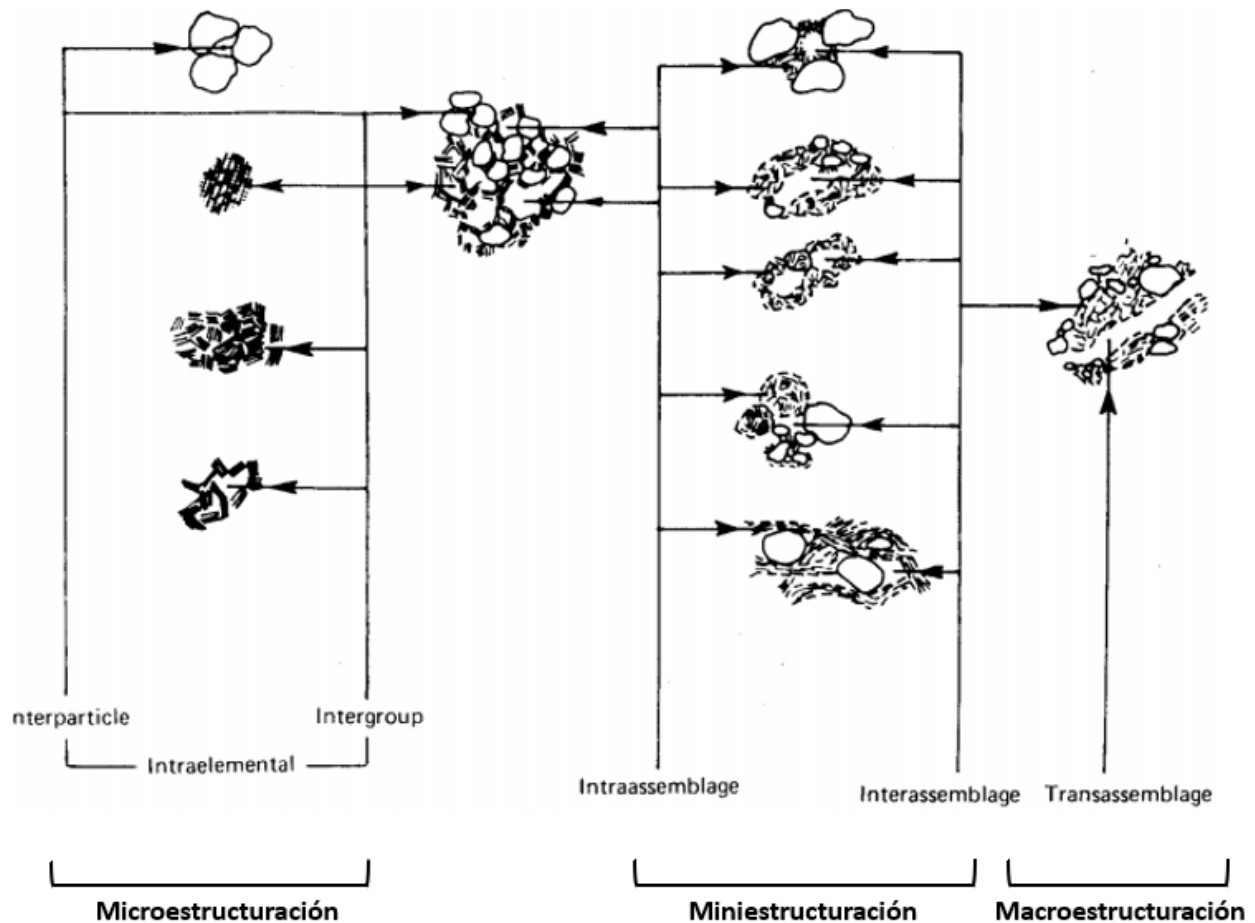


Figura 2.39: Representación esquemática de los tipos de poros.[43]

### 2.6.3. Influencia de la historia tensional en el comportamiento mecánico

Las contribuciones básicas a la resistencia de un suelo no cementado vienen dadas por la resistencia friccional entre sus partículas y las restricciones cinemáticas internas sobre ellas asociadas a la estructura interna del suelo. La magnitud de estas contribuciones dependen de la magnitud de las tensiones efectivas y del cambio de volumen.

Para estos materiales, la curva tensión-deformación de un ensayo de corte tiene típicamente la forma de la Figura 2.40-a. El pico de resistencia de un suelo (punto b) puede ser más grande que la resistencia en el estado crítico, el cual se define como aquel estado en el cual el suelo deforma, para una carga sostenida, a volumen constante (punto c). En algunos suelos, las partículas se alinean a lo largo de un plano localizado de falla luego de haber ocurrido grandes deformaciones por corte. Como consecuencia, la resistencia decrece mucho más hasta alcanzar la resistencia residual (punto d). Para cada uno de estos estados, puede definirse una envolvente de falla que es mostrada en la Figura 2.40-b.

La envolvente de falla asociada al estado pico suele ser curvada. Este comportamiento es causado por la eliminación de la dilatancia y el rompimiento de los granos de suelo a elevadas tensiones. En una arcilla saturada, la resistencia pico se ve influenciada por la relación de sobreconsolidación, las condiciones de drenaje, la presión de confinamiento efectiva, la estructura interna del suelo, la presencia de cementación y los efectos asociados al creep.

En el estado crítico, el suelo se comporta totalmente desestructurado. En la Figura 2.40-b el valor del ángulo de fricción interna en estado crítico es independiente de la historia tensional y de la estructura original. El concepto básico del estado crítico es que existe una única combinación entre la relación de vacíos,  $e$ , la presión media efectiva,  $p'$ , y la tensión de corte  $q$ . La Figura 2.41 muestra la relación entre las variables en el estado crítico para una arena y una arcilla.

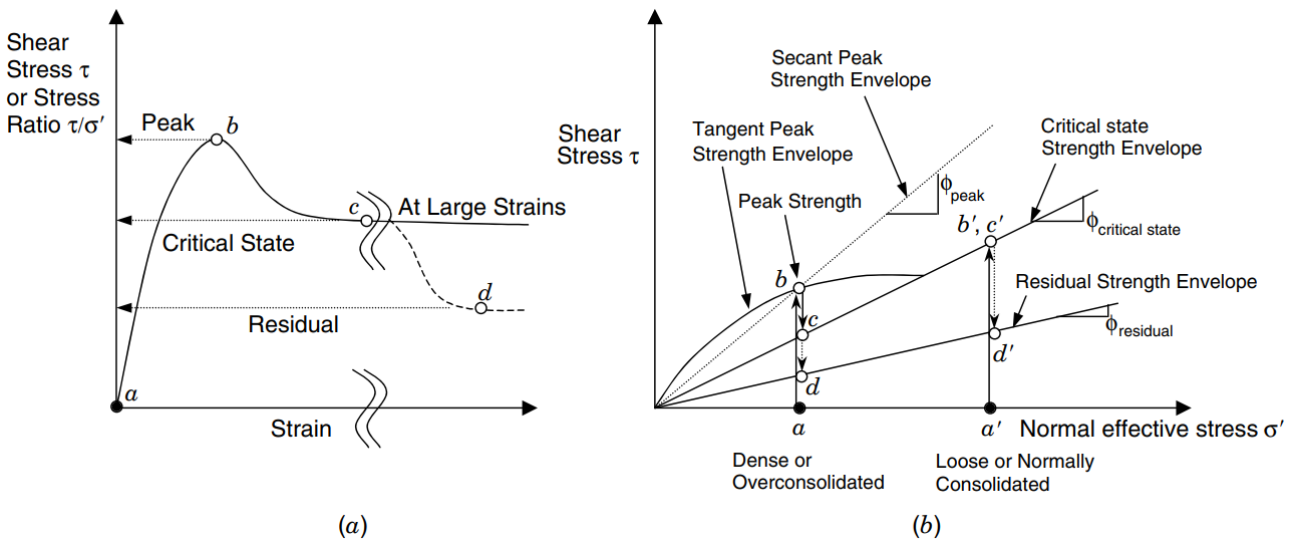


Figura 2.40: Resistencia pico, crítica y residual asociada al ángulo de fricción interna: (a) en la curva típica tensión-deformación y (b) en el plano de tensiones tangencial-normal.[43]

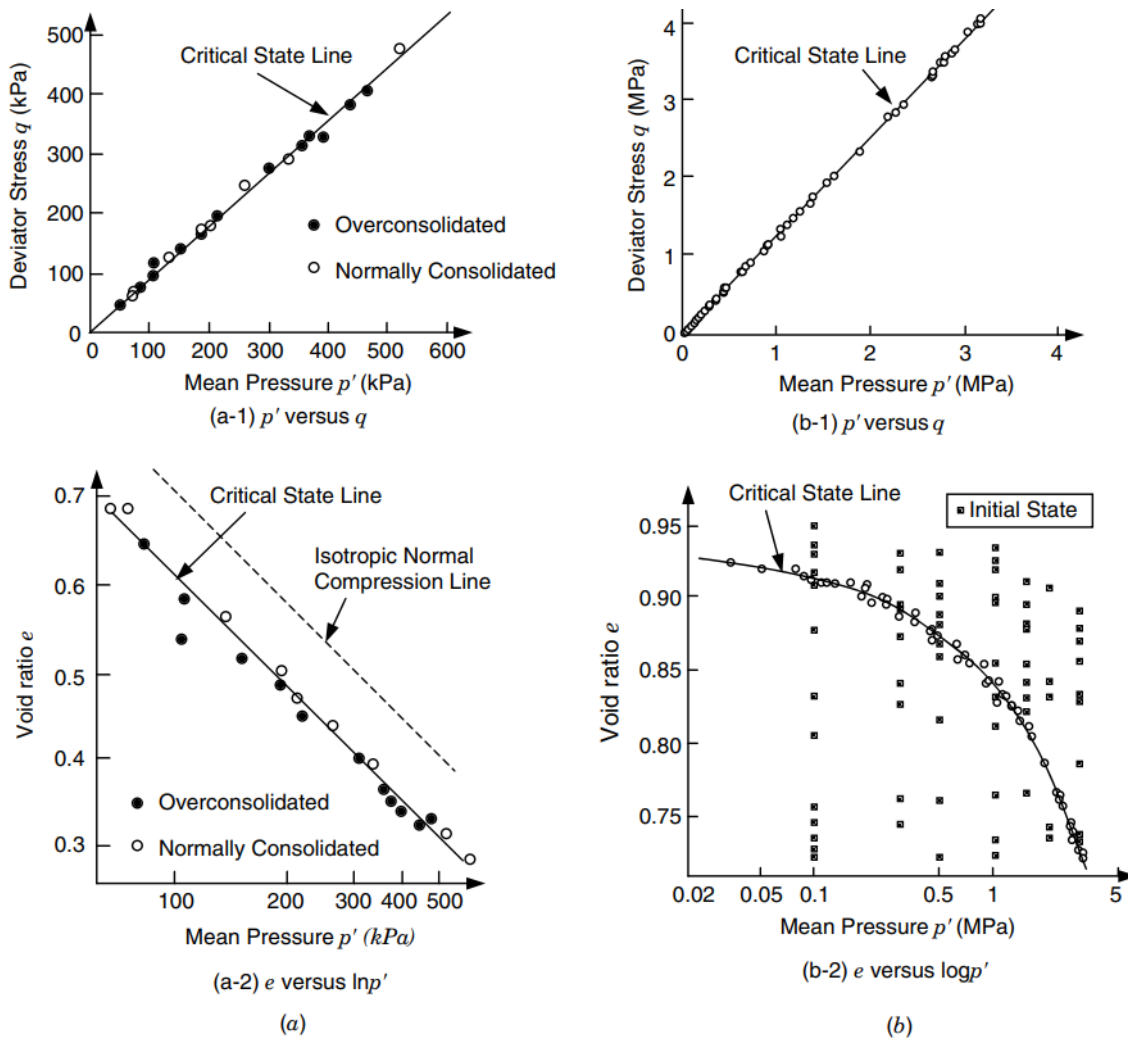


Figura 2.41: Relación entre la relación de vacíos, la tensión desviadora y la presión media efectiva en el estado crítico para (a) una arcilla y (b) una arena[43]

La Figura 2.42 muestra el comportamiento drenado y no drenado de una muestra normalmente consolidada y una muestra sobreconsolidada hasta alcanzar el estado crítico. Este estado crítico puede ser formulado mediante las siguientes expresiones:

$$q_{cs} = Mp'_{cs} \tag{30}$$

$$v_{cs} = 1 + e_{cs} = \Gamma - \lambda_{cs} \ln p'_{cs} \tag{31}$$

En donde  $q_{cs}$ ,  $p'_{cs}$  y  $e_{cs}$  son la tensión desviadora, la presión media efectiva y la relación de vacíos en el estado crítico y  $M$  es la relación de tensiones en el estado crítico. Ésta puede definirse a partir del ángulo de fricción interna crítico,  $\phi'_{cv}$ , de la siguiente manera:

$$M = \frac{6 \sin \phi'_{cv}}{3 - \sin \phi'_{cv}} \quad , \quad \text{para compresión triaxial} \tag{32}$$

$$M = \frac{6 \sin \phi'_{cv}}{3 + \sin \phi'_{cv}} \quad , \quad \text{para extensión triaxial} \tag{33}$$

La relación entre la relación de vacíos y la presión media efectiva en el estado crítico viene dada por dos parámetros del material: el índice de compresión,  $\lambda_{cs}$ , y el volumen específico asociada a una presión media efectiva unitaria,  $\Gamma$ .

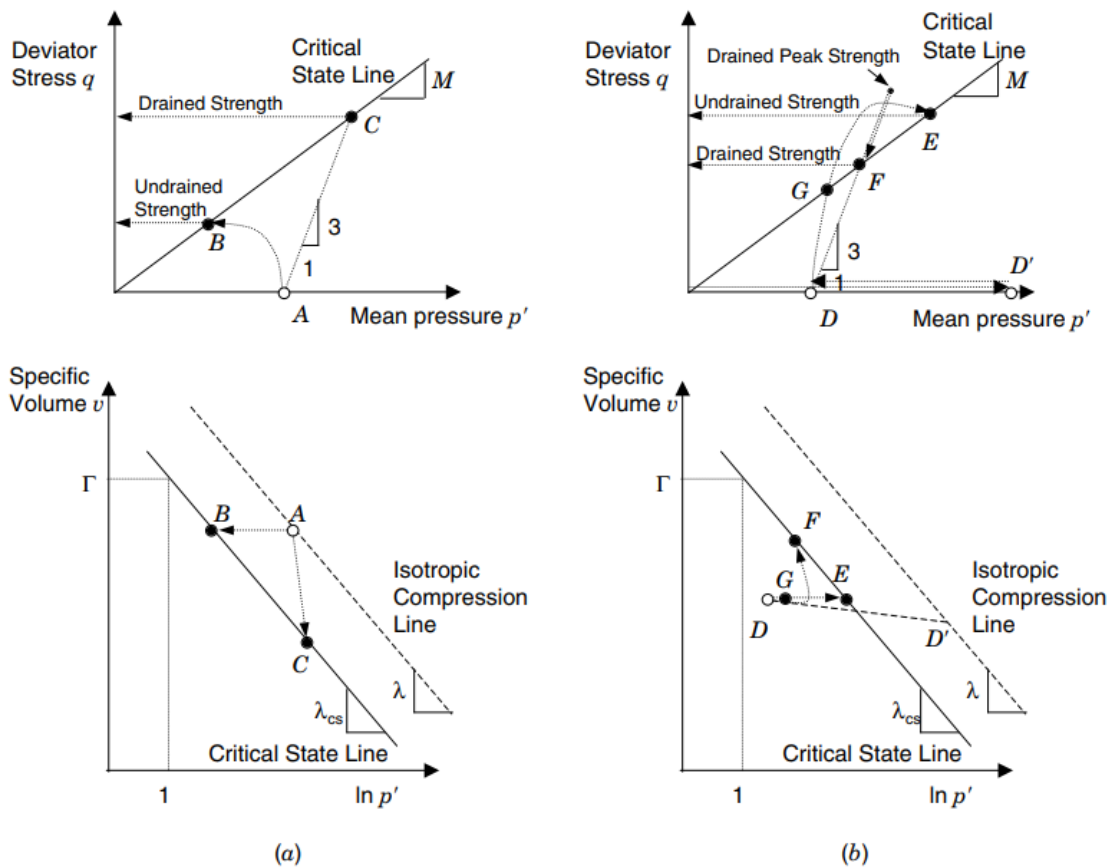


Figura 2.42: Relaciones entre tensión y deformación utilizando el concepto de estado crítico para un ensayo drenado y no drenado en (a) una arcilla normalmente consolidada y (b) una arcilla sobreconsolidada.[43]

### 2.6.4. Cohesión aparente y verdadera

La cohesión verdadera es aquél incremento de resistencia al corte producido por alguna adherencia entre partículas en ausencia de fuerzas externamente aplicadas o debida al peso propio. Esta cohesión se debe principalmente a la cementación, y en menor medida a las atracciones electrostáticas y electromagnéticas.



La cementación consiste en puentes químicos entre partículas asociados a la precipitación de carbonatos, silica, alumina, óxido de hierro o componentes orgánicos. Esta cementación puede ser derivada del propio suelo como resultado de un proceso de disolución y redeposición o adquirida desde una solución. La Figura 2.43 muestra las curvas tensión-deformación para un suelo arenoso que contiene distintas cantidades de cemento. Una pequeña cantidad de cementación produce un incremento importante en la tensión, aunque para largas deformaciones, cuando ésta se rompe, la resistencia converge a la de un suelo no cementado.

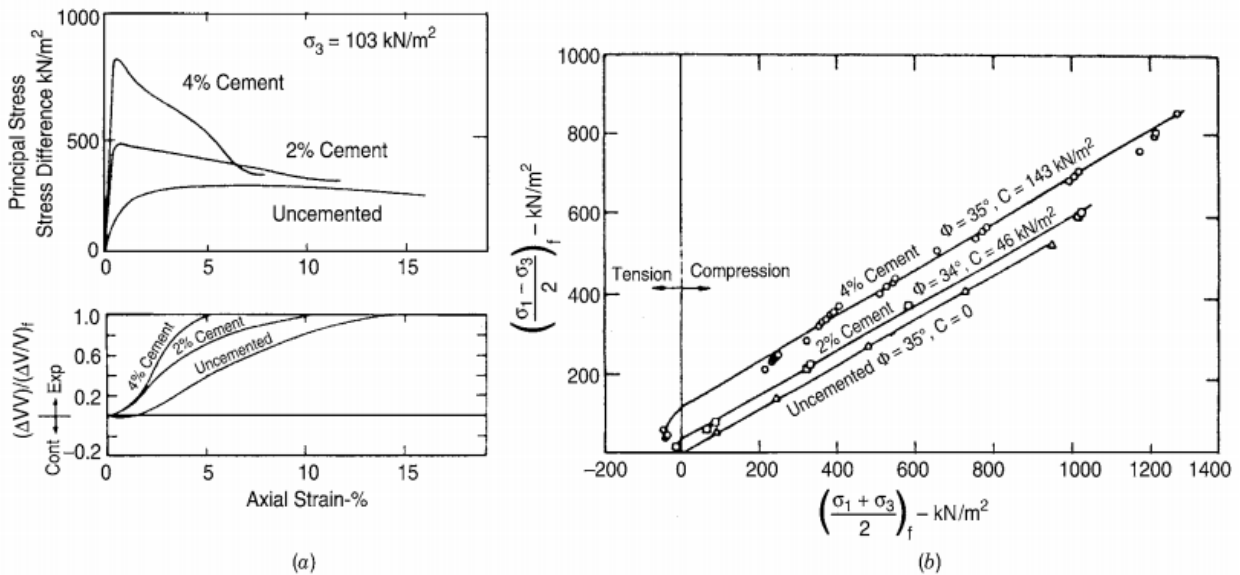


Figura 2.43: Curvas tensión-deformación (a) y superficie de falla (b) para arenas cementadas y no cementadas. [43]

Por otro lado, una cohesión puede ser aparente si puede ser generada por tensiones capilares. La succión mátrica y succión osmótica causan una atracción entre las partículas en un suelo parcialmente saturado. Este fenómeno no es cohesión, sino más bien una resistencia friccional generada por la tensión efectiva positiva asociada a la presión de poros negativa.

La Figura 2.44 muestra la combinación de tensiones tangencial y normal en la falla para una muestra sobreconsolidada (A') y normalmente consolidada (A). A partir de estos puntos puede definirse una superficie de falla con un ángulo de fricción interna  $\phi_e$  y una cohesión  $C'_e$  equivalentes. La adopción de esta superficie de falla sobreestima la resistencia al corte a bajas tensiones normales y la subestima a grandes tensiones normales.

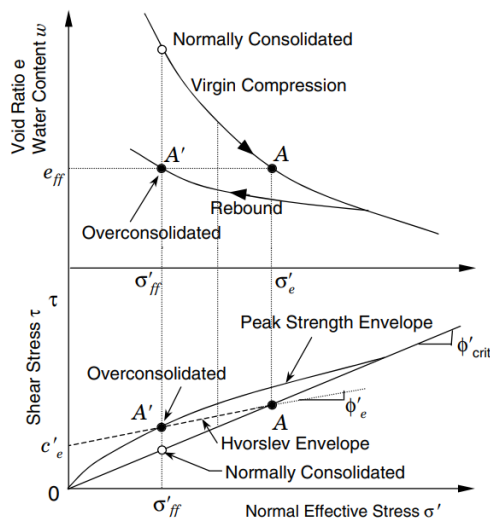


Figura 2.44: Efecto de sobreconsolidación sobre la envolvente de falla. [43]

### 2.6.5. Superficie de Rendulic

La superficie de Rendulic, o también denominada superficie de Roscoe, es aquella ubicada en el espacio  $q - p' - v$  que contiene las trayectorias de tensiones de las muestras normalmente consolidadas ensayadas a ensayos drenados o no drenados. [2]

La Figura 2.45 muestra distintas trayectorias de ensayos triaxiales drenados y no drenados en el espacio  $q - p' - v$  para muestras normalmente consolidadas y su relación con el plano  $q - p'$ . A partir de estas familias de trayectorias, es posible determinar una superficie que represente el comportamiento normalmente consolidado del material (Figura 2.46).

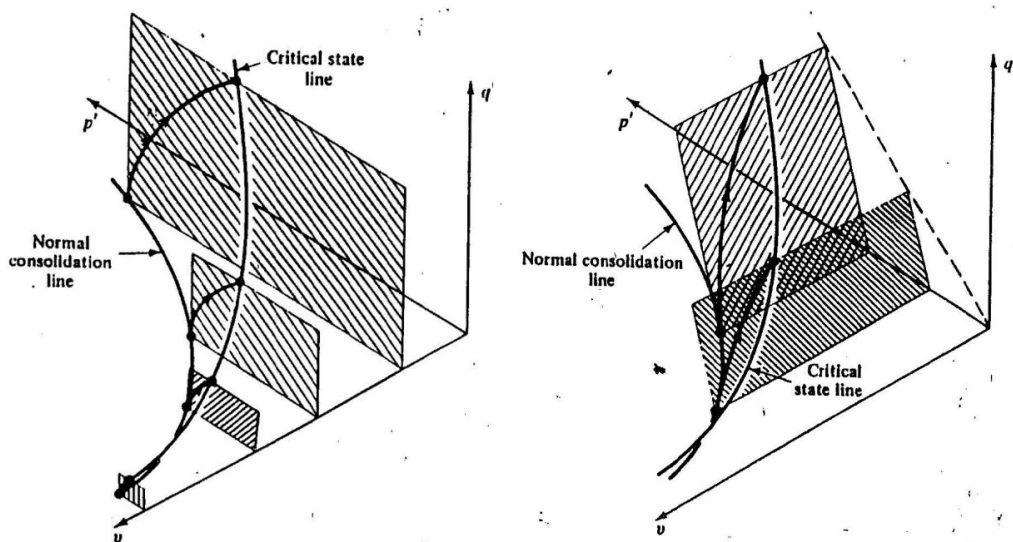


Figura 2.45: Trayectorias de tensiones en el espacio  $q - p' - v$  de ensayos triaxiales drenado (derecha) y no drenado (izquierda).[2]

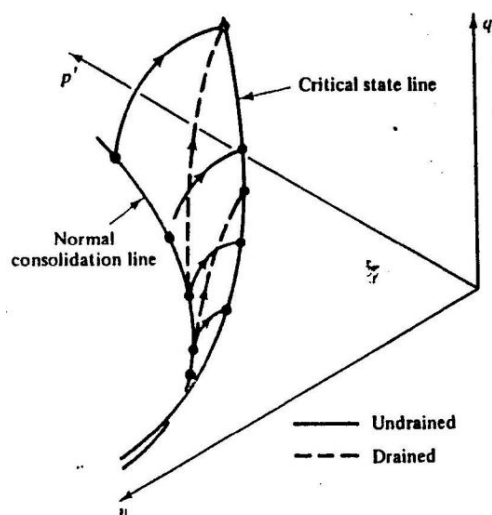


Figura 2.46: Superficie de rendulic.[2]

### 2.7. Curvas de compresión intrínseca y de sedimentación natural en arcillas

Las características de compresibilidad y resistencia de las arcillas reconstituídas pueden ser usadas como un marco de referencia para interpretar el estado natural y la influencia de la estructura en las propiedades in-situ de las arcillas naturales.[19] Una arcilla reconstituída se define como aquella que fue preparada a un contenido de humedad entre 1 y 1.5 veces el límite líquido, sin secado al aire o horno, y luego consolidada, preferiblemente unidimensionalmente.

Las propiedades medidas en este estado son las denominadas propiedades intrínsecas, las cuales son inherentes al suelo e independientes de su estado natural.

La Figura 2.47 muestra distintas curvas de compresión unidimensional para algunas arcillas naturales reconstituidas. Todas estas curvas presentan una forma ligeramente cóncava hacia arriba en el plano  $e - \log(\sigma_v)$ . Estas curvas pueden normalizarse a partir de las relaciones de vacíos asociadas a 100 kPa ( $e^*_{100}$ ) y 1000 kPa ( $e^*_{1000}$ ) mediante la definición del índice de vacíos,  $I_v$ :

$$I_v = \frac{e - e^*_{100}}{e^*_{100} - e^*_{1000}} = \frac{e - e^*_{100}}{C^*_{*c}} \quad (34)$$

En donde el asterisco, \*, denota una propiedad intrínseca del material.

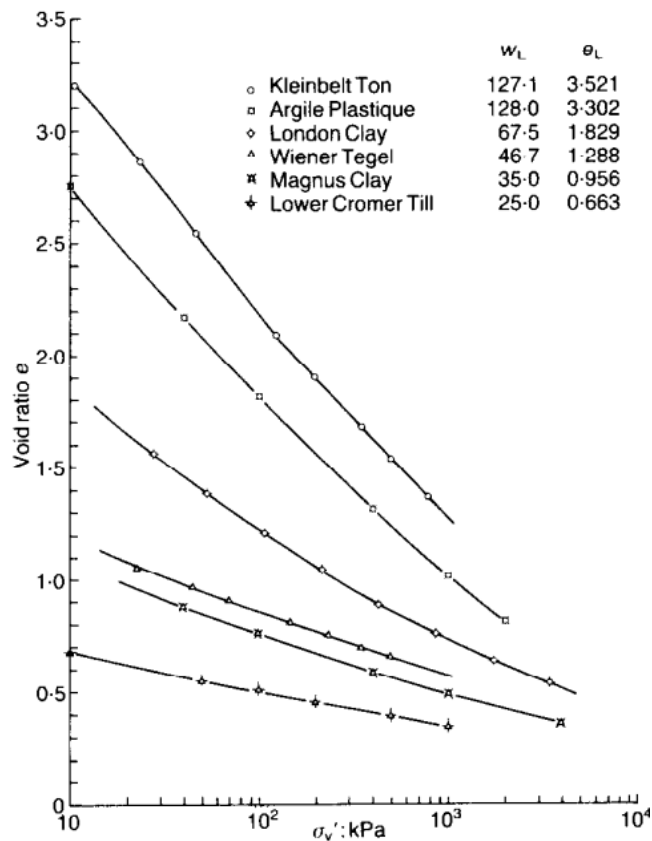
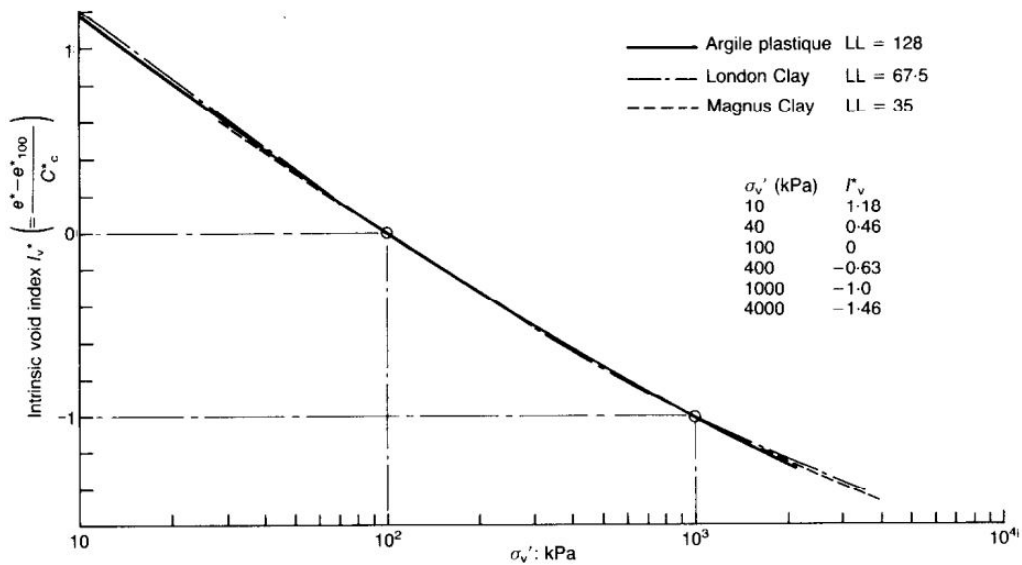


Figura 2.47: Curvas de compresión unidimensional para varias arcillas reconstituidas [19]

La Figura 2.48 muestra las curvas de compresión unidimensional de la Figura 2.47 normalizadas mediante la definición del índice de vacíos. Se observa que la forma es prácticamente única. Esta curva se denomina línea de compresión intrínseca y puede ser representada con suficiente precisión con la siguiente forma cúbica:

$$I_v = 2,45 - 1,285 \log(\sigma'_v) + 0,01 \log^2(\sigma'_v) \quad (35)$$



**Figura 2.48: Curvas de compresión intrínsecas normalizadas formando la línea de compresión intrínseca [19]**

Por otro lado, Terzaghi[70] define la curva de compresión de sedimentación, la cual representa la relación que existe entre la relación de vacíos y las tensión efectiva vertical para un incremento muy lento de la presión generado por el incremento del peso propio de un depósito de arcilla durante el proceso de sedimentación. Skempton[68] obtiene unas curvas de compresión de sedimentación para distintos sitios, las cuales se muestran normalizadas según la expresión 34 en la Figura 2.49. A partir de ellas puede definirse la línea de compresión de sedimentación. La diferencia entre las líneas de compresión intrínseca y de sedimentación pone en evidencia un incremento de resistencia asociado a la estructuración interna de la arcilla generada por su deposición natural.

No todas las curvas de compresión de las arcillas naturales coinciden con la línea de sedimentación de compresión. La Figura 2.50 muestra las curvas de compresión para las arcillas de Sault Ste Marie[76] y Gosport[68]. En el primer caso, la curva de compresión se localiza por encima de la línea de sedimentación de compresión, y esta diferencia se asocia a la presencia de hematites que generan una cementación entre las partículas. Por otro lado, la arcilla de Gosport se encuentra por debajo de la línea de compresión de sedimentación, y esto se asocia a una estructura de partículas más compactada generada por una deposición rápida de una suspensión densa, probablemente asociado a corrientes importantes.

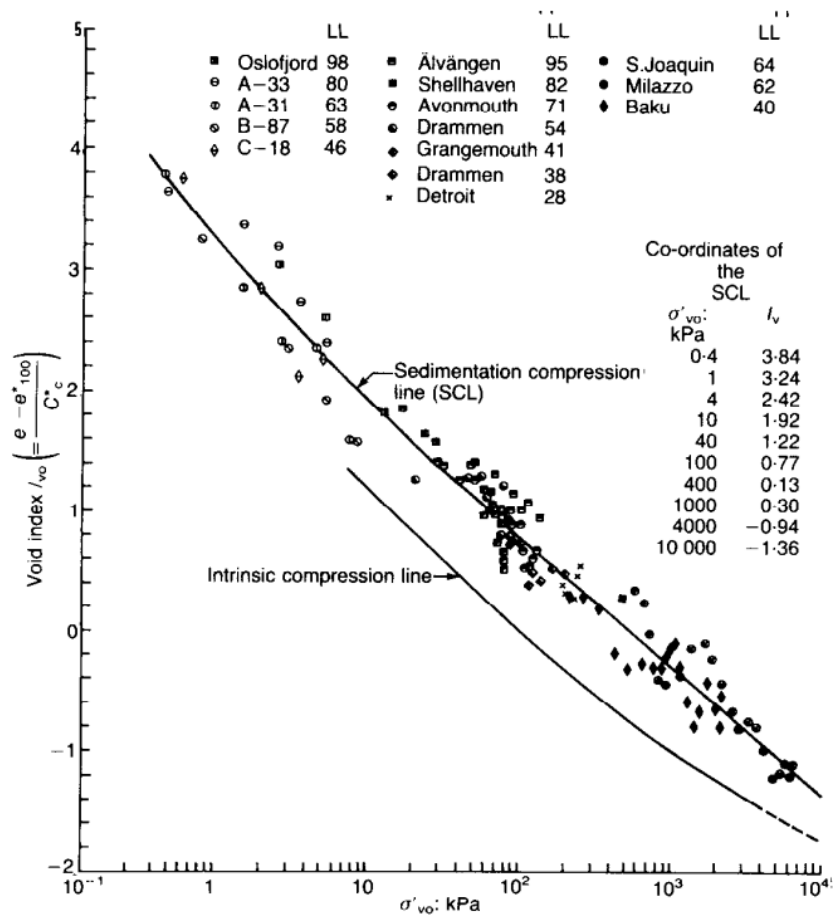


Figura 2.49: Relación entre el índice de vacíos y la presión efectiva vertical para distintas muestras normalmente consolidadas.

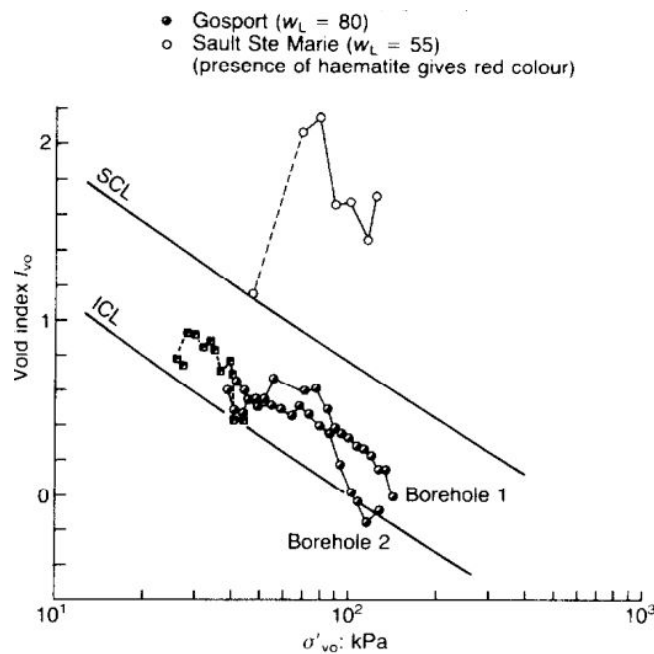


Figura 2.50: Curvas de compresión de tres arcillas alejadas de la línea de sedimentación de compresión.

### 3. Modelos constitutivos

#### 3.1. Introduccion

El comportamiento mecánico de los suelos y las rocas puede ser representado, para un determinado nivel de precisión, a partir de un modelo constitutivo. Entre los modelos más sencillos se encuentran la ley de Hooke, que desarrolla la elasticidad isotrópica lineal a partir de dos parámetros; el módulo de elasticidad,  $E$ , y el coeficiente de Poisson,  $\nu$ . Otros más complejos pueden ser considerados como una primera aproximación en el comportamiento de los suelos y rocas, tal como es caso del modelo de Mohr-Coulomb que representa el comportamiento lineal elástico con plasticidad perfecta. Existen modelos constitutivos mucho más complejos que engloban otras características como la dependencia de la rigidez con las tensiones, el endurecimiento o ablandamiento por deformación, el estado crítico, anisotropía, entre otros. [54][55]

En esta sección se desarrollarán brevemente las bases de la teoría de la plasticidad sobre las cuales se construyeron estos modelos constitutivos, se explicará la representación del comportamiento elástico y plástico y se describirán los modelos *HSM* y *HSmall* utilizados en el caso de aplicación.

#### 3.2. Conceptos generales

Existen distintas formas para representar el comportamiento mecánico de un determinado material. Entre los comportamientos más importantes se pueden destacar (Figura 3.1):

- **Un comportamiento puramente elástico**, que consiste únicamente en deformaciones que son reversibles. Este puede presentar una relación entre tensiones y deformaciones lineal o no lineal, denominándose elástico lineal y elástico no lineal respectivamente;
- **Un comportamiento rígido plástico**, el cual presenta únicamente deformaciones irreversibles a partir de un determinado nivel de tensiones;
- **Un comportamiento elastoplástico**, que se compone de deformaciones reversibles y deformaciones permanentes. Las deformaciones permanentes ocurren luego de un determinado valor de tensión, denominado tensión de fluencia. A medida que estas ocurren pueden generar un incremento en los niveles de tensiones (elastoplástico con endurecimiento), un decrecimiento en los niveles de tensiones (elastoplástico con ablandamiento) o ningún efecto (elastoplástico perfecto);
- **Un comportamiento viscoso**, es decir, deformaciones que son producidas con el paso del tiempo, y que pueden estar acompañados de deformaciones reversibles (viscoelástico) o deformaciones irreversibles (viscoplástico).

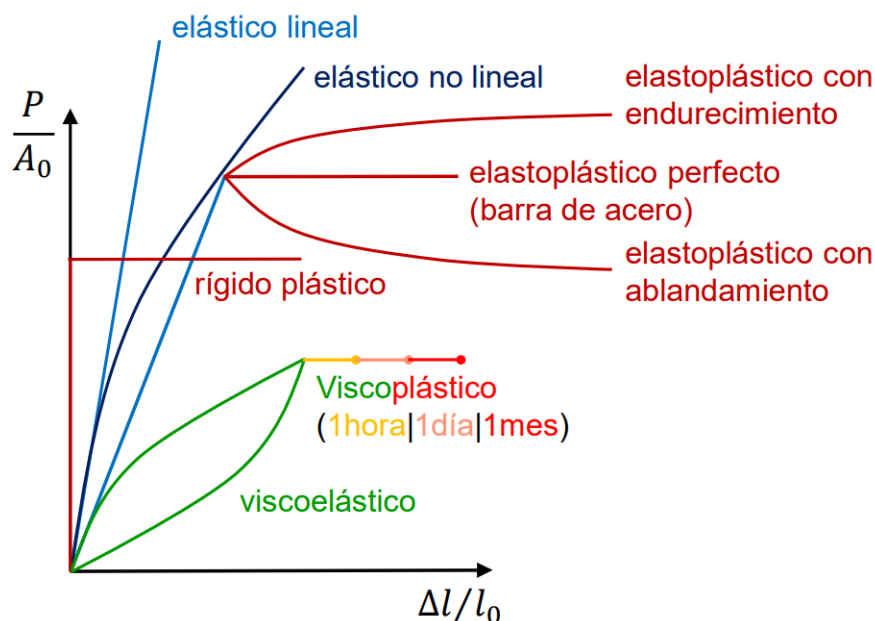


Figura 3.1: Distintas formas del comportamiento mecánico de un material representado en el gráfico carga-desplazamiento[67].

### 3.3. Bases de la teoría de la plasticidad

La mayoría de los modelos constitutivos utilizados en geotecnia se basan en la teoría de plasticidad en pequeñas deformaciones, la cual se basa en las siguientes hipótesis[69]:

- Las deformaciones pueden descomponerse en una deformación asociada al comportamiento elástico,  $\underline{\varepsilon}^e$ , y una deformación asociada al comportamiento plástico,  $\underline{\varepsilon}^p$ .

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p \quad (36)$$

- Existe una ley elástica entre las tensiones y deformaciones,

$$\underline{\sigma} = \mathcal{C}^e : \underline{\varepsilon}^e \quad (37)$$

donde  $\mathcal{C}^e$  es un tensor constitutivo elástico, que puede ser por ejemplo la Ley de Hooke.

- Existe una función de fluencia,  $\mathcal{F}$ , que define un dominio,  $\mathcal{E}$ , que presenta un comportamiento elástico. Ese dominio consiste en el conjunto de tensiones,  $\underline{\sigma}$  tal que:

$$\mathcal{E} = \{\underline{\sigma} \mid \mathcal{F}(\underline{\sigma}, \kappa_i) \leq 0\} \quad (38)$$

donde  $\underline{\sigma}$  es el estado tensional del punto material y  $\kappa_i$  son las variables de estado, por ejemplo las asociadas al endurecimiento o ablandamiento, que pueden generar un cambio en la superficie de fluencia.

- Existe una regla de flujo plástico que establece la forma en que se disipa la energía en el momento que el material plastifica. La forma más utilizada es:

$$\dot{\underline{\varepsilon}}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial \mathcal{G}}{\partial \underline{\sigma}} \quad (39)$$

donde  $\mathcal{G}$  es la función de potencial plástico en donde  $\frac{\partial \mathcal{G}}{\partial \underline{\sigma}}$  indica la dirección del flujo plástico y  $\dot{\lambda}$  el multiplicador plástico que indica la magnitud de las deformaciones plásticas.

### 3.4. Comportamiento elástico

Se dice que el material tiene un comportamiento elástico cuando la deformación asociada a una determinada carga es reversible una vez que éste se quita. La relación entre tensiones y deformaciones está dada por la Ley de Hooke, la cual se basa en la determinación de dos constantes; el módulo de elasticidad,  $E$ , 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 o módulo de corte,  $G$ . Estas constantes se relacionan con las anteriores de la siguiente manera:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (40)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (41)$$

Definidas estas constantes, el incremento de las deformaciones volumétrica y asociada al corte pueden relacionarse con el incremento en las presiones:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{1}{K} dp' \quad (42)$$

$$d\varepsilon_q^e = \frac{1}{3G} dq \quad (43)$$

La elasticidad isotrópica lineal ( $G = cte$  y  $K = cte$ ) es la forma más simple para simular el comportamiento entre tensiones y deformaciones de los suelos sometidos a cargas pequeñas. Sin embargo, no es la más adecuada dado que el comportamiento es claramente no lineal ya que los módulos elásticos dependen de la presión de confinamiento. Hay varios autores que expresaron modelos elásticos no lineales, entre estos están el modelo Hiperbólico[23] que se encuentra incorporado en modelos más complejos como el *HSSmall* que será utilizado en el caso de aplicación.

### 3.5. Comportamiento plástico

El comportamiento plástico es aquel que se encuentra asociado a las deformaciones que permanecen luego de retirar una carga previamente aplicada sobre el material. Existen diversos materiales que tienen este comportamiento, tales como el acero, el hormigón, las rocas y los suelos en general.

La Figura 3.2 esquematiza el gráfico tensión-deformación para un ensayo de tracción de un metal dúctil. El tramo  $O_0Y_0$  representa el comportamiento elástico lineal. Una vez que el material supera el límite elástico representado por el punto  $Y_0$ , éste comienza a desarrollar deformaciones irreversibles. Si el material alcanza el punto  $Z_0$  y luego es descargado, éste presentará una deformación plástica  $\varepsilon^p$  permanente. Si luego comienza nuevamente a cargarse, éste permanecerá en el dominio plástico hasta alcanzar el nuevo límite elástico  $Y_1$ .

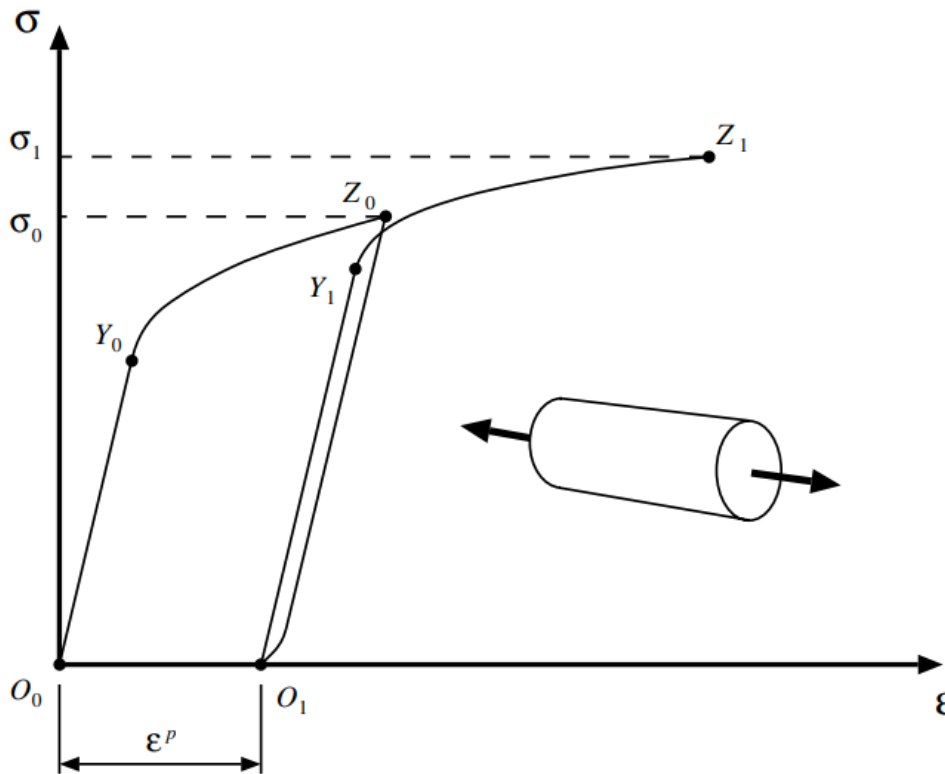


Figura 3.2: Ensayo de tracción para un metal dúctil[69].

#### 3.5.1. Función de fluencia

La función de fluencia define el dominio en el cual rige únicamente el comportamiento elástico y además determina los estados de tensiones que provocan deformaciones plásticas. Es una función escalar dada por:

$$\mathcal{F}(\underline{\sigma}, \kappa_i) = 0 \quad (44)$$

donde  $\underline{\sigma}$  es el estado tensional del punto material y  $\kappa_i$  son las variables de estado que se encuentran asociadas al endurecimiento o ablandamiento y que generan un cambio de forma de la superficie de fluencia. En caso de que exista plasticidad perfecta, estas variables son parámetros constantes. La función de fluencia vale:

$\mathcal{F}(\underline{\sigma}, \kappa_i) < 0$  en estado elástico y

$\mathcal{F}(\underline{\sigma}, \kappa_i) = 0$  en estado plástico.

No existe una situación en donde  $\mathcal{F}(\underline{\sigma}, \kappa_i) > 0$ . Una vez que el punto material alcanza el estado plástico, el estado tensional se modificará de manera de permanecer en ese estado, es decir la función de fluencia se mantendrá con un valor nulo. Existen diversas superficies de fluencia utilizadas en la modelación constitutiva. La Figura 3.3 muestra la forma sobre el espacio de tensiones principales de las superficies de fluencia para los criterios de Von Mises, Tresca y Mohr-Coulomb. Existen otras definiciones de superficies de fluencia, tales como Drucker-Prager[69] o Matsuoka-Nakai[55].



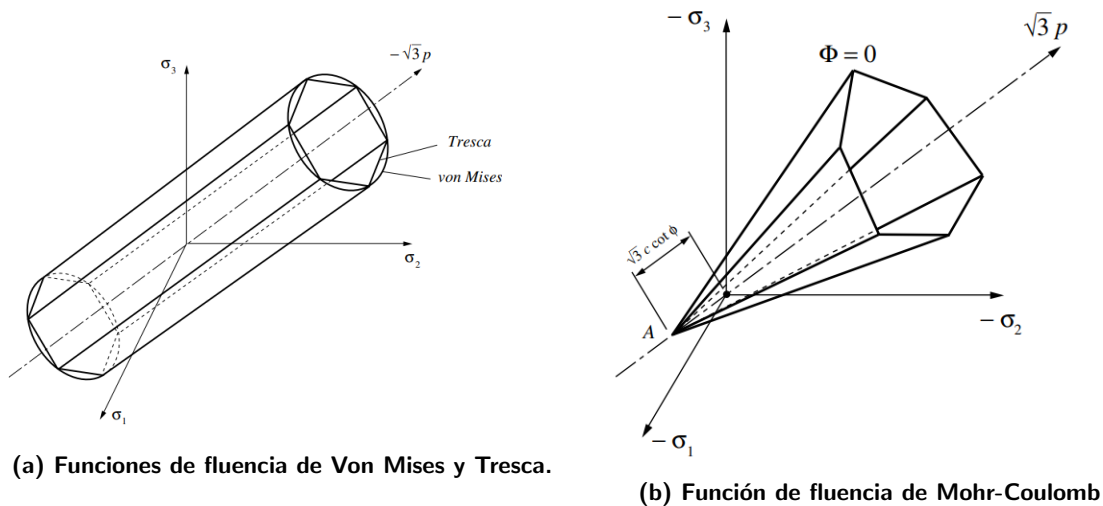


Figura 3.3: Funciones de fluencia en el espacio de tensiones principales[69].

### 3.5.2. Regla de flujo

Una vez que el material alcanza la superficie de fluencia, éste plastifica, y es necesaria una regla de flujo que indique cómo disipa el material energía. La forma más utilizada es la anteriormente mencionada:

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial \mathcal{G}}{\partial \sigma} \quad (45)$$

donde  $\mathcal{G}$  es la función de potencial plástico en donde  $\frac{\partial \mathcal{G}}{\partial \sigma}$  indica la dirección del flujo plástico y  $\dot{\lambda}$  el multiplicador plástico que indica la magnitud de las deformaciones plásticas.

Este multiplicador plástico siempre es un valor mayor o igual a 0 el cual satisface que  $\mathcal{F}\dot{\lambda} = 0$  (condición de complementariedad):

- Si  $\mathcal{F} < 0$  y  $\dot{\lambda} = 0$ , el material se encuentra dentro del dominio elástico y
- Si  $\mathcal{F} = 0$  y  $\dot{\lambda} > 0$ , el material presenta deformaciones plásticas según la regla de flujo indicada.

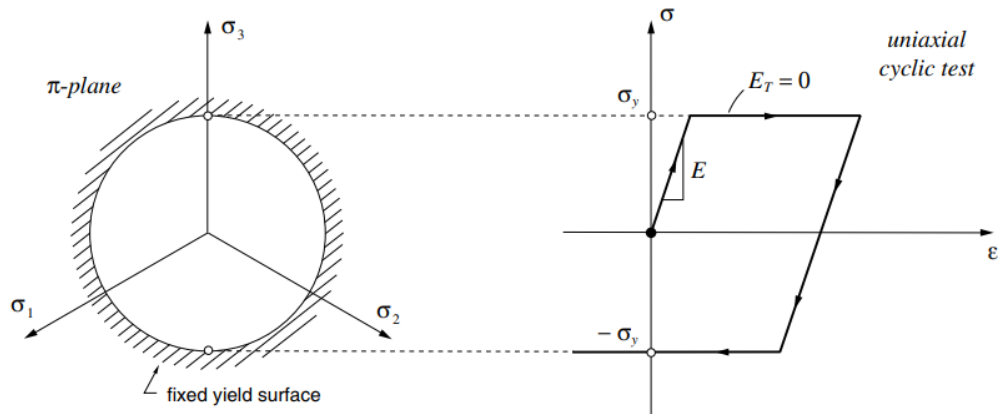
### 3.5.3. Ley de endurecimiento

Una ley de endurecimiento es aquella expresión que modela a evolución de la tensión de fluencia asociada a la evolución de la deformación plástica. Este fenómeno puede ser incorporado a un modelo constitutivo considerando que la tensión de fluencia, utilizada en la definición de la superficie de fluencia, es dependiente de las deformaciones plásticas acumuladas.

$$\sigma_y = \sigma_y(\bar{\varepsilon}^p) \quad (46)$$

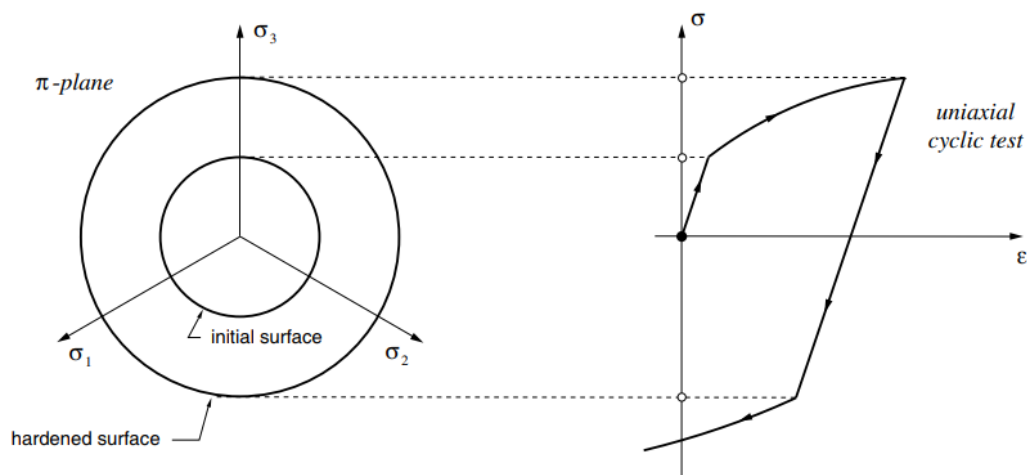
Un material puede:

- No presentar ninguna ley de endurecimiento. En este caso se dice que el material es perfectamente plástico y su superficie de fluencia siempre permanecerá con la misma forma (Figura 3.4).



**Figura 3.4: Plasticidad perfecta. Ensayo uniaxial y representación de la superficie de falla en el plano deviatorico[69].**

- Presentar una ley de endurecimiento que modifique la superficie de fluencia con una expansión uniforme independiente del estado de endurecimiento y sin traslación. En este caso se dice que el material presenta un endurecimiento isotrópico. Su dominio elástico se expandirá en tensión y en compresión durante el comportamiento plástico (Figura 3.5)



**Figura 3.5: Endurecimiento isotrópico. Ensayo uniaxial y representación de la superficie de falla en el plano deviatorico[69].**

- Presentar una ley de endurecimiento que traslade en el espacio de las tensiones principales la superficie de falla. En este caso se dice que el material presenta un endurecimiento cinemático (Figura 3.6)

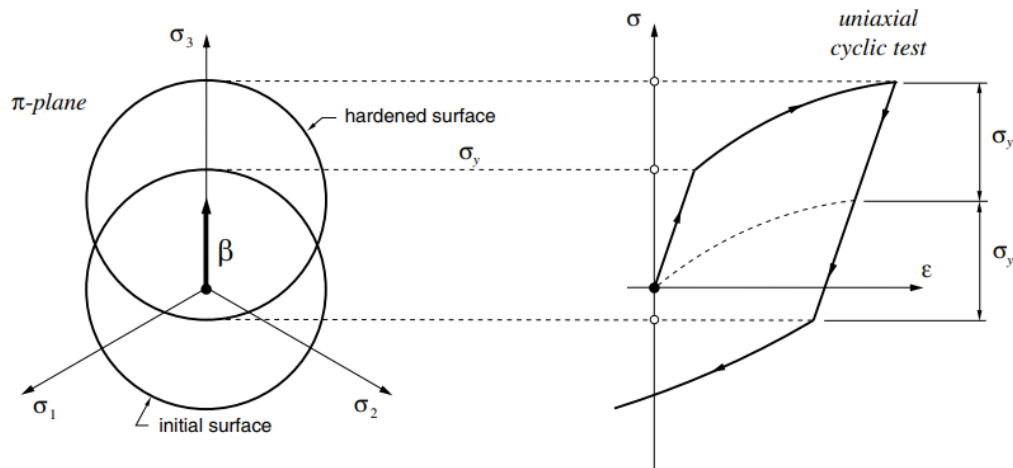


Figura 3.6: Endurecimiento cinemático. Ensayo uniaxial y representación de la superficie de falla en el plano deviatorico[69].

### 3.6. Modelo Hardening Soil Model

El modelo *Hardening soil model (HSM)* es un modelo constitutivo avanzado utilizado para simular el comportamiento de diferentes tipos de suelos, incluyendo suelos blandos y rígidos. Este modelo se basa en la teoría de plasticidad para bajas deformaciones y presenta un endurecimiento isotrópico. Las características principales de este modelo son:

- Dependencia de la rigidez con el estado tensional que puede regularse con el parámetro de entrada  $m$ ;
- Deformaciones plásticas asociadas a una carga desviadora que se regula con el parámetro  $E_{50}^{ref}$ ;
- Deformaciones plásticas asociadas a una compresión primaria que se regula con el parámetro  $E_{oed}^{ref}$ ;
- Carga y descarga elástica utilizando los parámetros  $E_{ur}^{ref}$  y  $\nu_{ur}$ ;
- Criterio de falla de Mohr-Coulomb a partir de los parámetros  $c$ ,  $\phi$  y  $\psi$ .

### 3.7. Relación hiperbólica

La idea básica de la formulación del modelo *HSM* consiste en la relación hiperbólica entre la deformación vertical,  $\varepsilon_1$  y la tensión desviadora,  $q$  durante la aplicación de una carga triaxial. La Figura 3.7 muestra esta relación para un ensayo triaxial drenado. Esta curva puede ser descripta de acuerdo a la Ecuación 47.

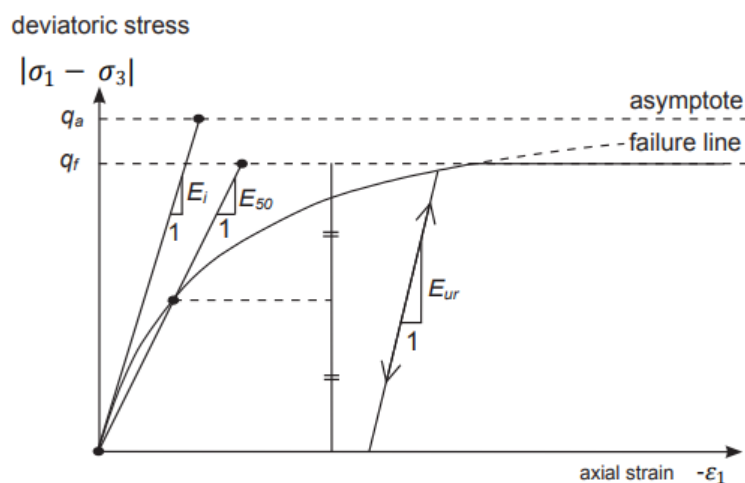


Figura 3.7: Relación hiperbólica entre las tensiones y deformaciones en un ensayo triaxial drenado [54].

$$\varepsilon_1 = -\frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_\alpha} \quad (47)$$

En donde  $q_\alpha$  es el valor asintótico de la resistencia al corte y  $E_i$  la rigidez inicial, la cual puede relacionarse con los parámetros de resistencia y rigidez de la siguiente manera:

$$E_i = \frac{2}{2 - R_f} E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos(\phi) - \sigma'_3 \cdot \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) - p^{ref} \cdot \sin(\phi)} \right)^m \quad (48)$$

Siendo  $E_{50}^{ref}$  la rigidez de referencia asociada a una presión de confinamiento  $p^{ref}$  que predeterminadamente es  $100kPa$ . La dependencia de la rigidez con el estado tensional viene dada por el coeficiente  $m$ . Este coeficiente es un parámetro de entrada que varía entre 0,0 a 1,0 en función del tipo de suelo a modelar.

Los valores límites de la tensión desviadora esquematizados en la Figura 3.7 se definen como:

$$q_f = (c \cdot \cot(\phi) - \sigma'_3) \frac{2 \cdot \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \quad y \quad q_\alpha = \frac{q_f}{R_f} \quad (49)$$

La expresión para  $q_f$  se encuentra derivada del criterio de falla de Mohr-Coulomb, el cual engloba los parámetros resistentes  $c$  y  $\phi$ . Cuando la tensión desviadora alcance el valor de  $q_f$  se alcanzará la superficie de fluencia y comenzará el comportamiento plástico. Por otro lado, la relación entre  $q_f$  y  $q_\alpha$  viene dada por el parámetro de entrada  $R_f$ , el cual suele considerarse predeterminadamente 0,9.

En el caso de que el material presente una descarga y una posterior recarga en la magnitud de la tensión desviadora, se utilizará la rigidez asociada a la carga y descarga, la cual se define como:

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

Siendo  $E_{ur}^{ref}$  el módulo de carga y descarga asociado a una presión de referencia  $p^{ref}$

### 3.8. Superficies de fluencia y endurecimiento isotrópico

Este modelo presenta dos superficies de fluencia: una primera superficie asociada al criterio de falla de Mohr-Coulomb y una segunda superficie denominada comúnmente como *yieldcap* que busca modelar el cambio de deformación plástica volumétrica que se encuentra al aplicar un estado tensional isotrópico de compresión en los suelos blandos.

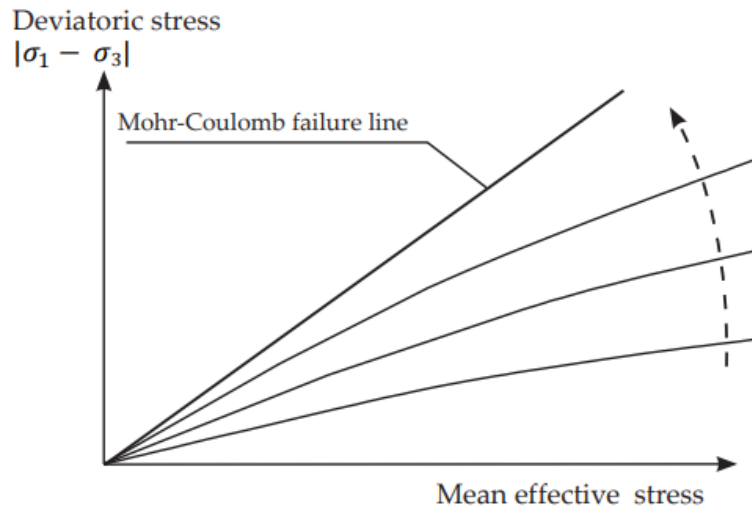
La primera superficie se puede definir de la siguiente manera:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (51)$$

Siendo  $\bar{f}$  una función del estado tensional asociada a la relación hiperbólica entre tensiones y deformaciones y  $\gamma^p$  una función de la deformación plástica que genera el endurecimiento isotrópico y cuyas expresiones son:

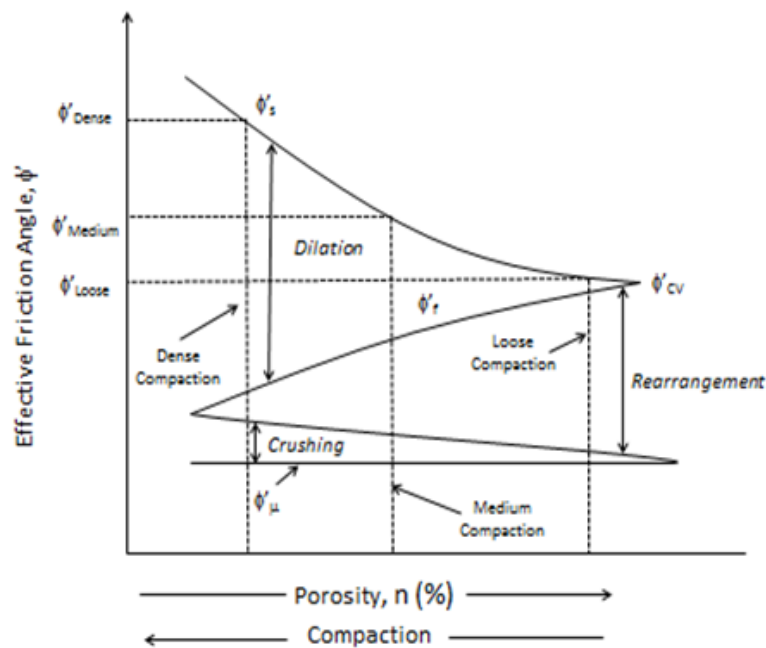
$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_\alpha} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad y \quad \gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (52)$$

La Figura 3.8 muestra cómo varía esta superficie de fluencia a medida que se incrementa la función de endurecimiento  $\gamma^p$  en el plano de tensiones p'-q.



**Figura 3.8: Variación de la superficie de fluencia asociada a Mohr-Coulomb con la función asociada a la deformación plástica  $\gamma^p$  [54].**

La función  $\gamma^p$  se encuentra asociada a la resistencia al corte movilizada. Esta resistencia es la obtenida del ángulo de fricción movilizado,  $\phi_s$  que Rowe[59] define como la suma entre la resistencia asociada al deslizamiento entre partículas,  $\phi_u$ , la resistencia asociada a la rotura y reubicación de partículas y la resistencia asociada a la dilatación del material. La Figura 3.9 muestra cómo varía el ángulo de resistencia movilizado para distintos niveles de compactación del suelo.



**Figura 3.9: Efecto de la porosidad y compactación en la resistencia al corte de un material granular [59].**

Rowe[59] desarrolla la teoría de la dilatación que explica que un material suelto presentará una contracción de volumen y un bajo ángulo de fricción movilizado  $\phi_m < \phi_{cv}$ , mientras que un material compacto presentará un incremento de volumen y un alto ángulo de resistencia movilizado  $\phi_m > \phi_{cv}$ . Al momento de la falla, éste ángulo de resistencia tenderá a coincidir con el ángulo de fricción del estado crítico, que es independiente del nivel de compactación del material.

La superficie denominada *capyield* representa el cambio de volumen asociado a una compresión isotrópica que ocurre frecuentemente en los suelos blandos. Esta superficie se define como:

$$f_c = \frac{\bar{q}^2}{M^2} + p'^2 - p_p^p \quad (53)$$

En donde  $M$  es un parámetro auxiliar que se encuentra asociado al parámetro  $K_0^{nc} = 1 - \sin(\phi)$ ,  $p'$  es la presión efectiva promedio,  $p_p$  la presión de preconsolidación y  $\bar{q}$  una tensión especial definida de la siguiente manera:

$$\bar{q} = \sigma'_1 + (\alpha - 1)\sigma'_2 - \alpha\sigma'_3 \quad \text{con} \quad \alpha = \frac{3 + \sin\phi}{3 - \sin\phi} \quad (54)$$

Esta superficie tiene la forma de una elipse en el plano  $p - \bar{q}$  cuyo ancho es definido a partir de la presión de preconsolidación y su altura viene dada por el producto  $Mp_p$ .

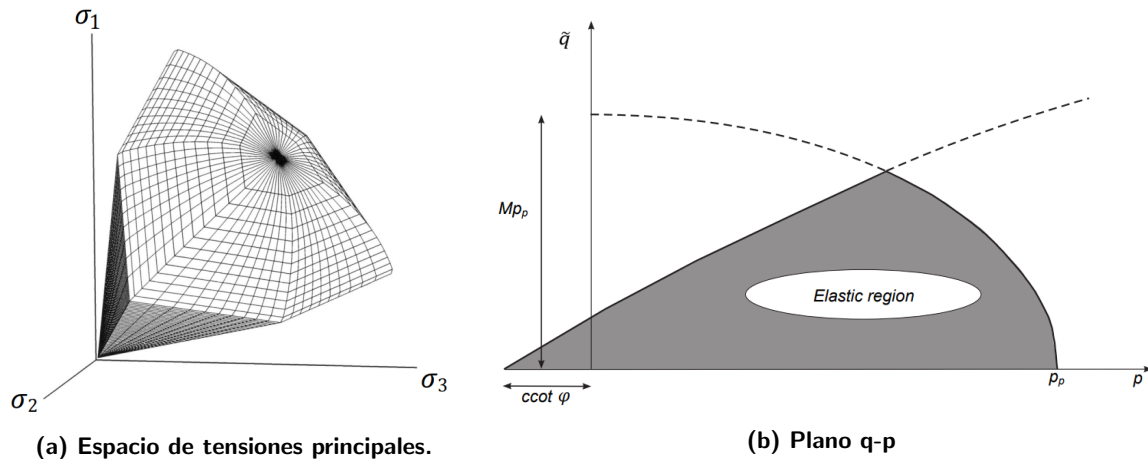
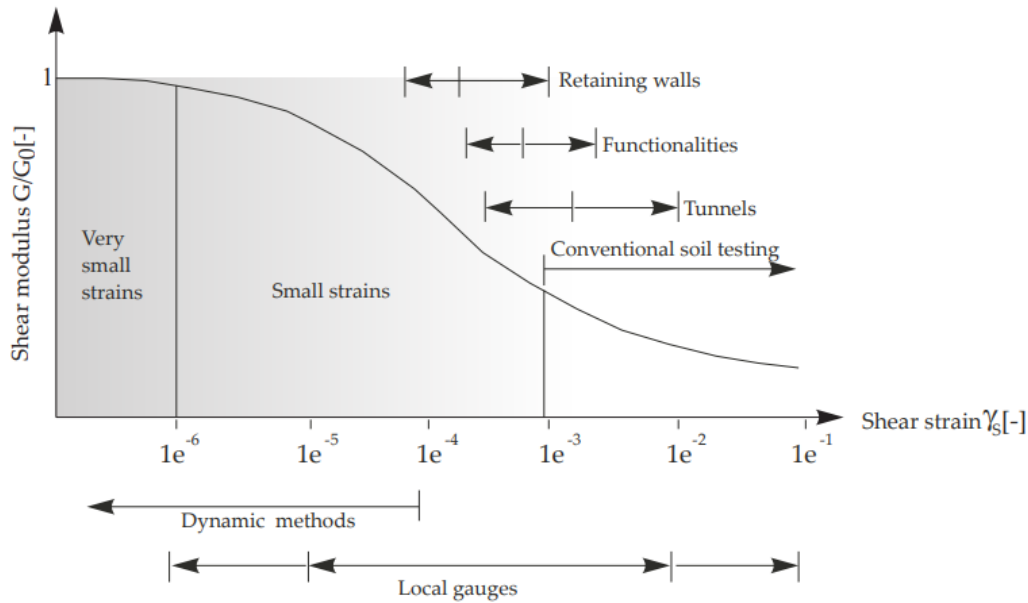


Figura 3.10: Representación de las superficies de fluencia del modelo *HSM* [54]

### 3.9. Modelo HSsmall

El modelo *HSsmall* es un modelo constitutivo avanzado y comúnmente utilizado en la simulación del comportamiento de distintos tipos de suelos. Este modelo se basa en el modelo *Hardening Soil Model (HSM)* sobre el cual incorpora un incremento de la rigidez que se encuentra en los suelos sometidos a deformaciones usualmente menores a las encontradas en los problemas ingenieriles. La Figura 3.11 muestra el decrecimiento de la rigidez asociada al corte en función de la deformación y los rangos típicos encontrados en algunas obras ingenieriles.



**Figura 3.11: Relación rigidez-deformación con valores típicos encontrados en estructuras y ensayos de laboratorio [54]**

Otra característica que incorpora es la dependencia de la rigidez con la deformación. Por tal razón, este modelo puede ser utilizado para modelar incluso cargas cíclicas. Sin embargo, no puede incorporar el ablandamiento gradual que es visto durante un ensayo cíclico, y por lo tanto, no puede ser utilizado en problemas en los cuales el ablandamiento asociado a una carga cíclica juega un rol importante. Otro fenómeno que no contempla es la acumulación de la deformación volumétrica irreversible asociada al fenómeno de licuación durante una carga dinámica.

### 3.9.1. Rigidez a baja deformación

El decrecimiento de la rigidez del suelo a medida que se incrementan las deformaciones puede asociarse a la pérdida de fuerzas superficiales e intermoleculares con la estructura interna del suelo. La relación entre la rigidez al corte secante,  $G_s$ , y las deformaciones asociadas,  $\gamma$ , puede modelarse como una hipérbola, la cual fue propuesta por Hardin y Drnevich[5] y posteriormente modificada por Santos y Correia[61].

$$G_s = \frac{G_0}{1 + 0,385 \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}} \quad \text{con} \quad G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos(\phi) - \sigma'_3 \cdot \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) + p^{ref} \cdot \sin(\phi)} \right)^m \quad (55)$$

En donde  $G_0$  es la rigidez al corte inicial o medida a muy bajas deformaciones y  $\gamma_{0,7}$  la distorsión en la cual el módulo de corte secante es reducido un 70% respecto del valor inicial. El módulo de corte,  $G_t$ , puede definirse a partir del módulo de corte secante derivando las tensiones de corte,  $\tau$ , con respecto a las distorsiones:

$$\tau = G_s(\gamma)\gamma \quad , \quad G_t = \frac{\partial \tau}{\partial \gamma} = \frac{G_0}{\left(1 + 0,385 \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}\right)^2} \quad (56)$$

Esta curva de la degradación de la rigidez a bajas deformaciones puede alcanzar el dominio plástico, en donde la degradación asociada a las deformaciones plásticas ya se encuentra simulada con el endurecimiento isotrópico. Por esta razón, se le asignan dos límites inferiores a la curva de reducción de la rigidez, determinados por ensayos de laboratorio:

- Un límite inferior al módulo de corte que es definido a partir de los parámetros elásticos:

$$G_{inf} = G_t \geq G_{ur} \quad , \quad G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad \text{y} \quad G_t = \frac{E_t}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (57)$$

- Un límite de la distorsión que puede definirse como:

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0,385} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \gamma_{0,7} \quad (58)$$

La Figura 3.12 muestra la curva de reducción del módulo secante y el módulo de corte con los límites mencionados.

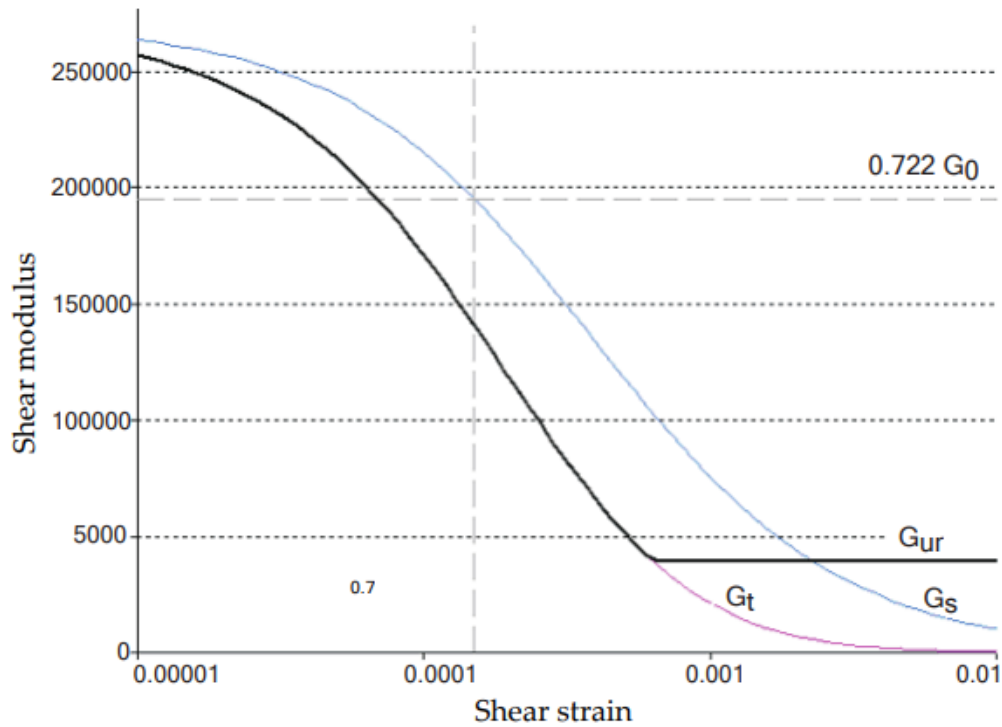


Figura 3.12: Curva de reducción para el módulo de corte y el módulo secante [54]

### 3.10. HSsmall frente a cargas cíclicas

El modelo adopta los criterios de Masing[40] que regulan el comportamiento histerético de los materiales:

- El módulo de corte en descarga es igual al módulo tangente inicial de la curva de carga inicial.
- La forma de las curvas de carga y descarga es igual a la curva de carga inicial, pero en doble de tamaño. Esta condición se agrega al modelo considerando la siguiente relación entre distorsiones:

$$\gamma_{0,7recarga} = 2 \cdot \gamma_{0,7inicial} \quad (59)$$

La Figura 3.13 muestra el comportamiento y la variación de los módulos de rigidez en el plano  $\tau_{xy} - \gamma_{xy}$  para un ensayo cíclico.



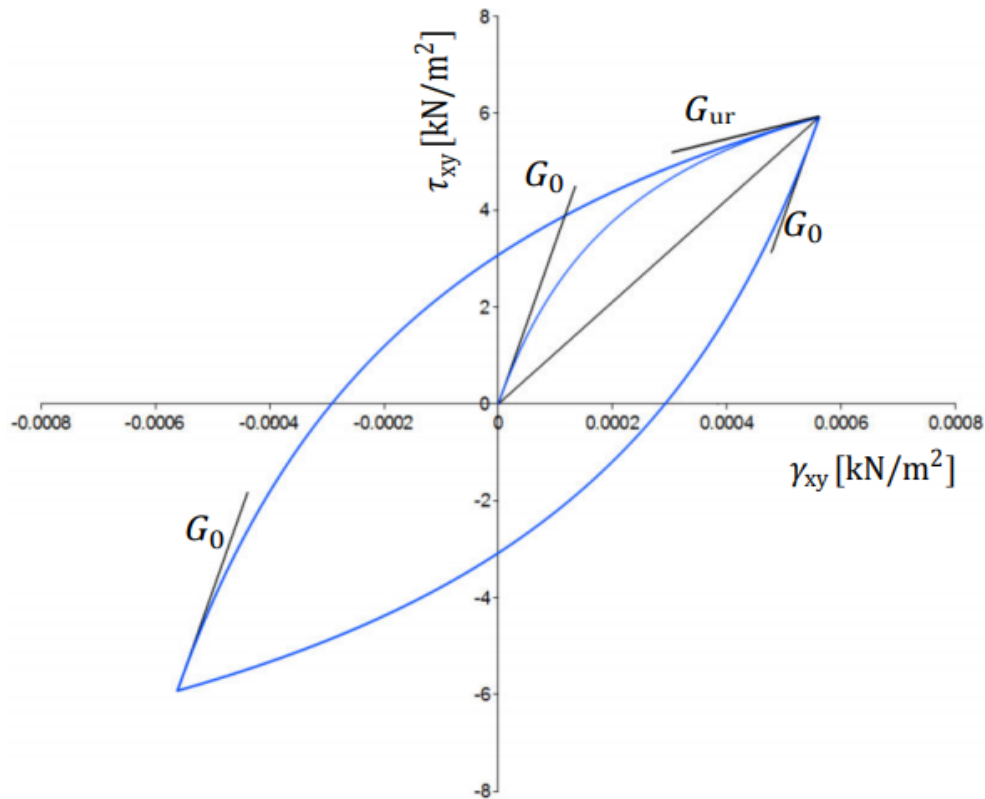


Figura 3.13: Parámetros de rigidez en un ensayo cíclico[54]

### 3.10.1. Parámetros del modelo

Los parámetros resistentes e hidráulicos necesarios que requiere este modelo se describen en las Tablas 3.1 y 3.2.

Tabla 3.1: Parámetros resistentes del modelo HSsmall.

Parametro	Unidad	Descripcion	Valores típicos
$\gamma_{unsat}$	$[kN/m^3]$	Peso específico no saturado	17-22
$\gamma_{sat}$	$[kN/m^3]$	Peso específico saturado	17-22
$m$	[-]	Dependencia de la rigidez con las tensiones	0.0-1.0
$E_{50}^{ref}$	$[kN/m^2]$	Rigidez secante en un ensayo triaxial drenado	$E_{50}^{ref} = 1,25E_{oed}^{ref}$
$E_{oed}^{ref}$	$[kN/m^2]$	Rigidez tangente a la primera carga edométrica	-
$E_{ur}^{ref}$	$[kN/m^2]$	Rigidez carga y descarga en un ensayo triaxial drenado	$E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$
$\nu_{ur}$	[-]	Relación de Poisson para carga y descarga	0.2
$p^{ref}$	$[kN/m^2]$	Presión de referencia	100
$c'_{ref}$	$[kN/m^2]$	Cohesión efectiva	0-250
$\phi'$	[°]	Ángulo de fricción interna efectivo	28-35
$\psi$	[°]	Ángulo de dilatancia	0-6
$R_f$	[-]	Relación de falla $q_f/q_\alpha$	0.9
$G_0^{ref}$	$[kN/m^2]$	Modulo de corte de referencia para bajas deformaciones	Eq. 60
$\gamma_{0,7}$	[-]	Deformaciones de corte para $G_s/G_0 = 0,722$	Eq. 61

Una buena estimación del módulo de corte de referencia considerando que el cambio en la relación de vacíos es pequeña es la siguiente:

$$G_0^{ref} = 33 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} [MPa] \text{ para } p^{ref} = 100 kPa \quad (60)$$

Por otra parte, el parámetro  $\gamma_{0,7}$  puede estimarse a partir de los parámetros de falla del modelo:

$$\gamma_{0,7} = \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos(2\phi)) - \sigma'_1(1 + K_0)\sin(2\phi)] \quad (61)$$

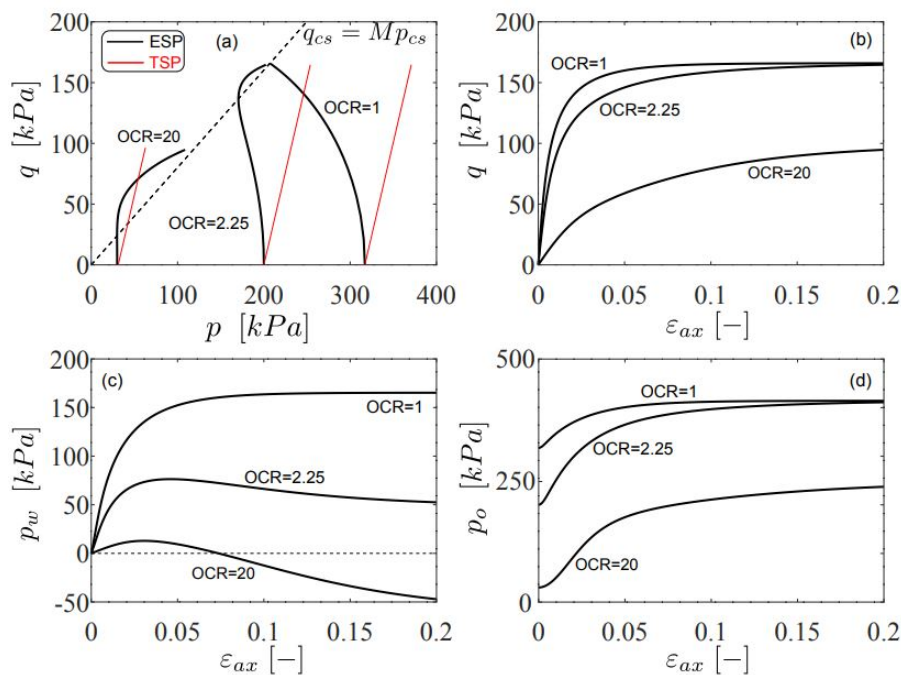
siendo  $K_0$  el coeficiente de presión horizontal en estado de reposo y  $\sigma'_1$  la tensión efectiva vertical

**Tabla 3.2: Parámetros hidráulicos requeridos en los modelos de PLAXIS.**

Parametro	Unidad	Descripcion	Valorestipicos
$k_x$	[m/s]	Conductividad hidráulica saturada horizontal	1E-4 - 1E-9
$k_y$	[m/s]	Conductividad hidráulica saturada vertical	1E-4 - 1E-9
$\psi_{unsat}$	[m/s]	Succión máxima permitida en el modelo hidráulico	$10^4$
Model	[-]	Modelo hidráulico para flujo parcialmente saturado	Van Genuchten
Data Set	[-]	Selección de una serie de clasificación de suelo	USDA

### 3.11. Modelo OC-clay

Tal como se vió en la sección 2.6.3, la respuesta mecánica de los suelos sobreconsolidados está fuertemente influenciada por la historia de carga del depósito, el cual caracteriza las condiciones iniciales del suelo y el comportamiento tensión-deformación resultante. Este consiste en una implementación del modelo del parámetro de estado de endurecimiento o *HASP model* por sus siglas en inglés, el cual representa el comportamiento de las arcillas sobreconsolidadas encontrado en ensayos de laboratorio[37]. Además, incluye el modelo de rigidez a baja deformación que captura la degradación no lineal de las propiedades asociadas al corte[7]. La Figura 3.14 muestra las curvas tensión-deformación y las trayectorias de tensiones de tres ensayos triaxiales simulados a diferentes relaciones de sobreconsolidación.



**Figura 3.14: Curvas tensión-deformación y trayectorias de tensiones de tres ensayos triaxiales simulados a diferentes relaciones de sobreconsolidación.**

### 3.11.1. Formulación del estado de endurecimiento

El dominio elástico es definido mediante una superficie elíptica, la cual también es considerada como la superficie límite de este modelo:

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p'_0) \quad (62)$$

Siendo  $M$  el gradiente de la línea de estado crítico en el plano  $q - p'$  y  $p'_0$  la presión de preconsolidación inicial. El modelo incluye la dependencia del parámetro  $M$  con el ángulo de Lode,  $\theta$ . Éste ángulo representa la inclinación que presenta el vector posición de un estado tensional  $P$  respecto de un eje horizontal en el plano desviador. La Figura 3.15 esquematiza su definición.

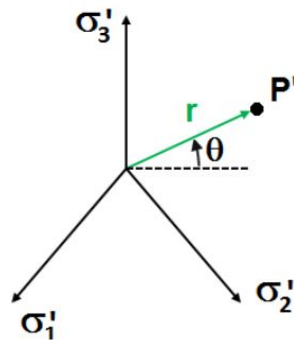


Figura 3.15: Definición gráfica del ángulo de Lode en el plano desviador.

La relación entre el parámetro  $M$  y el ángulo de Lode,  $\theta$  viene dada por:

$$M(\theta) = a \cdot [1 + b \cdot \sin(3\theta)]^n \quad (63)$$

Siendo  $a$  y  $b$  coeficientes definidos a partir del ángulo de fricción interna en estado crítico y  $n = -0,229$  un exponente que garantiza la convexidad de la superficie de fluencia.

El modelo define el parámetro de estado crítico,  $\psi$ , que determina la distancia entre la línea de carga y descarga ( $URL$ ) y la línea de estado crítico ( $CSL$ ) en el plano  $v - p'$ :

$$\psi = v + \lambda \cdot \ln p' - \Gamma \quad (64)$$

Siendo  $v$  el volumen específico,  $\Gamma$  el volumen específico sobre la línea de estado crítico para una presión de referencia de  $1kPa$  y  $\lambda$  la pendiente de la línea de compresión normal (NCL). Este parámetro muestra si el material está sobreconsolidado o normalmente consolidado, dependiendo de si es negativo o positivo respectivamente. La Figura 3.16 esquematiza las superficies de fluencia y límite, en donde  $A$  y  $\bar{A}$  se refieren a dos estados tensionales sobre ambas superficies.

Es posible expresar el parámetro de estado respecto de la superficie de fluencia como una función de la relación de tensiones  $\eta = q/p'$ :

$$\bar{\psi} = (\lambda - \kappa) \cdot \ln \left( \frac{2M^2}{M^2 + \eta^2} \right) \quad (65)$$

Los parámetros de estado  $\psi$  y  $\bar{\psi}$  pueden expresarse en el plano  $\varepsilon_v - p'$  considerando la relación de vacíos inicial de referencia. El símbolo  $*$  representa que el parámetro se encuentra definido en este plano:

$$\psi^* = \varepsilon_v + \lambda^* \cdot \ln(p') \cdot \varepsilon_\Gamma \quad (66)$$

$$\bar{\psi}^* = (\lambda^* - \kappa^*) \cdot \ln \left( \frac{2M^2}{M^2 + \eta^2} \right) \quad (67)$$

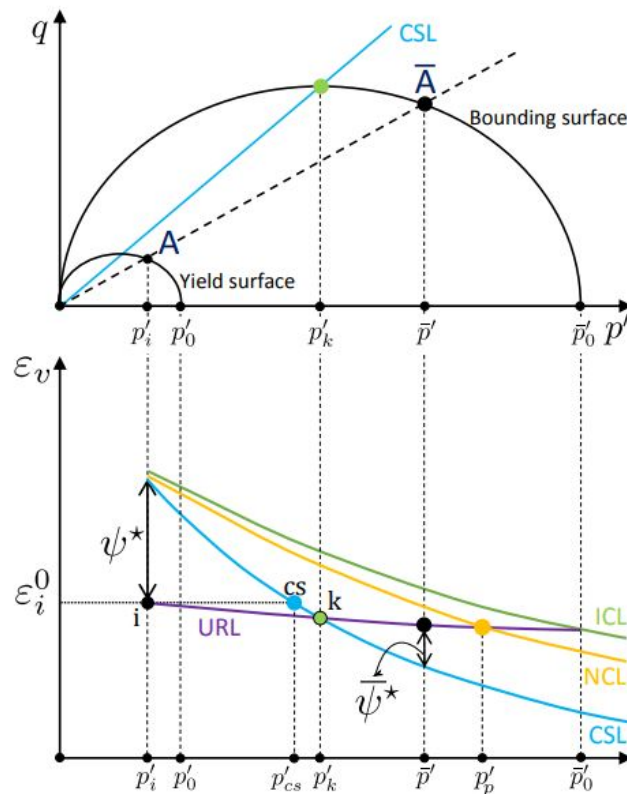


Figura 3.16: Representación esquemática de la formulación del estado de endurecimiento.

### 3.11.2. Regla de endurecimiento

El modelo presenta una regla de endurecimiento generalizado como una función de la deformación de corta plástica[47]:

$$dp'_0 = \frac{\nu p_0}{\lambda \cdot \kappa} (d\varepsilon_v^p + \xi d\varepsilon_q^p) = \frac{\nu p_0}{\lambda \cdot \kappa} d\varepsilon_v^p (1 + \xi/d) = \frac{\nu p_0}{\lambda \cdot \kappa} d\varepsilon_v^p \cdot \omega \tag{68}$$

Siendo  $d$  la función de dilatancia ( $d = d\varepsilon_v^p / d\varepsilon_q^p$ ) y  $\omega$  el coeficiente de endurecimiento expresado como una función de los parámetros de estado  $\psi^*$  y  $\bar{\psi}^*$ :

$$\omega = \left( 1 + \frac{\bar{\psi}^* - \psi^*}{\psi^*} \right) \cdot R \cdot h \tag{69}$$

En donde  $R$  es la relación isotrópica de sobreconsolidación, definida como la relación entre  $p'_0$  y la actual tensión promedio efectiva y  $h$  un parámetro de entrada adicional que aumenta o reduce el endurecimiento volumétrico. La Figura 3.17 muestra el cambio asociado a este parámetro en las curvas tensión-deformación y en las trayectorias de tensiones

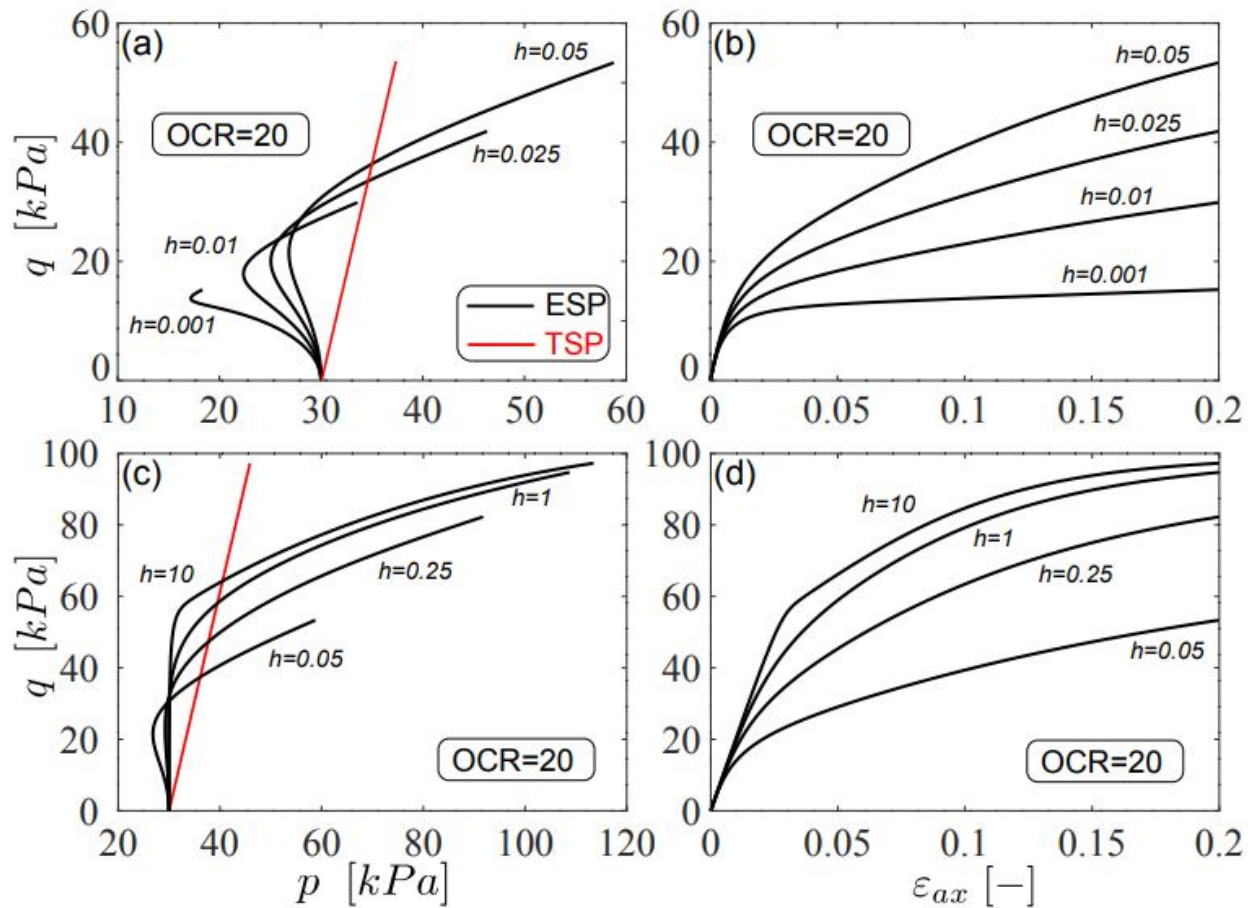


Figura 3.17: Curvas tensión-deformación y trayectorias de tensión para tres ensayos triaxiales simulados con la misma relación de sobreconsolidación y diferentes valores de  $h$ .

## 4. Programa experimental

### 4.1. Introducción

Los ensayos que componen este programa experimental son parte de una línea de investigación que está desarrollando el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la FIUBA para caracterizar el comportamiento de la Formación Pampeano. Particularmente, el objetivo de los ensayos presentados es profundizar en la caracterización hidro-mecánica de los suelos pertenecientes a la zona superior de este estrato. Se pretende analizar las diferencias que se presentan entre el suelo en estado estructurado y en estado desestructurado, y a su vez, en condición saturada y parcialmente saturada.

El comportamiento hidráulico fue analizado sobre muestras estructuradas y desestructuradas sólo en condiciones de saturación parcial a través de la determinación de la curva de retención mediante la técnica de papel de filtro y la curva de contracción.

Por otro lado, el comportamiento mecánico fue estudiado mediante ensayos edométricos y triaxiales sobre muestras saturadas, tanto estructuradas como desestructuradas.

La tabla 4.1 resume los ensayos realizados sobre muestras estructuradas y desestructuradas.

**Tabla 4.1: Ensayos realizados discriminados por el tipo de muestra.**

<i>Ensayo</i>	<i>Suelo estructurado</i>	<i>Suelo desestructurado</i>
Curva de retención	2	3
Curva de contracción	1	1
Compresión edométrica	-	4
Ensayos triaxiales consolidados no drenados	6	3
Ensayos triaxiales consolidados drenados	-	1

### 4.2. Material de estudio

El suelo analizado pertenece a la zona superior del estrato denominado Formación Pampeano. Este fue extraído en el barrio de Nuñez, perteneciente a la ciudad de Buenos Aires, durante el proyecto de prolongación de la cochera-taller Congreso de Tucumán de la línea D. La profundidad de extracción varía entre la superficie y los 10 m de profundidad. La figura 4.1 indica la zona de extracción sobre un mapa de elevación de la ciudad de Buenos Aires.[50]

La figura 4.2 muestra los resultados del sondeo SPT realizado en el sitio de extracción. En total se extrajeron tres grandes muestras:

- La muestra denominada D1, totalmente desgranada y con el fin de analizar el comportamiento desestructurado.
- La muestra denominada E1, extraída con un sacamuestras *Denison* a una profundidad aproximada de 10 m y con el fin de analizar el comportamiento estructurado.
- La muestra denominada E2, extraída también con un sacamuestras *Denison* a una profundidad aproximada de 4 m y con el fin de analizar el comportamiento estructurado.

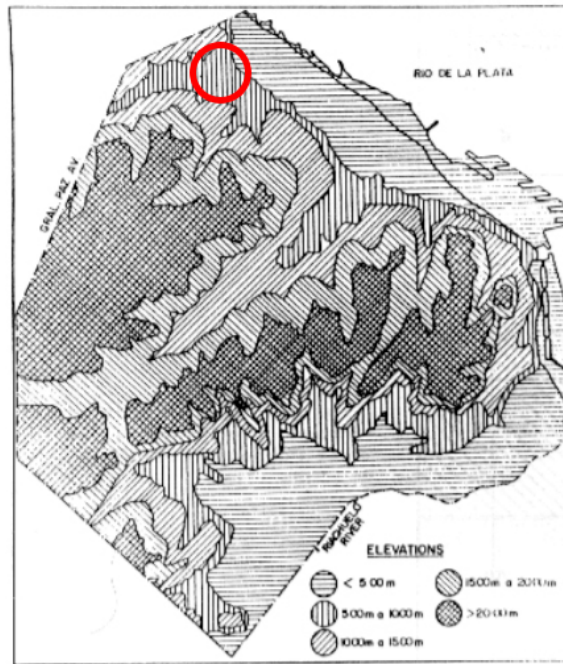


Figura 4.1: Zona de extracción de las muestras.

PROF m	DESCRIPCIÓN	USCS	Ensayo penetración					N - SPT	$\omega_{nat}$ ---	LL %	LP %	IP %	L. Atterberg	Tamices		$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>
			0 15	15 30	30 45	Carr. cm	Rec. %							#40 %	#200 %	
0.0	N.T.N.															
0.5																
1.0	castaño mediano con vetitas negras, manchas rojizas y verdosas	CL	3	3	4	45	67	6	35.3	47	25	22			>90	18.3
2.0	parcialmente cementado		3	4	5	45	67	7								
3.0	castaño oscuro con vetitas negras		4	10	4	45	56	11	27.5	39	25	14			>90	
4.0	castaño mediano con manchas verdosas		3	3	4	45	71	6	33.2	42	24	18			>90	18.8
5.0			4	5	5	45	67	8	36.8	46	26	20			>90	
6.0	verdoso como manchas rojizas y nódulos calcáreos, parcialmente cementado		6	7	8	45	62	12	29.6	39	25	14			>90	
7.0			7	9	9	45	67	14								
8.0			7	11	8	45	67	15	30.2	47	25	22			>90	19.2
9.0			8	9	10	45	67	15	29.5	47	26	21			>90	
10.0	castaño mediano con manchas verdosas, parcialmente cementado		9	13	17	45	71	24								
11.0		11	13	12	45	73	20	41.9	47	29	18			>90	18.0	
12.0		50			10	50	60	41.3	47	29	18			>90		
13.0		50			15	73	60	38.9	44	32	12			>90	18.1	
14.0	castaño mediano con vetitas negras, parcialmente cementado, fisurado	ML	35	35	40	45	67	60	30.5				100	74	19.1	
15.0			22	33	37	45	71	56	27.1				100	71		
16.0			50			12	58	60	31.4	36	30	6			>90	
17.0			35	50		30	67	60	30.6	36	31	5			>90	
18.0	verdoso con vetitas negras y rojizas, y nódulos calcáreos	CH	20	22	25	45	62	37	21.7	49	21	28			>90	
19.0			18	20	20	45	56	32	30.7	53	26	27			>90	19.2
20.0			7	12	15	45	67	22	30.9	53	26	27			>90	
	Fin del ensayo															

Figura 4.2: Resultados del sondeo SPT realizado en el sitio de extracción.

### 4.3. Acondicionamiento de equipos

Con el objetivo de realizar los ensayos que componen el programa experimental de este trabajo se debió conocer el funcionamiento de los distintos equipos de laboratorio a partir de sus manuales y las consultas a tesis anteriores y tutores. Se aprovechó esta oportunidad para mejorar la adquisición de data experimental y para redactar algunos procedimientos.

El equipo edométrico fue uno de los que más se optimizó. Se desarrolló un código que permite, mediante una cámara con conexión USB, tomar fotografías en una escala de tiempo logarítmica. Al posicionar la cámara en frente del extensómetro comparador se obtuvo la data experimental de manera digital. La figura 4.3 muestra una de las fotografías tomadas por la cámara. A partir de la conexión a internet existente, se sincronizaron continuamente las fotografías, y esto permitió actualizar la curva de consolidación de cada escalón de carga y conocer cuándo era recomendable incrementar la carga aplicada.

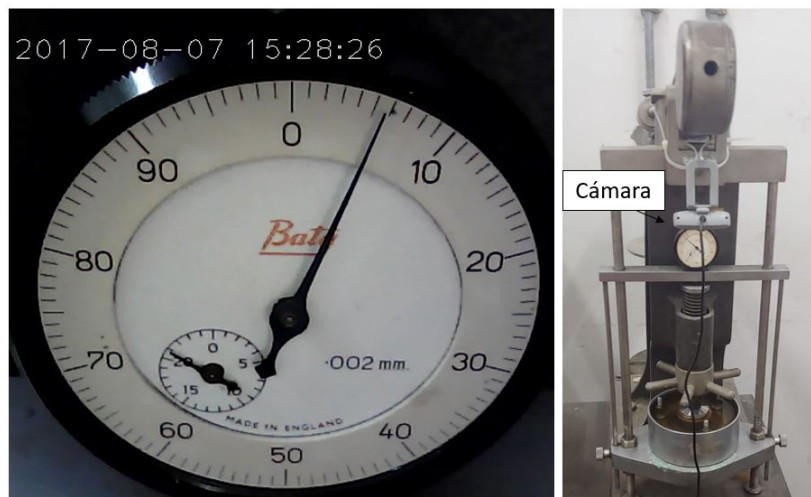


Figura 4.3: Fotografía tomada por una cámara a partir del código desarrollado.

Otro de los equipos tratados fue el equipo triaxial. Se realizó satisfactoriamente un ensayo consolidado drenado sobre una arcilla muy poco permeable en el nuevo equipo triaxial del laboratorio de Mecánica de Suelos. Esto fue logrado permitiéndole drenar a la muestra por sus caras superior e inferior y utilizando una velocidad de deformación muy baja. La figura 4.4 muestra la línea que se adicionó a la conexión entre el medidor de cambio de volumen y la cámara triaxial para permitir el drenaje por ambas caras.

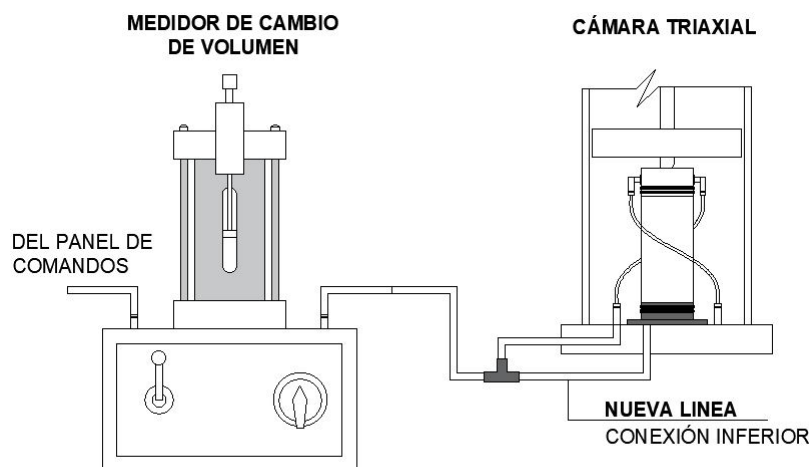


Figura 4.4: Esquema de la nueva línea agregada entre el medidor de cambio de volumen y la cámara triaxial



Se redactaron además dos procedimientos; uno que explica cómo se debe hacer el mantenimiento y la calibración del equipo triaxial y otro que detalla cómo realizar los ensayos triaxiales consolidados no drenados. También se diseñó una plantilla en excel para agilizar la carga de datos y presentar los resultados.

#### 4.4. Metodología de los ensayos

##### 4.4.1. Normativa

La tabla 4.2 indica las normas sobre las cuales se basan los ensayos descriptos en las secciones 4.5 a 4.7.2. Se discriminó el procedimiento escogido, en caso de existir más de uno dentro de la misma norma.

**Tabla 4.2: Normativa de los ensayos realizados.**

<i>Ensayo</i>	<i>Normativa</i>	<i>Procedimiento</i>
Límites de Atterberg	ASTM D4318	Procedimiento húmedo
Granulometría	ASTM D427	Método B
Gravedad específica	ASTM D854	-
Determinación de la succión	ASTM 5298	-
Consolidación edométrica	ASTM 2435	-
Ensayo triaxial consolidado no drenado	ASTM D4767	Procedimiento húmedo
Ensayo triaxial consolidado drenado	ASTM D7181	Procedimiento húmedo
Resistencia a la compresión no confinada	ASTM D2166	-

##### 4.4.2. Procedimiento de desestructuración

El procedimiento de desestructuración consistió en eliminar los contactos internos entre las partículas de suelo en su estado natural. Las etapas de este procedimiento fueron:

- Desgranamiento del suelo a partir de la caída de una maza a una corta distancia. Esto facilitó realizar las tareas subsiguientes;
- Secado del suelo con el objetivo de eliminar el agua a una temperatura de  $T = 100^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ ;
- Tamizado del suelo por el tamiz #40 para eliminar todos los nódulos de carbonato de calcio y óxido de magnesio y asegurar una hidratación completa y uniforme de las partículas, y
- Preparación del suelo con una elevada humedad comprendida entre  $1LL$  y  $1,5LL$ , siendo  $LL$  el límite líquido. De esta forma se parte con las propiedades intrínsecas del material y por lo tanto se elimina el efecto de la estructura interna de las partículas. [19]

El procedimiento de desestructuración fue realizado sobre la muestra D1. Esta muestra presentó una matriz cementada en forma de nódulos muy pequeños, de dimensiones no mayores a  $5\text{ mm}$ . La figura 4.5a muestra los nódulos extraídos durante el proceso de desestructuración y la figura 4.5b muestra el suelo desestructurado.



**Figura 4.5: Suelo desestructurado y separado de los nódulos cementados.**

Una vez desestructurado el suelo, se colocó el material dentro de un molde que le brindó las dimensiones requeridas por la normativa del ensayo y se lo consolidó bajo una presión de  $10 \text{ kPa}$  durante una semana para lograr el posterior manipuleo durante su extracción.

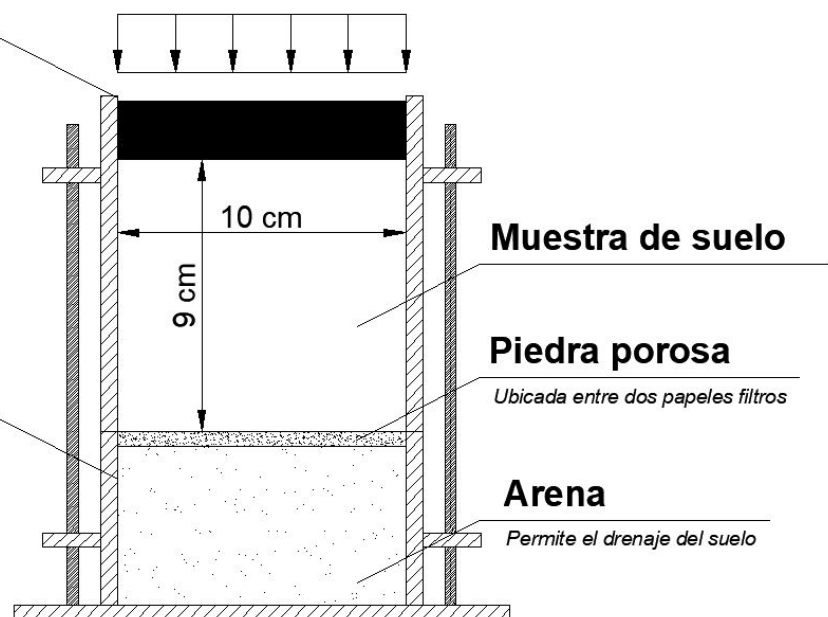
En el caso de las muestras destinadas a medir la curva de retención, el molde utilizado fue un molde Proctor, tal como se esquematiza en la figura 4.6. Se ubicó una cama de arena compactada por debajo de la cara inferior del molde para permitir el drenaje del agua. Este procedimiento se encuentra detallado en el apéndice A.

### Tapa superior móvil

*Se aplica una carga de  $10 \text{ kPa}$  sobre ella*

### Elemento de fijación

*Evita el desplazamiento del recipiente durante la aplicación de la carga*



**Figura 4.6: Esquema del molde Proctor utilizado para armar las muestras de succión.**

En cambio, las muestras a utilizar en el equipo triaxial fueron moldeadas a partir de un pistón construido con tubos de PVC, tal como se detalla en la figura 4.7. La tapa de PVC que constituye la base del pistón fue agujereada para permitir que el suelo drene.

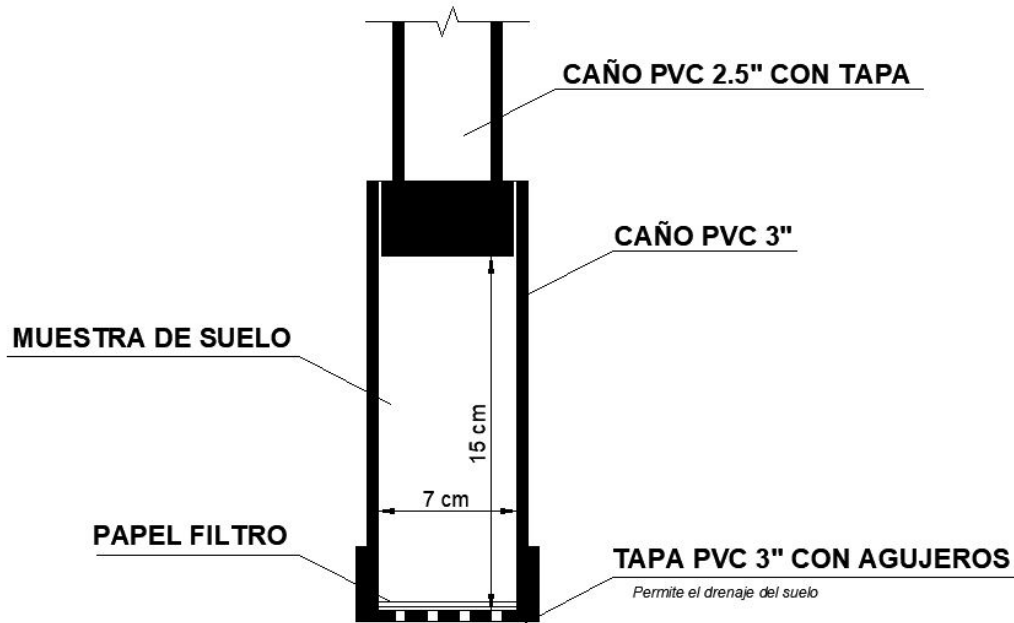


Figura 4.7: Esquema del pistón utilizado para armar las muestras para triaxial.

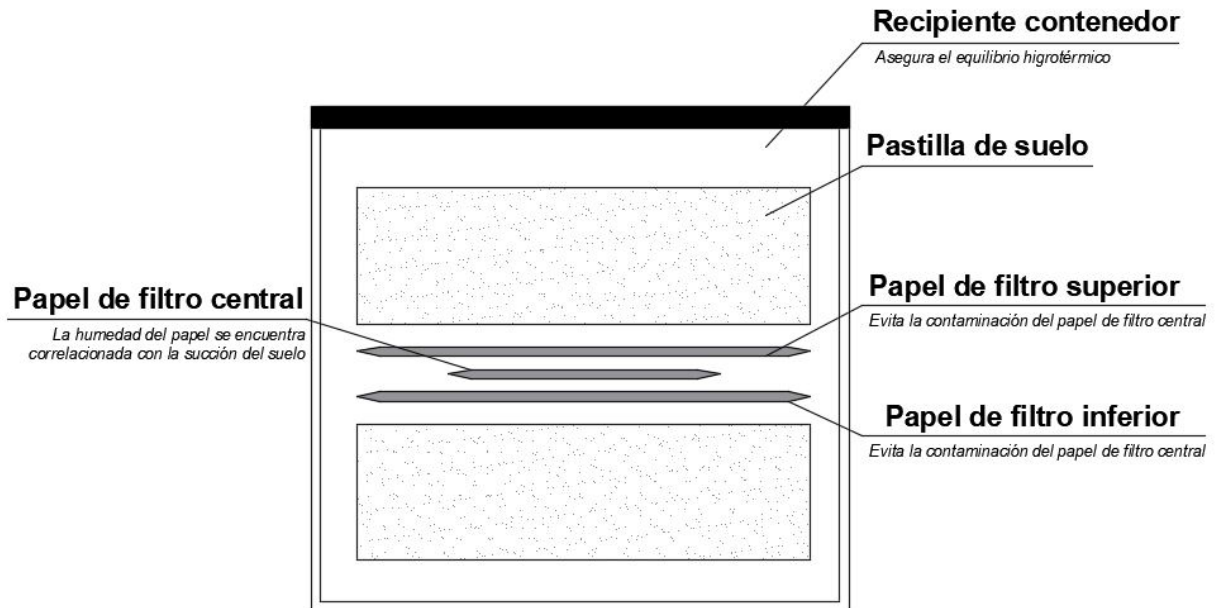
La presión de  $10\text{ kPa}$  fue ubicada agrupando tres pistones y colocando una pesa de 10 libras sobre ellos. Se aseguró que los pistones estén igualmente distanciados y que la pesa estuviese perfectamente horizontal.



Figura 4.8: Pistones agrupados antes de recibir la carga.

#### 4.4.3. Determinación de la curva de retención

Cada curva de retención fue construida a partir de la medición de la succión mátrica sobre la misma muestra a distintas humedades. Cada muestra se compone de dos pastillas cilíndricas de suelo de aproximadamente  $3\text{ cm}$  de altura y  $10\text{ cm}$  de diámetro. La succión asociada a una humedad específica fue medida utilizando la técnica de papel de filtro[17] según la normativa ASTM D5298. La figura 4.9 esquematiza las pastillas de suelo que componen la muestra y el papel de filtro.



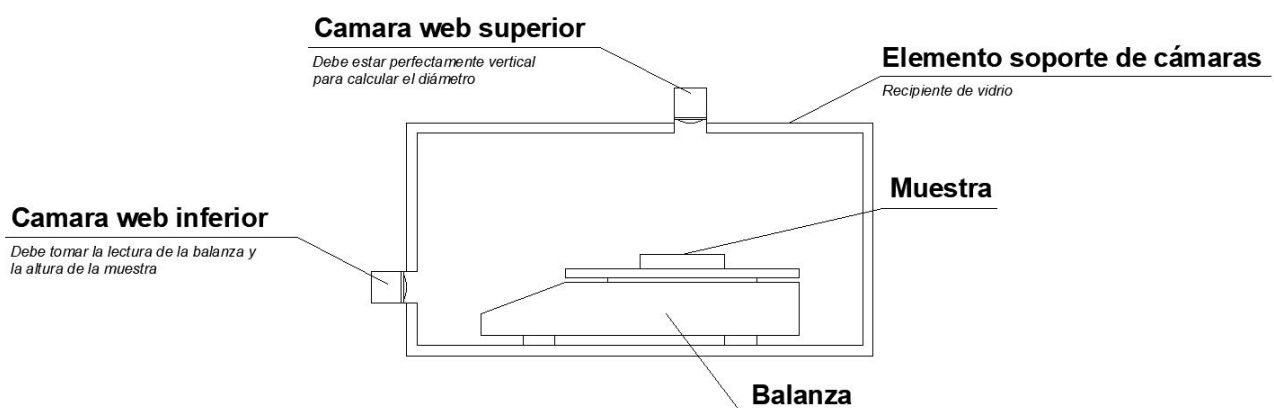
**Figura 4.9: Esquema de las pastillas de suelo y el papel de filtro.**

Cada cambio de humedad sobre las muestras fue realizado, al principio, secándolas al aire y sin contacto directo con la luz solar. Una vez alcanzada una humedad muy baja, el cambio de humedad se realizó incorporando agua en cada pastilla, colocando un papel de filtro en una de sus caras y saturándolo con una jeringa. Una vez alcanzada la humedad objetivo, cada pastilla fue envuelta en papel film durante por lo menos 30 minutos para uniformizar la humedad dentro de ella.

El apéndice A explica en mayor profundidad el procedimiento realizado para crear las muestras desestructuradas y realizar los escalones de secado y mojado.

#### 4.4.4. Determinación curva de contracción

La curva de contracción fue construida utilizando el dispositivo esquematizado en la figura 4.10. Este dispositivo cuenta con dos cámaras, una en posición vertical y otra en posición horizontal que permiten obtener el valor del diámetro, altura y peso en simultáneo cada 30 minutos de una muestra cilíndrica. Esta muestra tiene un tamaño aproximado de 1 cm de altura y 3 cm de diámetro y está sometida a un cambio de humedad continuo producido por el secado al aire.



**Figura 4.10: Esquema del dispositivo utilizado para medir la curva de contracción.**

Cada 30 minutos, la relación de vacíos es calculada como:

$$e_i = \frac{G_s \cdot \rho \cdot V_i}{M_d} \quad (70)$$

Siendo  $G_s$  la gravedad específica,  $\rho$  la densidad del agua,  $V_i$  el volumen en el instante  $i$ , calculado mediante el diámetro y la altura medidos y  $M_d$  el peso seco de la muestra obtenido al final del ensayo. Por otro lado, la humedad gravimétrica es calculada de la siguiente forma:

$$w_i = \frac{M_i - M_d}{M_d} \quad (71)$$

Siendo  $M_i$  el peso humedo en el instante  $i$ . El apéndice B detalla en mayor profundidad este dispositivo y el procedimiento realizado.

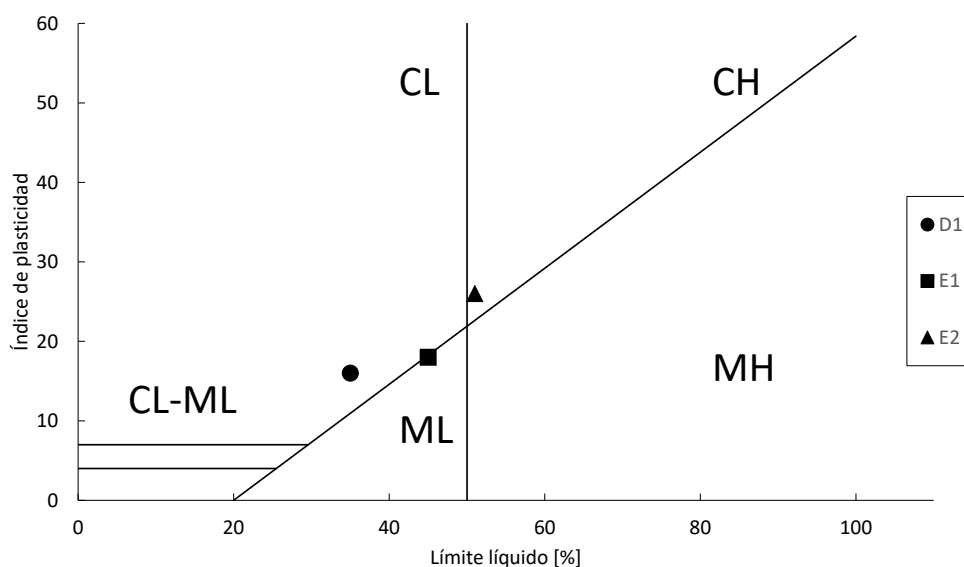
#### 4.5. Caracterización física

Se realizaron los siguientes ensayos de rutina sobre las tres muestras: Límites de Atterberg, porcentaje en peso de partículas de tamaño menor a  $74 \mu m$ , Granulometría y gravedad específica. Estos componen los ensayos comunmente realizados para caracterizar físicamente un suelo. La tabla 4.3 resume los resultados obtenidos sobre tres suelos.

**Tabla 4.3: Resumen de ensayos de caracterización física.**

Muestra	Clasificación	LL[%]	LP[%]	IP	Pas#200[%]	F.limo [%]	F.Arcilla [%]
D1	CL	35	19	16	93	69	23
E1	CL	45	27	18	92	-	-
E2	CH	51	25	26	90	-	-

La figura 4.11 muestra los valores de límite líquido e índice de plasticidad obtenidos sobre la carta de plasticidad. El suelo analizado se clasificó como una arcilla de baja plasticidad, *CL*, con la excepción de muestra E2, la cual se clasificó como *CH*. Se debe destacar que existe una diferencia del 10% en el límite líquido entre las muestras D1 y E2.



**Figura 4.11: Resultados obtenidos sobre la carta de plasticidad.**

Se midió la gravedad específica sobre dos especímenes de suelo de la muestra D1. El valor obtenido es  $G_s = 2,62$ . La figura 4.12 muestra dos hidrometrías realizadas sobre dos especímenes de la muestra D1.

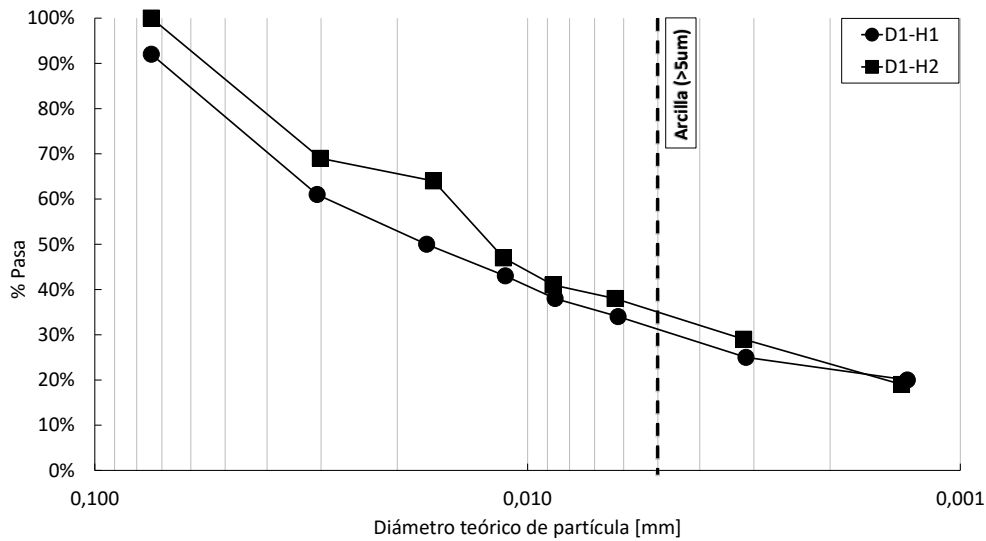


Figura 4.12: Curvas hidrométricas obtenidas

## 4.6. Caracterización hidráulica

### 4.6.1. Curva de retención

Para el suelo desestructurado se construyó, a partir de 3 muestras con las mismas características iniciales, una curva de secado, y posteriormente, una curva de mojado. Esto permitió observar un fenómeno de histéresis. En contraste, para el suelo estructurado solo se realizó una curva de secado a partir de 2 muestras. Las muestras se desgranaron cuando alcanzaron humedades muy bajas. La tabla 4.4 detalla las características iniciales de las muestras ensayadas. Las figuras 4.13 y 4.14 muestran los valores de succión obtenidos. La figura 4.15 muestra las pastillas de succión del suelo estructurado y desestructurado.

Tabla 4.4: Características iniciales de las muestras ensayadas.

Muestra	Tipo	$e$ [-]	$S_r$ [%]	$w$ [%]	$\gamma_{d,i}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
D1-S1	Desestructurada	1.05	69	27	13.43
D1-S2	Desestructurada	1.01	68	28	13.42
D1-S3	Desestructurada	1.28	71	35	13.13
E1-S1	Estructurada	0.9	76	26	13.67
E1-S2	Estructurada	0.94	72	26	13.79

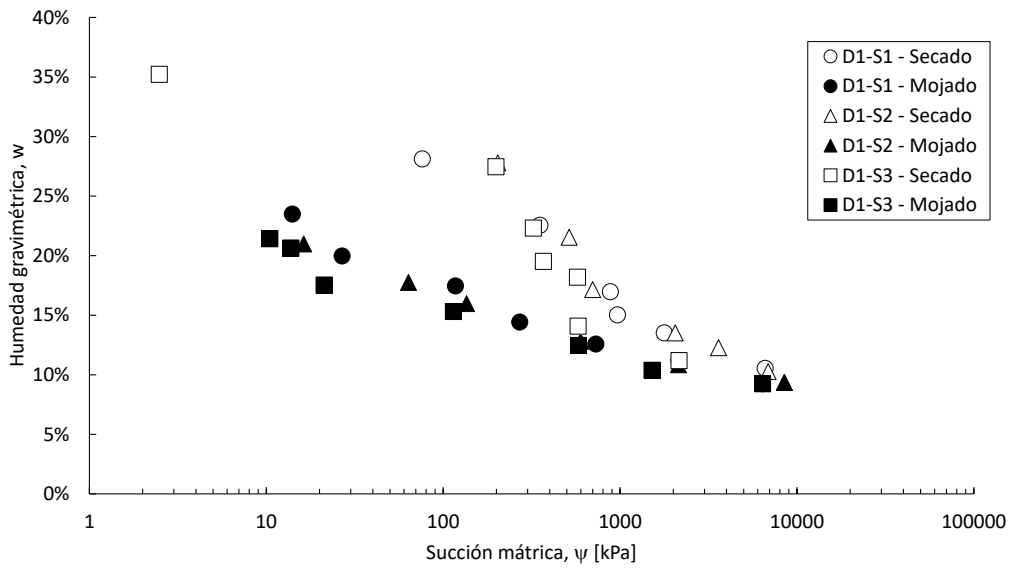


Figura 4.13: Curva de secado y de mojado de las muestras desestructuradas.

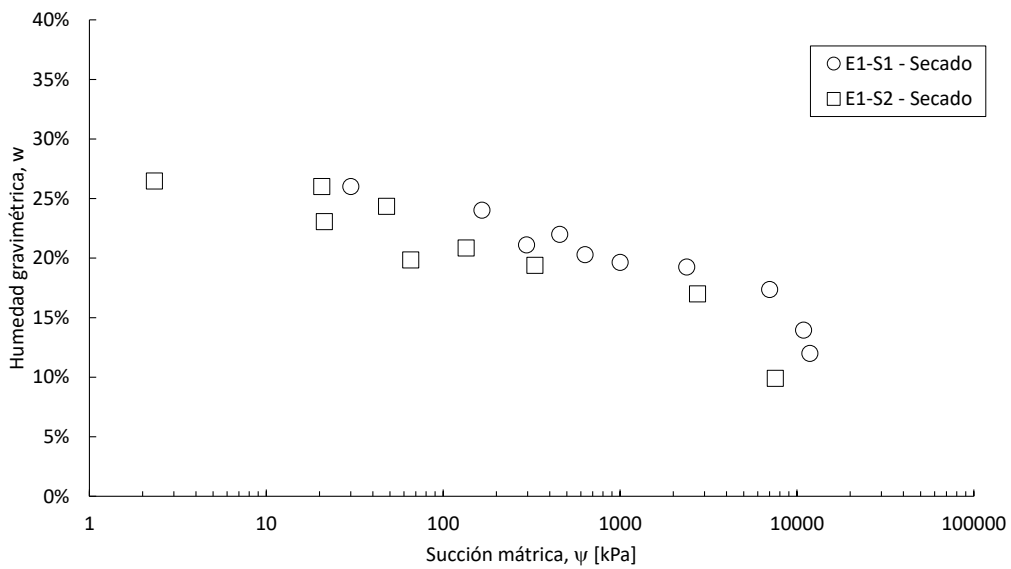


Figura 4.14: Curva de secado de las muestras estructuradas.



Figura 4.15: Muestras de succión del suelo desestructurado (arriba) y estructurado (abajo).

#### 4.6.2. Curva de contracción

La curva de contracción o *Shrinkage Curve* (*SC*) fue determinada para complementar el análisis de la curva de retención[27].

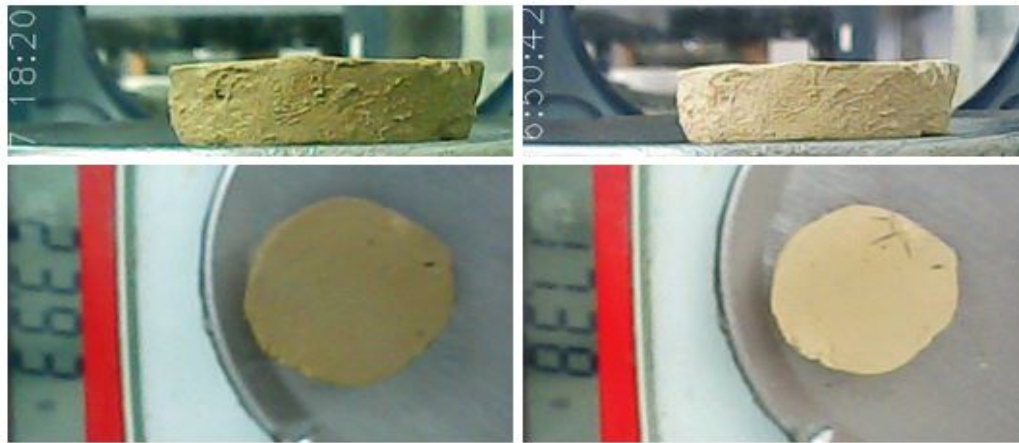
Se determinaron las curvas de contracción solamente sobre una muestra estructurada y una desestructurada. Se buscó que las muestras presenten la misma relación de vacíos y humedad que las utilizadas para determinar la curva de retención. A su vez, se utilizó el mismo procedimiento para disminuir la humedad. La tabla 4.5 resume las características iniciales de las muestras.

La figura 4.16 muestra las capturas tomadas para los estados iniciales y finales de las muestras desestructurada y estructurada. A partir de las mediciones extraídas de estas fotografías, se pudo calcular la relación de vacíos y la humedad gravimétrica. La figura 4.17 muestra los resultados obtenidos.

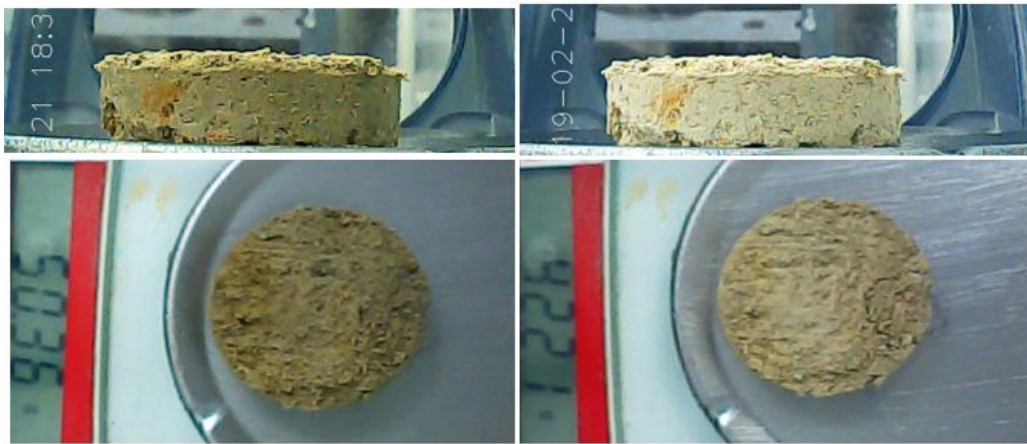
Tabla 4.5: Características iniciales de las muestras ensayadas.

Muestra	$e$ [-]	$S_r$ [%]	$w$ [%]
E1-C1	0.94	76.6	27.5
D1-C1	1.45	72	38.3





(a) Figura inicial (izquierda) y final (derecha) de la muestra desestructurada.



(b) Figura inicial (izquierda) y final (derecha) de la muestra estructurada.

Figura 4.16: Estado de las muestras antes y después de realizar el ensayo de contracción.

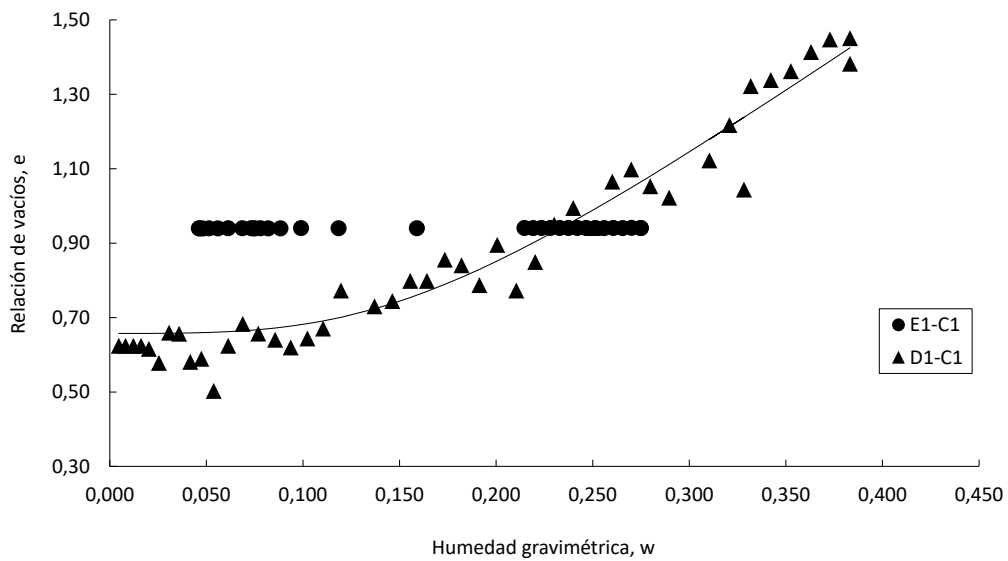


Figura 4.17: Resultados obtenidos para construir las curvas de contracción de los estados estructurado y desestructurado.

## 4.7. Ensayos de caracterización mecánica

### 4.7.1. Ensayos edométricos

Se realizaron cuatro ensayos de compresión edométrica sobre muestras desestructuradas y saturadas. La tabla 4.6 muestra las características iniciales y finales de las muestras ensayadas y la tabla 4.7 muestra los resultados de los ensayos. La Figura 4.18 muestra las curvas edométricas de cada uno de los ensayos. Todas las muestras presentaron un comportamiento normalmente consolidado desde el primer escalón de carga.

**Tabla 4.6: Valores característicos iniciales y finales de las muestras ensayadas.**

Muestra	Etapas	$e$	$w$ [%]	$Sr$ [%]	$\gamma_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]
D1-E1	Inicial	1.03	40.64	100	1.29
	Final	0.67	25.10	98	1.57
D1-E2	Inicial	1.08	36.89	90	1.26
	Final	0.61	22.20	95	1.63
D1-E3	Inicial	1.08	36.89	89	1.26
	Final	0.61	22.20	95	1.63
D1-E4	Inicial	0.98	36.89	98.5	1.32
	Final	0.61	22.20	95	1.62

**Tabla 4.7: Resultados del ensayo de compresión edométrica.**

Muestra	$C_c$	$C_r$	$C_v$ [cm <sup>2</sup> /s]	$k$ [cm/s]
D1-E1	0.21	0.022	7.8E-04	1.6E-08
D1-E2	0.19	0.023	6.3E-04	1.2E-08
D1-E3	0.20	0.017	3.2E-04	6.1E-09
D1-E4	0.18	0.018	2.3E-04	5.1E-09

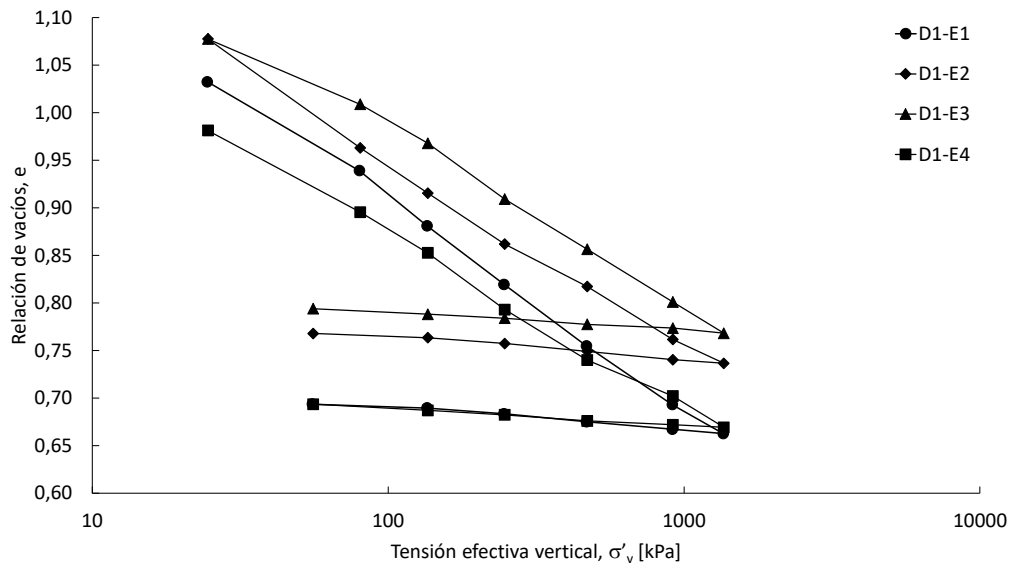


Figura 4.18: Resultados de los ensayos de consolidación sobre muestras desestructuradas.

#### 4.7.2. Ensayos triaxiales

Se realizaron en total 10 ensayos triaxiales. Sobre muestras desestructuradas se realizaron tres ensayos consolidados no drenados a distintas presiones de confinamiento y uno consolidado drenado. Por otro lado, sobre muestras estructuradas se realizaron 6 ensayos consolidados no drenados.

La tabla 4.8 indica las características físicas de las muestras. el subíndice  $i$  indica la característica antes del montaje en el equipo triaxial y el subíndice  $c$  indica la característica al final de la etapa de consolidación.

La tabla 4.9 muestra las presiones características al momento de la falla. Se indican las siguientes presiones al momento de la falla. Las figuras 4.19, 4.20 y 4.21 resumen los resultados obtenidos en cada ensayo triaxial. La Figura 4.22 muestra los especímenes D1-T2 y E1-T2 antes y después de ser sometidos al ensayo triaxial.

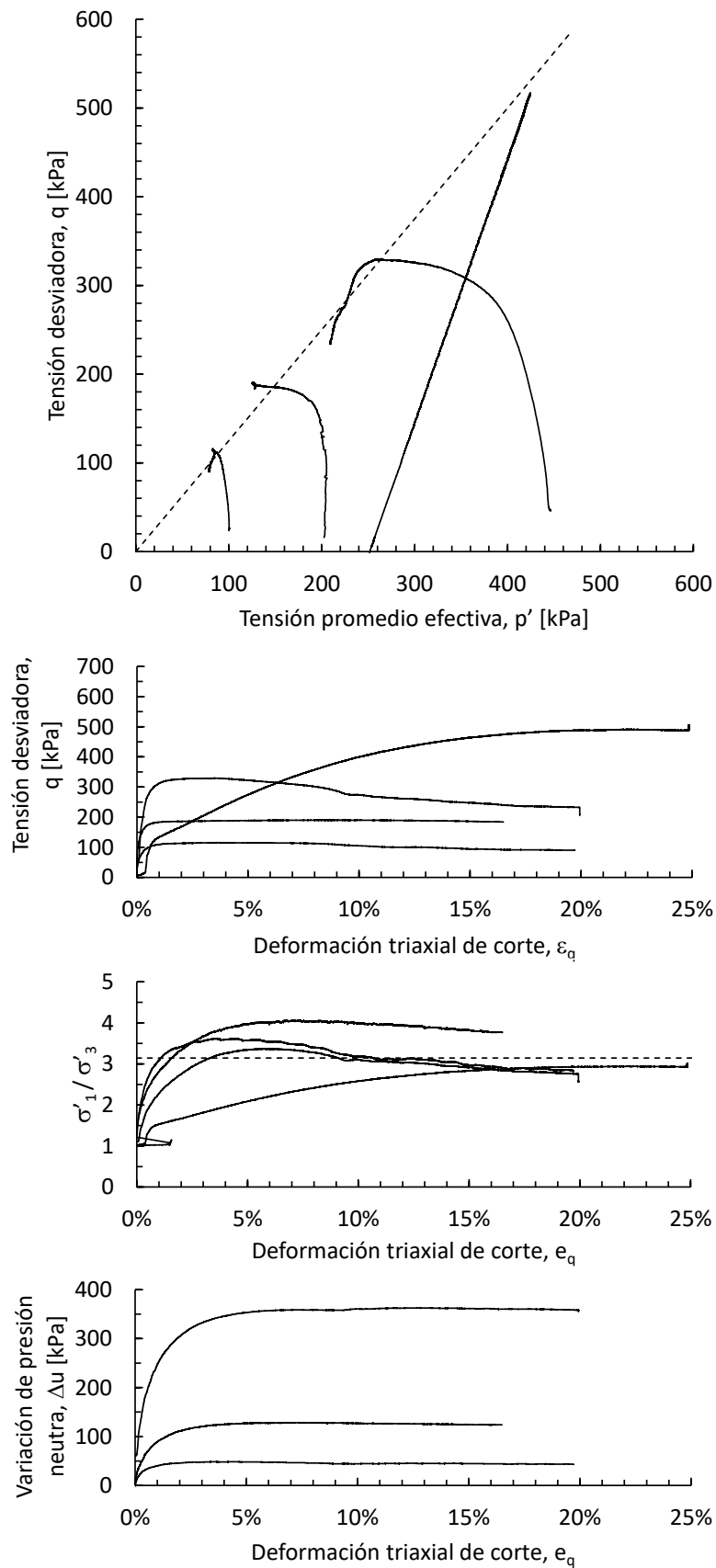
Tabla 4.8: Características físicas iniciales y finales de las muestras ensayadas.

Muestra	$\gamma_{di}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma_{dc}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$e_i$	$e_c$	$\omega_i$ [%]	$\omega_c$ [%]	$Sr_i$ [%]	$Sr_c$ [%]	$\sigma_{conf}$ [kPa]
D1-T1	1.47	1.44	0.78	0.97	28.6	31.3	96.0	100	100
D1-T2	1.33	1.48	0.96	0.77	35.2	29.4	95.7	100	200
D1-T3	1.30	1.55	1.02	0.70	39.6	26.5	100	100	250
D1-T4	1.35	1.60	0.94	0.80	35.9	24.3	100	100	400
E1-T1	1.47	1.50	0.78	0.75	28.0	28.5	93.9	100	100
E1-T2	1.30	1.34	1.02	0.95	35.4	36.5	90.8	100	100
E1-T3	1.51	1.54	0.74	0.70	27.7	26.8	98.0	100	200
E2-T1	1.20	1.54	1.19	0.71	40.5	25.2	89.0	94.0	200
E2-T2	1.27	1.44	1.06	0.82	37.7	31.1	93.3	100	400
E2-T3	1.37	1.60	0.92	0.64	32.3	24.2	92.2	100	450

**Tabla 4.9: Tensiones características del ensayo triaxial al momento de falla.**

<i>Muestra</i> –	$\sigma_{conf}$ [kPa]	$\sigma'_{des,f}$ [kPa]	$\sigma'_{1,f}$ [kPa]	$\sigma'_{3,f}$ [kPa]	$\Delta u_f$ [kPa]
D1-T1	100	116	160	44	49
D1-T2	200	190	253	63	128
D1-T3	250	517	768	250	0
D1-T4 <sup>1</sup>	400	329	389	60	340
E1-T1	100	329	397	68	14
E1-T2	100	99	133	34	65
E1-T3	200	479	595	117	78
E2-T1	200	178	248	70	126
E2-T2	400	313	480	167	245
E2-T3	450	441	628	188	255

<sup>1</sup> El cambio de volumen durante la etapa de corte fue  $\Delta V = 6,31\text{cm}^3$



**Figura 4.19:** Resumen de resultados de los ensayos triaxiales sobre especímenes desestructurados de la muestra D1.

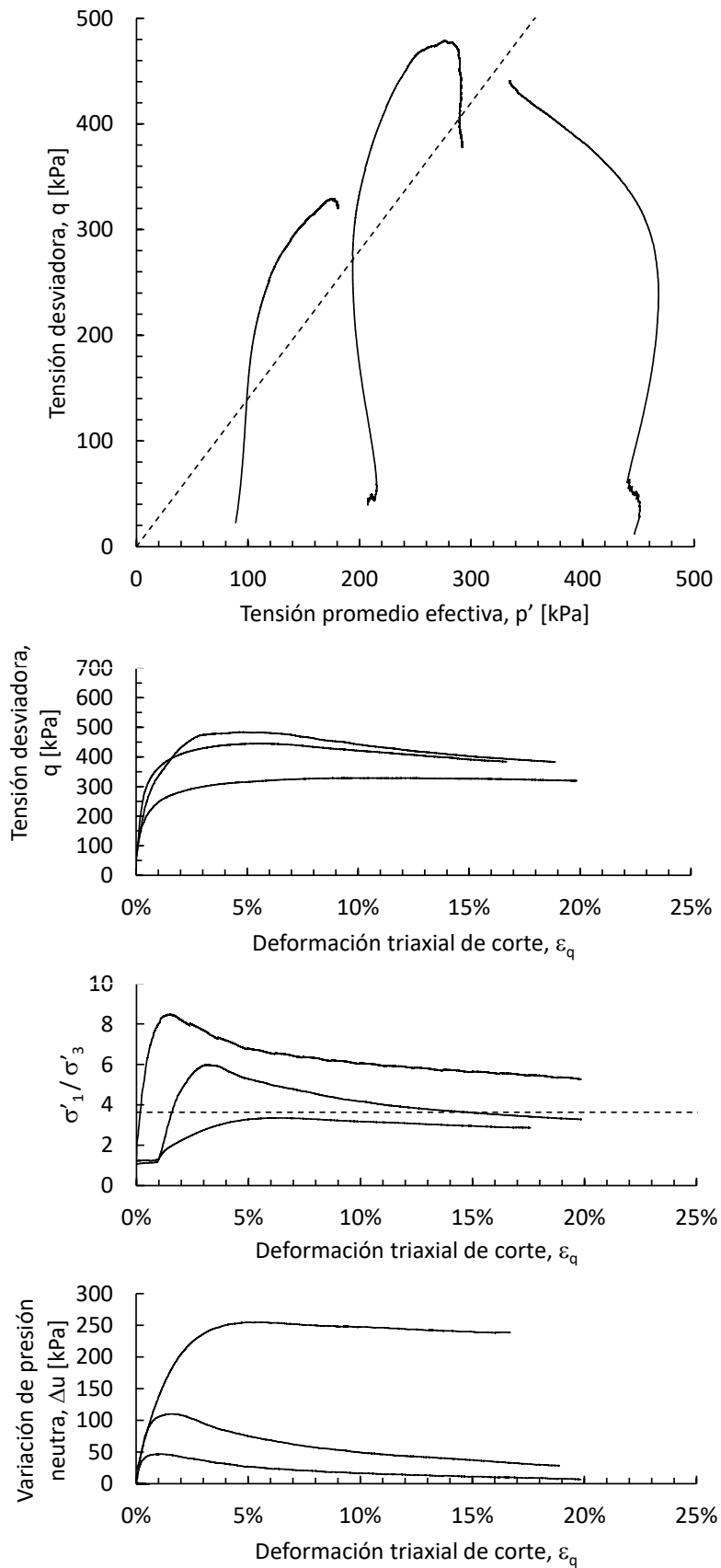


Figura 4.20: Resumen de resultados de los ensayos triaxiales sobre especímenes estructurados de la muestra E1.

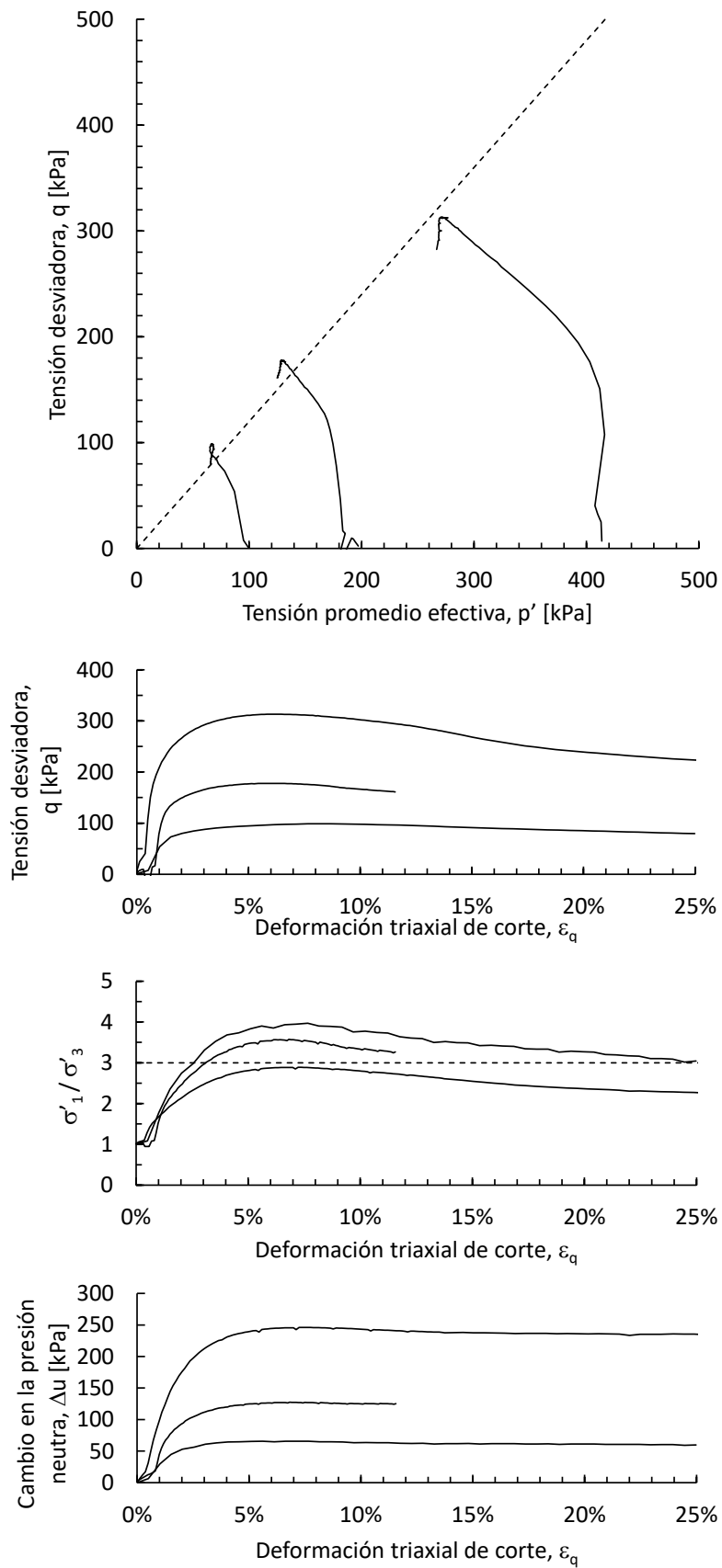


Figura 4.21: Resumen de resultados de los ensayos triaxiales sobre especímenes estructurados de la muestra E2.



Figura 4.22: Muestras estructurada (E1-T2) y desestructurada (D1-T2) antes y después de ser sometidas al ensayo triaxial.



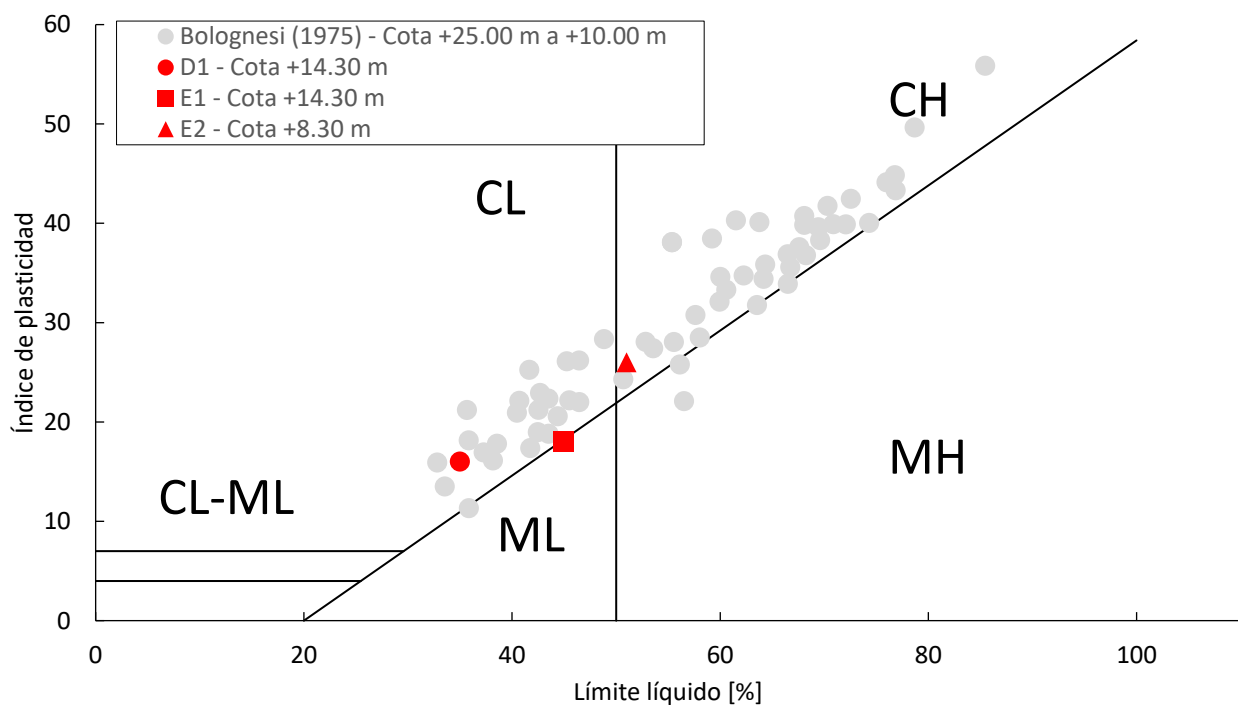
## 5. Análisis y discusión de resultados

### 5.1. Introducción

En esta sección se discuten los resultados obtenidos de los ensayos del programa experimental presentados en la sección 4. A partir de ellos se busca profundizar en el comportamiento hidráulico y mecánico de la zona superior de la formación Pampeano en condiciones estructurada y desestructurada y bajo las situaciones de saturación parcial y saturación completa. Además, se comparan los resultados obtenidos con los presentados por otros autores de la misma casa de estudio y con los mencionados en la bibliografía.

### 5.2. Caracterización física

Los valores de índice de plasticidad y límite líquido medidos sobre las muestras son consistentes con los valores informados en la bibliografía para la Formación Pampeano en el mismo rango de cotas[12]. La Figura 5.1 compara los valores medidos con los informados por Bolognesi y Bonorino [12] entre las cotas 10,00 m OSN y 25,00 m OSN.



**Figura 5.1:** Valores de índice de plasticidad y límite líquido medidos sobre las muestras extraídas e informados en la bibliografía para la Formación Pampeano.

La Figura 5.2 muestra las dos hidrometrías realizadas sobre dos especímenes de la muestra D1. Sagües [60] y Brusa, Morandi y Sterin [16] realizaron hidrometrías sobre especímenes de esta formación extraídos a profundidades mayores. El suelo estudiado por Brusa, Morandi y Sterin presenta una distribución granulométrica prácticamente idéntica a los obtenidos para la muestra D1. Sagües, por otro lado, analizó una muestra con un contenido menor de arcilla.

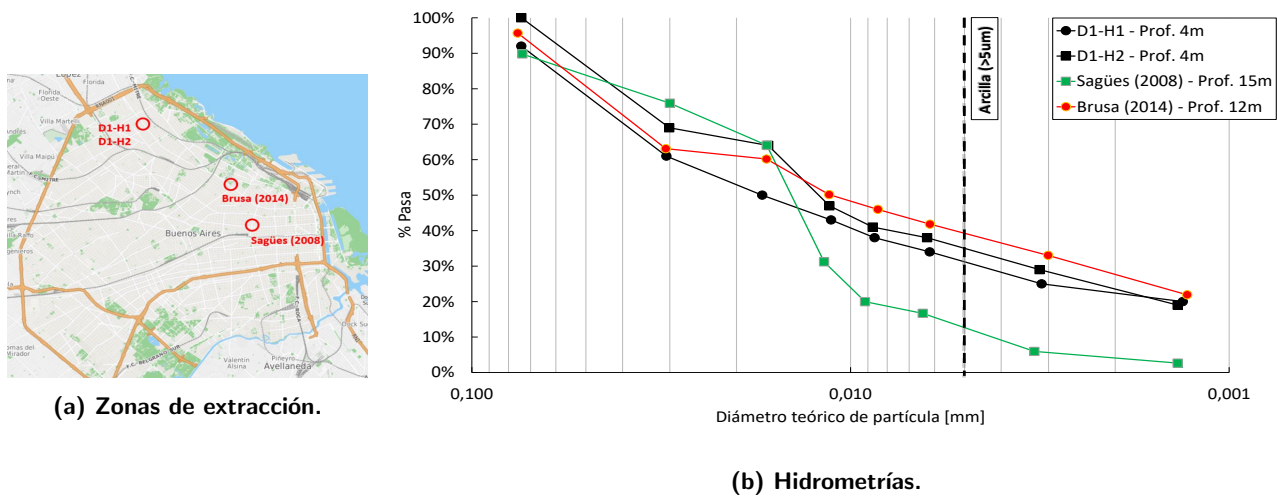


Figura 5.2: Hidrometrías realizadas y comparadas con las medidas en proyectos de investigación anteriores [16][60]

### 5.3. Caracterización hidráulica

#### 5.3.1. Curvas de contracción

La curva de contracción puede obtenerse a partir de los resultados obtenidos en la sección 4.6.2. Fredlund [27] propone la siguiente ecuación con forma hiperbólica que permite parametrizar la curva.

$$e(w) = a_{sh} \left[ \left( \frac{w}{b_{sh}} \right)^{c_{sh}} + 1 \right] \frac{1}{c_{sh}} \tag{72}$$

En donde  $a_{sh} = 0,65$ ,  $b_{sh} = 0,18$  y  $c_{sh} = 3,42$  son los parámetros de ajuste, en este caso, asociado al estado desestructurado. La Figura 5.3 muestra la curva de contracción para las muestras desestructuradas y la evolución del grado de saturación. Las muestras utilizadas en el ensayo de contracción fueron sometidas al mismo procedimiento de desestructuración utilizado para las muestras de succión y explicado en la sección 4.4.2. De esta manera, las condiciones iniciales de armado en ambos ensayos son las mismas. El rango de humedad gravimétrica medido se encuentra entre 0% y 35% (Tramo BC). Las muestras parten de un grado de saturación inicial de 70%. Éstas sufrieron una disminución de la humedad gravimétrica durante el procedimiento de desestructuración (Tramo AB). Por otro lado, en el estado estructurado no se presenta un cambio en la relación de vacíos relevante. Los valores de la relación de vacíos obtenidos durante el ensayo de contracción son prácticamente constantes e igual a 0,94.

En las Figuras 5.4 y 5.5 se ven las muestras al inicio y al final del ensayo. Sobre las figuras se marcó el perímetro inicial de la muestra. El espécimen desestructurado presenta un cambio de volumen considerable, mientras que en el estructurado, el cambio de volumen es casi imperceptible. La muestra estructurada presentó una pequeña fisura en su interior que justifica una pequeña contracción y que no pudo contemplarse en el cálculo de la relación de vacíos.

La curva de contracción brinda información acerca de la deformabilidad del suelo frente a cambios en la succión. La diferencia entre las curvas obtenidas para las muestras estructurada y desestructurada indica que existe un comportamiento, frente a cambios de humedad, esencialmente indeformable asociado a la estructura interna del suelo. El despreciable o nulo cambio volumétrico frente a cambios de humedad es común en algunas arcillas inalteradas, y depende del contenido inicial de agua, la historia tensional y los minerales que componen las partículas de arcilla[28].

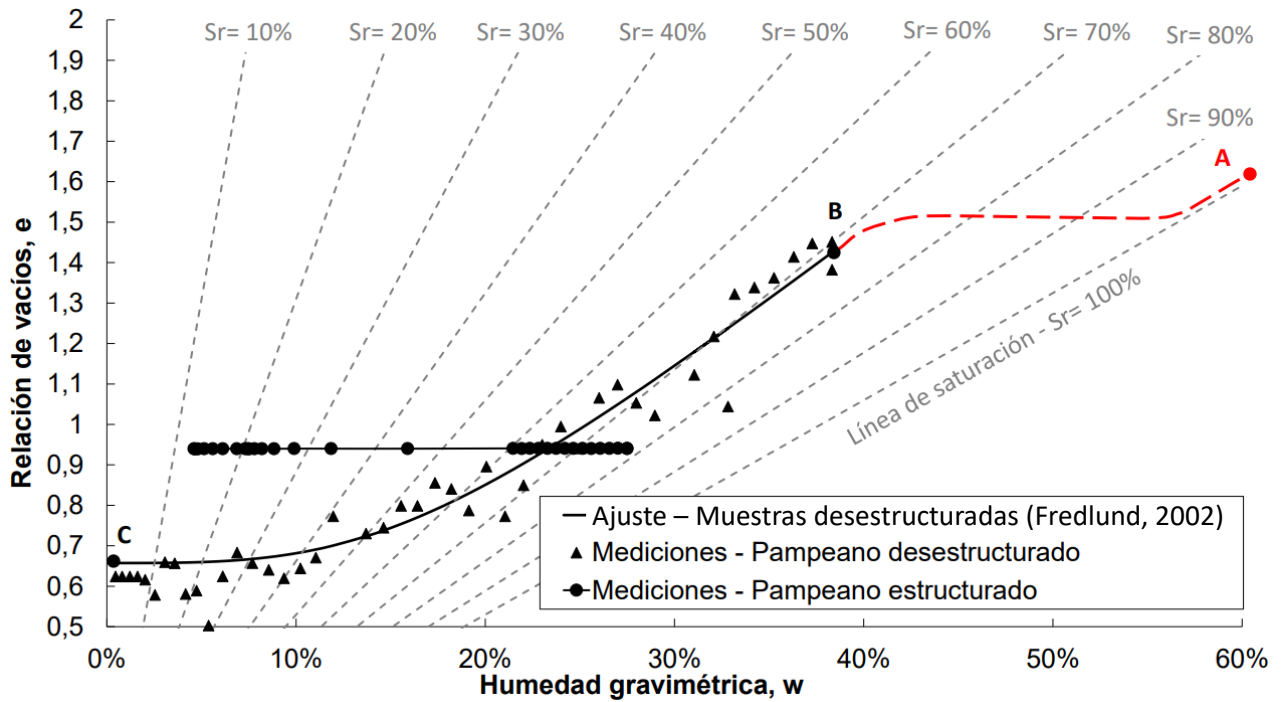


Figura 5.3: Curva de contracción del suelo desestructurado y su evolución en el grado de saturación.

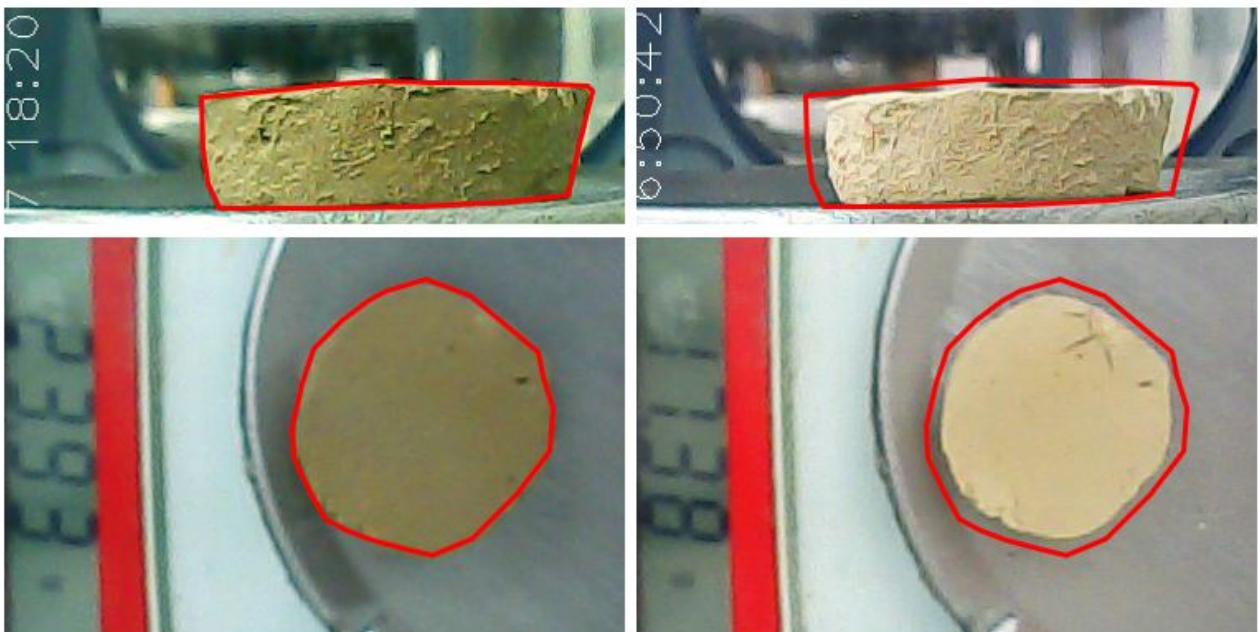


Figura 5.4: A la izquierda: estado inicial, y a la derecha: estado final de la muestra desestructurada del ensayo de contracción.

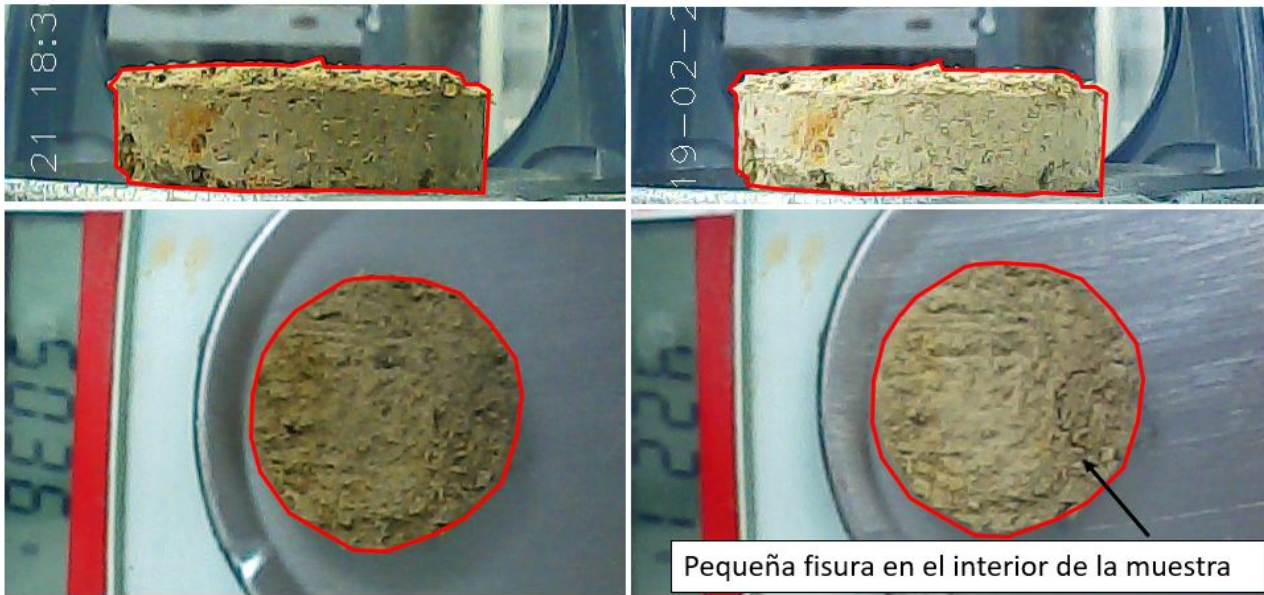


Figura 5.5: A la izquierda: estado inicial, y a la derecha: estado final de la muestra estructurada del ensayo de contracción.

5.3.2. Curvas de retención

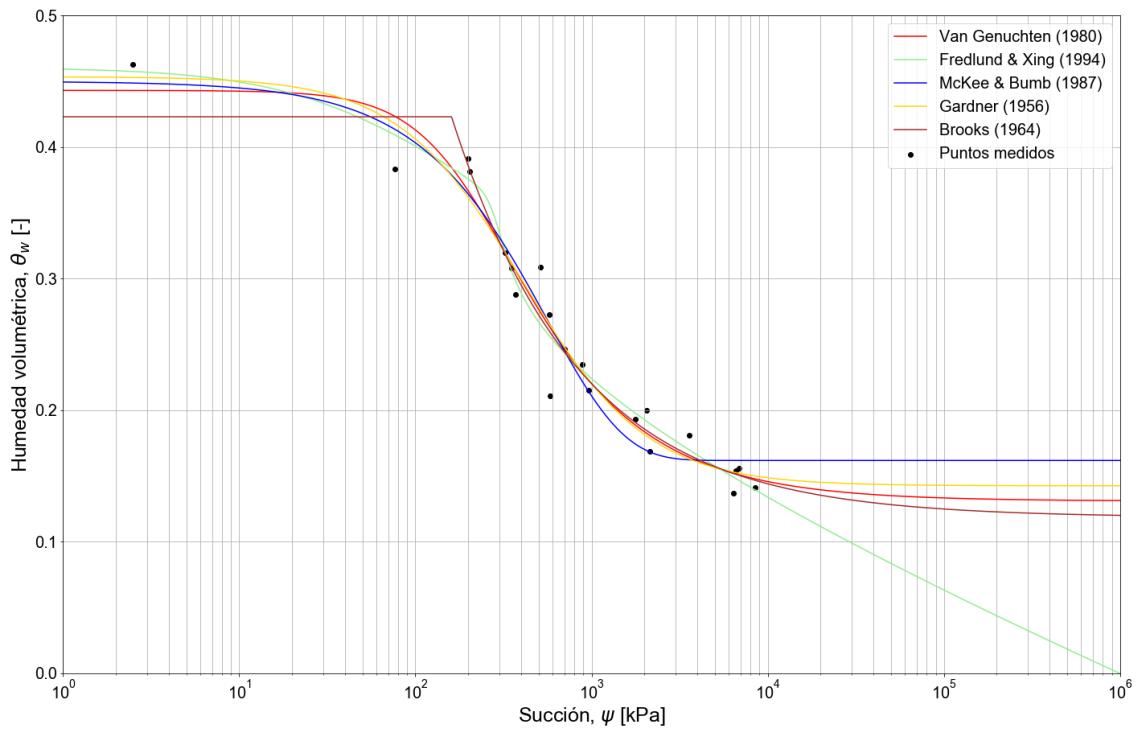
A partir de los valores de succión mátrica presentados en la sección 4.6.1 es posible estimar tres curvas de retención que representen:

- El comportamiento del suelo desestructurado sometido a un proceso de secado;
- El comportamiento del suelo desestructurado sometido a un proceso de humedecimiento, y
- El comportamiento del suelo estructurado sometido a un proceso de secado.

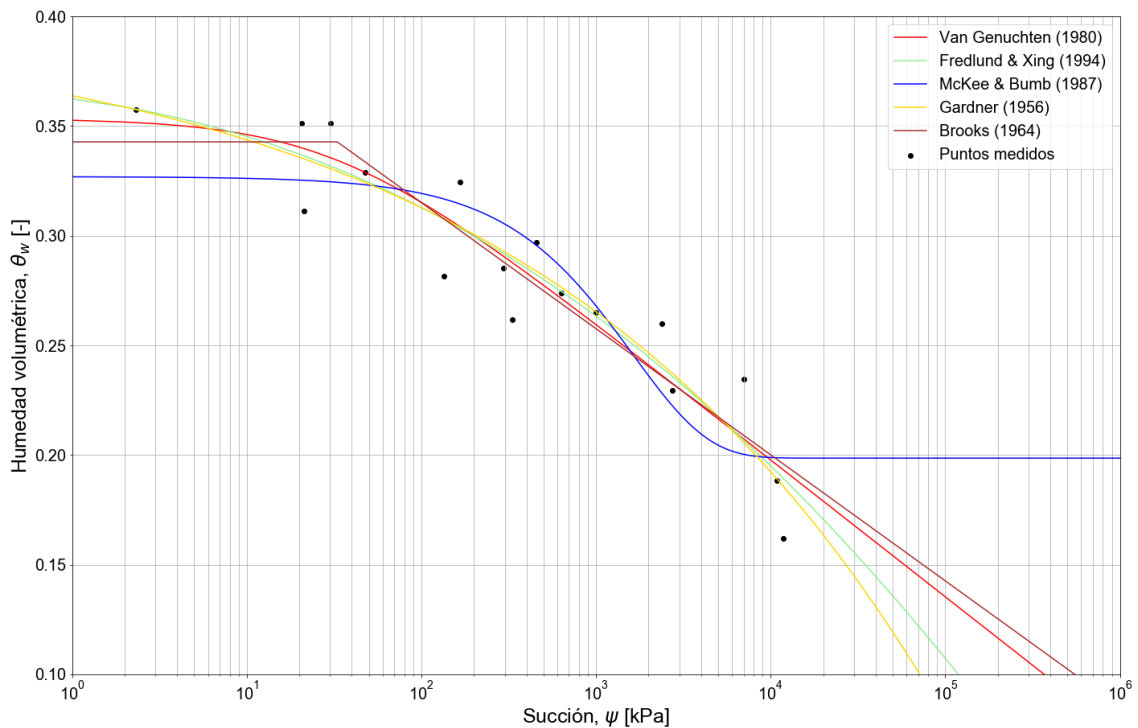
Estas curvas pueden obtenerse utilizando un modelo de ajuste. La Tabla 5.1 detalla las expresiones y los parámetros de ajuste de los modelos más conocidos en la bibliografía. Las Figuras 5.6 y 5.7 muestran las curvas de ajuste asociadas a los valores de succión mátrica del proceso de secado obtenidos para los suelos desestructurado y estructurado respectivamente. Para obtener cada una de las curvas, se desarrolló un código en Python que permite ajustar por cuadrados mínimos los parámetros de cada modelo de ajuste. Este código se encuentra detallado en el Apéndice G.

Tabla 5.1: Expresiones matemáticas de cada modelo de ajuste.

Modelo	Función
Van Genuchten[72]	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\psi \cdot a)^n]^{1 - \frac{1}{n}}}$
Brooks[14]	$\theta_w = \theta_r + (\theta_r - \theta_s) \cdot (B - D \cdot \psi^n)$
Fredlund & Xing[30]	$\theta_w = C(\psi) \cdot \left[ \frac{\theta_s}{\ln[e^1 + (\frac{\psi}{a})^b] e} \right]$ , con $C(\psi) = \left[ 1 - \frac{\ln(1 + \frac{\psi}{\psi_r})}{\ln(1 + \frac{10^6}{\psi_r})} \right]$
Gardner[31]	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + (\frac{\psi}{a})^b}$
McKee & Bumb[42]	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + e^{[\frac{(h-a)}{b}]}}$



**Figura 5.6: Modelos de ajuste de curvas de retención para los valores de succión del suelo desestructurado sometido a desecación.**



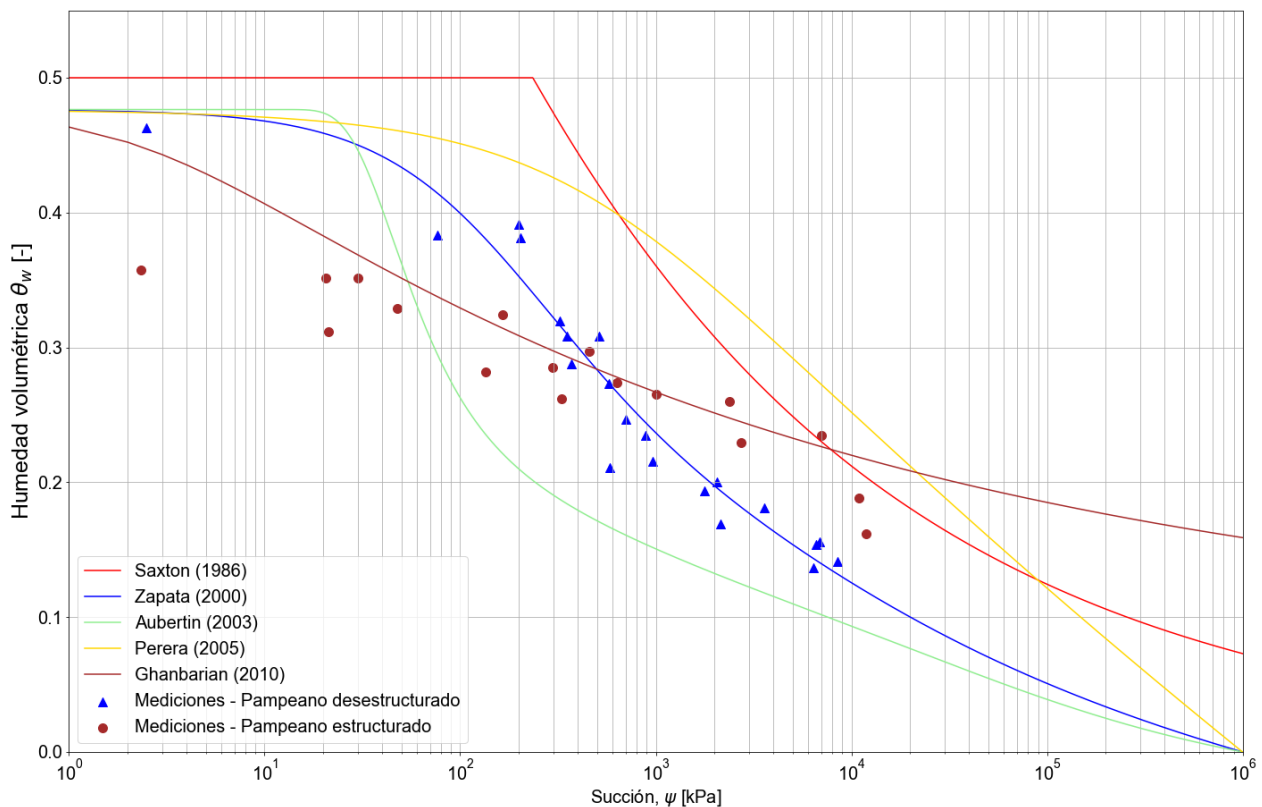
**Figura 5.7: Modelos de ajuste de curvas de retención para los valores de succión del suelo estructurado sometido a desecación.**

Existen además modelos que permiten predecir la curva de retención de un suelo a partir de otros parámetros, tales como el contenido de arcilla y limos, la relación de vacíos inicial, los límites de Atterberg o la conductividad hidráulica.

La Figura 5.8 muestra cinco modelos de predicción encontrados en la bibliografía y la Tabla 5.2 resume los parámetros de ajuste utilizados en cada modelo. Los modelos de predicción de Zapata [77] y Ghanbarian [33] son consistentes con los valores de succión mátrica medidos para el suelo desestructurado y estructurado respectivamente y durante el proceso de secado.

**Tabla 5.2: Parámetros utilizados en las curvas de ajuste**

Modelo	Parámetros de ajuste
Saxton [62]	$Finos(D < 0,002mm) = 23\%$ , $Arena(D > 2mm) = 0\%$ ,
Zapata [77]	$Finos(D < 0,075mm) = 92\%$ , $LL = 35$ , $LP = 18$ ,
Aubertin [4]	$LL = 35$ , $e = 0,91$ ,
Perera [51]	$LL = 35$ , $LP = 18$ , $e = 0,91$
Ghanbarian [33]	$Finos(D < 0,075mm) = 92\%$ . $e = 0,91$ , $k_w = 10^{-4}m/s$



**Figura 5.8: Modelos de predicción de la curva de retención.**

Zapata desarrolló su modelo predictivo tras la recolección de datos de 190 muestras de suelo, tanto de grano fino como grano grueso. La curva de retención puede estimarse a partir del porcentaje pasante por el tamiz 200 y el índice de plasticidad para el caso de un suelo de grano fino. Por otro lado, Ghanbarian analizó datos de 75 muestras de suelo y generó un modelo que permite estimar la curva de retención a partir del contenido de arcilla y su conductividad hidráulica saturada.

La Figura 5.9 compara los ajustes de las curvas de retención de Fredlund y Xing[30] obtenidas para el proceso de secado y humedecimiento en el estado desestructurado. La curva de retención asociada al proceso de secado es consistente con la curva de retención de una arcilla, mientras que la asociada al proceso de humedecimiento se encuentra entre las curvas típicas de un limo y una arcilla. Ambas curvas presentan una baja humedad volumétrica para pequeños valores de succión, y esto se encuentra asociado a que la muestra no está completamente saturada

tras el procedimiento de desestructuración realizado. La Figura 5.10 muestra una posible extensión de las curvas de retención de manera de alcanzar un grado de saturación del 100%. Por otro lado, la humedad volumétrica antes del proceso de secado y luego del proceso de humedecimiento no es la misma, y esto sucede porque luego del proceso de secado, las muestras presentan un contenido de aire adicional atrapado que no es posible eliminar con el proceso de humedecimiento utilizado.

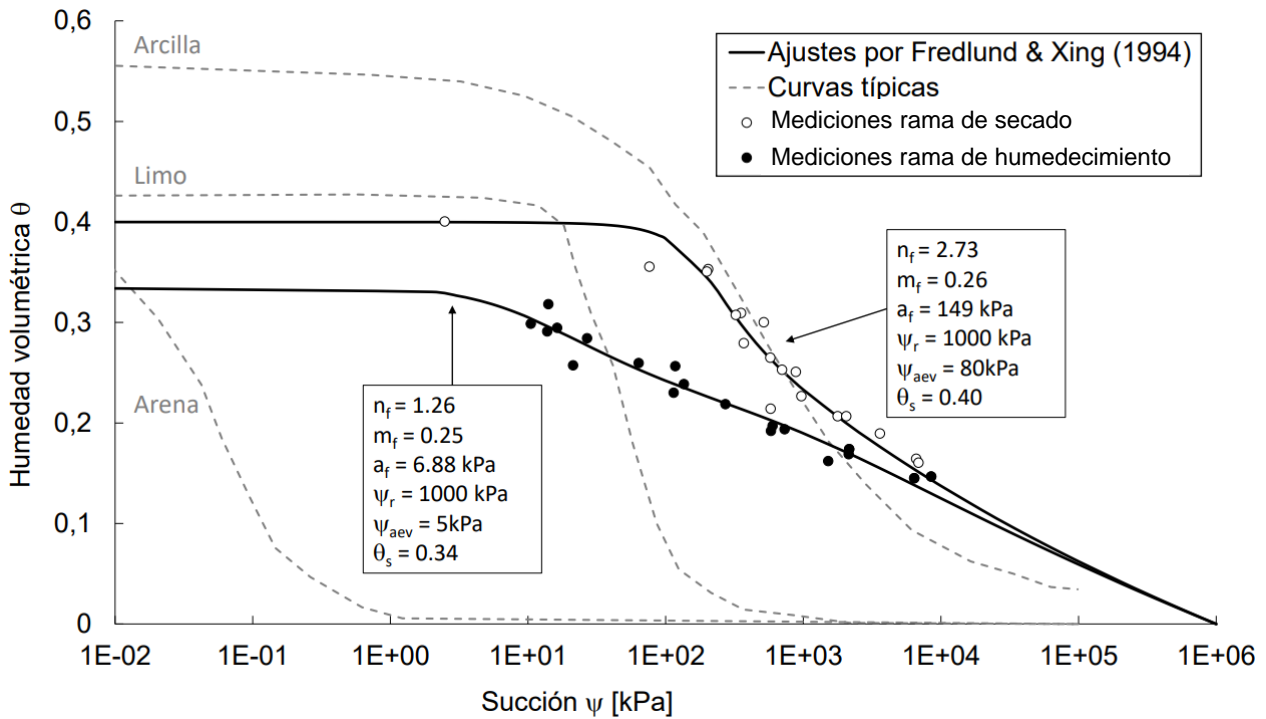


Figura 5.9: Comparación entre las curvas de retención para el estado desestructurado y las curvas típicas para distintos materiales.[28]

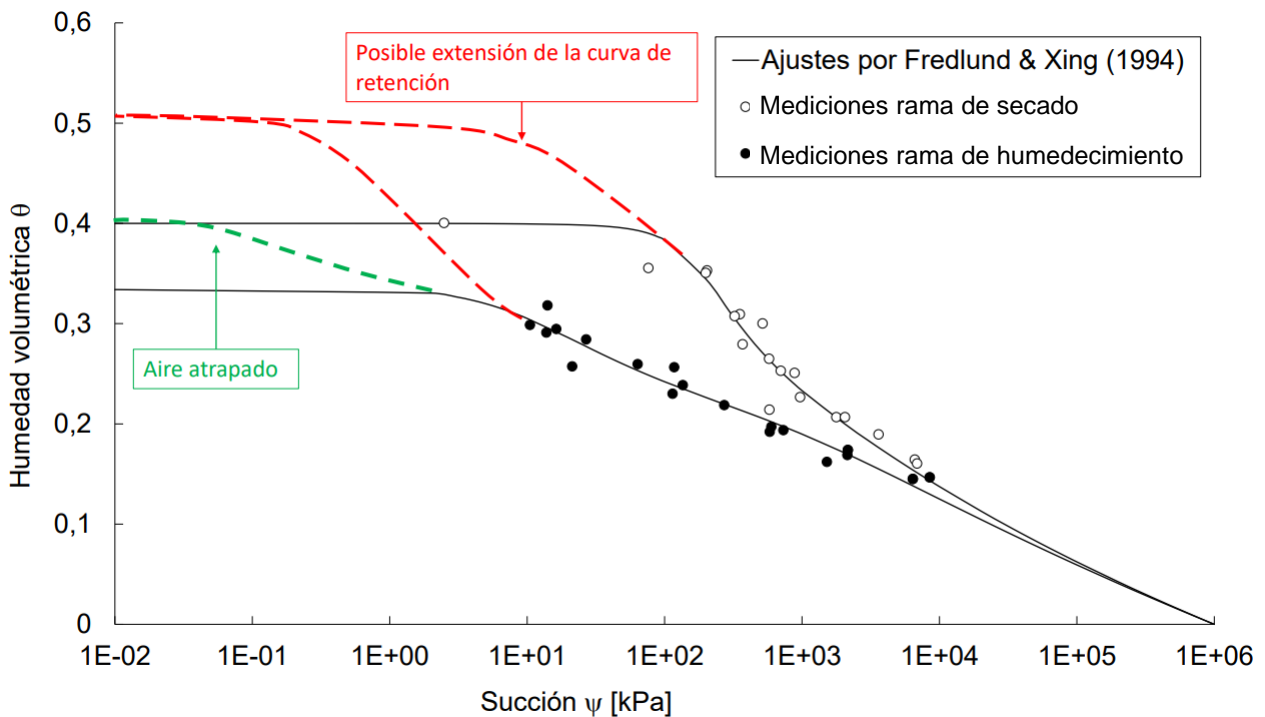
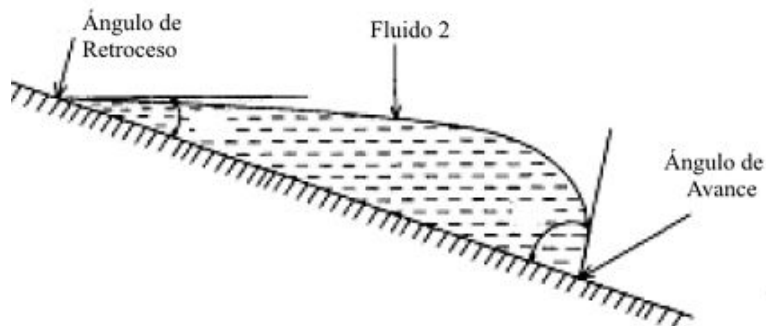


Figura 5.10: Curvas de retención para el suelo desestructurado asociadas a la rama de secado y la rama de humedecimiento.

Estas curvas ponen en evidencia el fenómeno de histéresis que se genera en función del tipo de cambio de humedad realizado. Para un mismo contenido volumétrico de humedad, la muestra presenta una succión mayor en el proceso de secado con respecto al proceso de humedecimiento. Esto sucede debido a que la curvatura generada en la interfaz aire-agua es mayor en la rama de secado que en la rama de humedecimiento. La diferencia de curvatura puede observarse en la forma que toma una gota de un fluido al descender (Figura 5.11). El ángulo de avance del fluido, asociado al proceso de humedecimiento, es mayor con respecto al ángulo de retroceso, y por lo tanto, la curvatura será menor. La ecuación (73) muestra la ecuación de Laplace, en donde  $\sigma$  es la tensión superficial y  $1/R_1$  y  $1/R_2$  la curvaturas en dos direcciones perpendiculares. Al utilizar la ecuación de Laplace para determinar la succión mátrica durante el proceso de humedecimiento, ésta será menor con respecto al proceso de secado.



**Figura 5.11: Representación de una gota en movimiento sobre una superficie.**

$$\psi = \sigma \left( \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (73)$$

La Figura 5.12 compara las curvas de retención para el estado estructurado y desestructurado durante el proceso de secado. La forma de las curvas es consistente con las observadas en la bibliografía y presentadas en la sección 2.3.8. La curva de retención asociada al estado estructurado presenta un contenido volumétrico de humedad menor que la asociada al estado desestructurado. Esta disminución del contenido de agua que presenta el estado estructurado se asocia a que el volumen de vacíos es menor, producto de la aplicación de elevadas tensiones. La Figura 5.13 muestra la relación entre la succión, la tensión promedio, la relación de vacíos y el grado de saturación para una arcilla altamente plástica. Se observa que una muestra puede mantenerse saturada y reducir su relación de vacíos, y consecuentemente su contenido volumétrico de humedad, aumentando la presión media. Por otro lado, el valor de entrada de aire que presenta el estado estructurado es mayor que el del estado desestructurado. Esto probablemente esté causado por la presencia de una distribución de tamaños de poros promedio menor debido a la aplicación de las elevadas tensiones.[46]



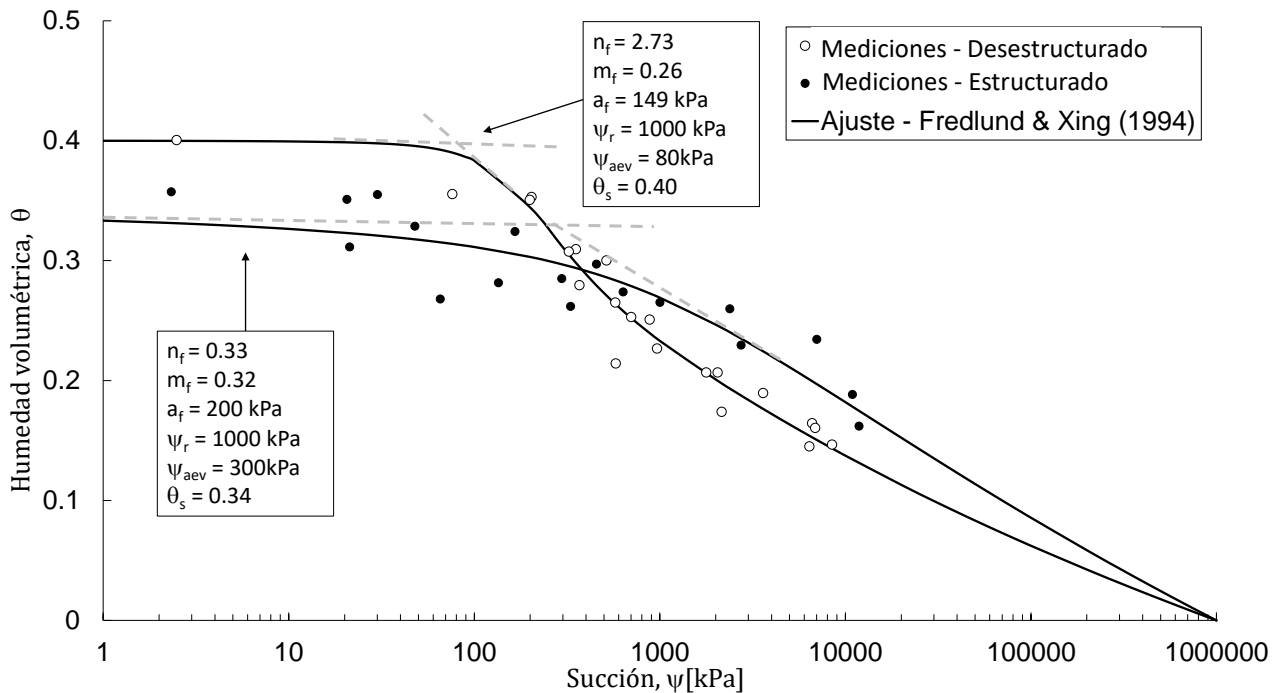


Figura 5.12: Comparación entre las curvas de retención para el estado estructurado y desestructurado.

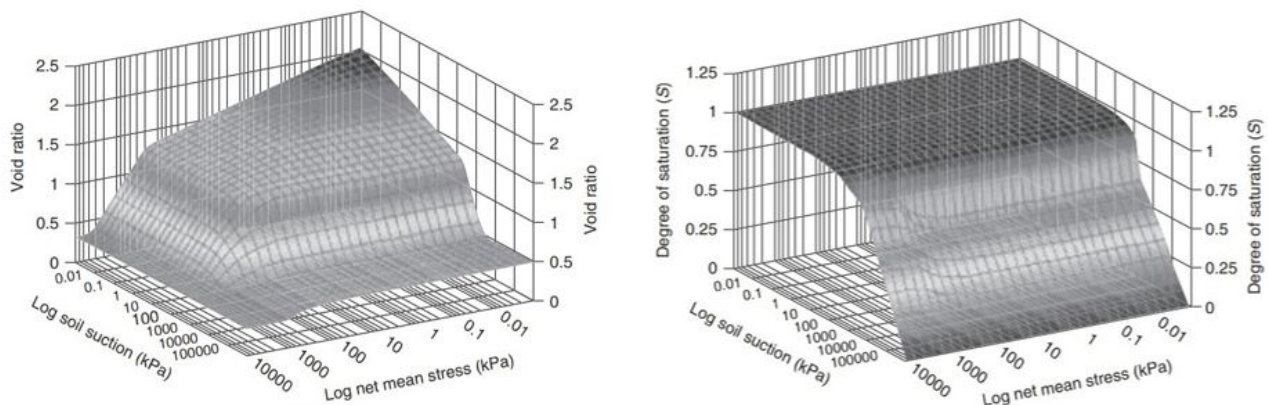


Figura 5.13: Relaciones entre succión, tensión promedio, relación de vacíos (izquierda) y grado de saturación (derecha) para una arcilla altamente plástica[52]

Las curvas de retención fueron definidas en función del contenido volumétrico de humedad,  $\theta_w$ , a partir de la humedad gravimétrica, la gravedad específica y la relación de vacíos:

$$\theta_w = \frac{wG_s}{1 + e(w)} \tag{74}$$

La humedad gravimétrica fue obtenida determinando el peso húmedo de las muestras al momento de medir cada valor de succión y el peso seco al final del ensayo. Por otro lado, la relación de vacíos fue obtenida a partir de las curvas de contracción ajustadas y presentadas en la sección 5.3.1. Esto se realizó debido a que las relaciones de vacíos medidas sobre las muestras de succión no son confiables. La Figura 5.14 compara la curva de contracción ajustada en la sección 5.3.1 con los valores de la relación de vacíos obtenidos en este ensayo. Las muestras requieren una gran manipulación a distintas humedades para medir la succión, lo que genera un cambio de forma para humedades altas y una pérdida de material para humedades bajas. La Figura 5.15 muestra el error relativo entre las relaciones de vacíos obtenidas en el ensayo de succión con respecto a las obtenidas mediante la curva de contracción. Sobre éstos se graficaron curvas de error asociadas a una mala medición en el peso seco,  $M_d$ , y el volumen,  $V$ , de las muestras. El

error asociado al peso seco fue parcialmente contrarrestado considerando el peso del material desprendido durante el ensayo cuando era posible. Se sospecha que el error remanente es el que genera la pequeña dispersión de resultados con respecto a las curvas de ajuste que puede observarse en las Figuras 5.10 y 5.12.

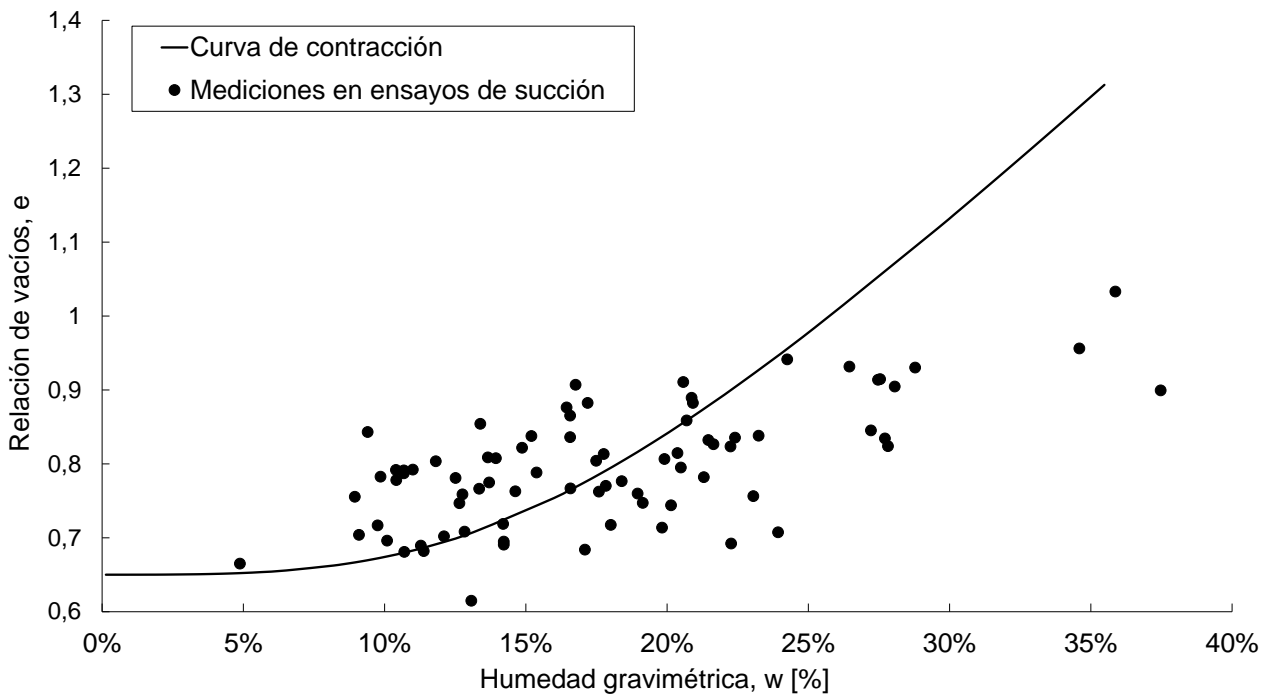


Figura 5.14: Comparación entre la curva de contracción y las relaciones de vacíos medidas en el ensayo de succión.

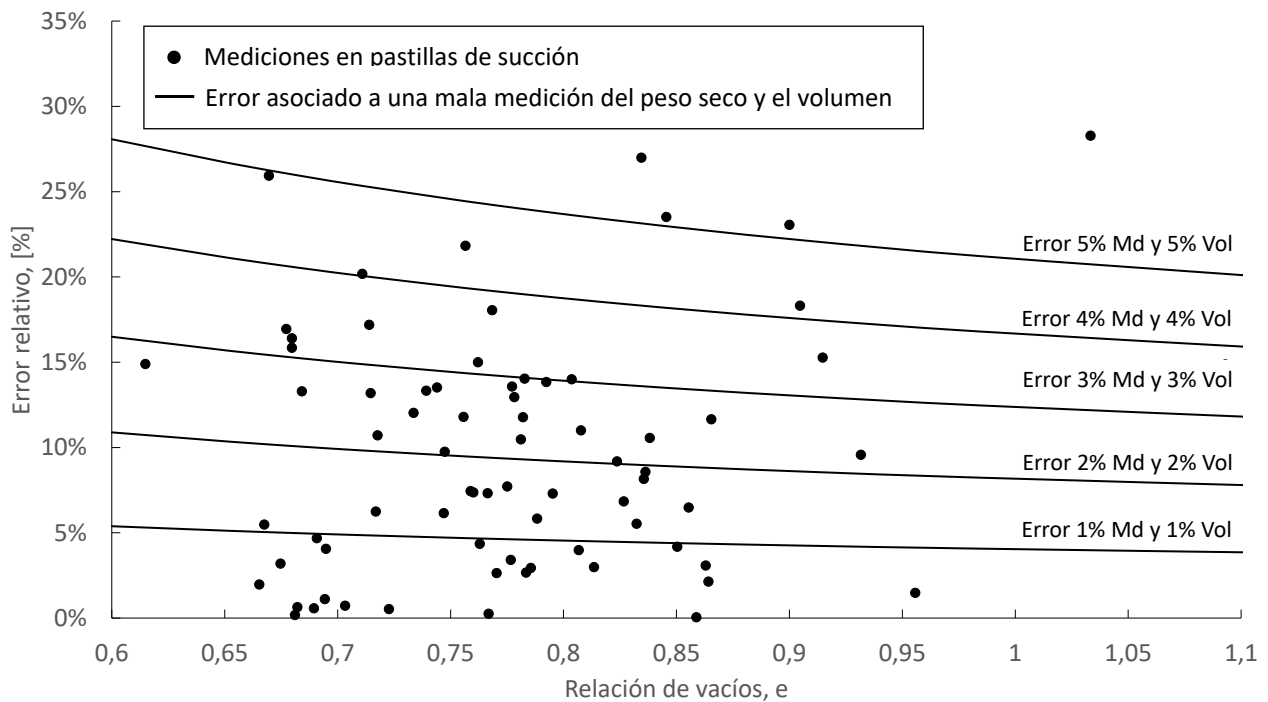


Figura 5.15: Comparación entre el error relativo en la relación de vacíos medido y el asociado a distintos errores de medición en el peso seco y el volumen.

### 5.3.3. Función de conductividad hidráulica

La función de conductividad hidráulica puede estimarse a partir de la curva de retención mediante distintos modelos, tales como el de Burdine[18], Brooks & Corey [15], Mualem [45] y Fredlund [30]. Particularmente, Fredlund define a la función de conductividad hidráulica relativa,  $k_r$ , como:

$$k_r(\psi) = \frac{\int_{\ln(\psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_{aev})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy} \quad (75)$$

En donde  $\theta(\psi)$  y  $\theta'(\psi)$  corresponden a la curva de retención y su derivada definidas a partir del contenido volumétrico de humedad,  $\psi_{aev}$  el valor de entrada de aire,  $\theta_s$  el contenido volumétrico de humedad en saturación y  $b = 10^6$  un límite superior de integración.

La Figura 5.16 muestra las funciones de conductividad hidráulica asociadas a las curvas de retención ajustadas en la sección 5.3.2. En la Figura 5.17 se comparan con funciones de conductividad hidráulica típicas para una arena, un limo y una arcilla, en el rango de  $0 - 10000 kPa$ .

La Figura 5.18 compara las curvas obtenidas con las estimadas por Brusa, Morandi y Sterin[16] sobre muestras compactadas. Éstas curvas son similares a la función de conductividad hidráulica asociada al proceso húmedo en estado desestructurado. Las curvas de retención que utilizaron Brusa, Morandi y Sterin para estimar las funciones de conductividad hidráulica fueron obtenidas midiendo la succión con el método de papel de filtro sobre distintos especímenes. Éstos fueron preparados a partir suelo seco, el cual se mezclaba con distintos contenidos de agua para evaluar la succión a distintas humedades. Este procedimiento podría asociarse al proceso de humedecimiento, ya que se parte del agregado de humedad sobre un suelo inicialmente seco.

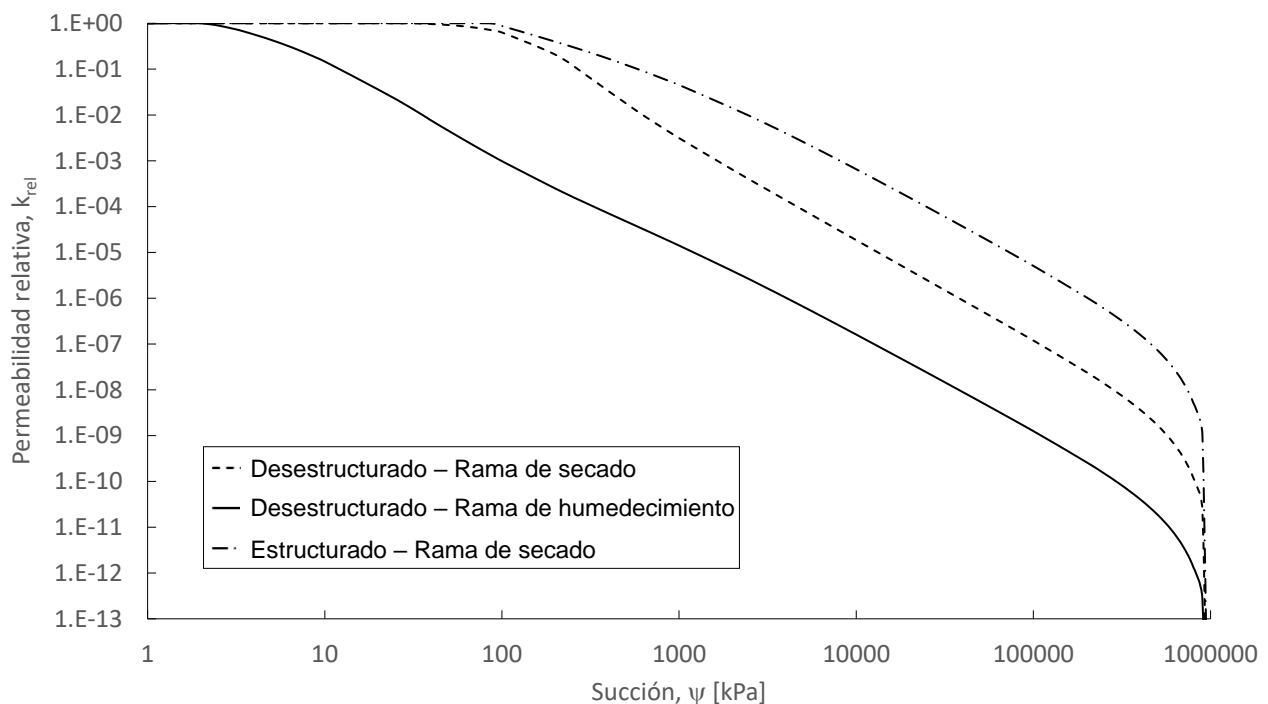


Figura 5.16: Funciones de conductividad hidráulica estimadas a partir de las curvas de retención.

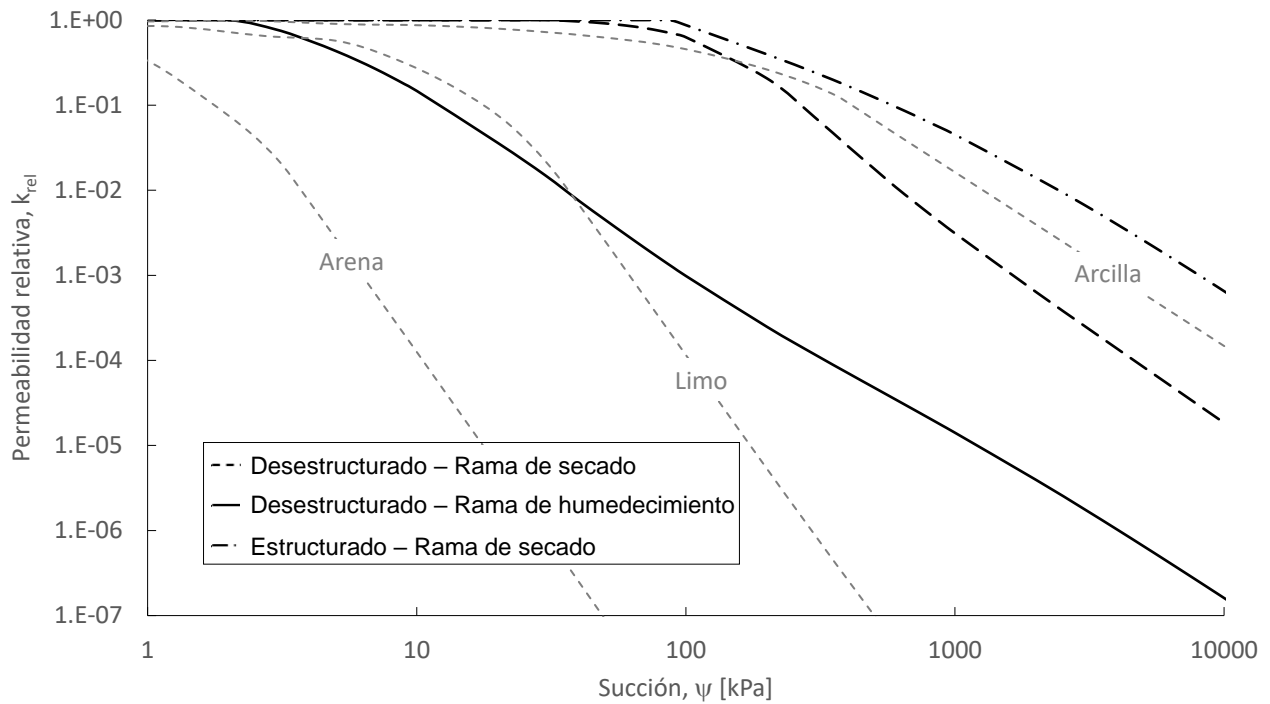


Figura 5.17: Comparación entre las curvas estimadas con curvas típicas de distintos materiales[39]

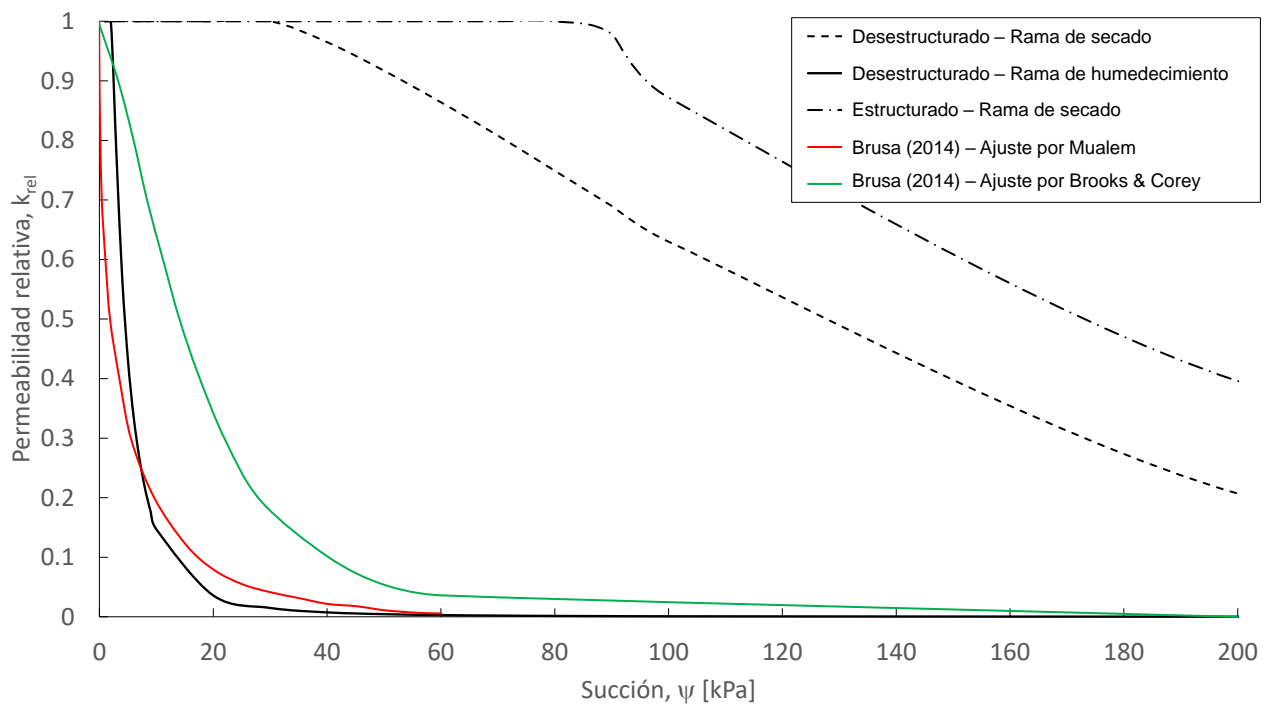


Figura 5.18: Comparación entre las curvas estimadas con las obtenidas por Brusa, Morandi y Sterin[16]

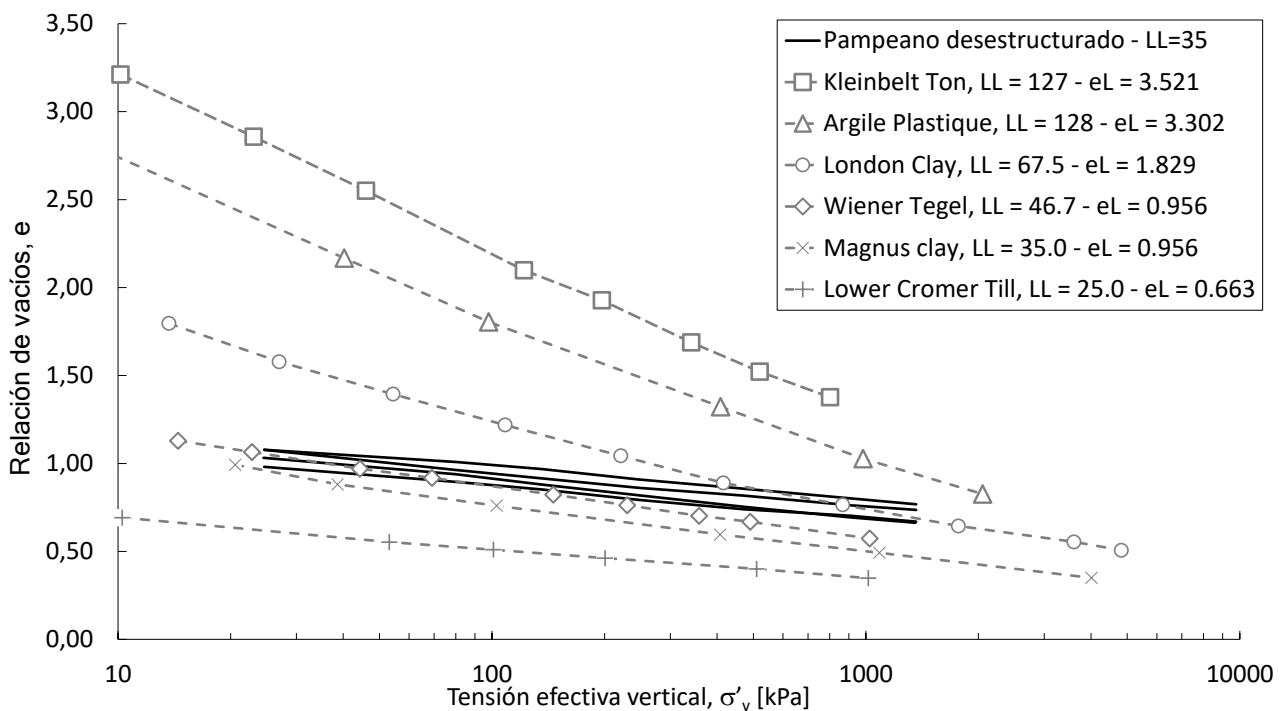
## 5.4. Caracterización mecánica

### 5.4.1. Ensayos edométricos

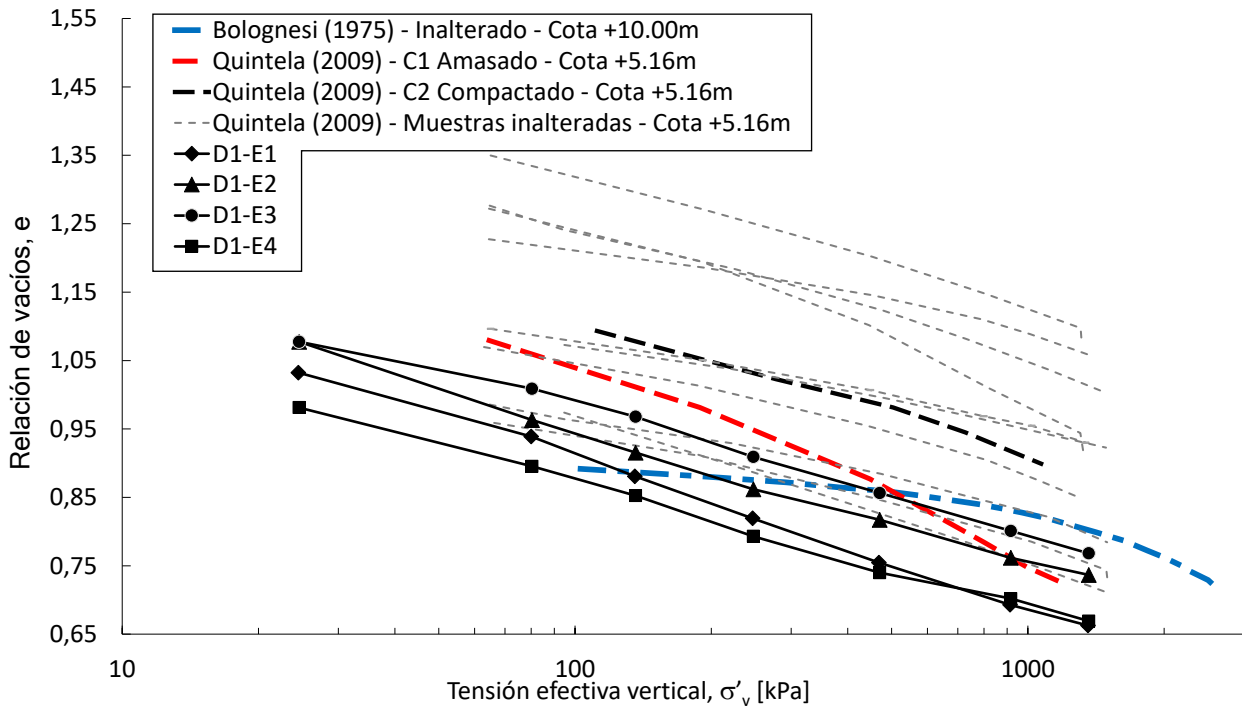
Los ensayos edométricos fueron realizados sobre muestras desestructuradas, con el objetivo de evaluar el comportamiento intrínseco de este material. La Figura 5.19 compara las curvas de carga obtenidas con las presentadas en la

bibliografía para distintas arcillas reconstituidas[19]. Las curvas de compresión obtenidas son consistentes con aquellas arcillas que presentan un valor del límite líquido similar.

Las Figuras 5.20 y 5.21 muestran las curvas de carga obtenidas con las presentadas por Bolognesi[12] y Quintela[57] para la formación Pampeano y en términos de relación de vacíos,  $e$ , y deformación volumétrica,  $\varepsilon_v$ . Quintela analizó muestras estructuradas extraídas a una cota aproximada de +5,16 m (OSN). Las relaciones iniciales de vacíos para estas muestras son mayores a las encontradas en las muestras desestructuradas y varían en un rango entre 0,95 – 1,45. Por otro lado, Quintela también analizó el comportamiento edométrico de una muestra compactada y una muestra amasada. La muestra compactada fue elaborada en un molde Proctor y fue sometida a una energía de compactación de 15 golpes de martillo estándar. Por otro lado, la muestra amasada fue elaborada con una humedad menor al límite líquido y colocada en el anillo edométrico sin una compactación previa. Ésta última presenta una tasa de decrecimiento de la relación de vacíos mayor, alcanzando las curvas obtenidas para el Pampeano desestructurado en presiones efectivas verticales del orden de 1000 kPa. Bolognesi, por otro lado, midió una curva de compresión edométrica para una muestra estructurada extraída a una cota de +10,00 m. La relación de vacíos inicial de la muestra es menor a las medidas por Quintela e incluso a las del Pampeano desestructurado.



**Figura 5.19: Curvas de compresión asociadas al Pampeano desestructurado y a arcillas reconstituidas presentes en la bibliografía[19]**



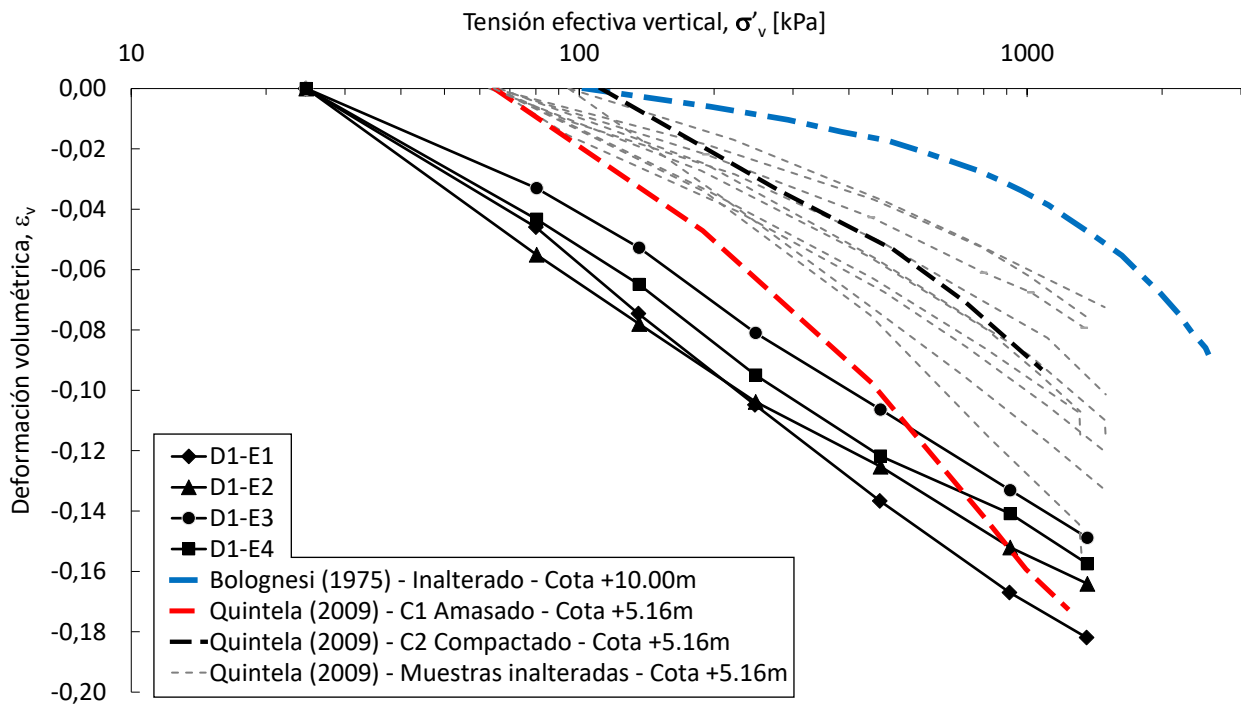
**Figura 5.20: Comparación entre las curvas  $e - \sigma'_v$  de compresión asociadas al Pampeano desestructurado con las presentadas por Quintela[57] y Bolognesi[12]**

La Figura 5.22 muestra las curvas de compresión en términos del índice de vacíos, el cual fue calculado a partir de la siguiente expresión.

$$I_v = \frac{e - e_{*100}}{C_{c*}} \quad (76)$$

En donde  $e_{*100}$  corresponde a la relación de vacíos asociada a una tensión efectiva vertical de 100 kPa y  $C_{c*}$  al índice de compresión, ambos asociados a una muestra reconstituida. Estos valores fueron calculados como el promedio de los valores obtenidos para las cuatro curvas de compresión realizadas sobre el Pampeano desestructurado.

Se observa que las curvas de compresión del Pampeano desestructurado coinciden prácticamente con la línea intrínseca de compresibilidad (ICL). Existe una pequeña dispersión para tensiones efectivas verticales menores a 70 kPa. Se presume que esta dispersión está asociada a las incertidumbres ocurridas durante el proceso de desestructuración de las muestras, como por ejemplo la utilización de distintos contenidos de humedad o la posible diferencia en la presión de preconsolidación inicial utilizada.



**Figura 5.21: Comparación entre las curvas  $\varepsilon_v - \sigma'_v$  de compresión asociadas al Pampeano desestructurado con las presentadas por Quintela y Bolognesi.**

La Figura 5.22 muestra además la línea de compresión de sedimentación (SCL), la cual corresponde a aquella relación entre la tensión efectiva vertical y la relación de vacíos ocurrida en un depósito de arcilla producido por el proceso de sedimentación[70]. Las curvas de compresión asociadas a las muestras ensayadas por Quintela se ubican de forma variada por encima de la línea de compresión intrínseca, y algunas incluso por encima de la línea de compresión de sedimentación. La diferencia entre las curvas de compresión estructuradas y la línea de compresión intrínseca se encuentra asociada a los cambios producidos en la estructura interna del material generados por los procesos alternativos de cementación y preconsolidación por disecación que ocurrieron en el depósito[12]. Se presume que aquellas curvas de compresión que presentaron mayores valores de relaciones de vacíos fueron sometidas un proceso de cementación más intenso y/o una fisuración mayor ocurrida por el proceso de disecación, sin experimentar cambios en las cargas verticales actuantes. Por otro lado, se presume que aquellas curvas comprendidas entre la línea de compresión intrínseca y la línea de compresión de sedimentación poseen una cementación y una fisuración menor, generando así relaciones de vacíos menores al momento de ser compactadas por la deposición de estratos superiores.

Las curvas de compresión tienden a converger hacia la línea de compresión intrínseca[19]. Sobre la Figura 5.22 se muestran las posibles extensiones de algunas de las curvas de compresión de las muestras estructuradas.

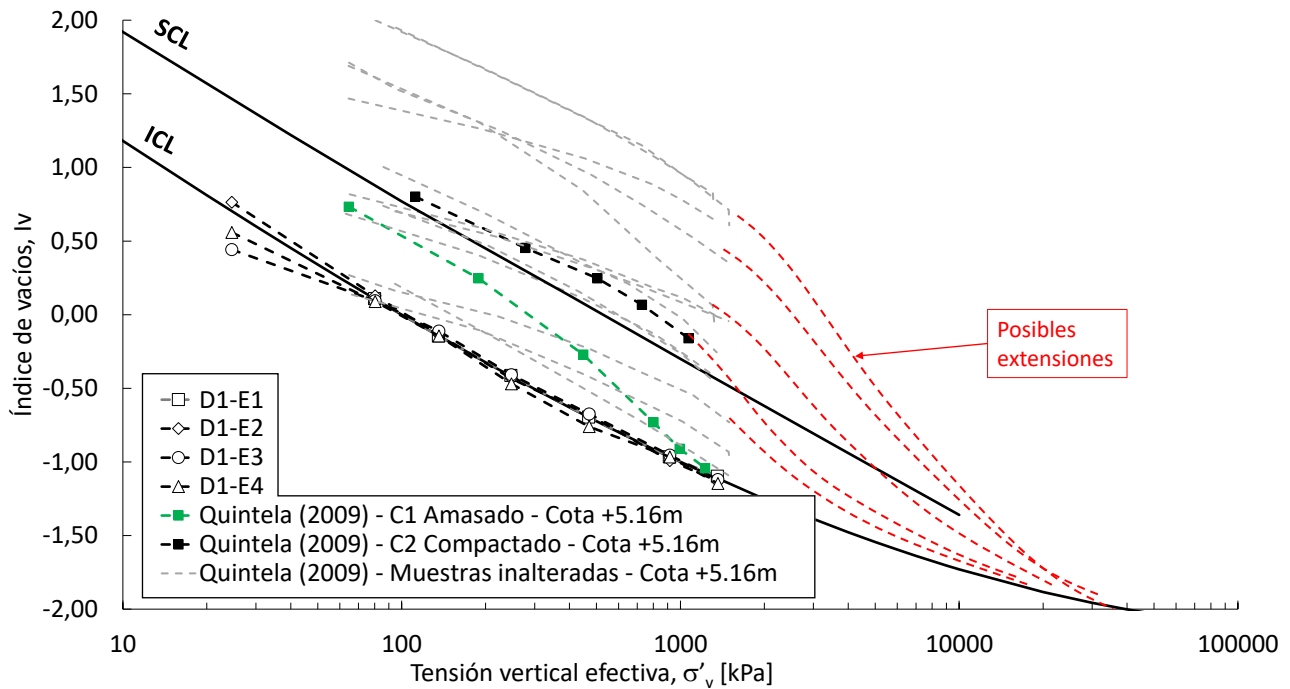


Figura 5.22: Comparación entre las curvas  $I_v - \sigma'_v$  de compresión asociadas al Pampeano desestructurado con las presentadas por Quintela.

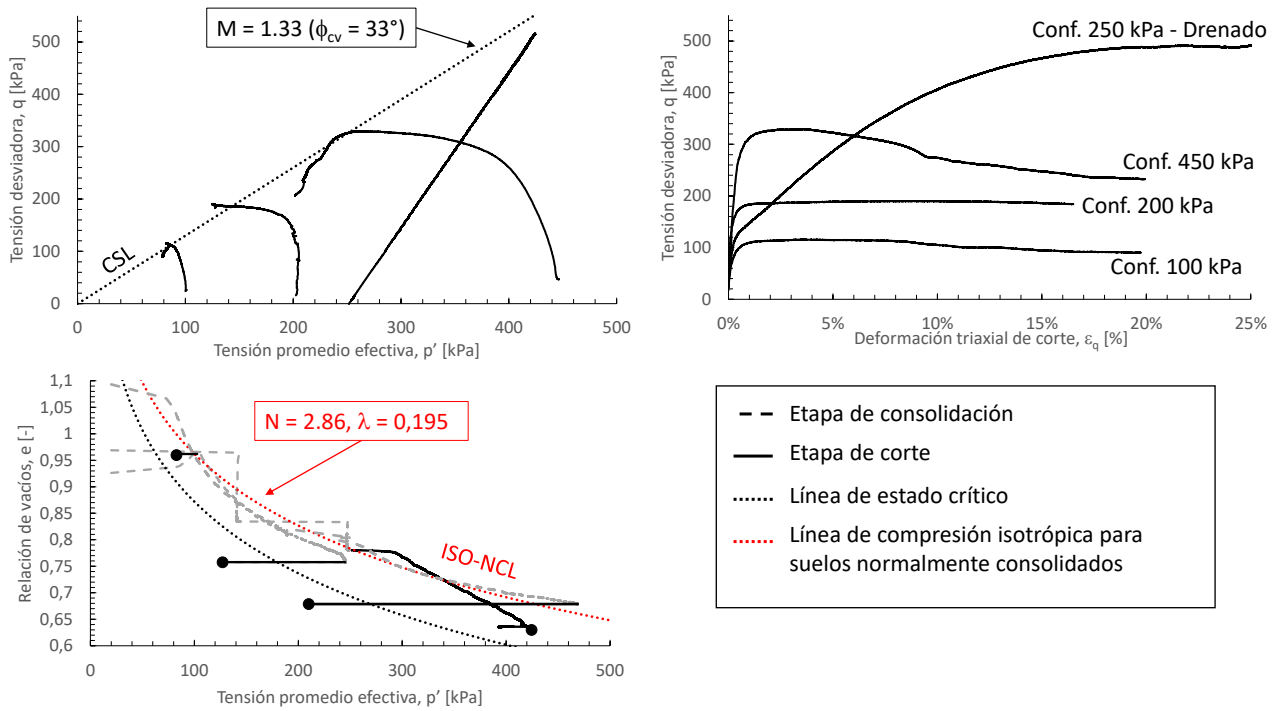
#### 5.4.2. Ensayos triaxiales

La Figura 5.23 resume los resultados de los ensayos triaxiales en los planos  $q - p'$ ,  $q - \varepsilon_q$  y  $e - p'$  para las muestras desestructuradas. Se puede observar que presentan claramente un comportamiento normalmente consolidado. Las muestras parten de una relación de vacíos comprendida entre 0,9 y 1,1 y alcanzan la línea de compresión isotrópica para suelos normalmente consolidados (ISO-NCL) en la etapa de consolidación. Durante la etapa de corte, las muestras ensayadas en condición no drenada mantuvieron una relación de vacíos constante y alcanzaron la línea de estado crítico (CSL). Por otra parte, la muestra ensayada en condición drenada siguió una trayectoria lineal desde la línea de compresión normal isotrópica hasta la línea de estado crítico. La línea de compresión isotrópica puede parametrizarse mediante la siguiente expresión:

$$p' = e \left[ \frac{N - (1 + e)}{\lambda} \right] \quad (77)$$

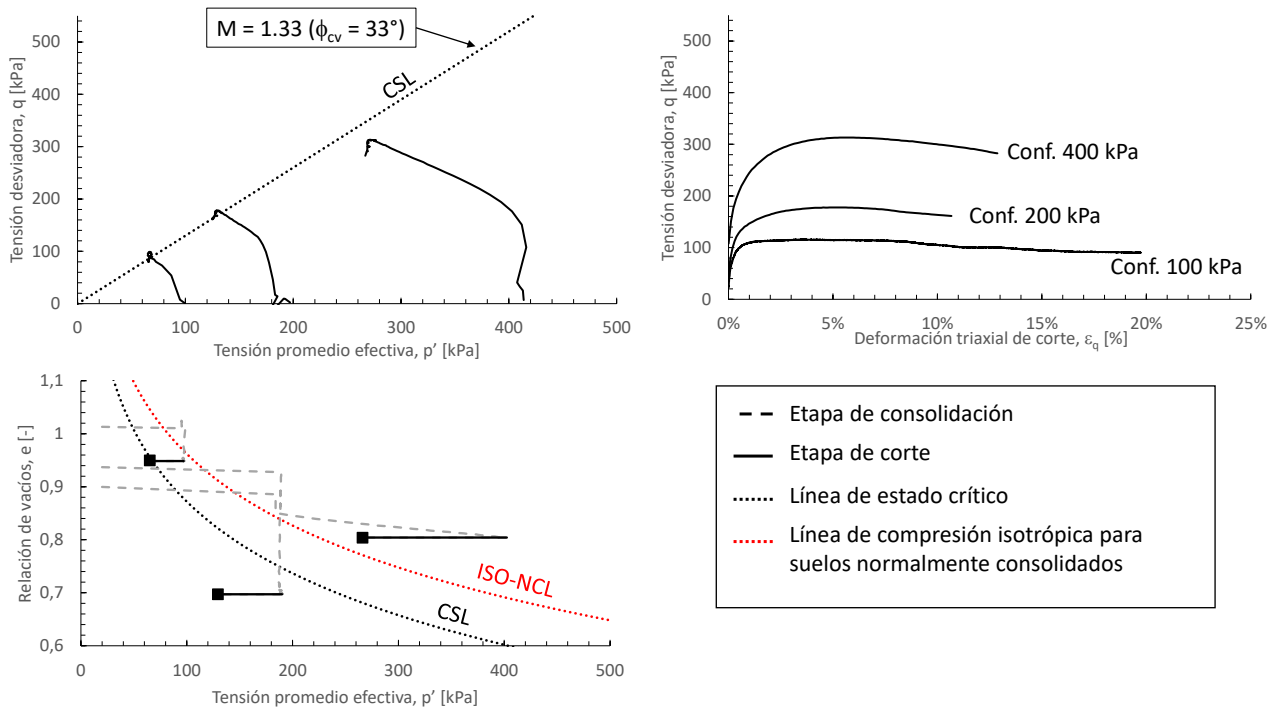
Siendo  $N = 2,86$  y  $\lambda = 0,195$  los parámetros que mejor ajustan el comportamiento observado en las tres muestras.





**Figura 5.23: Resultados de ensayos triaxiales sobre muestras de la formación Pampeano en estado desestructurado.**

La Figura 5.24 resume los resultados de los ensayos triaxiales en los planos  $q - p'$ ,  $q - \epsilon_q$  y  $e - p'$  para las muestras estructuradas a 4 metros de profundidad. Estas muestras presentan un comportamiento normalmente consolidado que resulta consistente con el número de SPT  $N_{SPT} = 6$  encontrado a esa profundidad (Figura 4.2). Dos de las tres trayectorias  $e - p'$  no son consistentes con la línea de compresión isotrópica para suelos normalmente consolidados obtenida a partir de las muestras desestructuradas. Esto pudo deberse a diferencias en el suelo ensayado sobre las muestras anteriores, tal como poseer un contenido de finos o un límite líquido más elevados.



**Figura 5.24: Resultados de ensayos triaxiales sobre muestras estructuradas de la formación Pampeano a 4 metros de profundidad.**

La Figura 5.25 resume los resultados de los ensayos triaxiales en los planos  $q-p'$ ,  $q-\epsilon_q$  y  $e-p'$  realizados sobre las muestras estructuradas extraídas a 10 metros de profundidad. Una de las tres muestras presenta un comportamiento similar al de una arcilla normalmente consolidada, alcanzando en la etapa de consolidación la línea de compresión isotrópica, y en la etapa de corte, la línea de estado crítico. Por otro lado, el comportamiento de las otras dos muestras es similar al de una arcilla sobreconsolidada, con un incremento adicional de resistencia que supera la línea de estado crítico en el plano  $p'-q$  y que se encuentra asociado a la preconsolidación in situ. Luego de haber alcanzado la máxima resistencia, la muestra falla localizando su deformación por corte en un plano bien definido y desarrolla ablandamiento. La información obtenida del ensayo luego de ocurrida una falla localizada no es muy confiable, ya que la muestra se desvía de la hipótesis de un campo de deformaciones uniforme, por lo que los resultados en esta zona deberían ser analizados solo cualitativamente[32]

Estas dos muestras podrían estar asociadas al estrato altamente cementado y sobreconsolidado existente entre las profundidades 12,0 m y 17,0 m de la Figura 4.2. La tercera muestra podría pertenecer al estrato superior que presenta un  $N_{SPT}$  más bajo, del orden de 20. La Tabla 5.3 muestra los parámetros iniciales de las tres muestras y la Figura 5.26 muestra las fotografías tomadas antes de ser ubicadas en la cámara triaxial. Claramente se observa un cambio de color, peso específico seco y relación de vacíos entre la tercera muestra y las otras dos, que podría justificar la pertenencia de ella a un estrato diferente.

**Tabla 5.3: Parámetros iniciales de las muestras E1**

Muestra	E1-T1	E1-T2	E1-T3
Confinamiento, [kPa]	100	200	450
$\gamma_d$ , [kN/m <sup>3</sup> ]	1.47	1.51	1.37
$e_i$ , [-]	0.78	0.74	0.92
$w_i$ , [%]	28.1	27.7	32.21

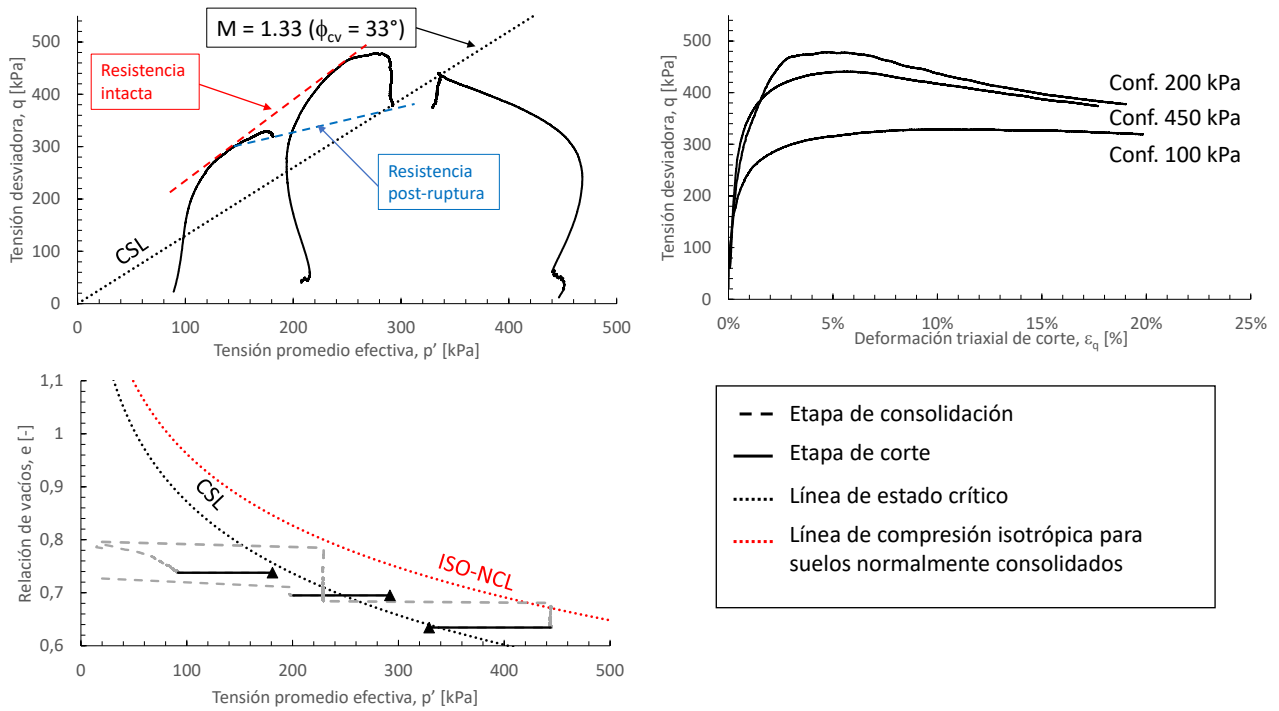


Figura 5.25: Resultados de ensayos triaxiales sobre muestras estructuradas de la formación Pampeano a 10 metros de profundidad.

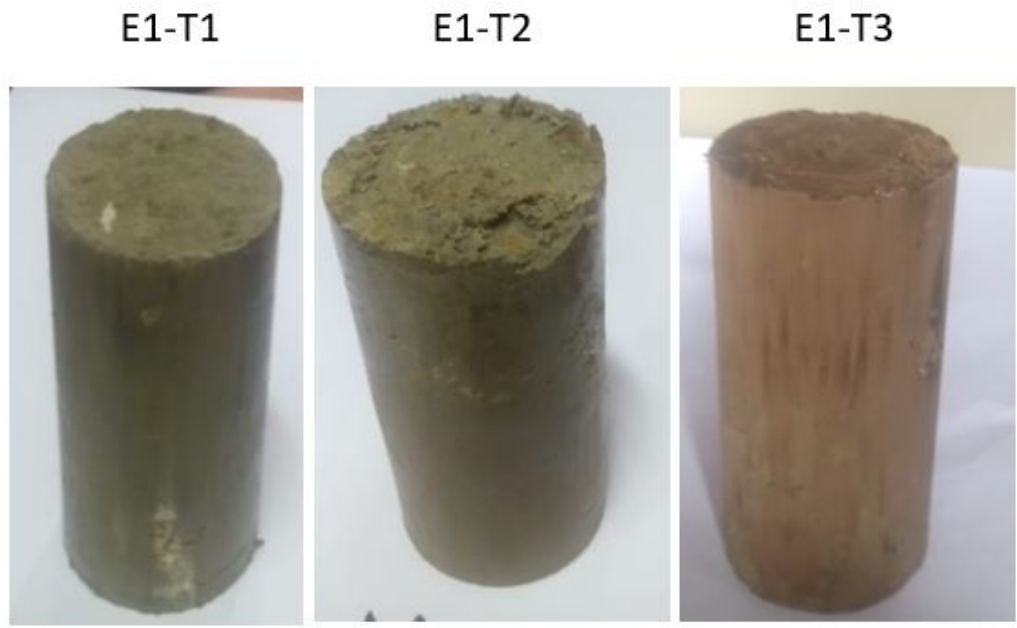


Figura 5.26: Fotografías de las muestras antes de ser introducidas en la cámara triaxial.

En la Figura 5.27 se presentan todos los ensayos triaxiales realizados. La gran mayoría de los ensayos es consistente con una línea de estado crítico en el plano  $p' - q$  con una pendiente  $M = 1,33$  ( $\phi_{cv} = 33^\circ$ ). No se encontró una perfecta coincidencia entre los estados críticos de los ensayos y la línea de estado crítico en el plano  $e - p'$ . Existe una dispersión general entre los estados críticos obtenidos de todas las muestras ensayadas y los estimados mediante la línea de estado crítico, exceptuando los dos especímenes pertenecientes a la muestra E2 (profundidad 4 m) que presentaron mayor dispersión y cuyas posibles razones fueron previamente comentadas. La dispersión general podría asociarse a la heterogeneidad natural del depósito del Pampeano.

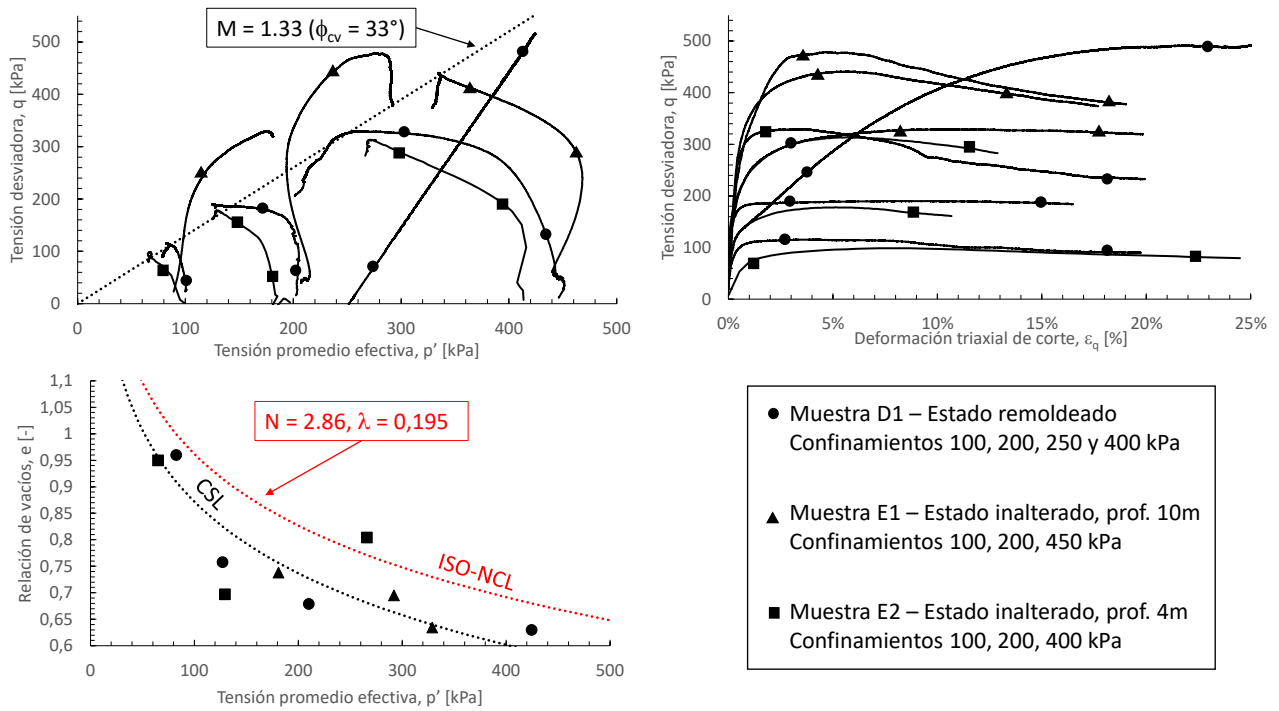


Figura 5.27: Ensayos triaxiales realizados.

En las figuras 5.28 y 5.29 se comparan los resultados obtenidos con los ensayos realizados por Brusa, Morandi y Sterin[16] sobre muestras compactadas. El ángulo de fricción interna a volumen constante encontrado por Brusa, Morandi y Sterin es levemente superior ( $\phi_{cv} = 35,8^\circ$ ). Por otro lado, los estados críticos en el plano  $e - p'$  son consistentes con los informados en este documento, aunque al tenerlos en cuenta, la dispersión con respecto a la línea de estado crítico (CSL-1) es mayor. Es posible estimar una nueva línea de estado crítico que considere además los resultados de las muestras compactadas (CSL-2).

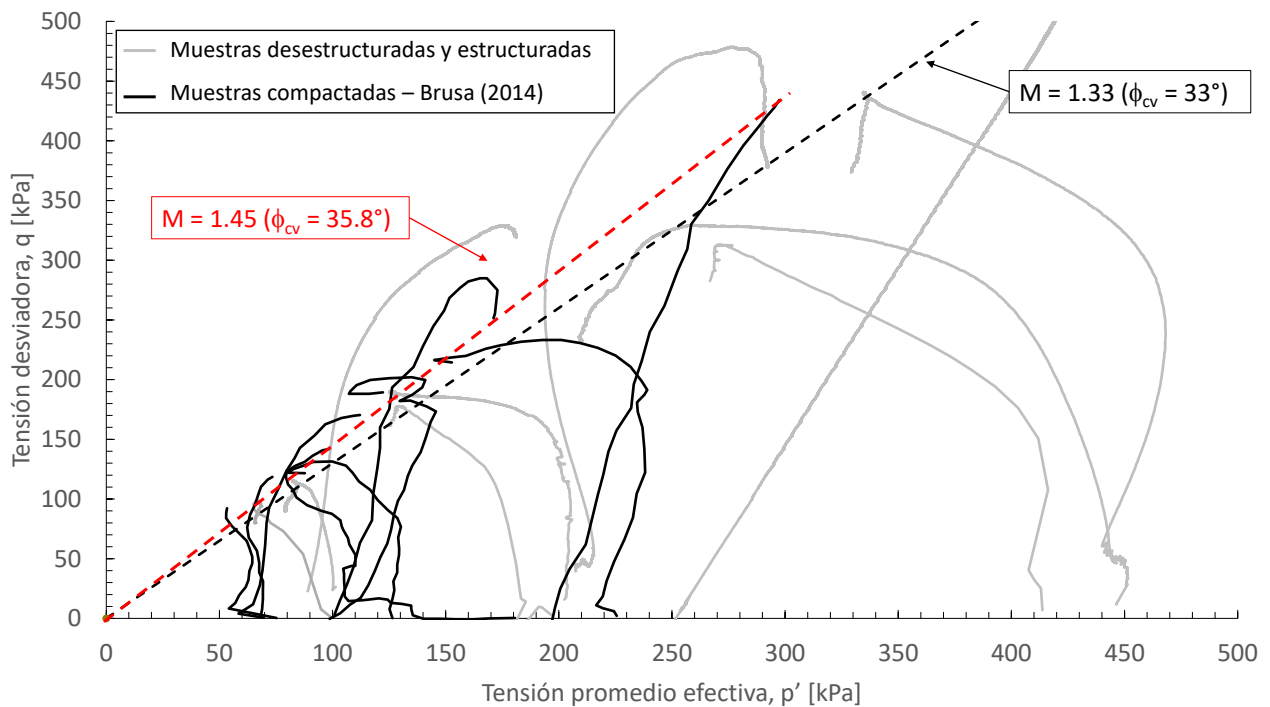
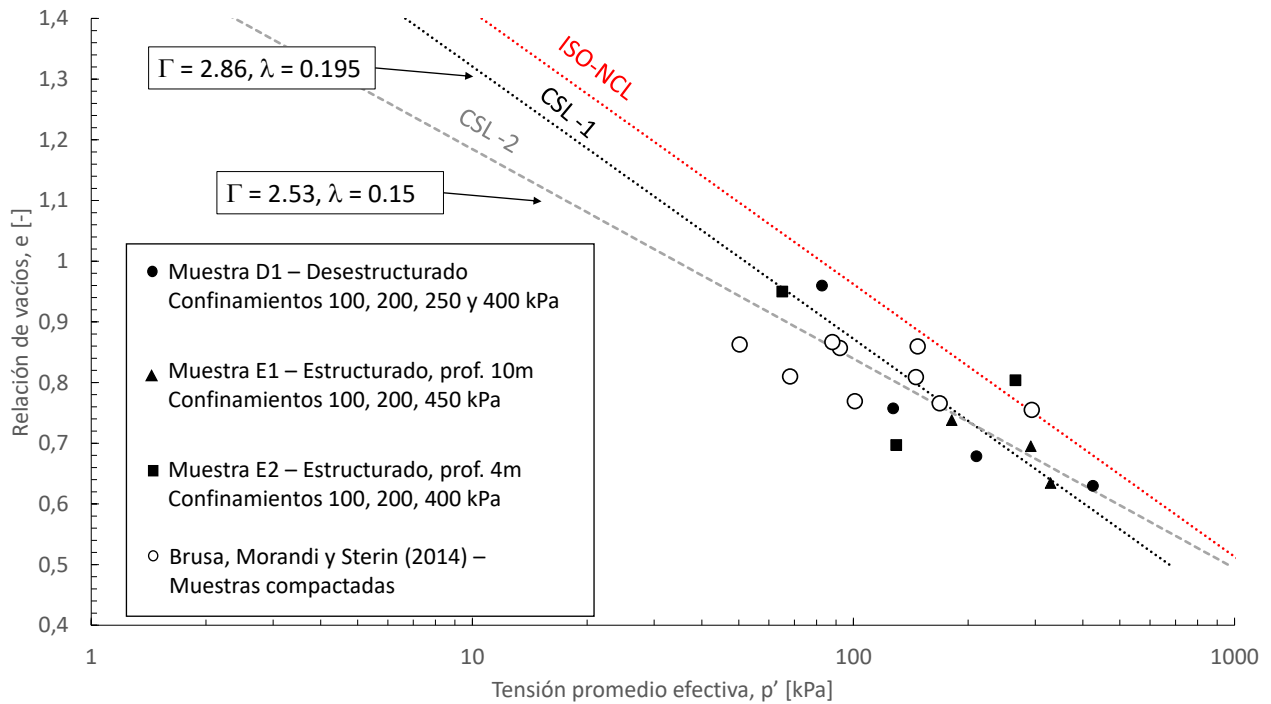


Figura 5.28: Ensayos triaxiales realizados en este trabajo y los efectuados por Brusa, Morandi y Sterin [16]



**Figura 5.29: Representación de los estados críticos encontrados en los ensayos triaxiales.**

La Figura 5.30 muestra la evolución del módulo secante,  $E_s$ , a lo largo del ensayo para todas las muestras ensayadas. Se observa que las mediciones tomadas a deformaciones menores al 0,1% no son confiables producto de la medición externa de la deformación axial. Entre las fuentes más importantes de error se pueden destacar:

- El acomodamiento del pistón, el cabezal superior y las piedras porosas al momento de aplicar la carga de corte inicial;
- El mal alineamiento de la muestra y/o los cabezales;
- Superficies extremas rugosas, con irregularidades o no perfectamente perpendiculares;
- Entre otros[6][36]

La Figura 5.31 compara las relaciones entre el módulo secante y el módulo de rigidez inicial, con las obtenidas por Quaglia [56] a bajas deformaciones. El módulo de rigidez inicial para las muestras fue obtenido a partir de la expresión de Janbu[35] que demostró presentar un buen ajuste para la Formación Pampeano[56].

$$E_0 = 95 \left[ \frac{\sigma_3}{100 \text{ kPa}} \right]^{0,75} \text{ MPa} \quad (78)$$

Se observa que las muestras que presentaron un comportamiento sobreconsolidado son consistentes con la degradación del módulo secante a bajas deformaciones informado por Quaglia. No se aprecia una evolución diferente del módulo secante en las muestras normalmente consolidadas estructuradas y desestructuradas.

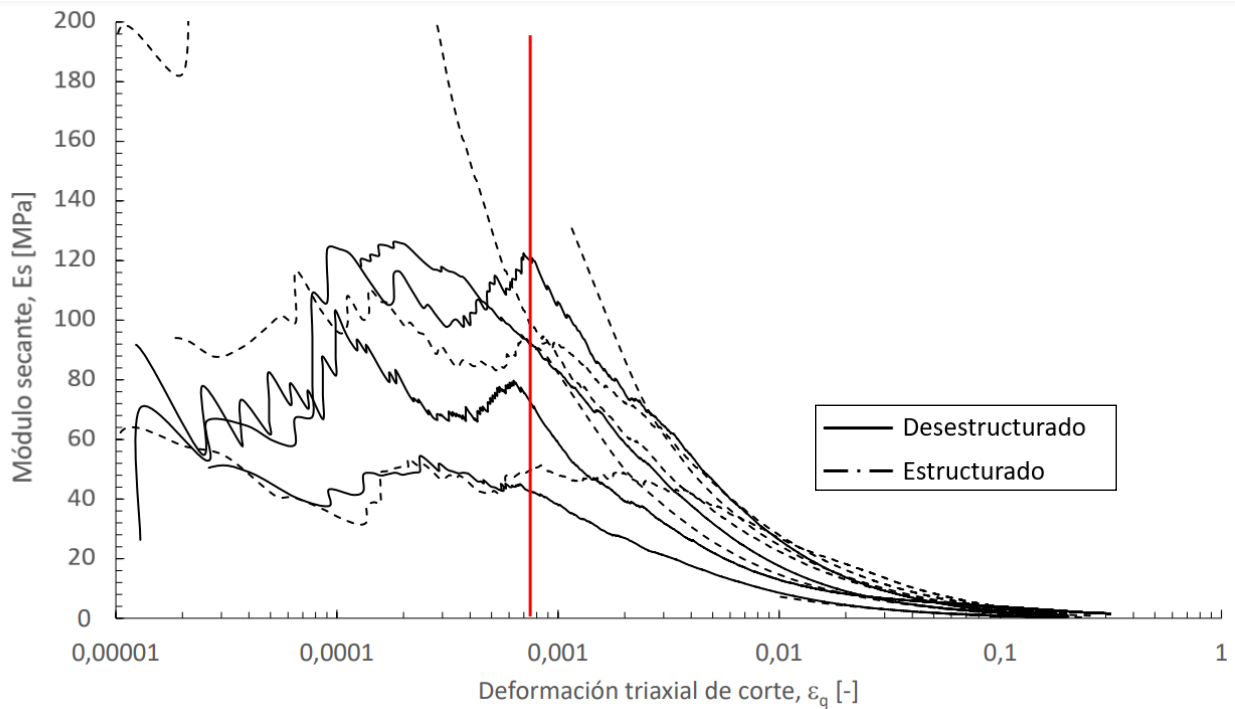


Figura 5.30: Variación del módulo secante con respecto a la deformación axial en los ensayos realizados.

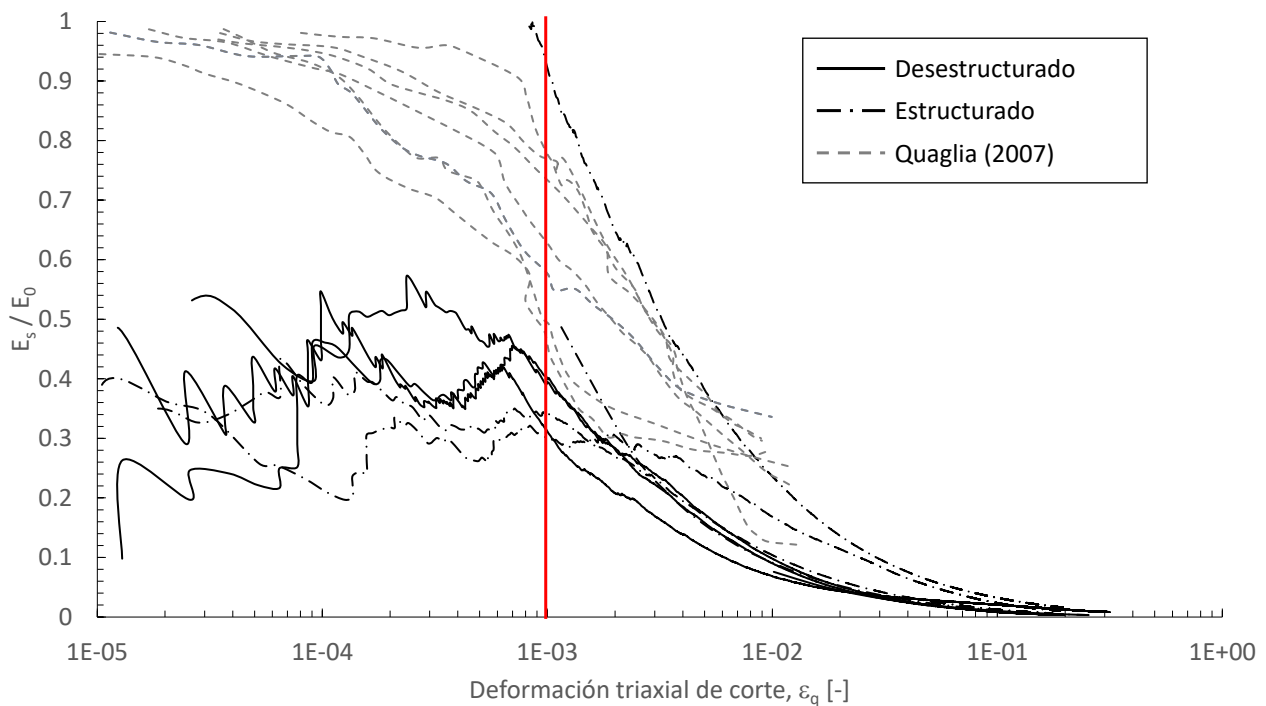


Figura 5.31: Comparación entre las mediciones obtenidas del módulo secante con las presentadas por Quaglia[56]

Las diferencias en las trayectorias de tensiones obtenidas en los ensayos triaxiales son debidas principalmente a dos factores[19]: La relación de vacíos y la estructuración interna. La influencia de la relación de vacíos puede ser eliminada normalizando la presión efectiva promedio y la tensión desviadora por la presión equivalente, la cual corresponde a aquella asociada a la línea de compresión isotrópica para suelos normalmente consolidados[2]. La Figura 5.32 muestra las trayectorias normalizadas. Todas aquellas que se comportan de una manera normalmente consolidada se arriman

hacia la derecha y conforman, en cierta forma, la Superficie de Roscoe o Rendulic. Las muestras que presentan un comportamiento sobreconsolidado superan esta superficie, presentando una resistencia adicional que podría estar asociada a la cementación de la Formación Pampeano.

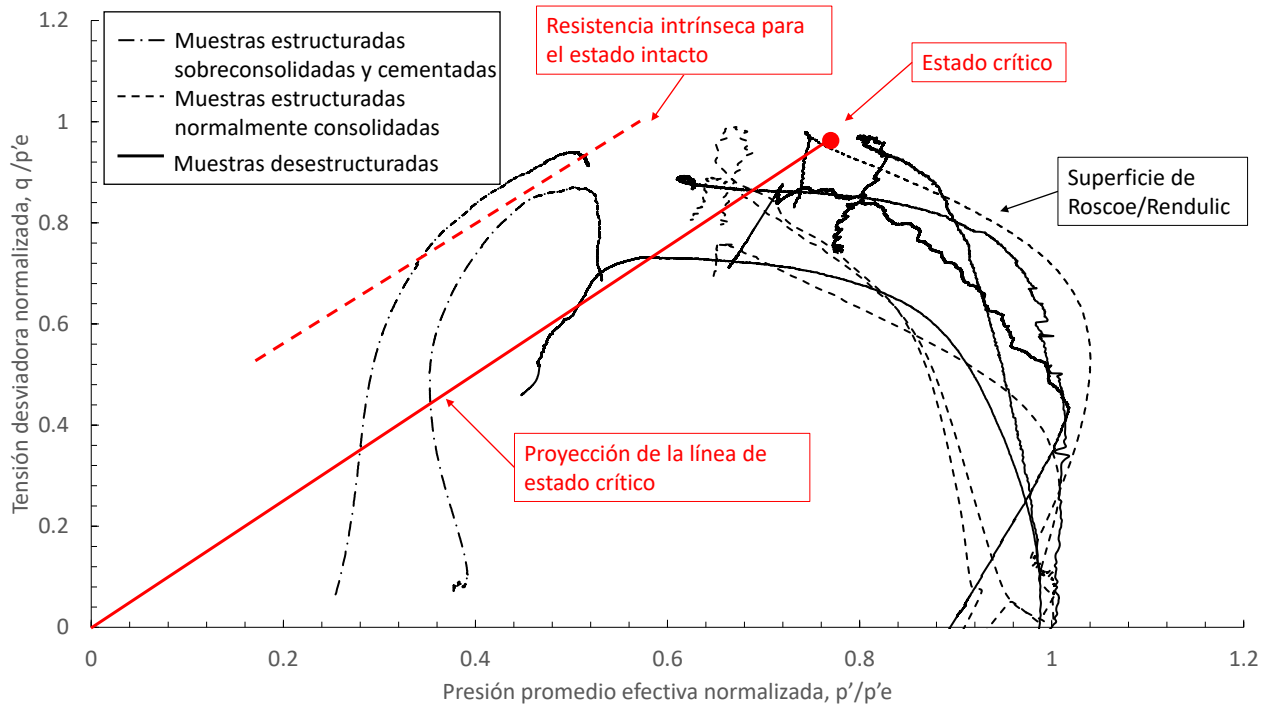


Figura 5.32: Trayectorias de tensiones normalizadas por la presión efectiva promedio equivalente.

## 6. Caso de aplicación: excavación cercana a edificio existente

### 6.1. Introducción

En esta sección se desarrollan los aspectos principales de una obra geotécnica existente que presentó dos metodologías de excavación bien definidas: i) excavación a cielo abierto y ii) excavación en túnel con el método de frente completo. Se desarrolló un modelo numérico de interacción terreno-estructura que presentó distintas consideraciones adicionales en comparación con el utilizado para su dimensionamiento real junto con la incorporación de los ensayos realizados en este proyecto de investigación. El modelo realizado, junto con el utilizado en el dimensionamiento y con las mediciones de desplazamientos reales obtenidas en la obra, permitió evaluar si es conveniente aplicar alguna de las pautas desarrolladas en futuros trabajos de obras subterráneas en los suelos de la Ciudad de Buenos Aires. Las consideraciones analizadas en el modelo son:

- La representación de la interacción terreno-estructura de una manera más precisa (sección 6.3);
- La calibración de nuevos modelos de materiales que representen los estratos superiores de la formación Pampeano desarrollados a partir de los resultados de los ensayos triaxiales realizados (sección 6.3.2), y
- La condición de saturación parcial real existente en el terreno teniendo en cuenta las curvas de retención obtenidas de forma experimental (sección 6.3.3).

### 6.2. Diseño y construcción de la obra de estudio

La obra analizada consiste en una estructura subterránea ubicada en las calles Av. Cabildo y Guayra de la Ciudad de Buenos Aires. Esta obra se compone de tres estructuras complementarias a la línea D de subterráneos de la Ciudad: Una cochera-taller ubicado bajo la avenida Cabildo y una sala de ventilación y un túnel de bogies bajo la calle Guayra. En las Figuras 6.1 y 6.2 se muestra un croquis de ubicación de las subestructuras.

Las Figuras 6.3, 6.4, 6.5 y 6.6 muestran la planta y distintos cortes de la sala de ventilación y el túnel de bogies. Estas subestructuras presentan dos sectores bien definidos:

- Un primer sector contruido en túnel que tiene una longitud aproximada de 10 metros. Esta parte de la obra fue excavada desde la cochera-taller con el método de frente completo.
- un segundo sector que presenta dos procedimientos distintos de excavación. Una excavación a cielo abierto para la sala de ventilación y una posterior excavación en túnel con el método de frente completo para el túnel de bogies.

El túnel de bogies se encuentra muy cercano al sistema de fundación del edificio lindero. Este edificio fue fundado mayormente sobre bases aisladas. Para aquellas bases que resultaron ser excentricas, ya que se ubicaban muy próximas a una línea medianera, se implementaron vigas cantilever. El edificio también presenta un sótano, y por lo tanto, algunas de las bases se encuentran fundadas a una cota inferior. Estas bases se encuentran muy próximas al túnel de bogies, llegando a estar prácticamente a un metro en su sección más desfavorable. Las Figuras 6.7 y 6.8 muestran, en planta y corte, el sistema de fundación del edificio y su cercanía al túnel de bogies.



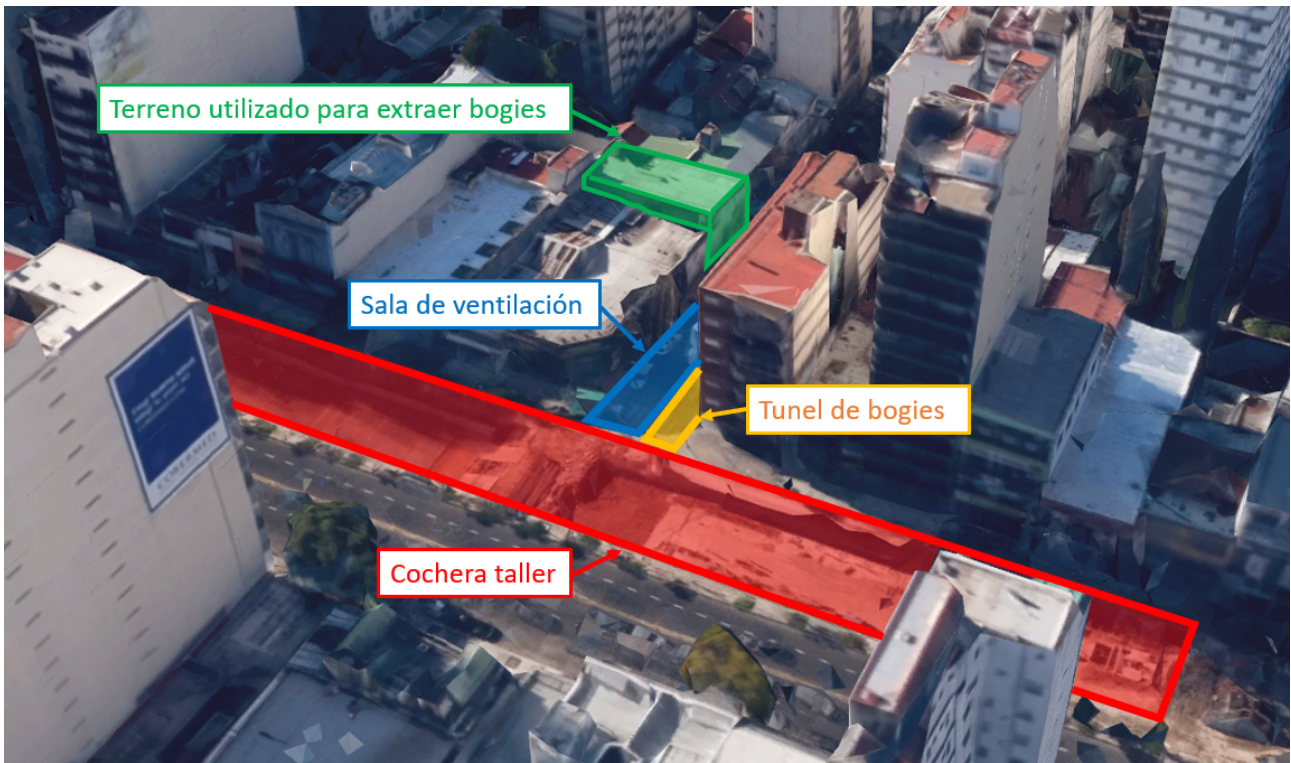


Figura 6.1: Croquis de ubicación de las subestructuras de la obra analizada.



Figura 6.2: Ubicación en planta de las subestructuras de la obra analizada.

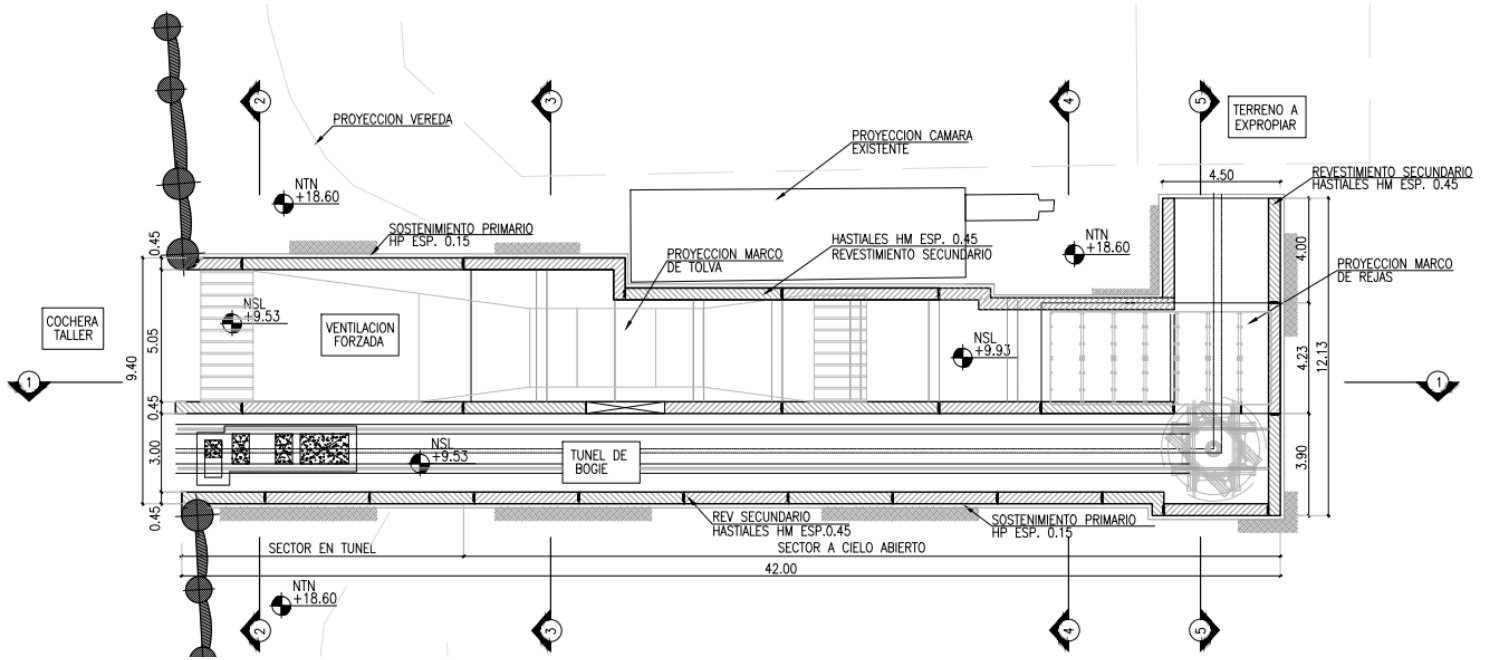


Figura 6.3: Planta de la sala de ventilación y el túnel de bogies.

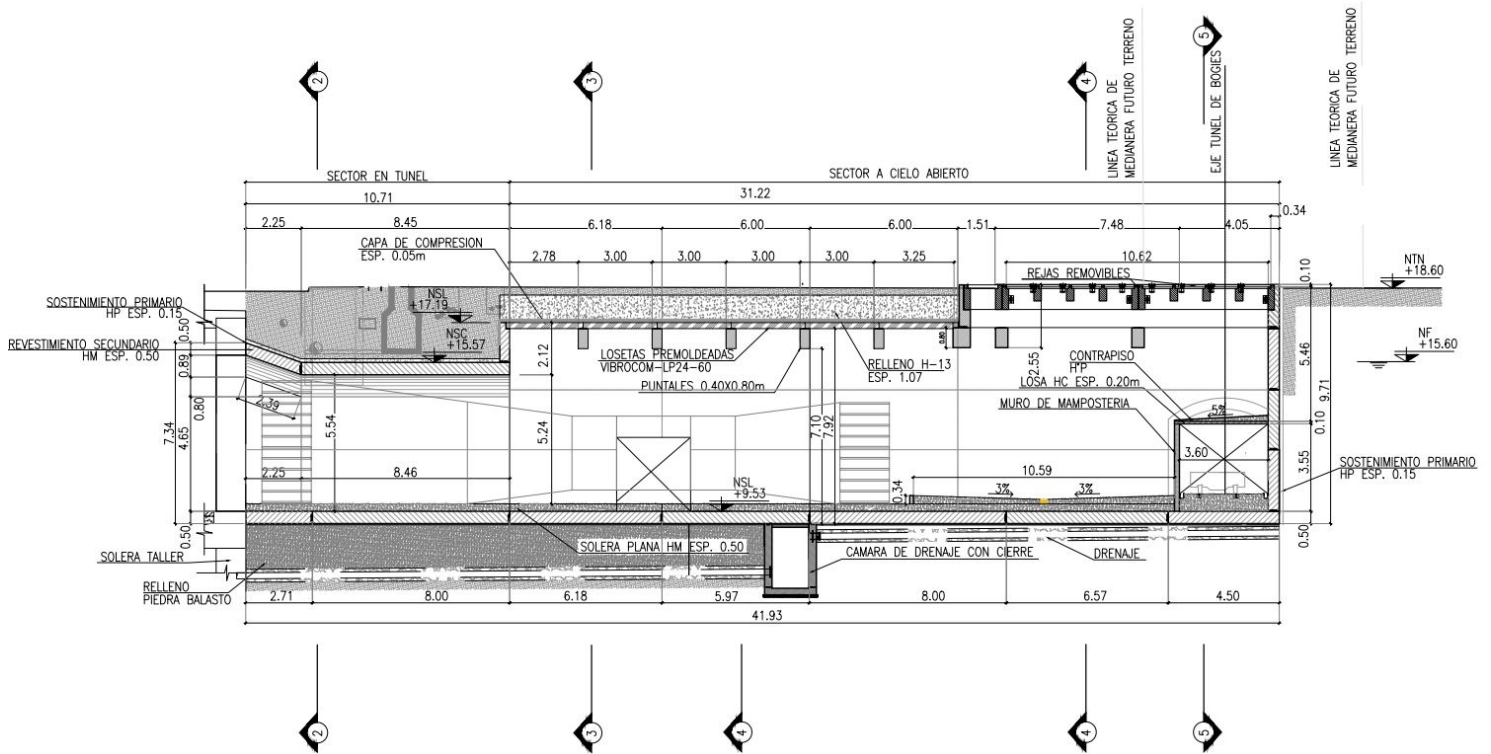


Figura 6.4: Corte longitudinal de la sala de ventilación y el túnel de bogies.

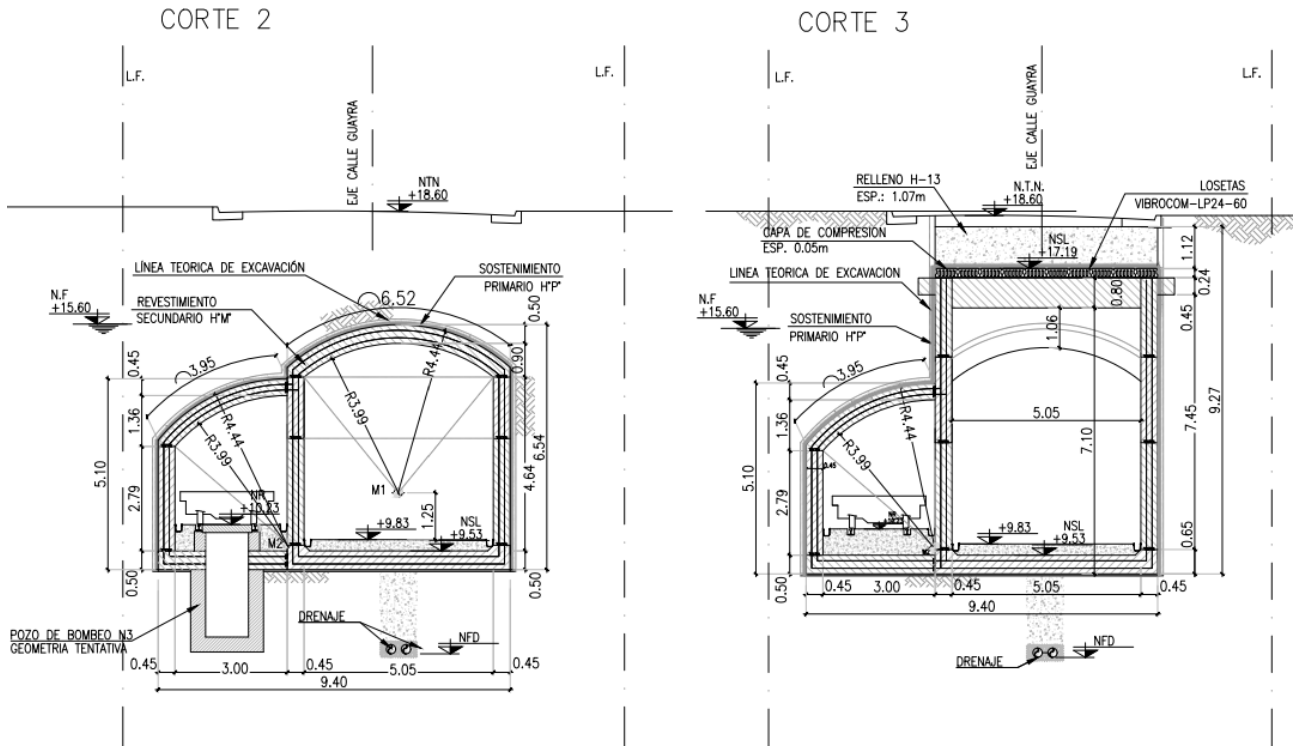


Figura 6.5: Cortes 2 y 3 de la sala de ventilación y el túnel de bogies.

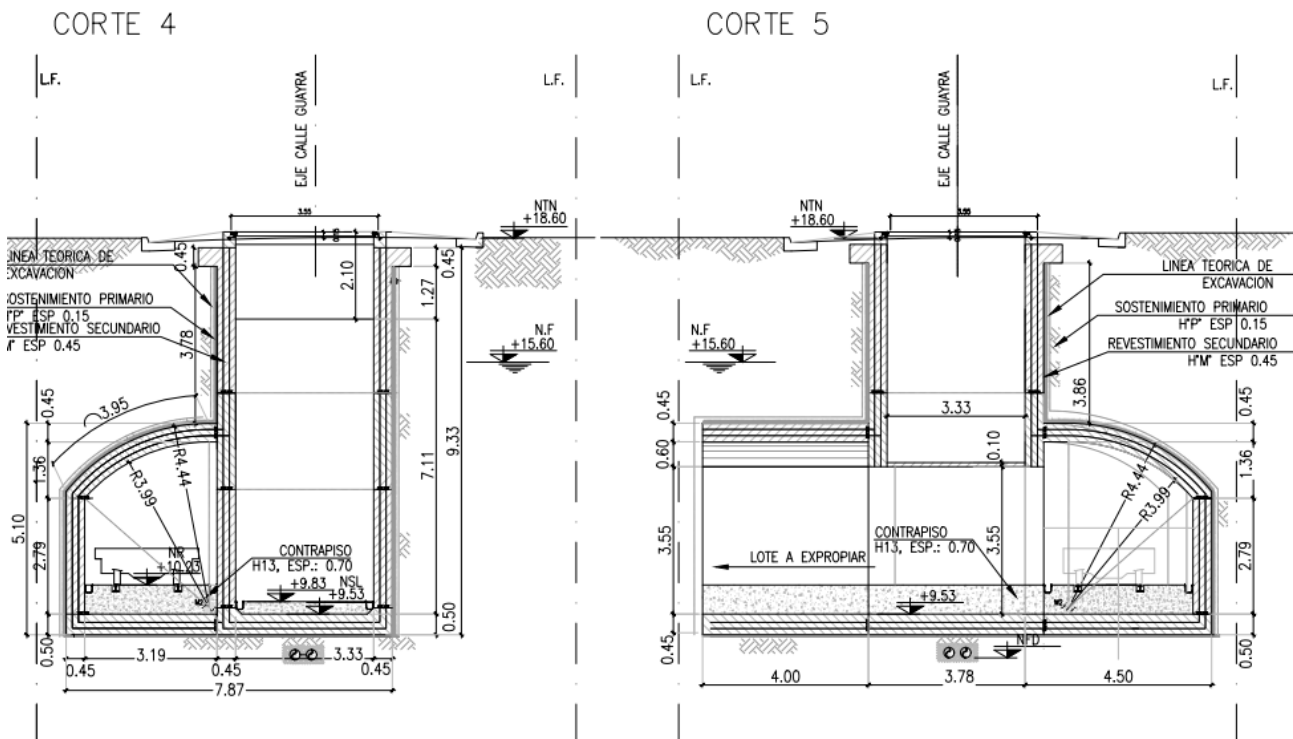


Figura 6.6: Cortes 4 y 5 de la sala de ventilación y el túnel de bogies.

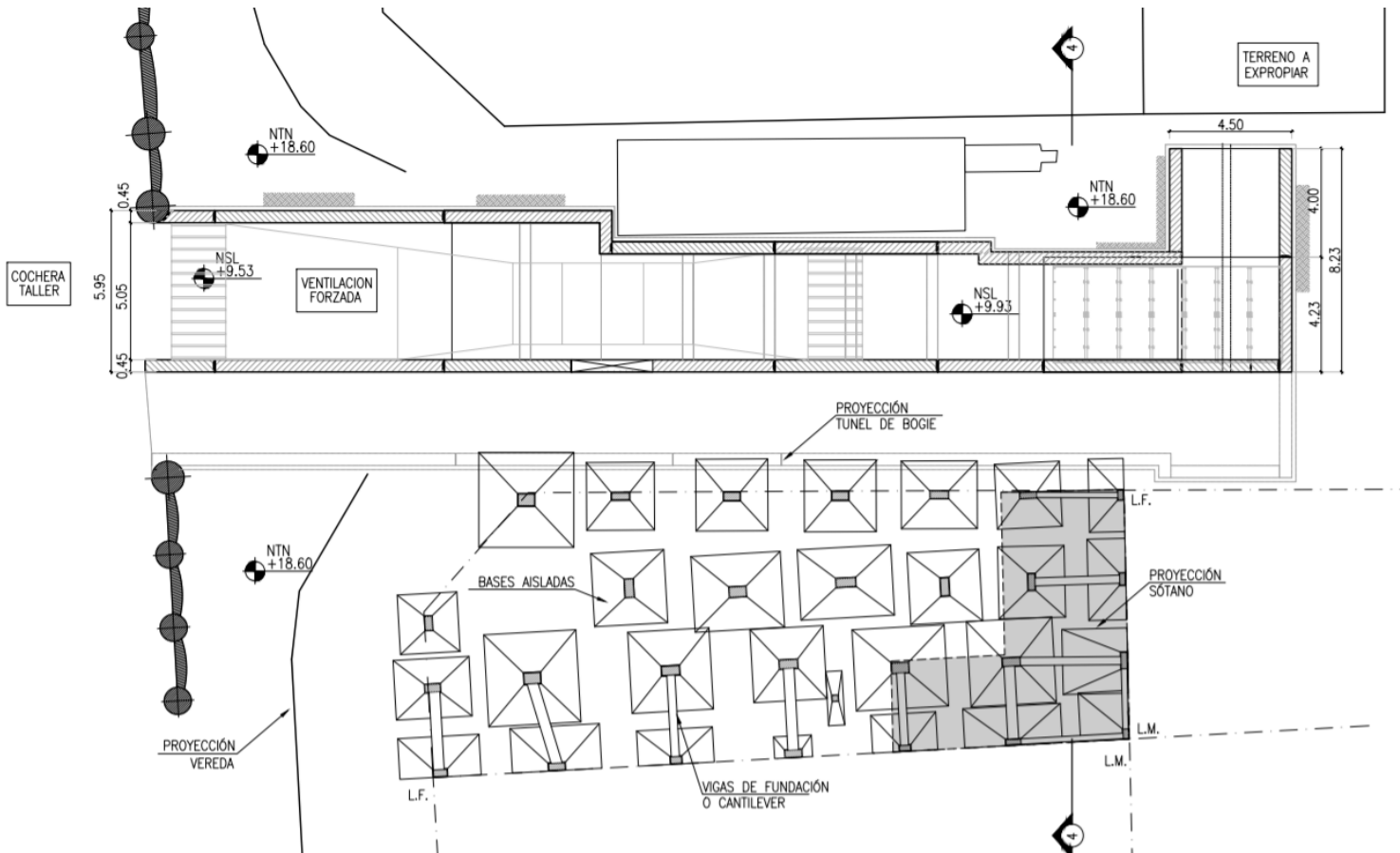


Figura 6.7: Ubicación en planta del sistema de fundación del edificio lindero.

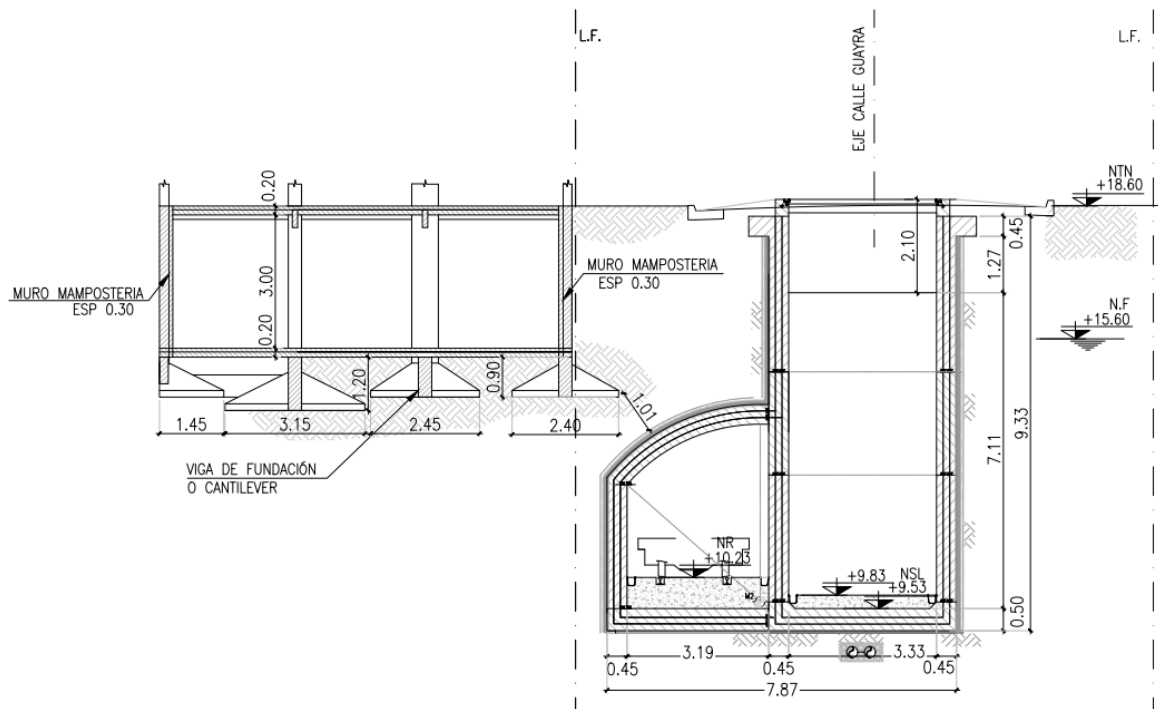


Figura 6.8: Ubicación en el corte 4 del sistema de fundación del edificio lindero.

El túnel de bogies y la sala de ventilación presentan un revestimiento primario con el objetivo de aportar estabilidad durante su construcción. La Figura 6.9 esquematiza este revestimiento para ambas estructuras y los puntales provisionales utilizados.

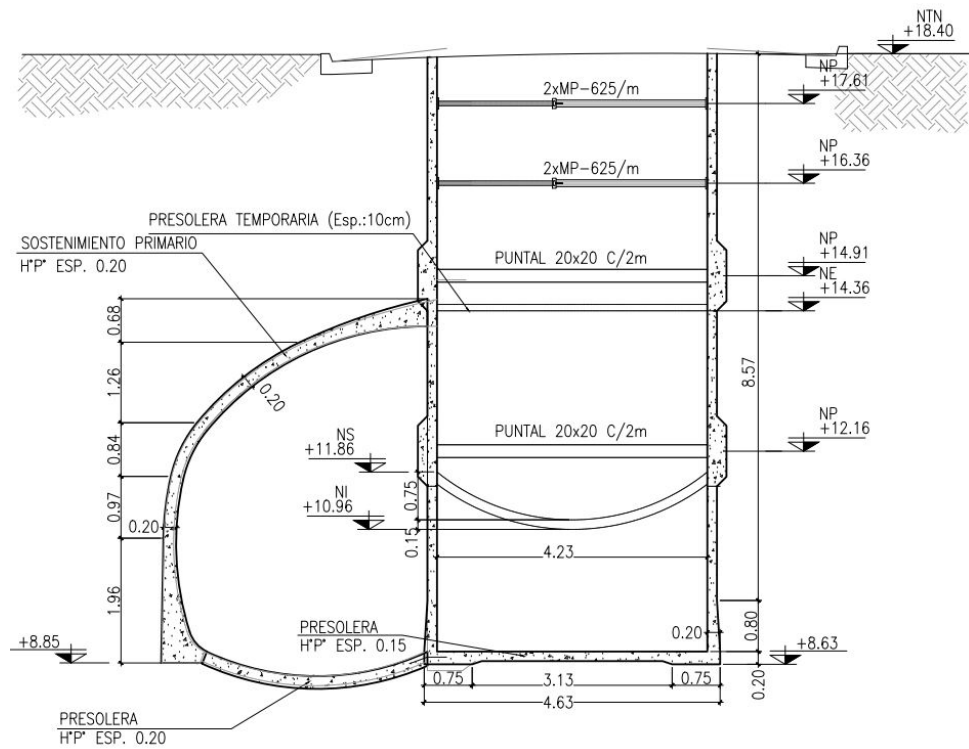


Figura 6.9: Revestimiento primario sobre el corte 4.

### 6.3. Modelación numérica e interacción terreno-edificio

#### 6.3.1. Mallado

Se efectuó un nuevo mallado de la sección más crítica del sector sala de ventilación - el túnel de bogies - edificio cercano. Esta malla fue basada en las utilizadas para su dimensionamiento. Las Figuras 6.10 y 6.11 muestran la malla utilizada, conformada de 11722 elementos triangulares de 15 nodos. Sobre ella se representa el perfil típico de la ribera de la Ciudad de Buenos Aires, conformado por los rellenos fluviales superiores, el Pampeano superior, medio e inferior, el Epipelche y el Puelchense. Además, esta malla presenta los elementos que componen el revestimiento primario, el revestimiento secundario y los puntales provisionarios y definitivos del túnel de bogies y la sala de ventilación.

Para representar la interacción terreno-estructura del edificio lindero de una manera más precisa, se incorporó a la malla la geometría y disposición de las bases, columnas y losas del sótano y planta baja. La disposición indicada es consistente con la condición de estado plano de deformación que presenta el modelo. La Figura 6.12 muestra la ubicación en planta de estos elementos.

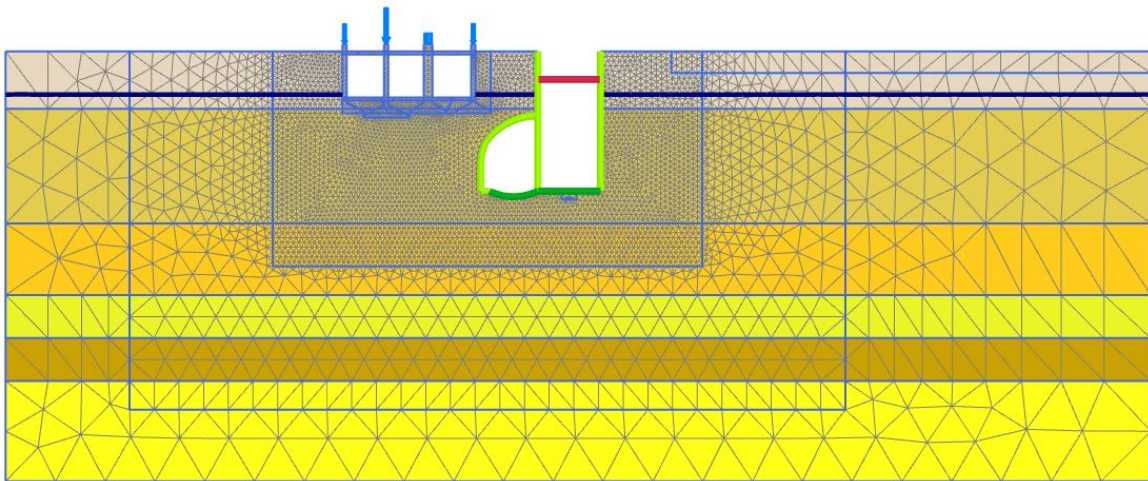


Figura 6.10: Malla de elementos finitos utilizada.

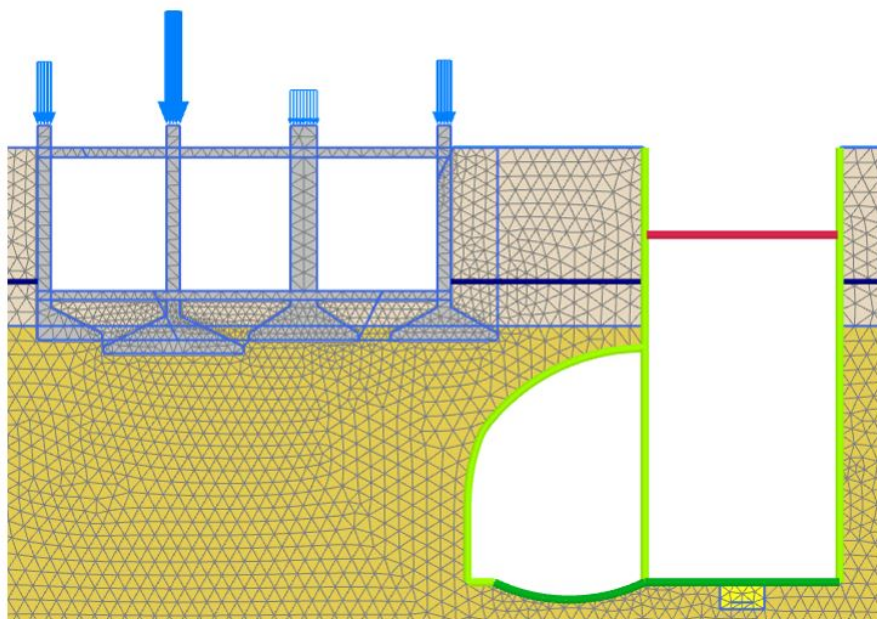


Figura 6.11: Enfoque en la estructura en la malla de elementos finitos.

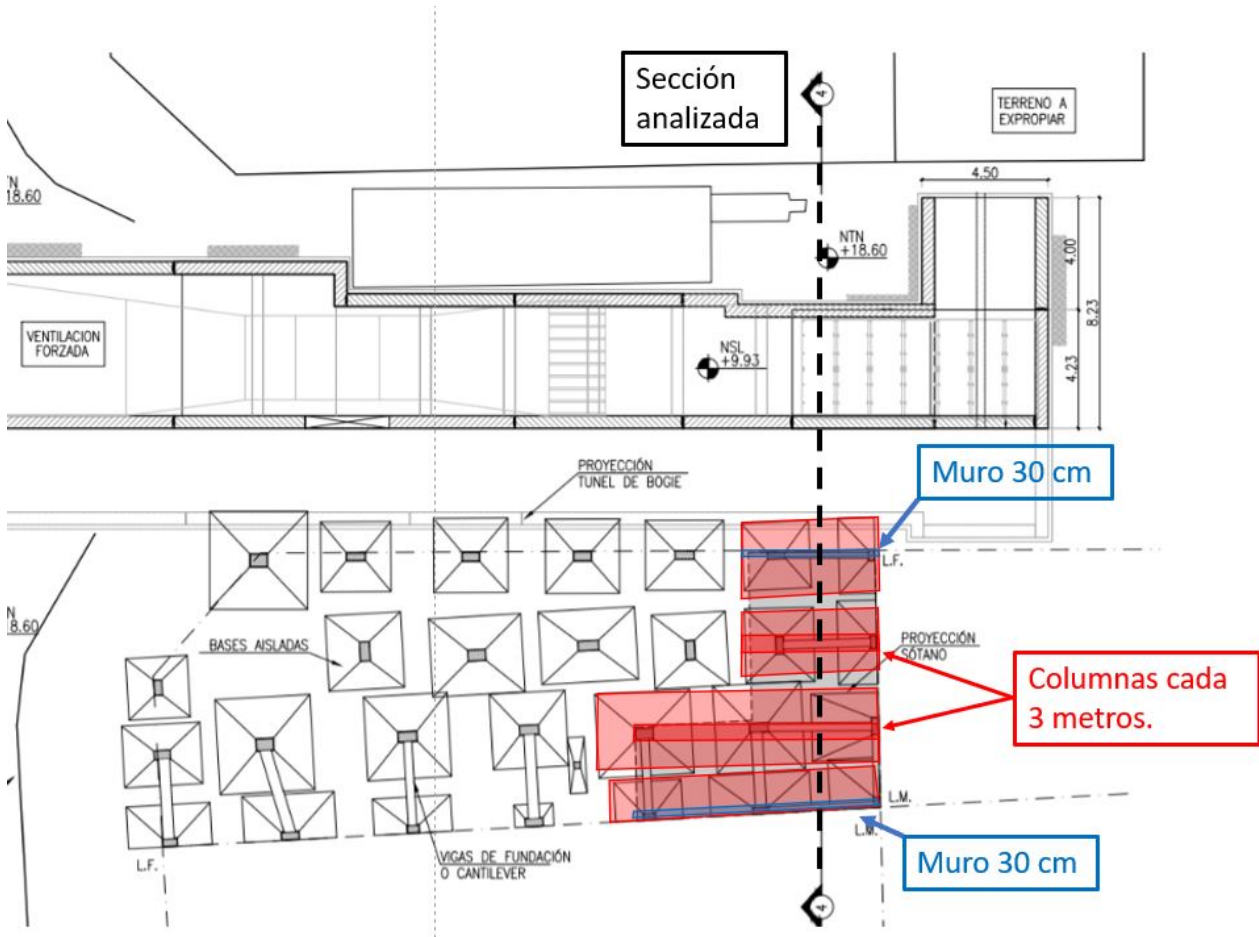


Figura 6.12: Disposición de los elementos estructurales en el sótano del edificio lindero.

### 6.3.2. Calibración de modelos de material

Se utilizaron 7 modelos de material para representar el comportamiento mecánico e hidráulico de cada unidad geotécnica y del hormigón del sistema de fundación del edificio lindero. Los modelos que representan el comportamiento del relleno fluvial superior y la formación Pampeano superior fueron recalibrados utilizando los resultados de los ensayos triaxiales realizados. El modelo que representa este último fue cambiado de HSS a OCclay para poder representar mejor el comportamiento tensión-deformación y las trayectorias de tensiones en el plano  $p'$ - $q$ . Se mantuvieron los modelos de material utilizados en las demás unidades geotécnicas durante el dimensionamiento de la estructura. La tabla 6.1 muestra los parámetros geotécnicos de los estratos utilizados y las tablas 6.2 y 6.3 muestran los nuevos parámetros calibrados.

El modelo incorporó elementos de placas que representan el revestimiento primario y secundario de las dos subestructuras y los puntales provisionales y definitivos. La tabla 6.4 muestra las principales características de esos elementos.

Tabla 6.1: Parámetros geotécnicos utilizados en los materiales HSS.

Parámetro	Rellenos Fluviales	Pampeano Superior	Pampeano Medio	Pampeano Inferior	Epipelche	Puelchense
Espesor	4.0	9.0	5.0	3.0	3.0	-
$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	18.5	19.0	19.5	19.0	19.5	22.0
$c'$ [ $kPa$ ]	0	12	30	15	0	0
$\phi'$ [ $^\circ$ ]	29	31	32	31	32	35
$E_{50}^{ref}$ [ $MPa$ ]	20	50	120	90	115	100
$E_{oed}^{ref}$ [ $MPa$ ]	20	50	120	90	115	100
$E_{ur}^{ref}$ [ $MPa$ ]	60	150	300	250	325	250
$G_0^{ref}$ [ $MPa$ ]	180	250	400	400	250	300
$\gamma_{0,7}$ [-] 1E-4	1E-4	1E-4	1E-4	1E-4	1E-4	1E-4
$m$ [-]	0	0	0	0	0	0
$R_f$ [-]	0.85	0.75	0.80	0.75	0.75	0.80
$\nu$ [-]	0.20	0.25	0.25	0.25	0.20	0.20
$K_0$ [-]	0.65	0.70	0.75	0.75	0.60	0.45
$k$ [ $m/día$ ]	2.5	2.5	2.5	0.01	10	30

Tabla 6.2: Parámetros geotécnicos utilizados en el Pampeano superior.

$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	$E_{ur}^{ref}$ [ $kPa$ ]	$\nu_{ur}$ [-]	$E_{oed}^{ref}$ [ $kPa$ ]	$G_0^{ref}$ [ $MPa$ ]	$\gamma_{0,7}$ [-]	$\phi_{cs}$ [ $^\circ$ ]	$K_0^{nc}$ [-]	$h$ [-]	$p'_p$ [ $kPa$ ]
19.0	5496	0.3	2300	90	2.8E-4	31	0.48	2.0	1085

Tabla 6.3: Parámetros geotécnicos utilizados en el relleno fluvial superior.

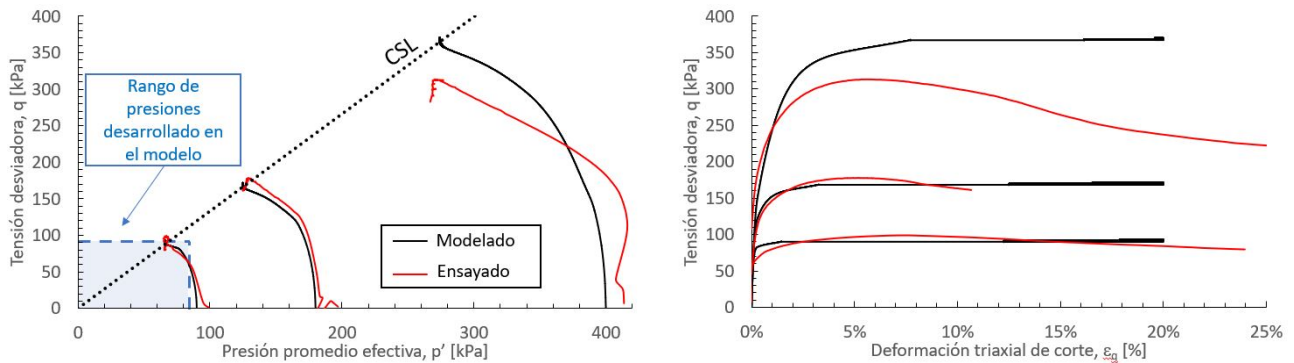
$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	$c'$ [ $kPa$ ]	$\phi'$ [ $^\circ$ ]	$E_{50}^{ref}$ [ $MPa$ ]	$E_{oed}^{ref}$ [ $MPa$ ]	$E_{ur}^{ref}$ [ $MPa$ ]	$\nu$ [-]	$G_0^{ref}$ [ $MPa$ ]	$\gamma_{0,7}$ [-]	$m$ [-]	$R_f$ [-]	$K_0$ [-]
18.5	0	33	9	9	70	0.20	52	5E-3	0	0.8	0.46

Tabla 6.4: Propiedades de las placas utilizadas en el modelo.

Característica	Revestimiento primario	Revestimiento secundario	Solera definitiva	Puntales superiores	Puntales inferiores	Puntal definitivo
Espesor [m]	0.15	0.45	0.50	-	-	-
Módulo de rigidez [GPa]	17	17	17	70	25	17
Rigidez axil [MN/m]	2550	2550	2550	3570	531.2	2266
Rigidez flexional [ $kN^2/m$ ]	4780	4780	4780	-	-	362666
Normal de plastificación [kN/m]	2600	2600	2600	104	360	7000
Momento de plastificación [kNm/m]	30	30	50	-	-	400

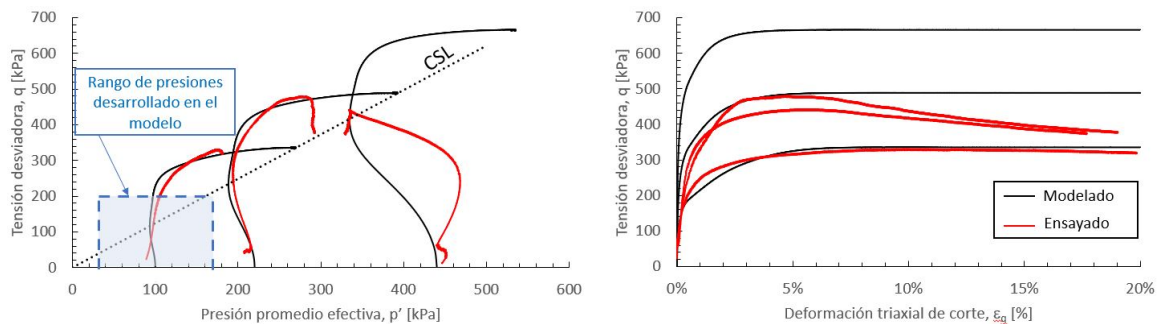


En la Figura 6.13 se comparan los resultados de los ensayos triaxiales realizados sobre muestras extraídas a 4 metros de profundidad con los estimados utilizando el modelo de material del relleno fluvial. Sobre el gráfico  $p'$ - $q$  se señala el rango de las presiones que se observa dentro del estrato. Este modelo de material predice bien el comportamiento sobre aquellas muestras que fueron confinadas a una presión de confinamiento de  $100 \text{ kPa}$  y  $200 \text{ kPa}$ . Los resultados predcidos por este modelo para la muestra confinada a una presión de confinamiento de  $400 \text{ kPa}$  no son consistentes con los datos medidos. Sin embargo, el rango de presiones desarrollado en el modelo se encuentra alejado de esta condición.



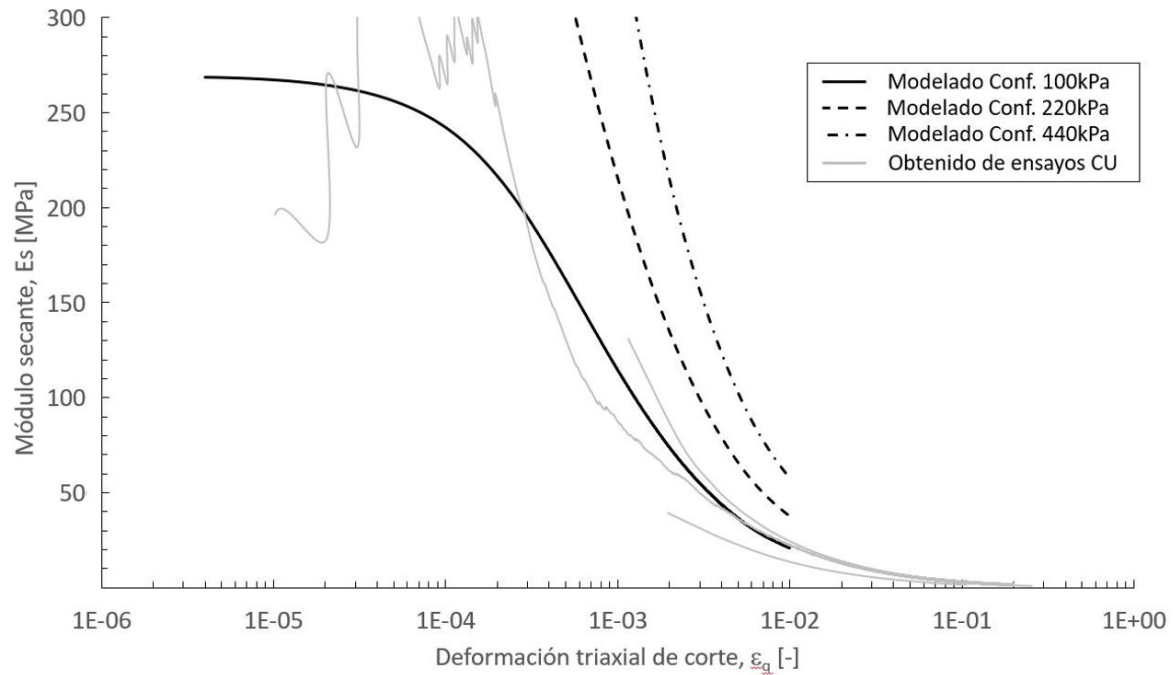
**Figura 6.13: Comparación entre los ensayos triaxiales realizados y los modelados para el relleno superior.**

La Figura 6.14 muestra los resultados de los ensayos triaxiales realizados sobre muestras extraídas a 10 metros de profundidad y los compara con las predicciones obtenidas del modelo de material del Pampeano superior. Sobre el gráfico  $p'$ - $q$  se señala el rango de las presiones que se observa dentro del estrato. El modelo predice bien el comportamiento para las muestras confinadas a una presión de confinamiento de  $100 \text{ kPa}$  y  $220 \text{ kPa}$ . Los resultados predcidos para la muestra confinada a  $400 \text{ kPa}$  no son consistentes con los obtenidos, aunque se sospecha que esta muestra pertenece al estrato denominado relleno fluvial y no a la formación pampeano, según lo explicado en la sección 5.4.2. Aún así, el rango de presiones desarrollado en el modelo se encuentra alejado de la presión de confinamiento de  $400 \text{ kPa}$ .



**Figura 6.14: Comparación entre los ensayos triaxiales realizados y los modelados para el pampeano superior.**

La Figura 6.15 muestra el módulo secante obtenido de los ensayos triaxiales consolidados no drenados y el obtenido de los mismos ensayos simulados. El módulo secante predcido es consistente con los obtenidos de los ensayos triaxiales solo para bajas presiones de confinamiento.



**Figura 6.15: Comparación entre el módulo secante obtenido de ensayos triaxiales no drenados y ensayos modelados a distintas presiones de confinamiento.**

Si bien el modelo fue calibrado utilizando ensayos triaxiales consolidados no drenados, se consideró que el material se comporta de una manera drenada durante la construcción de la sala de ventilación y el túnel de bogies. Este comportamiento fue asumido debido a que el Pampeano presenta una permeabilidad alta asociada su estado fisurado que permite disipar rápidamente el exceso de presión de poros generado durante la construcción de las estructuras. La Figura 6.16 muestra el rango del módulo secante que puede ser desarrollado en el estrato. Se observa que el rango recomendado del módulo de rigidez en recarga,  $E_{ur}$ , se encuentra dentro del rango estimado del módulo secante. La Figura 6.17 muestra la simulación de tres ensayos triaxiales consolidados drenados sometidos a distintas presiones de confinamiento.

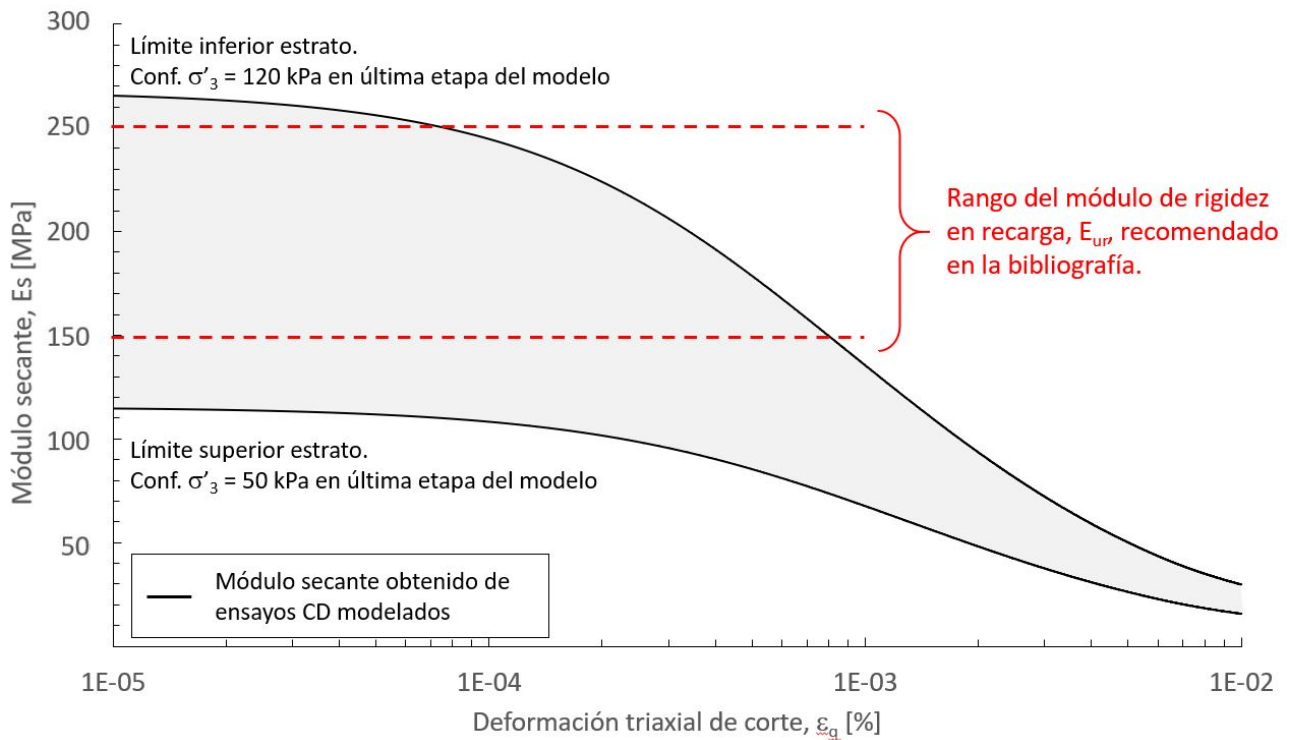


Figura 6.16: Rango de módulo secante posible para la formación Pampeano superior.

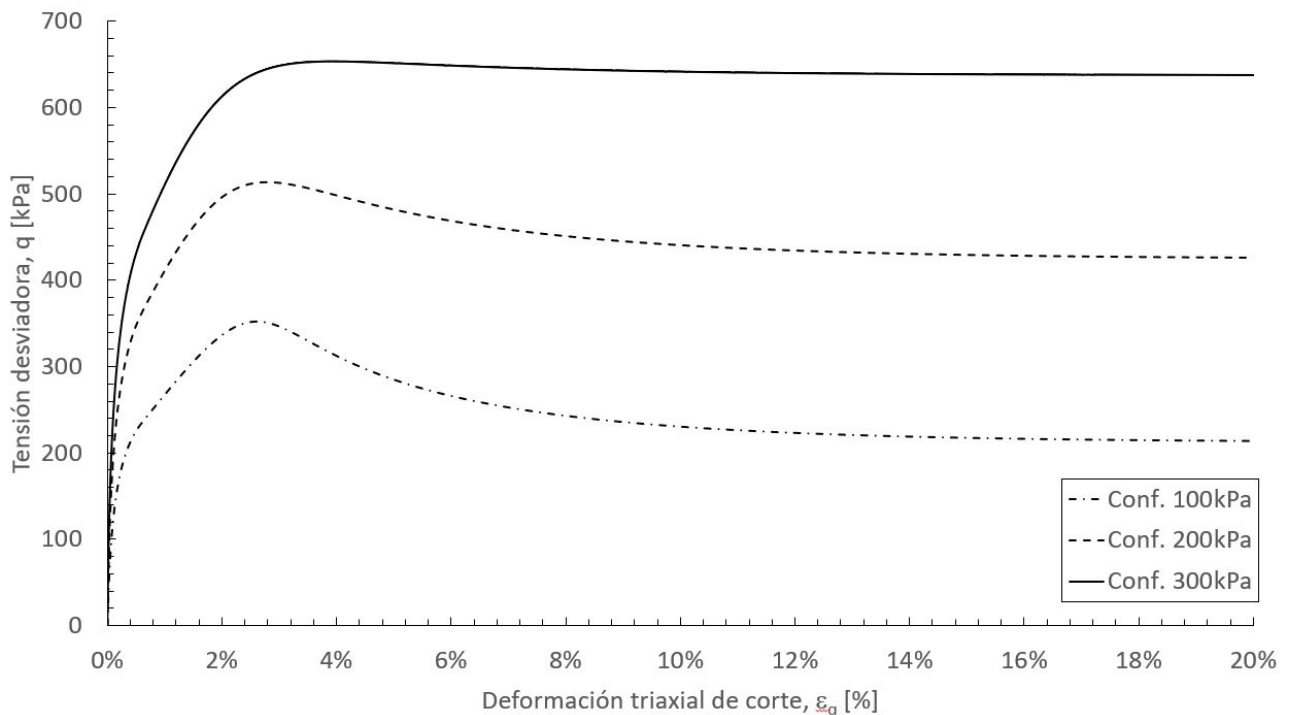
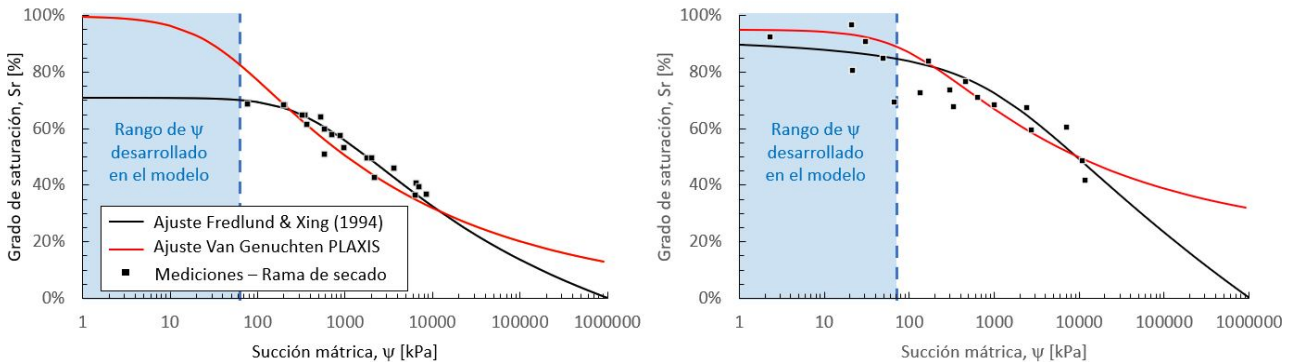


Figura 6.17: Modelación de ensayos triaxiales drenados a distintas presiones de confinamiento.

### 6.3.3. Modelación de los estratos superiores en condición no saturada

Para implementar la mecánica de suelos parcialmente saturada, se adicionó la curva de retención a los modelos de material de aquellos estratos que se encuentran por encima del nivel freático durante alguna de las etapas modeladas. Los dos estratos que cumplen esta condición son el relleno fluvial y el Pampeano superior. Para el Pampeano superior

se utilizó la curva de retención asociada a la rama de secado y determinada sobre muestras estructuradas. Por otro lado, se asumió que el comportamiento parcialmente saturado del relleno fluvial es similar al del pampeano desestructurado, y por lo tanto, se utilizó la curva de retención asociada a la rama de secado y determinada sobre muestras desestructuradas para este estrato. La Figura 6.18 muestra las mediciones de succión realizadas para ambas curvas de retención, el ajuste previamente realizado por Fredlund & Xing[30] y el requerido por PLAXIS, el cual se encuentra basado en la expresión de Van Genuchten.



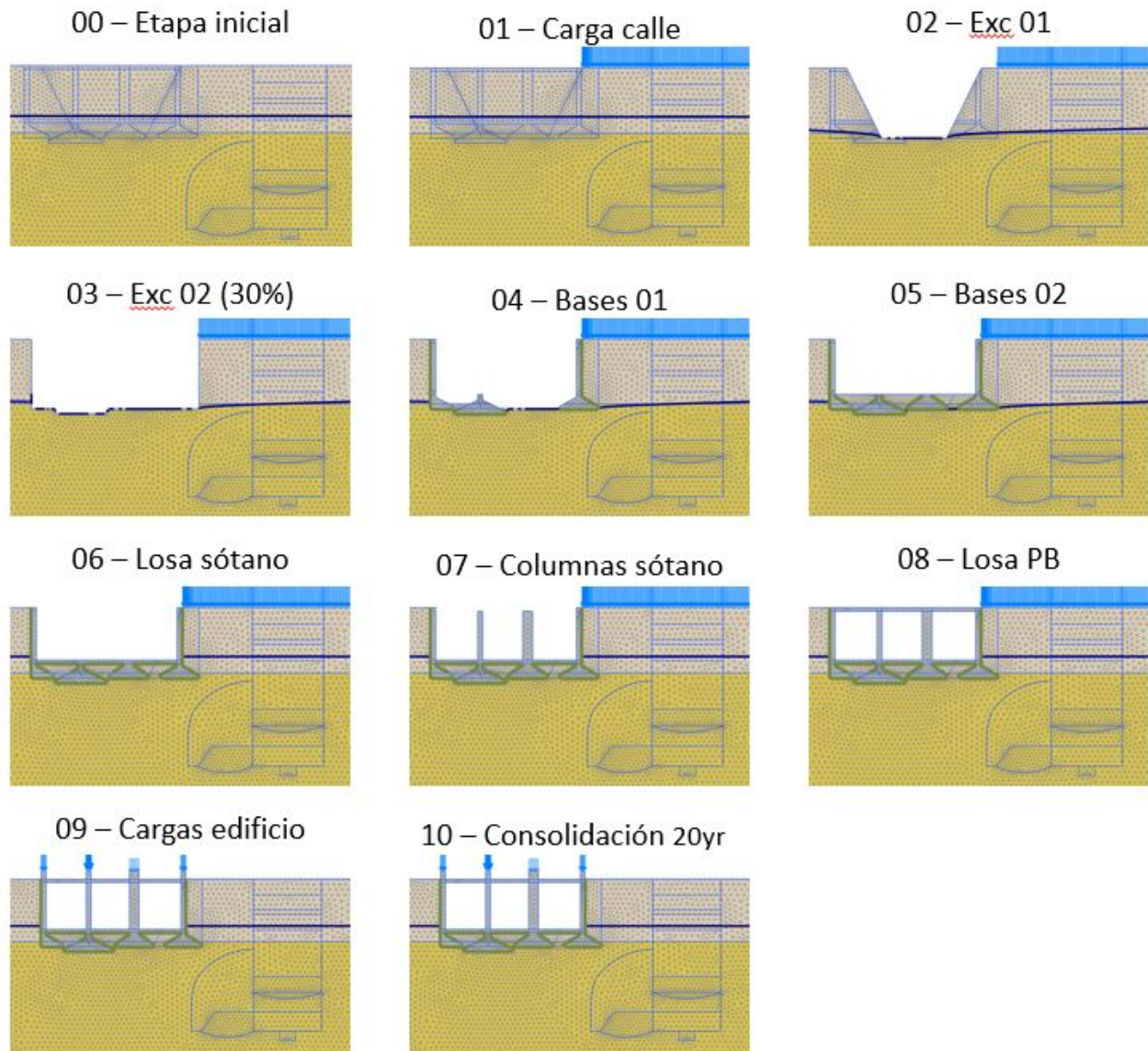
**Figura 6.18: Curvas de retención calibradas en el modelo Plaxis. A la izquierda: relleno superior, a la derecha: Pampeano superior.**

#### 6.3.4. Modelación del procedimiento constructivo

Se modelaron un total de 30 etapas que representan el procedimiento constructivo de la sala de ventilación, el túnel de bogies y la cimentación del edificio lindero. Para cada una de estas etapas se realizó un análisis de flujo estacionario que permitió obtener la variación del nivel freático a lo largo de la construcción de las distintas estructuras.

Como se desconocía el procedimiento constructivo de la cimentación del edificio lindero, se supuso que consistió en una excavación a cielo abierto mediante taludes y una implementación de frentes de ataque para realizar las bases y muros medianeros. Se modeló una inclinación 2V:1H para los taludes tal como se recomienda en el código de edificación de la ciudad de Buenos Aires. Las etapas modeladas fueron (Figura 6.19):

- 00 - Etapa inicial
- 01 - Carga calle. Aplicación de una sobrecarga superficial de 12 *kPa*.
- 02 - Exc 01. Excavación del recinto central del edificio lindero manteniendo taludes 1H:2V en los extremos.
- 03 - Exc 02. Excavación vertical que representa la remoción de dos frentes de ataque para permitir la construcción de las bases medianeras. Se permitió una relajación del suelo del 30 %.
- 04 - Hormigonado de las bases y muros medianeros.
- 05 - Hormigonado de las bases centrales y colocación de relleno.
- 06 - Hormigonado de la losa del sótano.
- 07 - Hormigonado de las columnas del sótano.
- 08 - Hormigonado de la losa de planta baja.
- 09 - Aplicación de cargas sobre las columnas que representan las cargas provenientes de la superestructura del edificio.
- 10 - Consolidación del edificio de 20 años.



**Figura 6.19: Etapas modeladas de la construcción del edificio.**

El procedimiento constructivo de la sala de ventilación y el túnel de bogies fue modelado con las mismas etapas utilizadas en el modelo empleado para su dimensionamiento. Las Figuras 6.20 y 6.21 muestran las etapas junto con el nivel freático obtenido del análisis de flujo. A continuación se describe cada una de las etapas utilizadas para el cálculo:

- E11 - Excavación del banco de suelo hasta el nivel  $+15,36 \text{ m OSN}$  permitiendo una relajación del suelo del 30 %.
- E12 - Ejecución del sostenimiento primario de tabiques de  $15 \text{ cm}$  de espesor y colocación de puntales.
- E13 - Excavación del banco de suelo hasta el nivel  $+10,96 \text{ m OSN}$  permitiendo una relajación del suelo del 30 %.
- E14 - Ejecución del sostenimiento primario compuesto por tabiques y una presolera curva de  $15 \text{ cm}$ . Colocación de puntales.
- E15 - Demolición de la presolera curva y excavación del banco de suelo hasta el nivel  $+8,89 \text{ m OSN}$  con relajación del suelo del 30 %.
- E16 - Ejecución del sostenimiento primario compuesto por tabiques y una presolera curva de  $15 \text{ cm}$ . Colocación de puntales y colocación de dren inferior.
- E17 - Ejecución de la solera definitiva en la sala de ventilación y tabiques definitivos hasta el nivel  $+10,96 \text{ m OSN}$ .
- E18 - Remoción de puntales inferiores.

- E19 - Ejecución del tabique definitivo hasta el nivel +10,96 *m OSN* y recolocación de puntales inferiores.
- E20 - Remoción de puntal intermedio.
- E21 - Ejecución del tabique definitivo hasta el nivel +12,16 *m OSN*. Colocación de puntal definitivo.
- E22 - Remoción de puntales superiores.
- E23 - Ejecución del tabique definitivo hasta el nivel +16,95 *m OSN*. Recolocación de puntales superiores.
- E24 - Desapuntalamiento de puntales provisorios.
- E25 - Excavación del banco superior del túnel de bogies permitiendo una relajación del suelo del 30 %.
- E26 - Ejecución del sostenimiento primario superior.
- E27 - Excavación del banco inferior del túnel de bogies permitiendo una relajación del suelo del 30 %.
- E28 - Ejecución del sostenimiento primario inferior compuesto por la presolera.
- E29 - Ejecución del revestimiento secundario del túnel de bogies compuesto por la soleta, los tabiques y la bóveda.
- E30 - Restablecimiento del nivel freático desactivando el dren inferior.

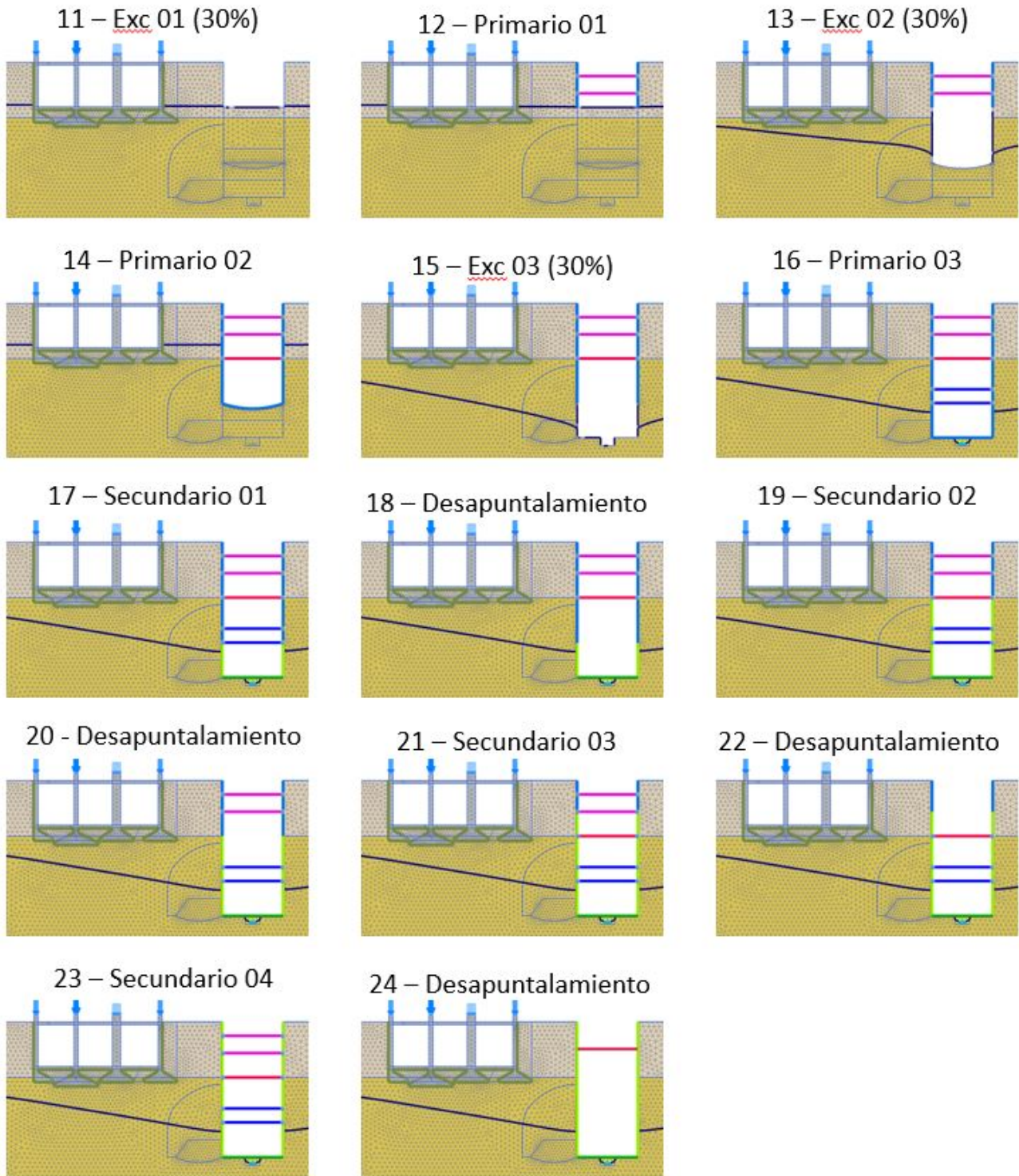


Figura 6.20: Etapas modeladas de la construcción de la sala de ventilación.

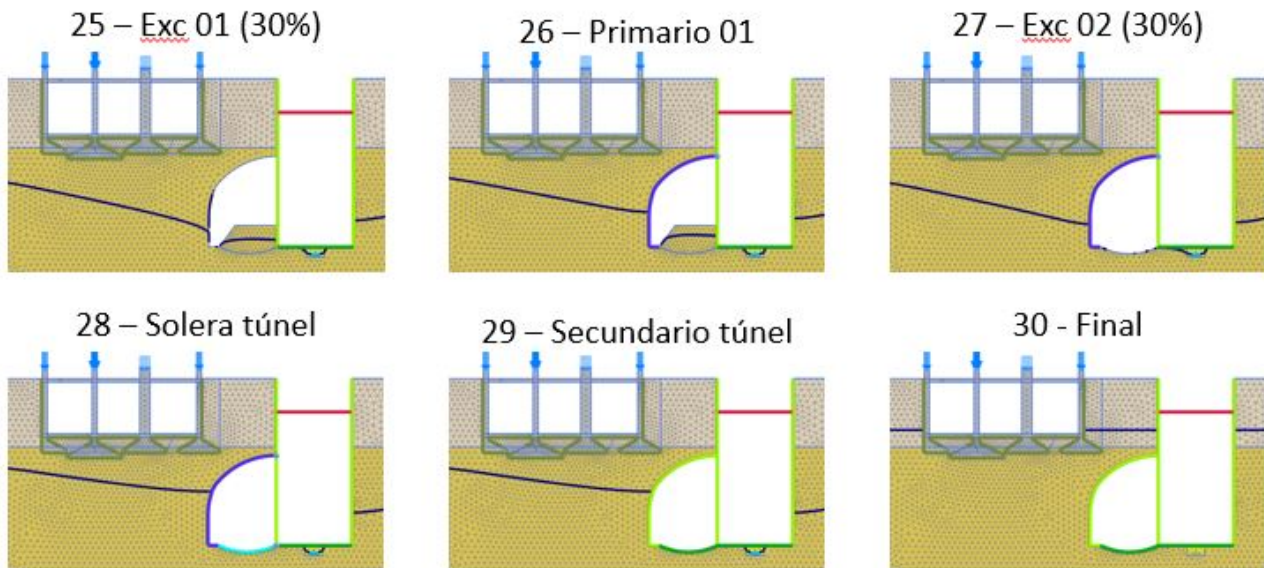


Figura 6.21: Etapas modeladas de la construcción del túnel de bogies.

## 6.4. Resultados

Para determinar la influencia de cada una de las consideraciones explicadas en la sección 6.1, se realizaron tres corridas del modelo:

- Considerando la interacción terreno-estructura más precisa y manteniendo los modelos de los materiales utilizados en el dimensionamiento (M1);
- considerando la interacción terreno-estructura más precisa y la succión en los modelos de los materiales previamente utilizados (M2), y
- considerando la interacción terreno-estructura más precisa, la succión y los modelos de los materiales calibrados mediante los ensayos triaxiales realizados (M3).

En las Figuras 6.22 a 6.25 se comparan los desplazamientos totales, desplazamientos verticales, tensiones desviadores y tensiones promedio efectivas para las tres corridas.

En todas ellas, el rango de desplazamientos resultó ser similar, sin embargo, el campo de desplazamientos en los modelos M1 y M2 engloba una zona más pequeña pero más definida del modelo, en comparación con el modelo M3. Comparando los modelos M1 y M2, se puede observar también que la succión disminuye los desplazamientos totales y verticales en la zona superior.

Con respecto a las tensiones, el modelo M3 presenta picos de tensiones en los quiebres de la estructura ubicados en la unidad geotécnica denominada Pampeano superior, tras la implementación del modelo de material OC-clay. Por otra parte, la unidad geotécnica denominada relleno fluvial presenta tensiones desviadoras y tensiones promedio efectivas en el modelo M3 menores con respecto al modelo M2, y esto se encuentra asociado a la nueva calibración del modelo de material. La succión genera un leve incremento de las tensiones desviadores y las tensiones promedio efectivas por encima del nivel freático.



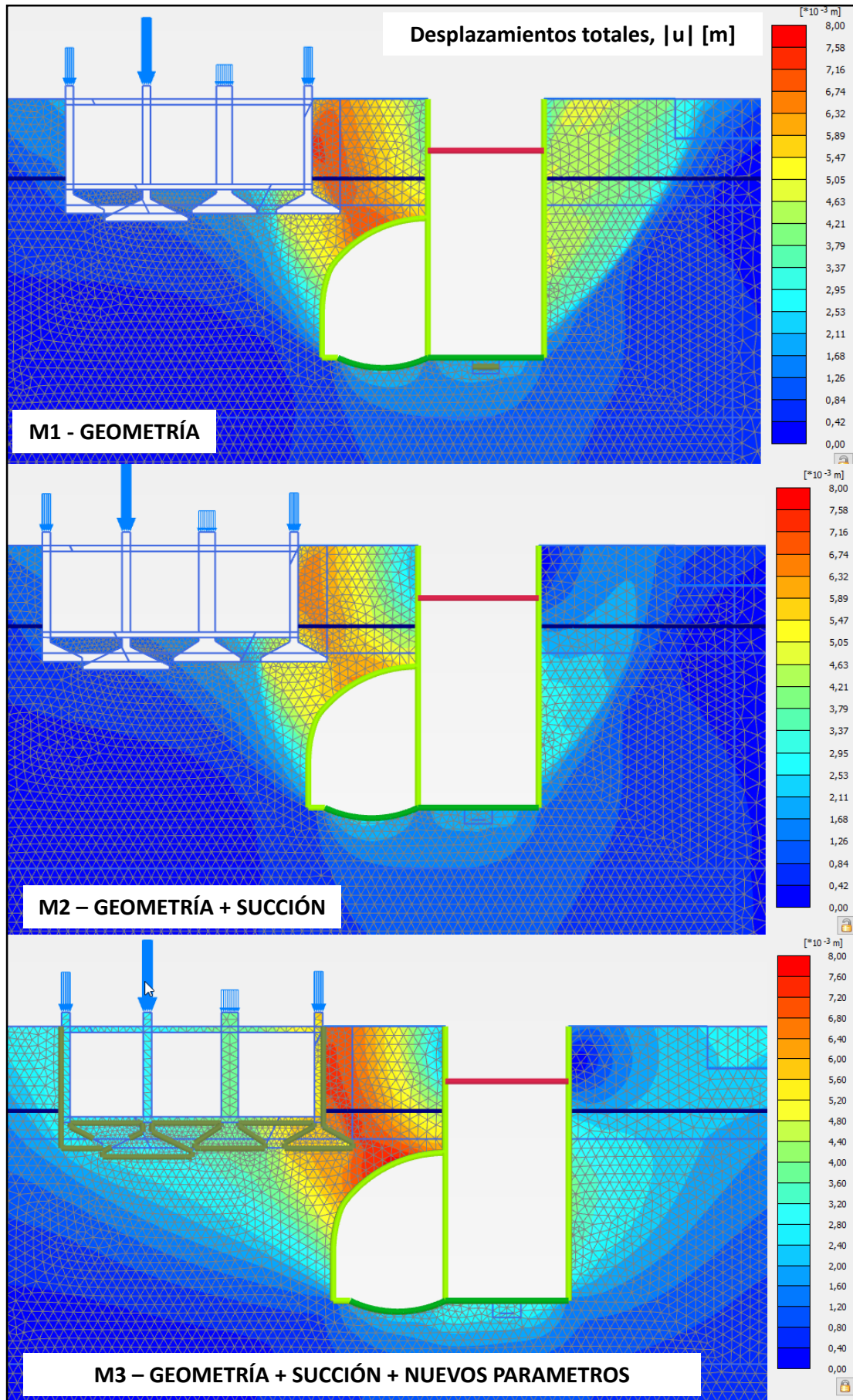


Figura 6.22: Desplazamientos totales en la etapa final.

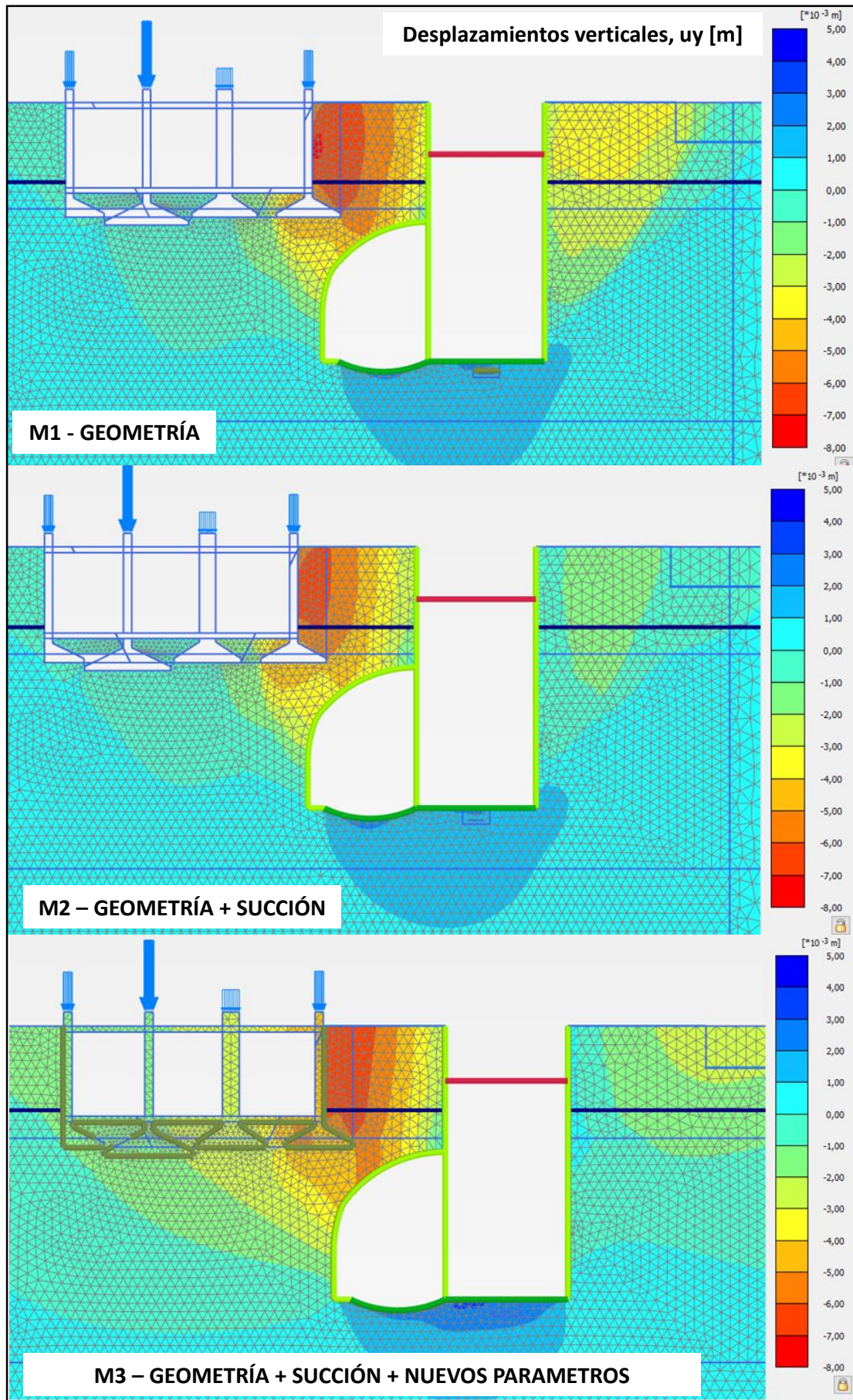


Figura 6.23: Desplazamientos verticales en la etapa final.

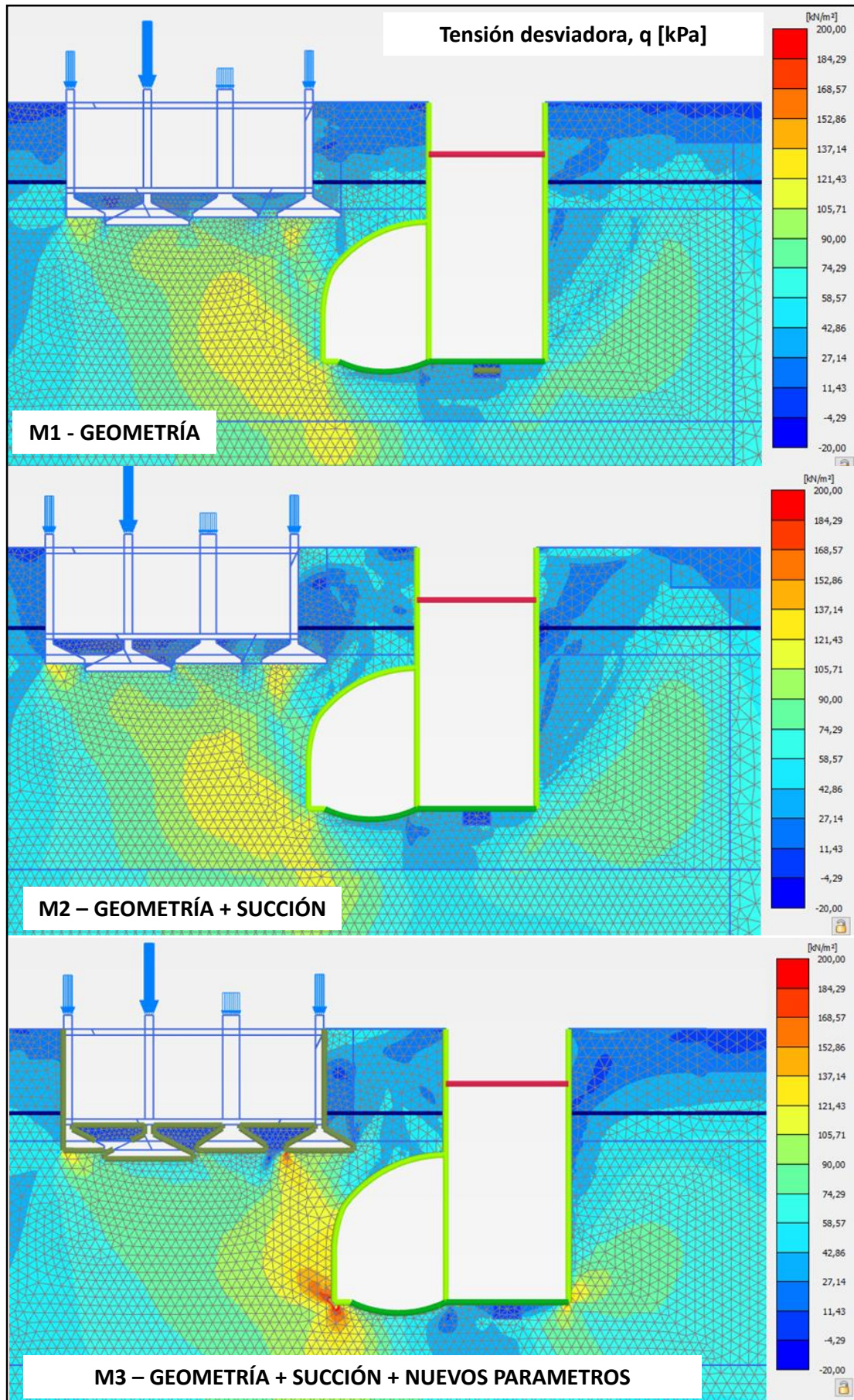


Figura 6.24: Tensiones desviadoras en la etapa final.

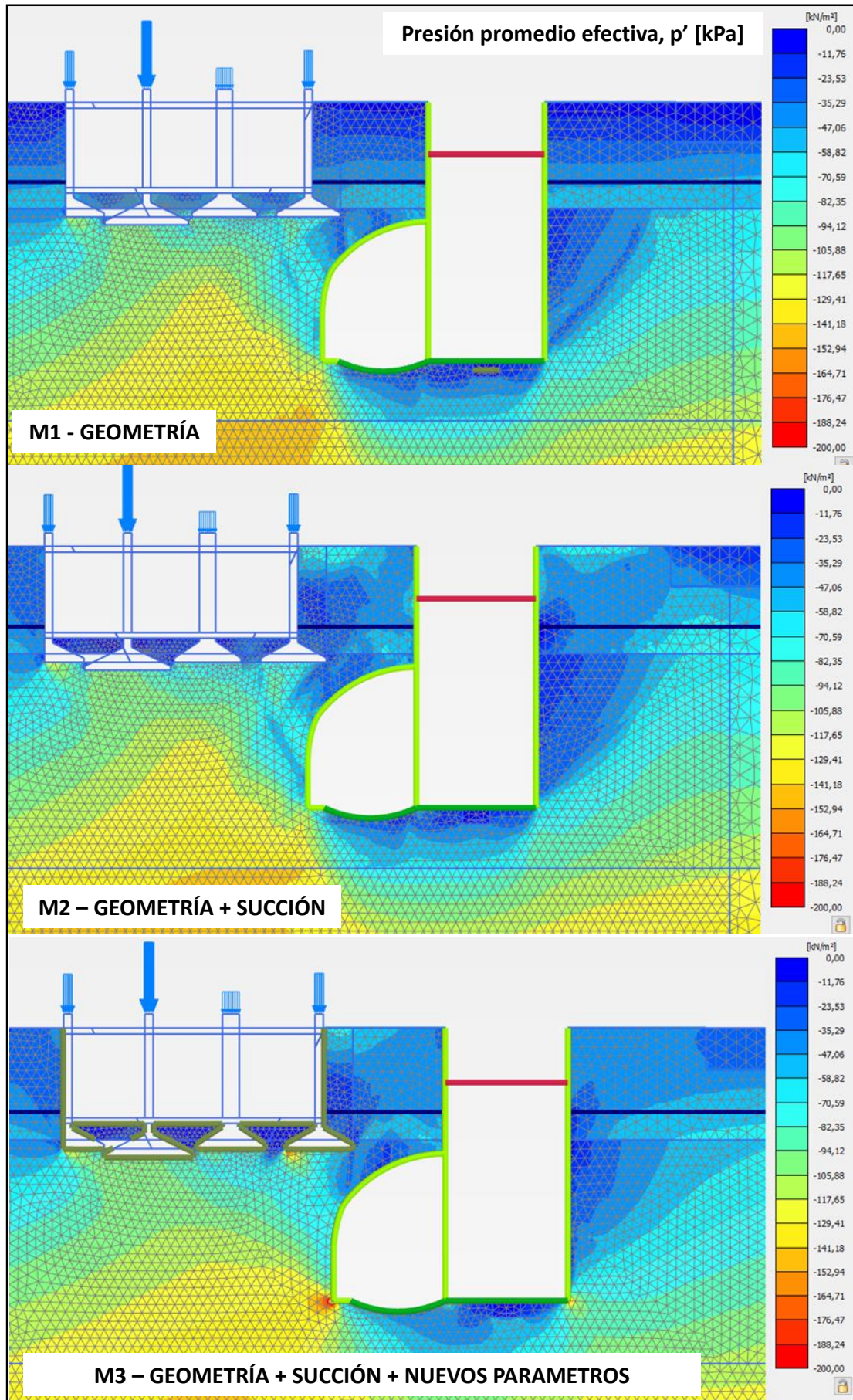


Figura 6.25: Tensiones promedio efectivas en la etapa final.

En las Figuras 6.26 y 6.27 se muestra la succión y la saturación efectiva en la etapa 15 que presenta el nivel freático más abatido, para el modelo M3. La saturación efectiva se encuentra definida como:

$$S_{eff}(S_r) = \frac{S_r - S_{res}}{S_{sat} - S_{res}} \quad (79)$$

Siendo  $S_{sat}$  y  $S_{res}$  los grados de saturación en estado saturado y en estado residual. El relleno fluvial presenta una diferencia marcada en la saturación efectiva con respecto al pampeano superior, y esto se debe a que las curvas de retención indicadas para ambos materiales son distintas.

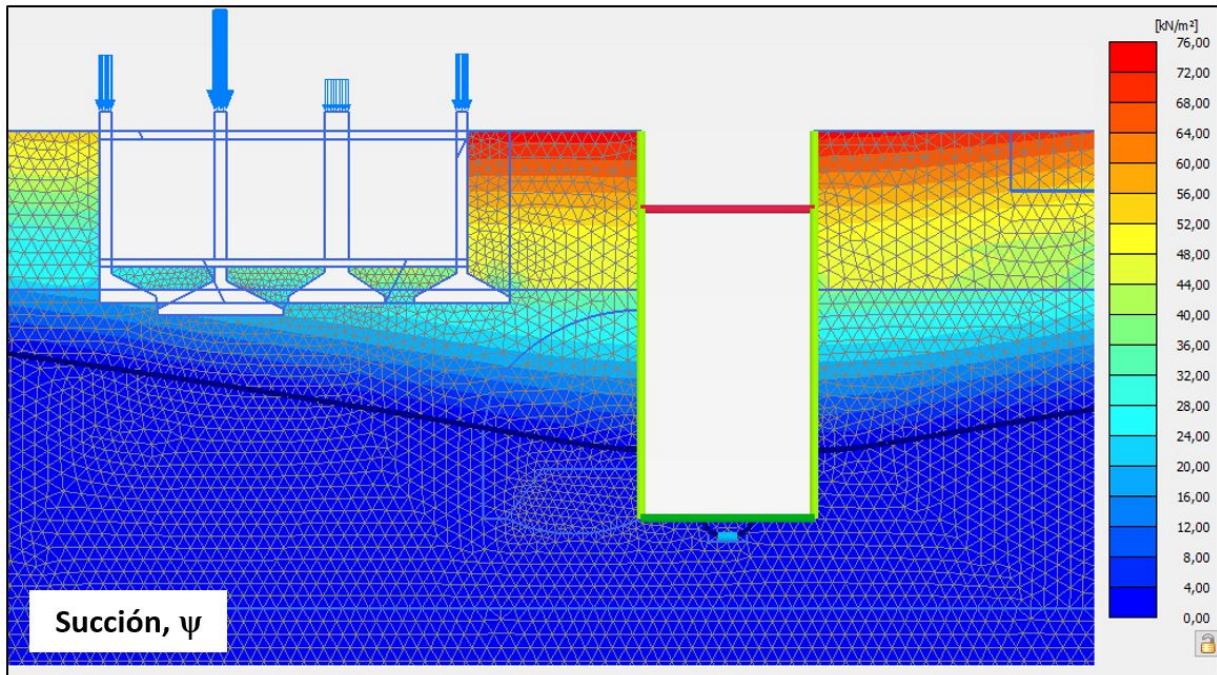


Figura 6.26: Valores de succión en la etapa 15 para el modelo M3.

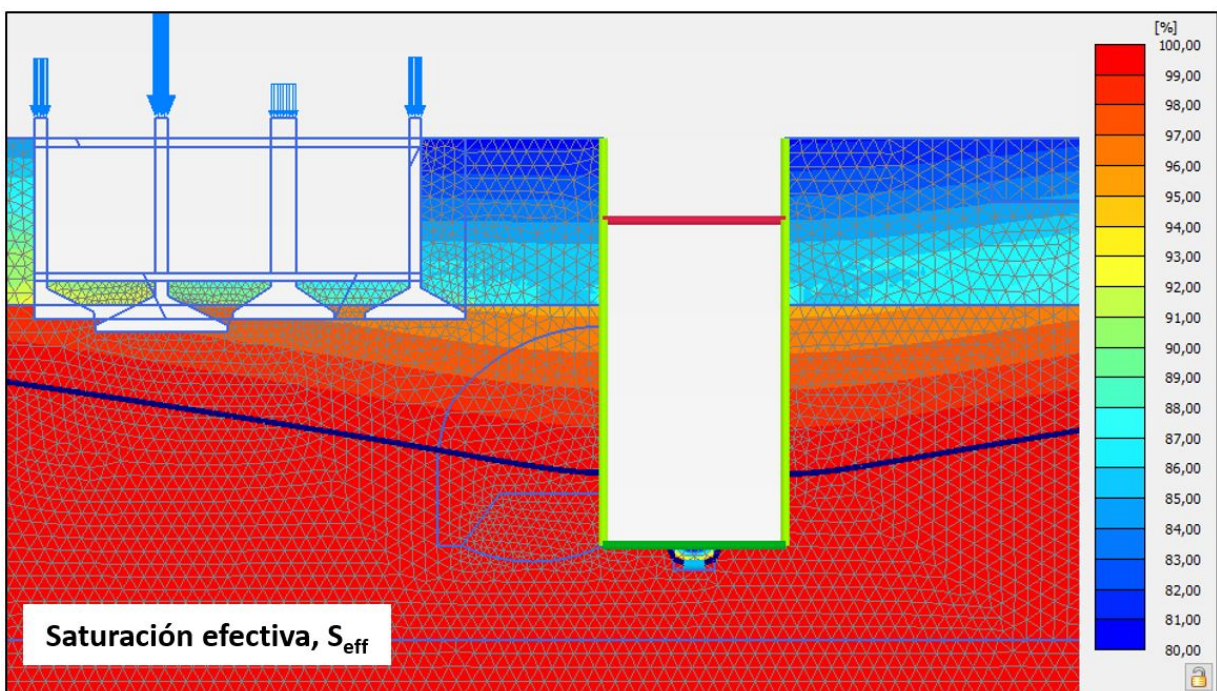
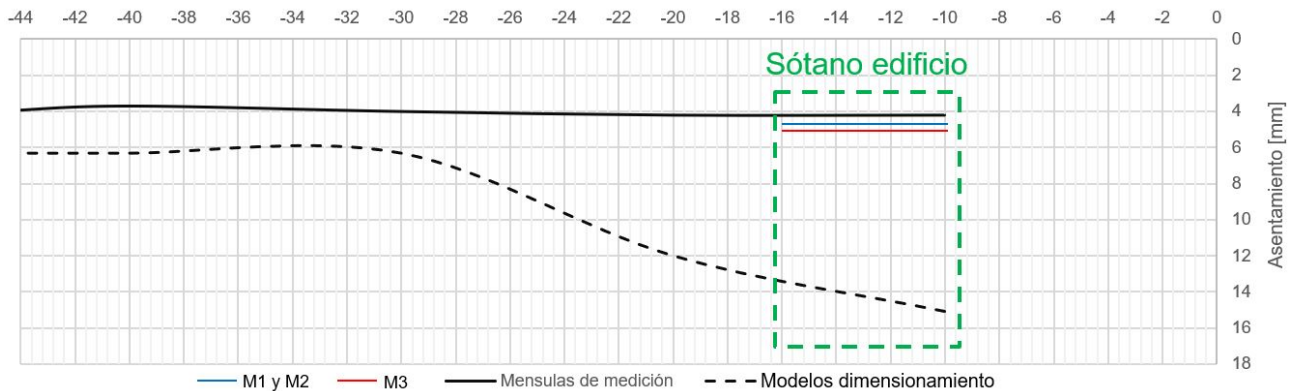


Figura 6.27: Saturación efectiva en la etapa 15 para el modelo M3.

Durante la construcción de la sala de ventilación y el túnel de bogies se midieron los asentamientos producidos en las columnas del edificio ubicadas en la calle Guayra. La Figura 6.28 muestra los asentamientos medidos junto con los predecidos con los modelos realizados en el dimensionamiento y los modelos M1, M2 y M3.



**Figura 6.28: Desplazamientos verticales predecidos y medidos de las columnas del edificio lindero.**

Los resultados obtenidos son mucho más consistentes con los valores medidos en el terreno, aunque, prácticamente no existen diferencias en los resultados de los tres modelos analizados. La interacción terreno-estructura es la consideración que más influye en la determinación de un resultado más preciso. La calibración de nuevos modelos de material y la implementación de la mecánica de suelos parcialmente saturada en este problema no genera un cambio importante en estos resultados.

La Tabla 6.5 resume los resultados más característicos de los tres modelos. Por otro lado, la Figura 6.29 compara los asentamientos producidos en la cimentación del edificio lindero para los tres modelos analizados. Los modelos M1 y M2 presentan un leve levantamiento de las bases izquierdas, mientras que, el modelo M3 presenta únicamente asentamientos. En los tres casos los asentamientos resultaron ser variados para las bases modeladas.

**Tabla 6.5: Desplazamientos verticales estimados en las columnas del edificio.**

<i>Modelo</i>	<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M3</i>
Interacción terreno-estructura	Si	Si	Si
Succión	No	Si	Si
Materiales calibrados	No	No	Si
Asentamiento en las columnas [mm]	4.6	4.4	4.9
Desplazamiento vertical en superficie, $u_y$ [mm]	6.4	6.3	6.9
Máxima presión promedio efectiva en relleno fluvial, $p'_{rf}$ [kPa]	53	69	82
Máxima presión promedio efectiva en Pampeano superior, $p'_{ps}$ [kPa]	138	135	170
Máxima tensión desviadora en relleno fluvial, $q_{rf}$ [kPa]	55	66	71
Máxima tensión desviadora en Pampeano superior, $q_{ps}$ [kPa]	121	114	180

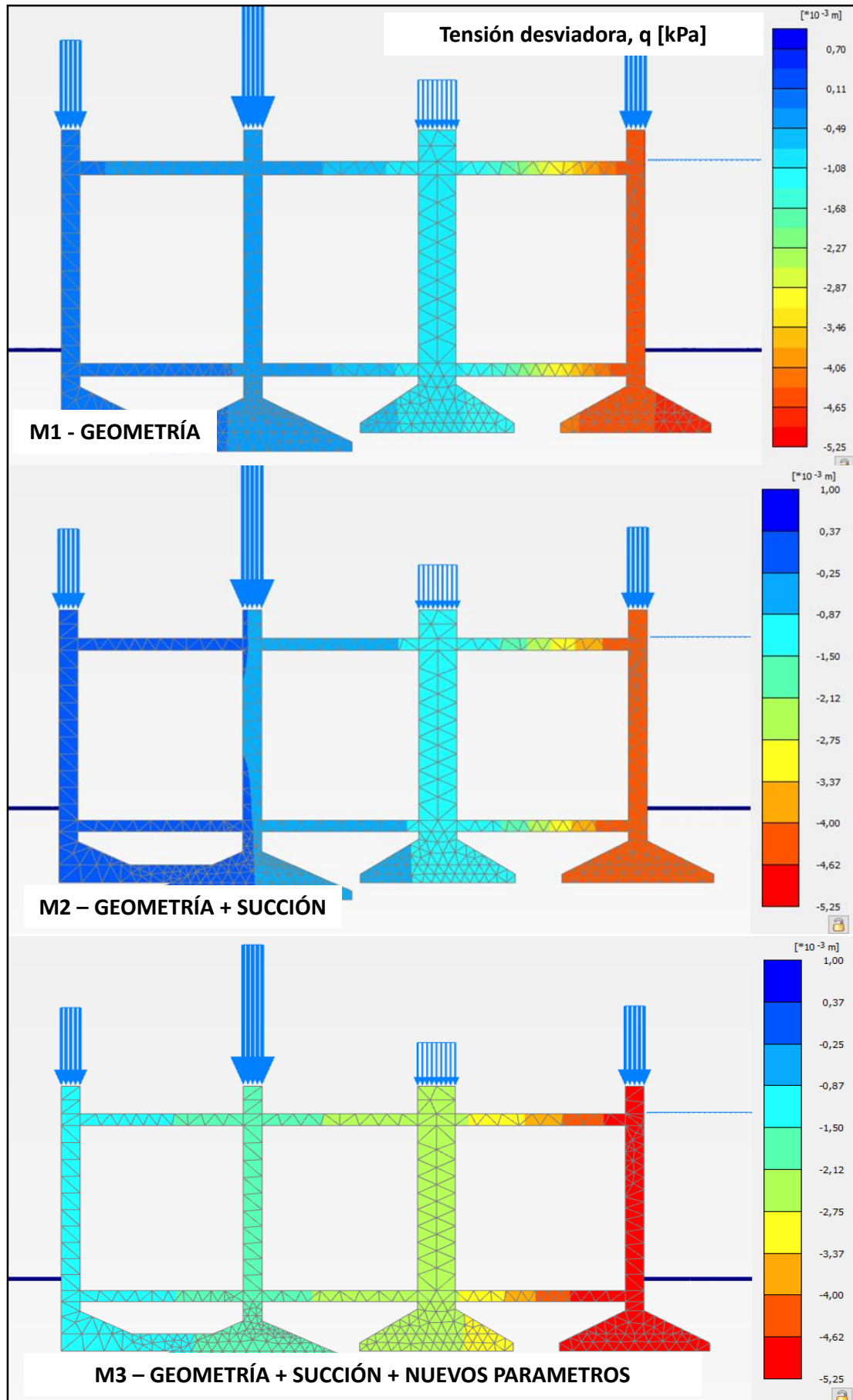


Figura 6.29: Desplazamientos verticales estimados en los elementos del edificio.

Las Figuras 6.30 y 6.31 muestran el campo de desplazamientos en los modelos utilizados para el dimensionamiento de la estructura en su etapa final. Éste modelo se encuentra alejado del sótano del edificio lindero, y por lo tanto, la cota de fundación de las bases del edificio está levemente elevada. En este modelo, la interacción terreno-estructura se encuentra representada como una carga uniforme en el plano de fundación. Los desplazamientos son mucho mayores a los estimados en los modelos M1 a M3, y esa diferencia se encuentra asociada a la implementación de la geometría y la rigidez de las bases, columnas y muros de la estructura en el modelo. La Figura 6.32 muestra los desplazamientos estimados en la cota de fundación. Se puede observar que existe una gran variabilidad en los asentamientos estimados, tal como presentan también los modelos M1 a M3. Este modelo, a diferencia de los modelos M1 y M2, no presenta un leve levantamiento en la zona izquierda de la cota de fundación.

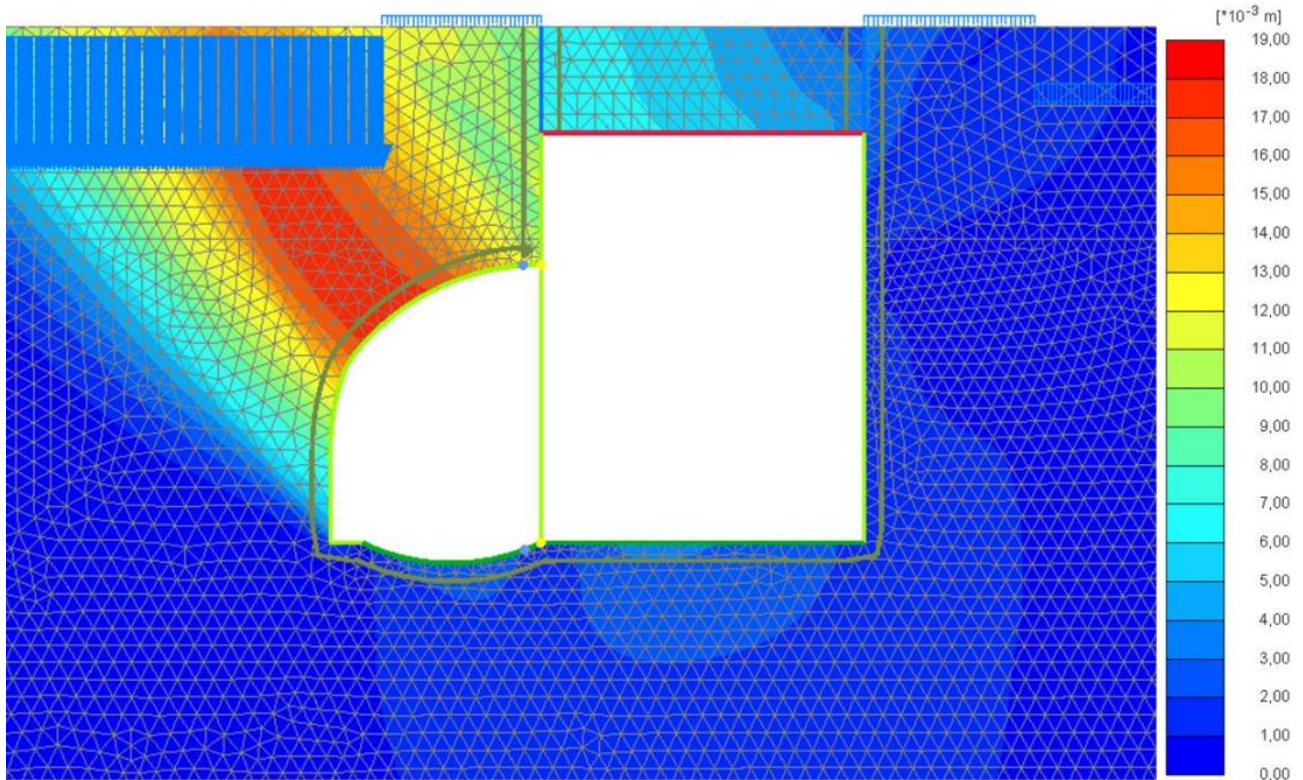


Figura 6.30: Mapa de desplazamientos totales del modelo numérico - Etapa 16.



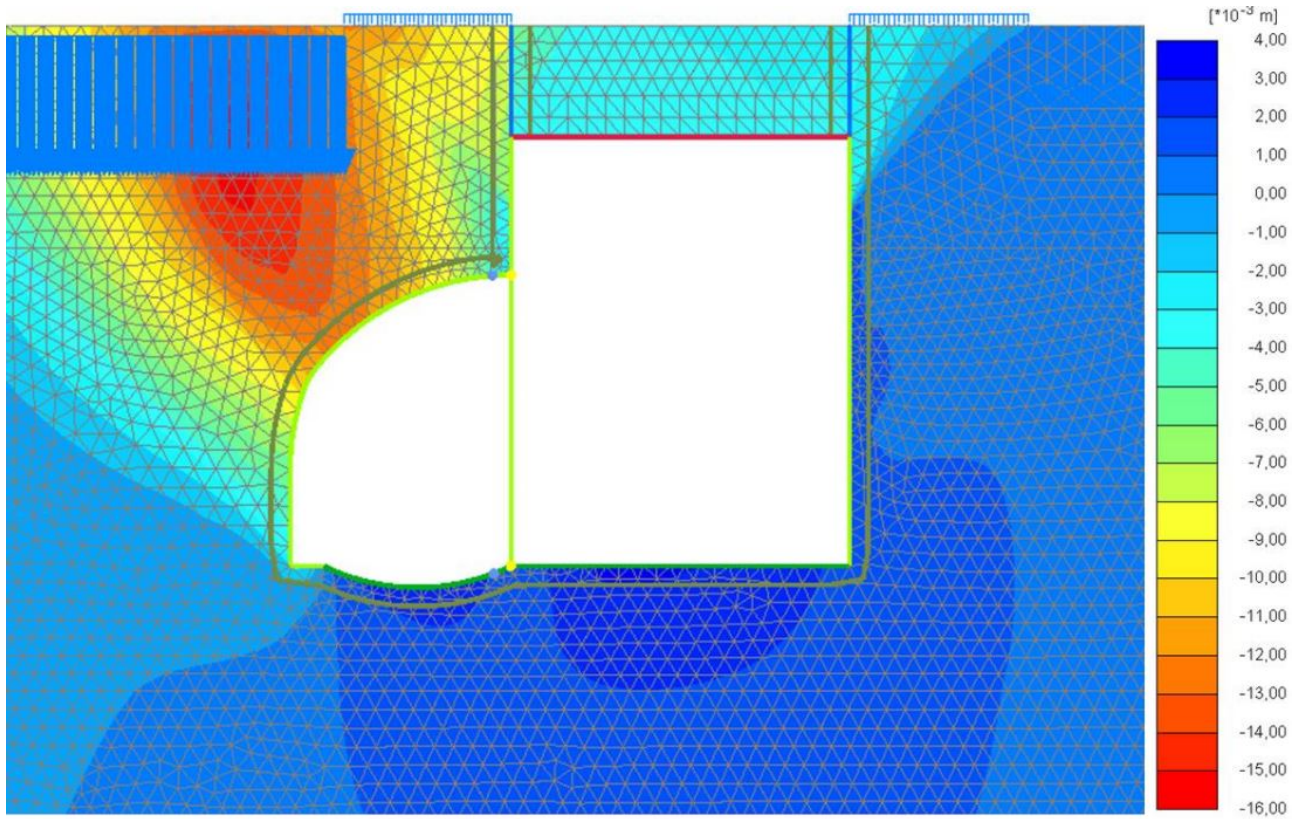
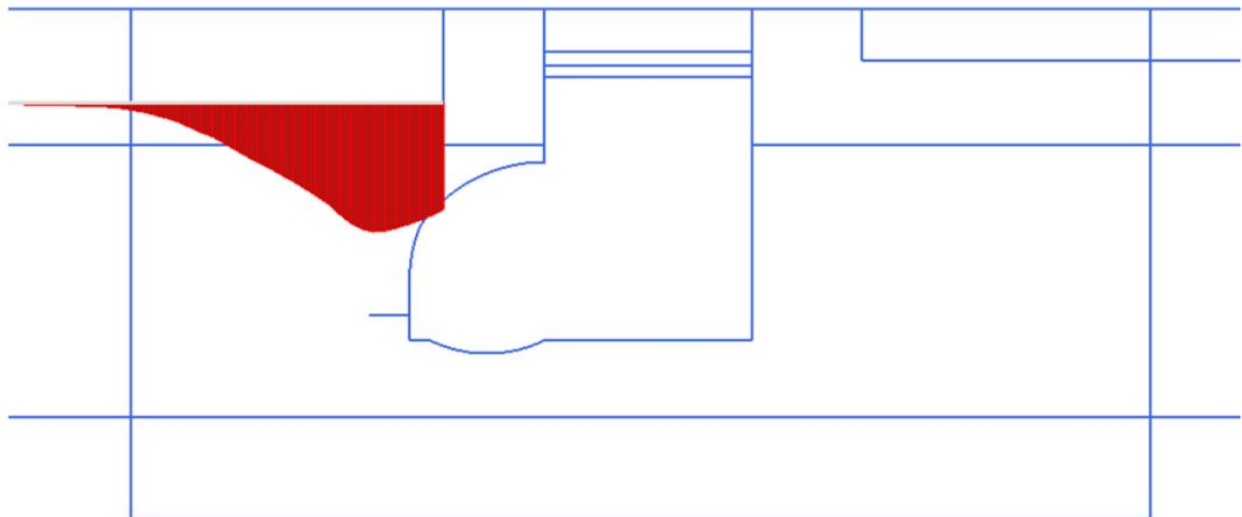


Figura 6.31: Mapa de desplazamientos verticales del modelo numérico - Etapa 16.



Total displacements  $u_y$  (scaled up 250 times)  
 Maximum value =  $2,254 \cdot 10^{-6}$  m  
 Minimum value = -0,01522 m

Figura 6.32: Desplazamientos verticales en el edificio lindero - Etapa 16.

La Figura 6.33 muestra el comportamiento tensión-deformación típico de un suelo junto con los rangos típicos de deformaciones de estructuras y ensayos de laboratorio. Sobre esta curva se muestran los valores de deformaciones de corte alcanzados en la última etapa en todos los puntos de tensiones pertenecientes al relleno fluvial y el Pampeano superior. La Figura 6.34 muestra la variación en la malla de las deformaciones de corte. Se puede observar que el rango de deformaciones en la cercanía del túnel de bogies es consistente con aquel indicado para las construcciones en túneles[3].

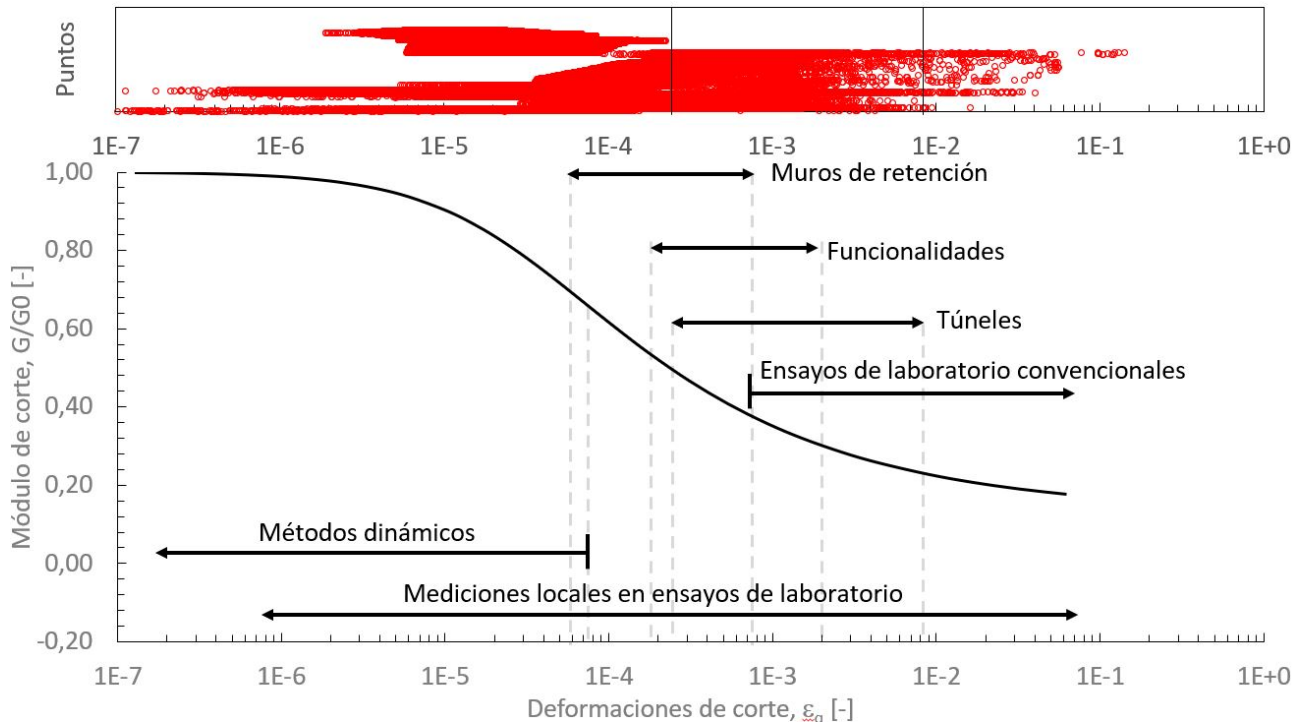


Figura 6.33: Comportamiento tensión-deformación típico de un suelo junto con los rangos típicos de deformaciones de estructuras y ensayos de laboratorio [3]

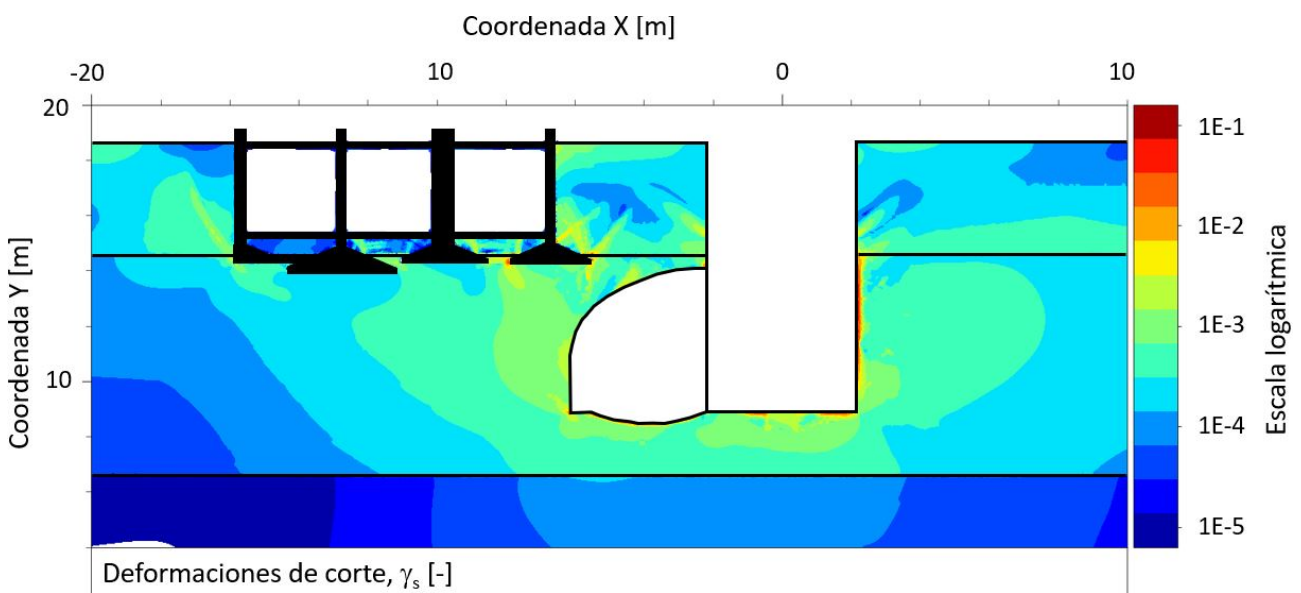


Figura 6.34: Deformaciones de corte en el modelo para la etapa final.

## 7. Conclusiones

Se analizó el comportamiento mecánico y el comportamiento asociado a la disecación y humidificación sobre muestras estructuradas y desestructuradas del Pampeano superior. Para ello, se realizaron distintos ensayos triaxiales y edométricos en estado saturado y se midieron las propiedades de contracción y succión mientras el suelo era sometido a un cambio de humedad. Esto permitió analizar la influencia de la estructuración de las partículas de suelo encontrada en el terreno y producida principalmente por la historia tensional y la cementación de la formación Pampeano.

La estructuración interna del suelo aminora drásticamente las variaciones volumétricas asociadas a un cambio de humedad. Esta capacidad de poca deformabilidad frente a cambios en el contenido de agua podría estar asociada a la aplicación de grandes presiones y a la cementación, producidas por la disecación generada durante la composición del estrato y la precipitación de distintos cementantes. Se presume que las presiones a las cuales fue sometido el suelo y la cementación precipitada modificaron y fijaron la distribución de poros, la cual no puede ser transformada con las presiones efectivas alcanzadas durante un simple proceso de secado al aire.

Por otro lado, la estructura interna del suelo también influye en la curva de retención, que relaciona el contenido de agua con la succión. La aplicación de grandes presiones reduce el tamaño promedio de los poros del suelo, y esto genera un menor contenido volumétrico de agua en el estado saturado. También, al presentar una distribución de tamaños de poros menor, la succión que alcanzará el suelo, para un mismo contenido de agua, será mayor, desplazando así la curva de retención levemente hacia la derecha y aumentando el valor de entrada de aire.

Todos los modelos de ajuste de la curva de retención encontrados en la bibliografía permiten parametrizar razonablemente la curva de retención. El grado de precisión entre el modelo de ajuste y los valores medidos depende principalmente de la cantidad de parámetros de ajuste. Por otro lado, los modelos predictivos de la curva de retención encontrados en la bibliografía presentan una gran variabilidad y no tienen en consideración si el cambio de humedad presentado se encuentra asociado a un secado o un humedecimiento.

Se determinaron las curvas de retención para las muestras desestructuradas asociadas a un proceso de secado y humedecimiento. Estas curvas pusieron en evidencia el ciclo de histéresis entre la succión y el contenido de agua de un suelo, y el cual se asocia a la dependencia de la curvatura de la interfaz aire-agua con la forma en la cual se realiza el cambio de humedad.

La permeabilidad en el estado parcialmente saturado depende del contenido de succión del suelo. Su valor es prácticamente igual a la permeabilidad en estado saturado, para valores de succión menores al valor de entrada de aire. Esto se produce debido a que la fase aire aún no se introdujo en los poros de la muestra, y por lo tanto, el suelo se mantiene saturado en la zona capilar. Una vez que la fase aire comienza a introducirse, la permeabilidad se reduce drásticamente.

El comportamiento edométrico también es influenciado por la estructuración interna del suelo. Las relaciones de vacíos iniciales pueden ser mayores o menores que las encontradas en las muestras desestructuradas, y esto se asocia a la consolidación generada por la disecación, pero también a la fisuración producida por el mismo fenómeno y a la cementación errática. El comportamiento edométrico del suelo estructurado es distinto al comportamiento intrínseco del material, en parte generado por los fenómenos previamente comentados y en parte por la disposición natural de las partículas arcillosas. A elevadas presiones efectivas verticales, este comportamiento tiende a converger hacia el comportamiento intrínseco del material.

Por otra parte, la estructura interna del material también influye en la resistencia al corte. La sobreconsolidación y cementación generan una resistencia al corte mayor. Además, las fallas encontradas en las muestras estructuradas y sobreconsolidadas se encuentran localizadas en un plano de falla específico. Este fenómeno genera incertidumbres en las mediciones realizadas en los ensayos triaxiales convencionales luego de la ruptura del material.

El caso de aplicación consistió en analizar la influencia de la interacción terreno-estructura, la calibración de los materiales según los ensayos triaxiales realizados y la implementación de la mecánica de suelos parcialmente saturada en los resultados de una modelación numérica. La consideración que más influye en los resultados es la representación más precisa de la interacción terreno-estructura. La mecánica de suelos parcialmente saturada no es muy influyente en la modelación numérica analizada, ya que los valores de succión alcanzados son menores que el valor de entrada de aire, y por lo tanto, no existe una importante desaturación del suelo. Por otro lado, la calibración de los materiales según los ensayos triaxiales realizados tampoco influye considerablemente en los resultados, ya que las tensiones de corte alcanzadas en el modelo son mucho menores que las modeladas en estos ensayos triaxiales.

Las deformaciones de corte alcanzadas en la cercanía del túnel de bogies y la sala de ventilación son consistentes con las presentadas en la bibliografía para obras de tunelería.

## 8. Referencias

- [1] G. D. Aitchison. «Relationships of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils». En: *Proceeding Conference on Pore Pressure and Suction in Soils* (1960).
- [2] J. H. Atkinson y P. L. Bransby. «The Mechanics of Soils. An introduction to Critical State Soil Mechanics». En: (1982).
- [3] J. Atkinson y G. Salfors. «Experimental determination of soil properties». En: *Proceedings of the 10th ECSMFE* (1991).
- [4] M. Aubertin y col. «A physically-based model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties». En: *Canadian Geotechnical Journal* (2003).
- [5] Hardin B. y V. Drnevich. «Shear modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves». En: *Proceedings of the American Society of Civil Engineers* (1972).
- [6] Gualtiero Baldi, David W. Hight y Gregory E. Thomas. «A Reevaluation of conventional triaxial test methods». En: *American Society for Testing and Materials, Philadelphia* (1988).
- [7] T. Benz. «Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences». En: *Ph.D. Universität Stuttgart* (2007).
- [8] A. Bishop. «The principle of Effective stress». En: *Teknisk Ukeblad* (1959).
- [9] A. Bishop y col. «Factors controlling the strength of partly saturated soils». En: *ASCE Research conference on shear strength of cohesive soils* (1960).
- [10] A. Bolognesi y O. Vardé. «Subterráneos en Buenos Aires». En: *IX PCSMFE* (1991).
- [11] A.J.L. Bolognesi. «Compresibilidad de los suelos de la Formación Pampeano». En: *V PCSMFE V* (1975), págs. 255-302.
- [12] A.J.L. Bolognesi y O. Moretto. «Properties and behaviour of silty soils originated from loess formations». En: *IV Intl Conf. on Soil mechanics and Foundation* 9-12 (1957).
- [13] Jean-Luis Briaud. «Geotechnical engineering: Unsaturated and saturated soils». En: *Wiley* (2013).
- [14] R. H. Brooks y T. Corey. «Hydraulic properties of porous media». En: *Hydrology Papers, Colorado state university* (1964).
- [15] R. Brooks y A. Corey. «Hydraulic properties of porous media». En: *Colorado State University Hydrology Paper* (1964).
- [16] F. Brusa, R. Morandi y U. Sterin. «Comportamiento no saturado de la Fm. Pampeano y aplicación a excavaciones urbanas». En: *Trabajo profesional de ingeniería civil - UBA* (2014).
- [17] Rifat Bulut y E. Leong. «Indirect Measurement of Suction». En: *Geotechnical and Geological Engineering* 26 (dic. de 2008), págs. 633-644. DOI: 10.1007/s10706-008-9197-0.
- [18] N. Burdine. «Relative permeability calculations from pore size distribution data». En: *Transactions of the American Institute of Mining and Metallurgical Engineers* (1953).
- [19] J.B. Burland. «On the compressibility and shear strength of natural clays». En: *Geotechnique* 40, No.03 (1990).
- [20] Camilo Casagrande. «Caracterización de suelo-polímero para uso en barreras hidráulicas en rellenos sanitarios». En: *Tesis de grado en Ingeniería civil - UBA* (2019).
- [21] M. Codevilla y A. Sfriso. «Actualización de la información geotécnica de los suelos de la Ciudad de Buenos Aires». En: *Pan-Am CGS Geotechnical Conference* (2011).
- [22] J. D. Coleman. «Stress/Strain relations for partly saturated soils». En: *Geotechnique* (1962).
- [23] J.M. Duncan y C.Y. Chang. «Nonlinear analysis of stress and strain in soil». En: (1970), págs. 1629-1653.
- [24] Mariano Tomás Fernandez. «Control de la expansividad de suelos mediante adición de un polímero orgánico». En: *Tesis de grado de Ingeniería civil - UBA* (2017).
- [25] F. Fidalgo, F. De Francesco y R. Pasctual. «Geología superficial de la llanura Bonaerense». En: *VI Congreso Geológico Argentino, 110-147* (1975).
- [26] D. G. Fredlund, N. R. Morgenstern y R. A. Widger. «The shear strength of unsaturated soils». En: *Canadian Geotechnical Journal* (1978).
- [27] D. G. Fredlund y H. Rahardjo. «Soil mechanics for unsaturated soils». En: *John Wiley and Sons, Inc.* (1993).

- [28] D. G. Fredlund, H. Rahardjo y M. D. Fredlund. «Unsaturated soil mechanics in engineering practice». En: *John Wiley and Sons, Inc.* (2012).
- [29] Delwyn Fredlund, Daichao Sheng y Jidong Zhao. «Estimation of soil suction from the soil-water characteristic curve». En: *Canadian Geotechnical Journal* 48 (feb. de 2011), págs. 186-198. DOI: 10.1139/T10-060.
- [30] D.G. Fredlung y A. Xing. «Equations for the soil-water characteristic curve». En: *Canadian Geotechnical Journal* (1994).
- [31] W. R. Gardner. «Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table». En: *Soil Science* (1956).
- [32] John T. Germaine y Charles C. Ladd. «Triaxial testing of saturated cohesive soils». En: *American Society for Testing and Materials, Philadelphia* (1988).
- [33] B. Ghanbarian-Alavijeh, A. Liaghat y G. Huang. «Estimation of the van Genuchten Soil Water Retention Properties from Soil Textural Data». En: *Soil Science Society of China* (2010).
- [34] Hogentogler y Barber. «Discussion in soil water phenomena». En: *Proceeding of Highway Research Board* (1941).
- [35] N. Janbu. «The resistance concept applied to deformations of soils». En: *The Technical University of Norway* (1963).
- [36] Richards Jardine y John B. Burland. «The Measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus». En: *Geotechnique* (1984).
- [37] S. Jockovic y M. Vukicevic. «Bounding surface model for overconsolidated clays with new state parameter formulation of hardening rule.» En: *Computers and Geotechnics* (2017).
- [38] K. S. Lane y S. E. Washburn. «Capillary tests by capillimeter and by soil filled tubes». En: *Proceeding of Highway Research Board* (1946).
- [39] Jason Lim Coe y col. «Feasibility study of a new unsaturated three-layer landfill cover system». En: *E-UNSAT 2016* (2016).
- [40] G. Masing. «Eigenspannungen und verfestigung beim messing». En: *Proc 2nd Int. Congr. Appl. Mech.* (1926).
- [41] E. L. Matyas y H. S. Radhakrishna. «Volume change characteristics of partially saturated soils». En: *Geotechnique* (1968).
- [42] C. R. McKee y A. Bumb. «The importance of unsaturated flow parameters in designing a monitoring system for hazardous wastes and environmental emergencies». En: *Proceeding of Haz. Mat. Control. Res. International Conference* (1987).
- [43] James K. Mitchell y Kenichi Soga. «Fundamentals of soil behavior». En: *John Wiley and Sons, Inc.* (2005).
- [44] O. Moretto. «Earth pressures on rigid walls for soils preconsolidated by desiccation in the City of Buenos Aires». En: *V ECSMGE* (1972).
- [45] Y. Mualem. «A new model for predicting hydraulic conductivity of unsaturated porous media». En: *Water Resources Research* (1976).
- [46] Charles W. W. Ng e Y. W. Pang. «Influence of stress state on soil-water characteristics and slope stability». En: *ASCE* (2000).
- [47] R. Nova y D. M. Wood. «A constitutive model for sand in triaxial compression». En: *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* (1979).
- [48] E. Nuñez y C. Micucci. «Cemented preconsolidated soils as very weak rocks». En: *Proceedings V ICIAEG, Buenos Aires* (1986).
- [49] E. Nuñez y S. Trevisán. «Main towers of La Plata City Cathedral. Reinforcement of foundations». En: *XI PCSMGE* (1999).
- [50] Eduardo Nuñez. «Geotechnical conditions in Buenos Aires City». En: *International association of engineering geology* 4 (1986).
- [51] Y. Perera y col. «Prediction of the soil-water characteristic curve based on Grain-size-distribution and index properties». En: *Geotechnical Special Publication* (2005).
- [52] H. Phma y D. Fredlund. «Equations for the entire soil-water characteristic curve of a volume change soil». En: *Canadian Geotechnical Journal.* (2008).
- [53] Agustín Gabriel Pileggi. «Redosificación de mezclas arena-arcilla-polímero para uso en barreras hidráulicas de rellenos sanitarios». En: *Tesis de grado en Ingeniería civil - UBA* (2021).

- [54] PLAXIS. «Material Models Manual». En: (sep. de 2020).
- [55] David M. Potts y Lidija Zdravkovic. «Finite element analysis in geotechnical engineering - Theory». En: (1999).
- [56] Gastón Quaglia. «Rigidez inicial y cohesión efectiva de la formación pampeano». En: <http://materias.fi.uba.ar/6408/> ().
- [57] M. Quintela y A. Sfriso. «Rigidez edométrica del Pampeano Medio». En: *Tesis de grado en ingeniería civil - UBA* (2009).
- [58] R. Rocca, E. Redolfi y R. Terzariol. «Características geotécnicas de los loess de Argentina». En: *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil* 6.2 (2006), págs. 149-165.
- [59] P. W. Rowe. «The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact». En: *Proceedings of the royal society* (1962).
- [60] Patricia Sagües. «Rigidez a baja deformación en el Pampeano compactado». En: <http://materias.fi.uba.ar/6408/> ().
- [61] J. A. Santos y A. G. Correia. «Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil». En: *Proceedings 15th international conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (2001).
- [62] K. E. Saxton y col. «Estimating generalized Soil-water characteristics from texture». En: *Soil Science Society of America Journal* (1986).
- [63] P. A. Serigos. «Rigidez a baja deformación de mezclas de suelo de la Formación Pampeano y cemento Portland». En: *Trabajo profesional de ingeniería civil - UBA* (2009).
- [64] A Sfriso. «Tunnels in Buenos Aires soils: Application of numerical methods to the structural design of linings». En: *XI PCSMGE* (1999).
- [65] A. Sfriso. «Algunos procedimientos constructivos para la ejecución de túneles urbanos». En: *XIII CAMSIG* (2006).
- [66] A. Sfriso y col. «Small-strain stiffness of the Pampeano Formation». En: *IV Intl Symp Def Char Geomat* (2008).
- [67] Alejo Sfriso. «Introducción a las ecuaciones constitutivas». En: *Curso de geomecánica computacional I - FIUBA* (2019).
- [68] Alec Westley Skempton. «The consolidation of clays by gravitational compaction». En: *Q. J. Soc. Lond.* (1970).
- [69] EA. Souza Neto, D. Peric y Owen DRJ. «Computational methods for plasticity - Theory and applications». En: (2008).
- [70] Karl Terzaghi. «Undisturbed clay samples and undisturbed clays». En: *Journal of the Boston Society of Civil Engineers* (1941).
- [71] S.J. Trevisan y V. Mauriño. «Condiciones geológicas y geomecánicas del subsuelo de la Ciudad de La Plata y sus alrededores». En: *II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones* (1963).
- [72] Rien Van Genuchten. «Calculating the unsaturated hydraulic conductivity with a new closed-form analytical model». En: *Water Resources Program* (1978).
- [73] S. K. Vanapalli y Delwyn G. Fredlund. «Comparison of different procedures to predict unsaturated soil shear strength». En: *Proceedings of the GeoDenver Conference, 195-209* (2000).
- [74] O. Vardé, R. Guidobono y A. Sfriso. «Subway station retaining walls: case-histories in soft and hard soils». En: *Third International Conference on Deep Foundations - Santa Cruz, Bolivia* (2017).
- [75] A. A. Williams. «Studies of shear strength and bearing capacity of some partially saturated soils». En: *Proceedings of the Fourth Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering* (1957).
- [76] T. H. Wu. «Geotechnical properties of glacial lake clays». En: *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs* (1958).
- [77] Claudia Zapata. «Soil-Water Characteristic Curve Variability». En: *ResearchGate* (2000).

# Apéndices

## A. Procedimiento para la determinación de la curva de retención

En este apéndice se explica cómo se prepararon las muestras remoldeadas y cómo se construyó la rama de secado y la rama de humedecimiento de la curva de retención.

### A.1. Armado de las muestras

Para la determinación de la curva de retención o Soil Water Retention Curve (SWRC) fueron realizados tres ensayos paralelos. El procedimiento consistió en obtener distintos valores de succión sobre las muestras disminuyendo su humedad en una etapa de secado y aumentándola luego en una etapa de humidificación, para obtener así una curva de secado y una curva de humificación respectivamente.

Para la determinación de la succión en cada escalón de humedad se utilizó el método de papel de filtro, el cual es un método indirecto para medir la succión de un suelo. Esta técnica está basada en la asunción de que el papel de filtro alcanza un equilibrio higrótérmico con el suelo dentro de un contenedor. La obtención de la succión de la muestra se obtiene mediante una correlación que existe entre éste valor y la humedad gravimétrica del papel de filtro. La norma ASTM 5298 rige este método.

La forma de la muestra debe ser cilíndrica; con un diámetro ligeramente mayor al papel filtro utilizado y la altura suficiente para ocupar la mayor cantidad de espacio del contenedor.

#### A.1.1. Elementos utilizados

Para armar la muestra se utilizaron los siguientes elementos:

- Molde proctor
- Arena fina o material equivalente con una conductividad hidráulica mucho mayor que el suelo.
- Piedra porosa de 10cm de diámetro.
- Papeles filtro que ocupen al menos la superficie de la piedra porosa.
- Cabezal para poder aplicar la carga superior. Debe tener el mismo diámetro que el del molde proctor.

#### A.1.2. Montaje de la muestra

Se debe ubicar y cubrir el collar del molde proctor con arena compactada y se debe dejar aproximadamente 5 *mm* libres para ubicar la piedra porosa protegida por 2 papeles filtros arriba y abajo. La figura A.1 esquematiza el molde proctor y la cama de arena inferior.



### Tapa superior móvil

Se aplica una carga de 10kPa sobre ella

### Elemento de fijación

Evita el desplazamiento del recipiente durante la aplicación de la carga

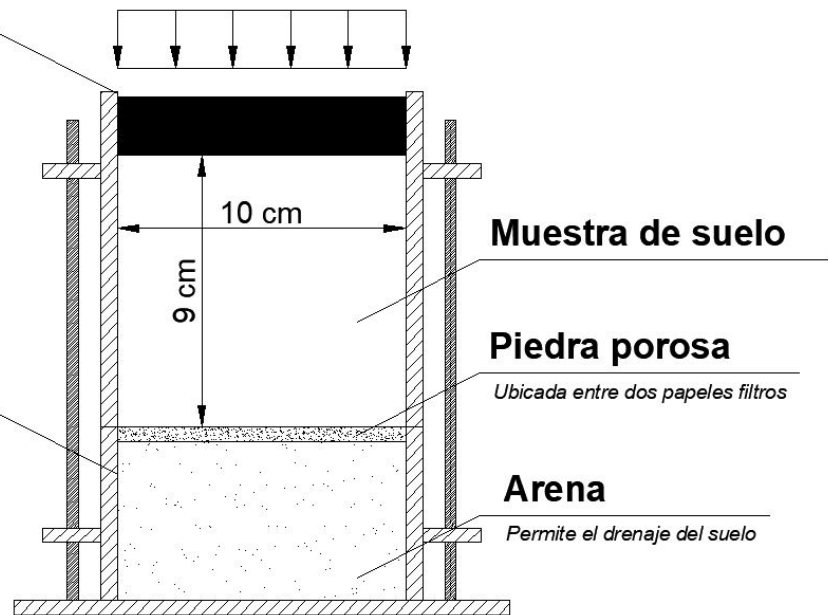


Figura A.1: Esquema del procedimiento de preparación de las muestras

Una vez colocado el papel filtro superior, se posiciona el molde proctor y se llena con suelo desestructurado. El proceso de desestructuración consta de las siguientes tareas:

- Se tamiza el suelo por el tamiz #40.
- Se prepara el suelo con una humedad entre 1 y 1.5 veces el límite líquido, de forma tal de partir con las propiedades intrínsecas del material y así eliminar el posible efecto de la estructura interna de las partículas. [19].

Se debe vibrar el molde para eliminar todas las burbujas ocluídas. Luego, se aplica una carga de valor 10 kPa sobre el suelo y se mantiene durante una semana. Las figuras A.2 a A.4 esquematizan el procedimiento.



Figura A.2: Arena compactada en el collar del molde proctor.



**Figura A.3: Arena, papel filtro y piedra prosoa sobre collar del molde.**



**Figura A.4: Colocación de slurry en el molde.**

Transcurrida una semana, se extrae el suelo del recipiente y se cortan dos pastillas con la altura necesaria. El suelo en exceso es utilizado para medir humedad.

## **A.2. Escalones de secado y humidificación**

El ciclo de secado consistió en dejar secar al aire las pastillas, evitando el contacto directo con el sol, hasta obtener la humedad objetivo del próximo escalón. Por otro lado, para el ciclo de humidificación, la humedad fue aumentada hasta el valor inicial incorporándole agua con una jeringa sobre un papel de filtro reciclado. El papel de filtro permite una absorción más uniforme. Luego se envuelve cada pastilla con papel film y se la deja reposar a la sombra para uniformizar aún más la humedad.

## B. Procedimiento para la determinación de la curva de contracción

En este apéndice se explica cómo se construyó la curva de contracción.

### B.1. Armado del dispositivo

Se requiere un dispositivo tal que permita medir, de manera simultánea, las medidas de la muestra y su peso. A partir del volumen y el peso húmedo, junto con el peso seco medido al final del ensayo, puede obtenerse cómo varía la relación de vacíos con la humedad gravimétrica.

#### B.1.1. Elementos utilizados

Para armar el dispositivo se utilizaron los siguientes elementos:

- Balanza. Debe tener una precisión aceptable y no debe ser significativa la pérdida de precisión durante al menos dos días de estar encendida.
- Vaselina sólida.
- 2 Cámaras con conexión USB.
- Soporte que permita mantener las cámaras web inmóviles y en su correcta posición.

La figura B.1 esquematiza el dispositivo. Una de las cámaras debe medir correctamente el diámetro y el peso de la balanza, mientras que la otra debe ser capaz de medir la altura.

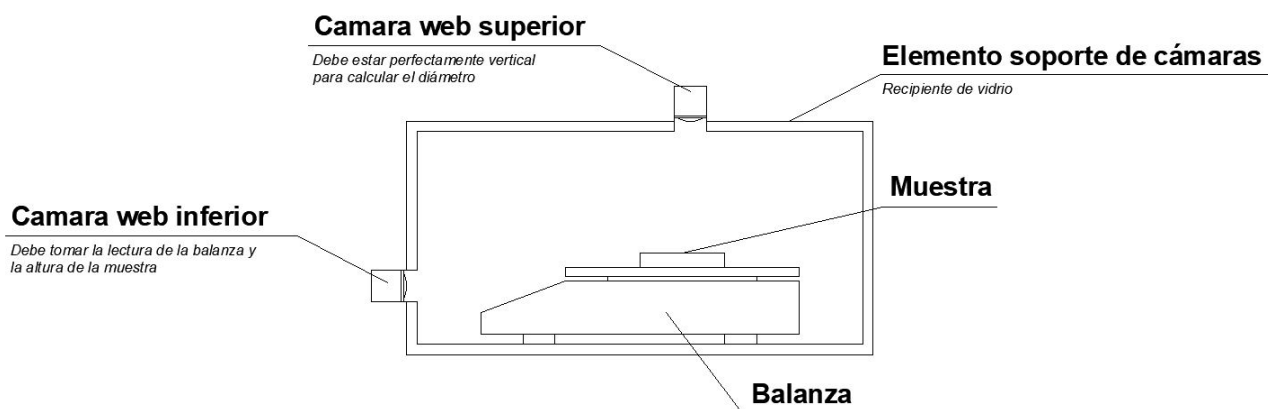


Figura B.1: Esquema del dispositivo utilizado para medir la curva de contracción.

### B.2. Preparación de la muestra

El suelo debe ser tamizado por el tamiz #40 para eliminar todos los nódulos de carbonato de calcio y asegurar una hidratación completa y uniforme.

Se debe preparar el suelo con una humedad comprendida entre 1.0 y 1.5 el límite líquido y se lo debe reposar durante un día. Se recomienda, para su mayor facilidad, ubicar el agua, preferentemente destilada, sobre un recipiente grande y agregar paulatinamente el suelo seco.

El contenido de humedad y la relación de vacíos iniciales deben ser similares a los de las muestras de succión. Para asegurarse de ello, puede utilizarse el mismo dispositivo.

Una vez preparada la muestra, deberá colocarse en la balanza y se dejará secar al aire a resguardo de la luz solar. Se tomarán las fotografías cada 30 minutos utilizando el código hecho en Python indicado en la sección F.

### B.3. Remoción de la muestra

Cuando finalice la toma de fotografías, la muestra se llevará al horno a una temperatura de  $110 \pm 10^\circ C$  hasta que

su peso sea constante. Se deberá anotar el peso seco de la muestra  $M_d$  y el volumen final de ella  $V_f$

#### **B.4. Cálculos**


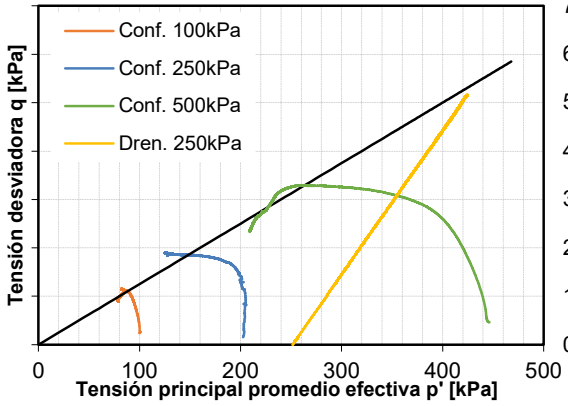
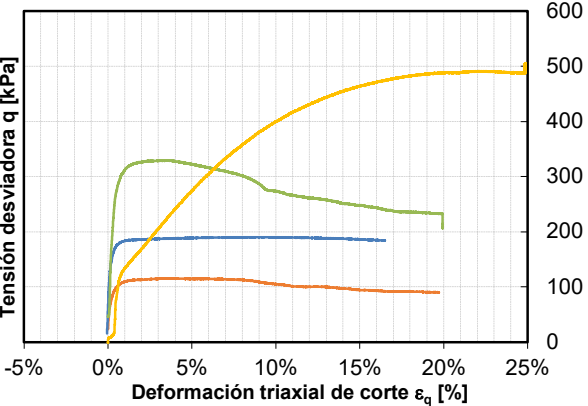
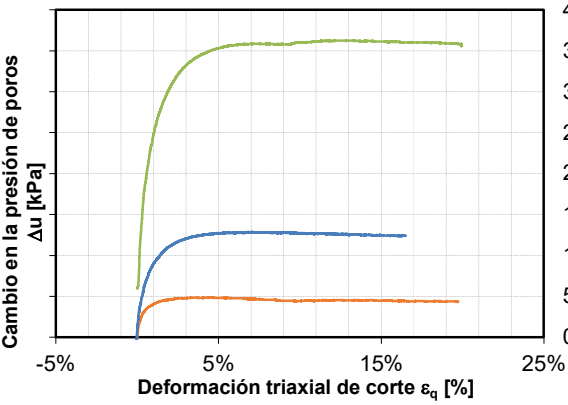
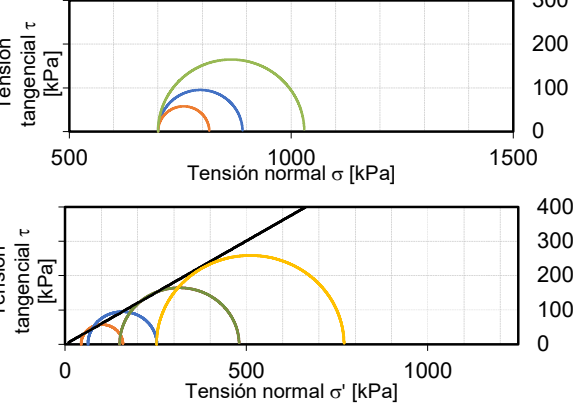
La relación de vacíos en cada escalón es calculada como:


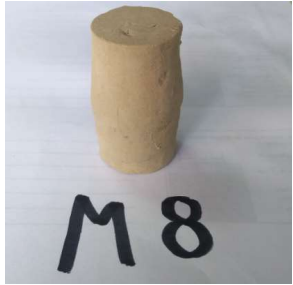
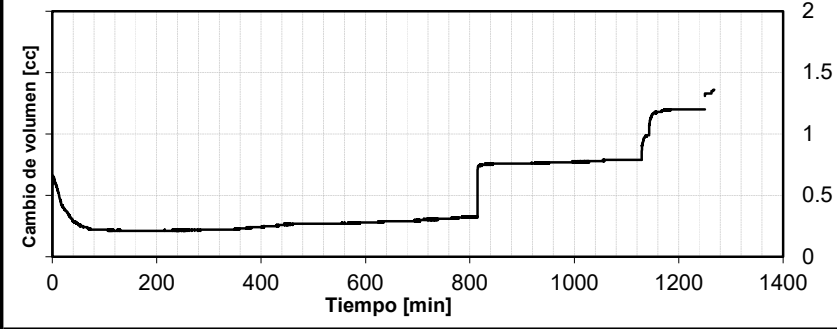
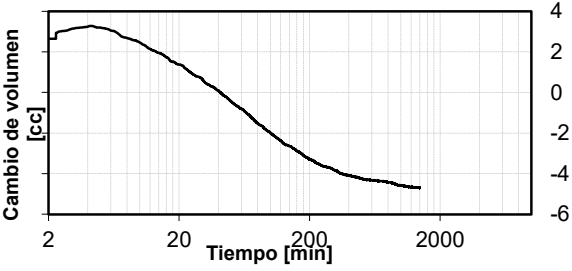
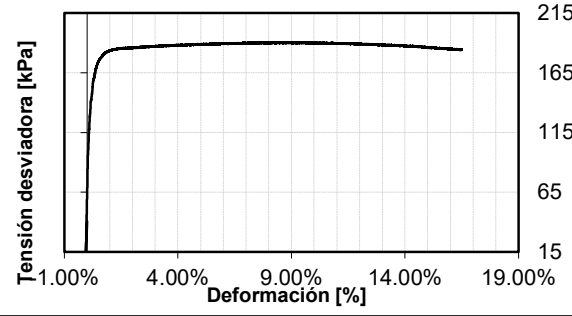
$$e_i = \frac{Gs \cdot \rho \cdot V_i}{M_d} \quad (80)$$


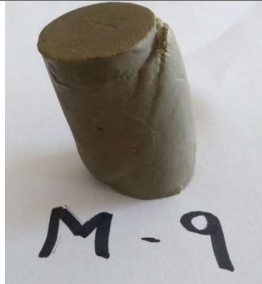
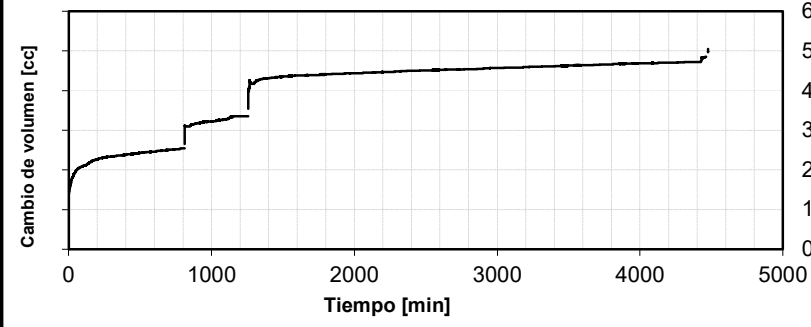
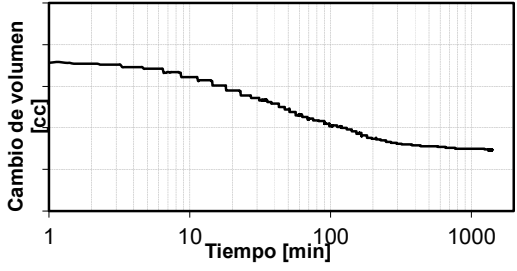
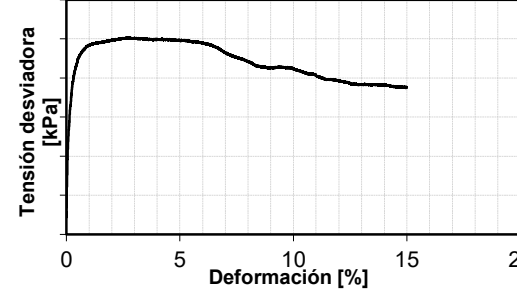
Por otro lado, la humedad gravimétrica en cada escalón se calcula de la siguiente forma.



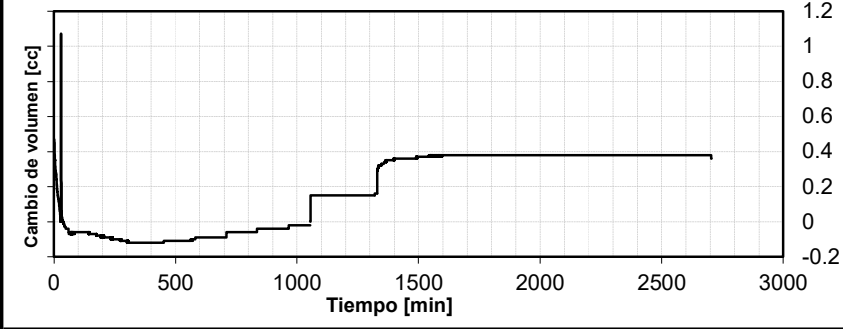
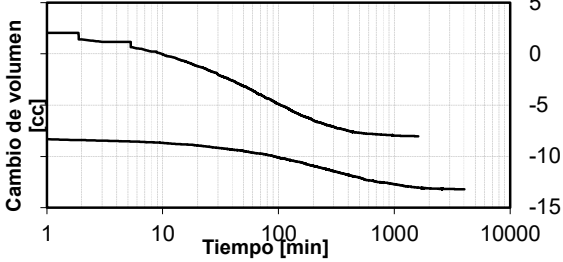
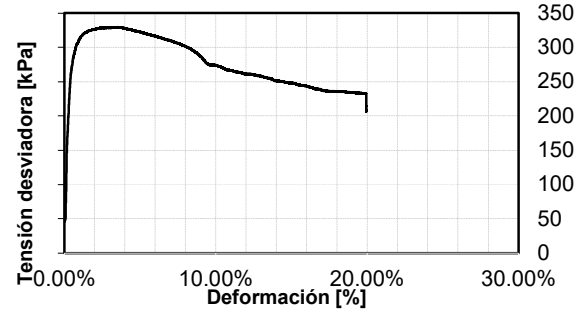
$$w_i = \frac{M_i - M_d}{M_d} \quad (81)$$

### C. Primer informe triaxial - Muestras remoldeadas



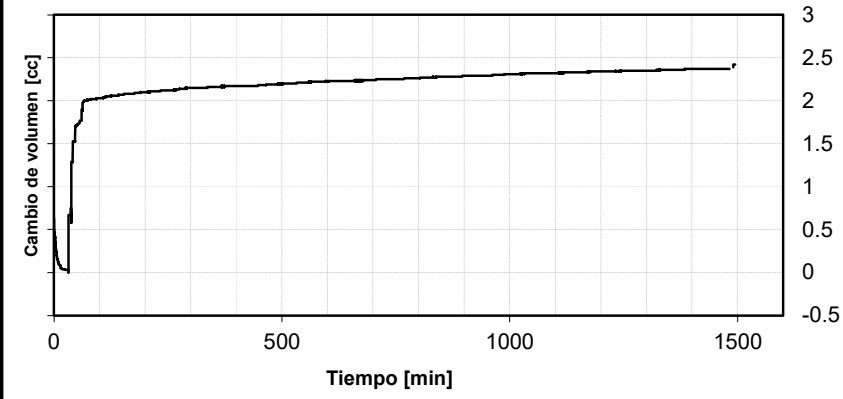
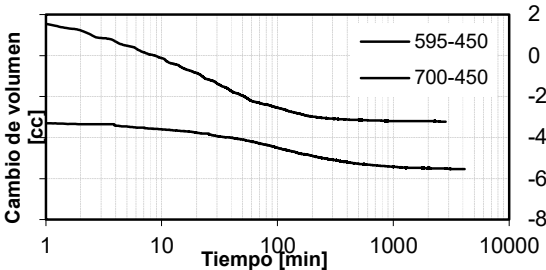
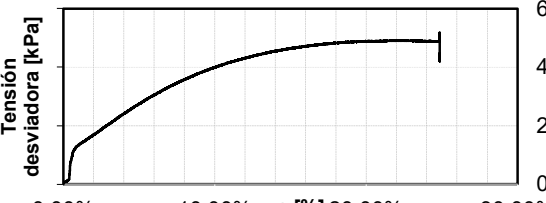
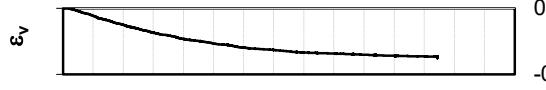
<b>ENSAYO CONSOLIDADO NO DRENADO</b>	Universidad de Buenos Aires - Facultad de Ingeniería Laboratorio de materiales y estructuras Área de mecánica de suelos	
<b>RESUMEN</b>		
<p>Este informe forma parte de la tesis de grado: Comportamiento no saturado de suelos de la Formación Pampeano realizada en el Laboratorio de mecánica de suelos de la facultad de ingeniería.</p> <p>Los siguientes ensayos consolidados no drenados, regidos bajo la norma ASTM-4767, permiten analizar el comportamiento mecánico del suelo Pampeano remoldeado. El efecto de la estructura interna del material fue removido de las muestras ensayadas aplicando un gran contenido de humedad y una posterior compactación</p>		
<b>DIAGRAMA p'-q</b>	<b>DIAGRAMA q-ε<sub>q</sub></b>	
		
<b>DIAGRAMA Δu-ε<sub>q</sub></b>	<b>CIRCULOS DE MOHR</b>	
		
<b>PARÁMETROS OBTENIDOS</b>		
Criterio de falla Mohr-Coulomb: $c' = 0$ kPa $\phi'_{crit} = 37^\circ$	Parámetros del modelo Cam Clay $M = 1.25$  Los parámetros indicados no son representativos debido a la baja cantidad de ensayos	
<b>NOTAS GENERALES</b>		
<p>Los ensayos triaxiales que poseen un confinamiento de 250kPa y 500kPa no contienen una presión principal promedio efectiva inicial igual a esos valores ya que el pistón no estaba en pleno contacto con el cabezal superior de la muestra. Durante el ajuste la presión de confinamiento se incrementó. Estos valores fueron quitados de las curvas superiores.</p>		
Tasso Nicolás - Tesis de grado: Comportamiento del pampeano en condiciones de saturación parcial - 2018®		

<b>ENSAYO CONSOLIDADO NO DRENADO</b>		Universidad de Buenos Aires - Facultad de Ingeniería Laboratorio de materiales y estructuras Área de mecánica de suelos				
Fecha : 22/11/2018		Muestra : 8				
Material ensayado:		USCS: CL	G <sub>s</sub> : 2.62	#200: 92%	LP: 18 LL: 35	
<b>CONDICIÓN INICIAL DE LA MUESTRA</b>						
$\gamma_d = 1.33 \text{ g/cm}^3$	$h_i = 79.3 \text{ mm} \pm 0.38 \%$					
$e_i = 0.96$	$\phi_i = 36.0 \text{ mm} \pm 0.37 \%$					
$w_i = 35.19 \%$	$V_i = 80.8 \text{ cm}^3$					
$Sr_i = 95.69 \%$	$P_i = 145.8 \text{ g}$					
<b>PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN</b>						
Preparación de suelo a una humedad de 2LL=70%. Reposo del suelo durante un día. Consolidación bajo una carga de 30kPa durante 5 días. Retiro de la muestra por medio de extrucción. Secado de un día previo a su montaje.						
<b>SATURACIÓN</b>						
Método de saturación: húmedo						
PC - BP	B <sub>sk</sub>					
[kPa] - [kPa]	[%]					
100 - 80						
170 - 150	85					
240 - 220	86					
310 - 290	92					
380 - 360	95					
470 - 450	95					
Parámetros finales etapa de saturación:		$\sigma'_3$ : 20 kPa	$P_{conf}$ : 470 kPa	BP: 450 kPa		
<b>CONSOLIDACIÓN</b>						
Consolidación realizada incrementando la presión de cámara						
$P_{con}$ 700 kPa	BP: 450 kPa					$\sigma'_3$ : 250 kPa
Parámetros finales luego de la etapa de la consolidación						
$t_{50} = 50 \text{ min}$	$\gamma_d = 1.48 \text{ g/cm}^3$					
$e_c = 0.77$	$w_c = 29.38 \%$					
$Sr = 100 \%$	$A_c = 9.24 \text{ cm}^2$					
$\Delta V = 4.98 \text{ cm}^3$	$V_c = 71.73 \text{ cm}^3$					
$e' = 0.011 \text{ mm/min}$						
<b>CORTE</b>						
Criterio de falla: Falla por deformación máxima de 15%						
Parámetros al momento de la falla:						
$\sigma'_{des} = 190 \text{ kPa}$	$\Delta u = 128 \text{ kPa}$					
$\sigma'_3 = 63 \text{ kPa}$	$\sigma'_1 = 253 \text{ kPa}$					
<b>NOTAS</b>						
Tasso Nicolás - Tesis de grado: Comportamiento del pampeano en condiciones de saturación parcial - 2018®						


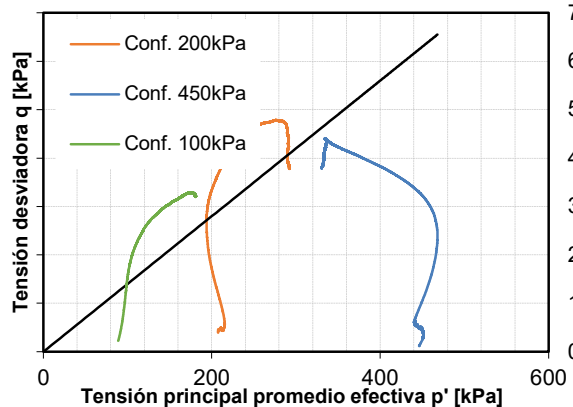
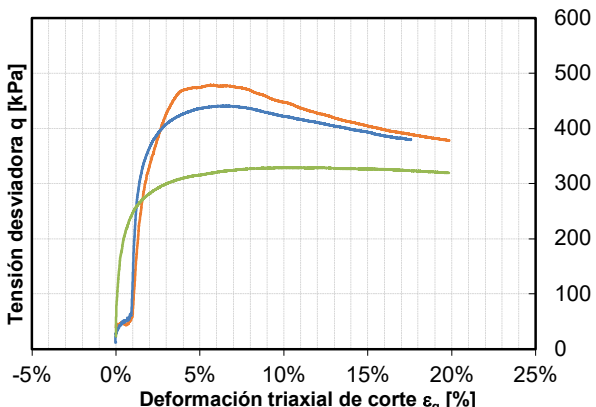
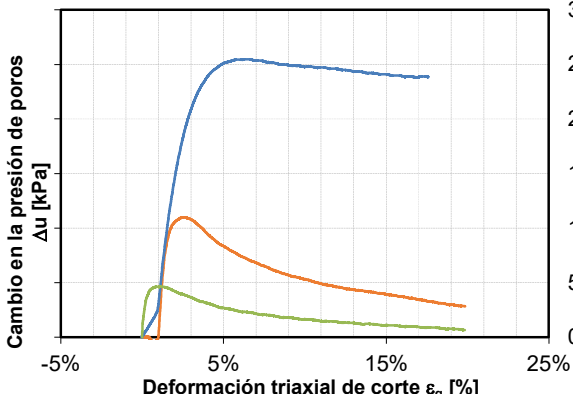
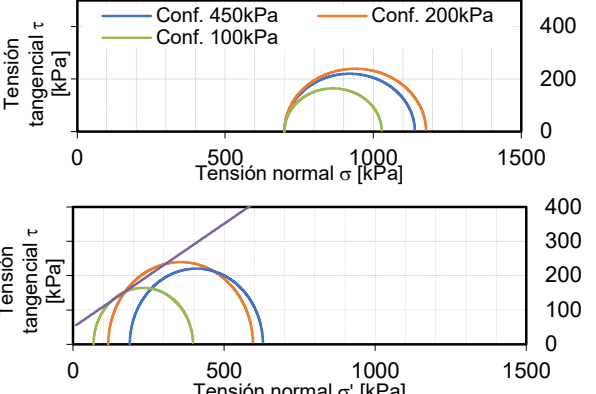
<b>ENSAYO CONSOLIDADO NO DRENADO</b>		Universidad de Buenos Aires - Facultad de Ingeniería Laboratorio de materiales y estructuras Área de mecánica de suelos			
Fecha :	22/11/2018	Muestra :	9		
Material ensayado:	USCS: CL	G <sub>s</sub> :	2.62	#200:	92%
		LP:	18	LL:	35
<b>CONDICIÓN INICIAL DE LA MUESTRA</b>					
$\gamma_d =$	1.47 g/cm <sup>3</sup>	$h_i =$	77.3 mm ± 0.73 %		
$e_i =$	0.78	$\phi_i =$	34.9 mm ± 0.29 %		
$w_i =$	28.62 %	$V_i =$	73.9 cm <sup>3</sup>		
$Sr_i =$	96.03 %	$P_i =$	139.8 g		
<b>PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN</b>					
Preparación de suelo a una humedad de 2LL=70%. Reposo del suelo durante un día. Consolidación bajo una carga de 30kPa durante 5 días. Retiro de la muestra por medio de extrucción. Secado de un día previo a su montaje.					
<b>SATURACIÓN</b>					
Método de saturación:	húmedo				
PC - BP	B <sub>sk</sub>				
[kPa] - [kPa]	[%]				
100 - 80	64				
170 - 150					
310 - 290	77				
450 - 430	92				
520 - 500	94				
620 - 600	96				
					
Parámetros finales etapa de saturación: $\sigma'_3$ : 100 kPa P <sub>conf</sub> : 700 kPa BP: 600 kPa					
<b>CONSOLIDACIÓN</b>					
Consolidación realizada incrementando la presión de cámara					
P <sub>conf</sub>	700 kPa	BP:	600 kPa	$\sigma'_3$ :	100 kPa
Parámetros finales luego de la etapa de la conslidación					
t <sub>50</sub>	30 min	$\gamma_d =$	1.4402 g/cm <sup>3</sup>		
e <sub>c</sub>	0.82	w <sub>c</sub>	31.268 %		
Sr	100 %	A <sub>c</sub>	9.73 cm <sup>2</sup>		
$\Delta V =$	3.73 cm <sup>3</sup>	V <sub>c</sub>	73.949 cm <sup>3</sup>		
e'	0.011 mm/min				
<b>CORTE</b>					
Criterio de falla: Falla por deformación máxima de 15%					
Parámetros al momento de la falla:					
$\sigma'_{des} =$	116 kPa	$\Delta u =$	49 kPa		
$\sigma'_3 =$	44 kPa	$\sigma'_1 =$	160 kPa		
<b>NOTAS</b>					
Tasso Nicolás - Tesis de grado: Comportamiento del pampeano en condiciones de saturación parcial - 2018®					



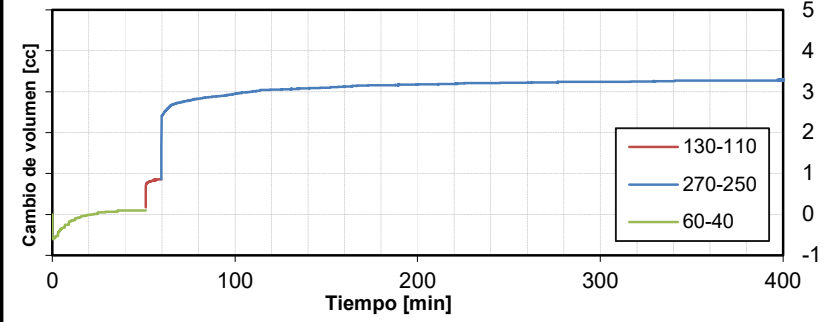
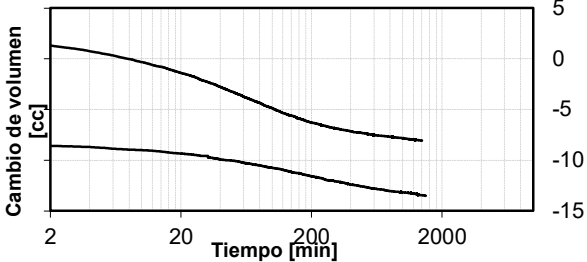
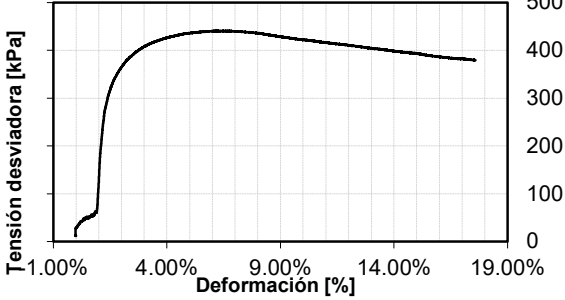
<b>ENSAYO CONSOLIDADO NO DRENADO</b>		Universidad de Buenos Aires - Facultad de Ingeniería Laboratorio de materiales y estructuras Área de mecánica de suelos				
Fecha : 22/11/2018		Muestra : 11				
Material ensayado:		USCS: CL	G <sub>s</sub> : 2.62	#200: 92%	LP: 18 LL: 35	
<b>CONDICIÓN INICIAL DE LA MUESTRA</b>						
$\gamma_d = 1.30 \text{ g/cm}^3$	$h_i = 82.7 \text{ mm} \pm 1.01 \%$					
$e_i = 1.02$	$\phi_i = 35.6 \text{ mm} \pm 0.28 \%$					
$w_i = 39.56 \%$	$V_i = 82.3 \text{ cm}^3$					
$Sr_i = 101.80 \%$	$P_i = 149.1 \text{ g}$					
<b>PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN</b>						
Preparación de suelo a una humedad de 2LL=70%. Reposo del suelo durante un día. Consolidación bajo una carga de 30kPa durante 5 días. Retiro de la muestra por medio de extrucción. Secado de un día previo a su montaje.						
<b>SATURACIÓN</b>						
Método de saturación: húmedo						
PC - BP	B <sub>sk</sub>					
[kPa] - [kPa]	[%]					
40 - 20						
60 - 40	87					
130 - 110	91					
200 - 180	96					
220 - 200	96					
Parámetros finales etapa de saturación:		$\sigma'_3$ : 20 kPa	$P_{conf}$ : 220 kPa	BP: 200 kPa		
<b>CONSOLIDACIÓN</b>						
Consolidación realizada incrementando la presión de cámara						
$P_{con}$ 700 kPa	BP: 200 kPa					$\sigma'_3$ : 500 kPa
Parámetros finales luego de la etapa de la consolidación						
$t_{50} = 30 \text{ min}$	$\gamma_d = 1.55 \text{ g/cm}^3$					
$e_c = 0.70$	$w_c = 26.5521 \%$					
$Sr = 100 \%$	$A_c = 8.74 \text{ cm}^2$					
$\Delta V = 15.52 \text{ cm}^3$	$V_c = 67.7618 \text{ cm}^3$					
$e' = 0.011 \text{ mm/min}$						
<b>CORTE</b>						
Criterio de falla: Falla por deformación máxima de 15%						
Parámetros al momento de la falla:						
$\sigma'_{des} = 329 \text{ kPa}$	$\Delta u = 340 \text{ kPa}$					
$\sigma'_3 = 60 \text{ kPa}$	$\sigma'_1 = 389 \text{ kPa}$					
<b>NOTAS</b>						
El grado de saturación en la etapa previa al montaje es mayor al 100%. Esto puede deberse a la toma de la humedad inicial de la muestra, que consiste en retirar un pequeño pedazo de suelo (de dimensiones pequeñas) y medir la humedad. Esta medición no es muy confiable.						
Tasso Nicolás - Tesis de grado: Comportamiento del pampeano en condiciones de saturación parcial - 2018®						



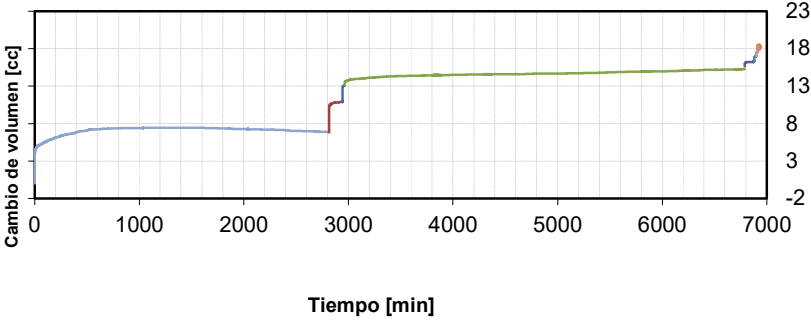
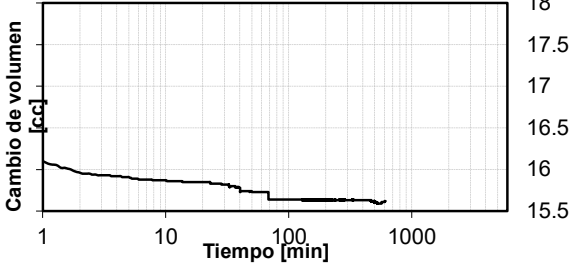
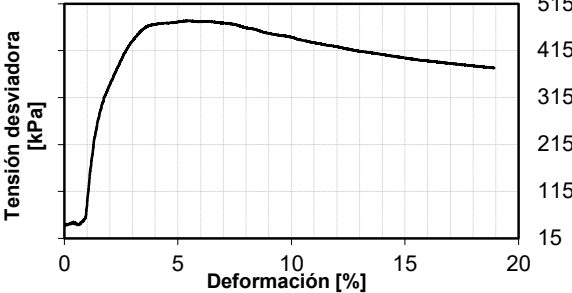




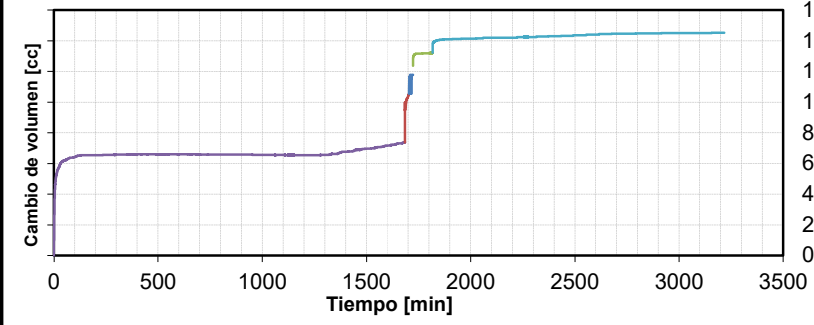
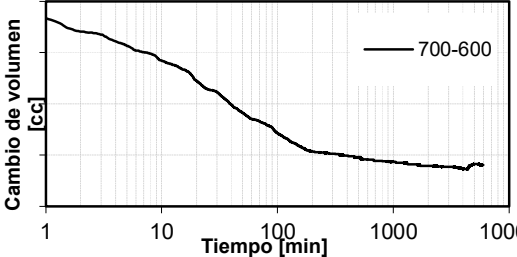
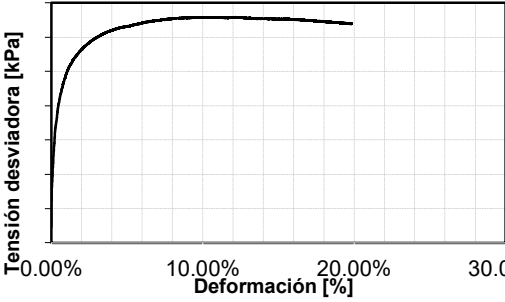
<b>ENSAYO CONSOLIDADO DRENADO</b>		Universidad de Buenos Aires - Facultad de Ingeniería Laboratorio de materiales y estructuras Área de mecánica de suelos																																	
Fecha : 22/1/2019		Muestra : 13																																	
Material ensayado: USCS: CL		G <sub>s</sub> : 2.62		#200: 92% LP: 18 LL: 35																															
<b>CONDICIÓN INICIAL DE LA MUESTRA</b>																																			
$\gamma_d = 1.35 \text{ g/cm}^3$		$h_i = 82.9 \text{ mm} \pm 0.52 \%$																																	
$e_i = 0.94$		$\phi_i = 35.967 \text{ mm} \pm 1.02 \%$																																	
$w_i = 35.97 \%$		$V_i = 84.2 \text{ cm}^3$																																	
$Sr_i = 100.60 \%$		$P_i = 154.9 \text{ g}$																																	
<b>PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN</b>																																			
Preparación de suelo a una humedad de 2LL=70%. Reposo del suelo durante un día. Consolidación bajo una carga de 30kPa durante 5 días. Retiro de la muestra por medio de extrucción. Secado de un día previo a su montaje.																																			
<b>SATURACIÓN</b>																																			
Método de saturación: húmedo																																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>PC</th> <th>BP</th> <th>B<sub>sk</sub></th> </tr> <tr> <th>[kPa]</th> <th>[kPa]</th> <th>[%]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>30</td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>70</td><td>50</td><td></td></tr> <tr><td>140</td><td>120</td><td></td></tr> <tr><td>210</td><td>190</td><td></td></tr> <tr><td>280</td><td>260</td><td></td></tr> <tr><td>350</td><td>330</td><td></td></tr> <tr><td>420</td><td>400</td><td>95</td></tr> <tr><td>470</td><td>450</td><td></td></tr> </tbody> </table>						PC	BP	B <sub>sk</sub>	[kPa]	[kPa]	[%]	30	10		70	50		140	120		210	190		280	260		350	330		420	400	95	470	450	
PC	BP					B <sub>sk</sub>																													
[kPa]	[kPa]					[%]																													
30	10																																		
70	50																																		
140	120																																		
210	190																																		
280	260																																		
350	330																																		
420	400	95																																	
470	450																																		
Parámetros finales etapa de saturación: $\sigma'_3$ : 20 kPa P <sub>conf</sub> : 470 kPa BP: 450 kPa																																			
<b>CONSOLIDACIÓN</b>																																			
Consolidación realizada incrementando la presión de cámara																																			
P <sub>con</sub> 700 kPa BP: 450 kPa $\sigma'_3$ : 250 kPa																																			
Parámetros finales luego de la etapa de la consolidación																																			
$t_{50} = 30 \text{ min}$ $\gamma_d = 1.60 \text{ g/cm}^3$																																			
$e_c = 0.64$ $w_c = 24.277 \%$																																			
$Sr = 100 \%$ $A_c = 8.78 \text{ cm}^2$																																			
$\Delta V = 5.54 \text{ cm}^3$ $V_c = 71.2496 \text{ cm}^3$																																			
$e' = 0.0057 \text{ mm/min}$																																			
<b>CORTE</b>																																			
Criterio de falla: Falla por deformación de 25%																																			
Parámetros al momento de la falla:																																			
$\sigma'_{des} = 517 \text{ kPa}$ $\Delta u = 0 \text{ kPa}$																																			
$\sigma_3 = 250 \text{ kPa}$ $\sigma'_1 = 768 \text{ kPa}$																																			
<b>NOTAS</b>																																			
Fue descontado el volumen del primer escalón de saturación debido a que salió agua, producto de la previa saturación del sistema.																																			
Tasso Nicolás - Tesis de grado: Comportamiento del pampeano en condiciones de saturación parcial - 2018®																																			

### D. Segundo informe triaxial - Muestras inalteradas

<b>ENSAYO CONSOLIDADO NO DRENADO</b>	Universidad de Buenos Aires - Facultad de Ingeniería Laboratorio de materiales y estructuras Área de mecánica de suelos	
<b>RESUMEN</b>		
<p>Este informe forma parte de la tesis de grado: Comportamiento no saturado de suelos de la Formación Pampeano realizada en el Laboratorio de mecánica de suelos de la facultad de ingeniería.</p> <p>Los siguientes ensayos consolidados no drenados, regidos bajo la norma ASTM-4767, permiten analizar el comportamiento mecánico del suelo Pampeano en estado inalterado, con el fin de determinar la influencia en el comportamiento mecánico de su estructura interna.</p>		
<b>DIAGRAMA p'-q</b>	<b>DIAGRAMA q-ε<sub>q</sub></b>	
		
<b>DIAGRAMA Δu-ε<sub>q</sub></b>	<b>CIRCULOS DE MOHR</b>	
		
<b>PARÁMETROS OBTENIDOS</b>		
Criterio de falla Mohr-Coulomb: $c' = 50 \text{ kPa}$ $\phi'_{crit} = 37^\circ$	Parámetros del modelo Cam Clay $M = 1.4$ Los parámetros indicados no son representativos debido a la baja cantidad de ensayos	
<b>NOTAS GENERALES</b>		
Tasso Nicolás - Tesis de grado: Comportamiento del pampeano en condiciones de saturación parcial - 2018®		

<b>ENSAYO CONSOLIDADO NO DRENADO</b>		Universidad de Buenos Aires - Facultad de Ingeniería Laboratorio de materiales y estructuras Área de mecánica de suelos			
Fecha : 18/2/2019		Muestra : I1			
Material ensayado:		USCS: CL	G <sub>s</sub> : 2.62	#200: 92%	LP: 26 LL: 44
<b>CONDICIÓN INICIAL DE LA MUESTRA</b>					
$\gamma_d = 1.37 \text{ g/cm}^3$	$h_i = 110.0 \text{ mm} \pm 1.82 \%$				
$e_i = 0.92$	$\phi_i = 49.5 \text{ mm} \pm 0.94 \%$				
$w_i = 32.31 \%$	$V_i = 211.3 \text{ cm}^3$				
$Sr_i = 92.23 \%$	$P_i = 381.9 \text{ g}$				
<b>PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN</b>					
Obtención de la muestra mediante la extrusión de un sacamuestras cilíndrico de diámetro 1.5" y relación altura/diámetro de 2 aplicando una deformación constante con una prensa mecánica.					
<b>SATURACIÓN <sup>1</sup></b>					
Método de saturación: húmedo					
PC - BP	B <sub>sk</sub>				
[kPa] - [kPa]	[%]				
60 - 40	88				
130 - 110	94				
270 - 250	99				
Parámetros finales etapa de saturación:		$\sigma'_3$ : 20 kPa	$P_{conf}$ : 270 kPa	BP: 250 kPa	
<b>CONSOLIDACIÓN</b>					
Consolidación realizada incrementando la presión de cámara					
$P_{con}$ 700 kPa	BP: 250 kPa $\sigma'_3$ : 450 kPa				
Parámetros finales luego de la etapa de la consolidación					
$t_{50} = 50 \text{ min}$	$\gamma_d = 1.60 \text{ g/cm}^3$				
$e_c = 0.64$	$w_c = 24.25 \%$				
$Sr = 100 \%$	$A_c = 16.93 \text{ cm}^2$				
$\Delta V = 14.64 \text{ cm}^3$	$V_c = 181.96 \text{ cm}^3$				
$e' = 0.006 \text{ mm/min}$					
<b>CORTE</b>					
Criterio de falla: Falla por deformación máxima de 15%					
Parámetros al momento de la falla:					
$\sigma'_{des} = 441 \text{ kPa}$	$\Delta u = 255 \text{ kPa}$				
$\sigma'_3 = 188 \text{ kPa}$	$\sigma'_1 = 628 \text{ kPa}$				
<b>NOTAS</b>					
<sup>1</sup> Durante la etapa final de saturación la membrana se pinchó y se tuvo que desarmar y rearmar el ensayo. Los datos mostrados en la etapa de saturación son los obtenidos luego de este problema.					
Tasso Nicolás - Tesis de grado: Comportamiento del pampeano en condiciones de saturación parcial - 2018 <sup>®</sup>					

<b>ENSAYO CONSOLIDADO NO DRENADO</b>		Universidad de Buenos Aires - Facultad de Ingeniería Laboratorio de materiales y estructuras Área de mecánica de suelos			
Fecha : 22/11/2018		Muestra : I2			
Material ensayado: USCS: CL		G <sub>s</sub> : 2.62		#200: 92%	
		LP: 26		LL: 44	
<b>CONDICIÓN INICIAL DE LA MUESTRA</b>					
$\gamma_d = 1.51 \text{ g/cm}^3$		$h_i = 98.0 \text{ mm} \pm 0.83 \%$			
$e_i = 0.74$		$\phi_i = 49.983 \text{ mm} \pm 0.37 \%$			
$w_i = 27.71 \%$		$V_i = 192.2 \text{ cm}^3$			
$Sr_i = 98.03 \%$		$P_i = 369.4 \text{ g}$			
<b>PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN</b>					
Obtención de la muestra mediante la extrusión de un sacamuestras cilíndrico de diámetro 1.5" y relación altura/diámetro de 2 aplicando una deformación constante con una prensa mecánica.					
<b>SATURACIÓN</b>					
Método de saturación: húmedo					
PC - BP B <sub>sk</sub>					
[kPa] - [kPa] [%]					
190 - 170					
220 - 200					
290 - 270					
360 - 340					
430 - 410					
520 - 500					
Parámetros finales etapa de saturación:		$\sigma'_3$ : 200 kPa		$P_{conf}$ : 700 kPa	
		BP: 500 kPa			
<b>CONSOLIDACIÓN</b>					
Consolidación realizada incrementando la presión de cámara					
$P_{con}$ 700 kPa BP: 500 kPa $\sigma'_3$ : 200 kPa					
Parámetros finales luego de la etapa de la conslidación					
$t_{50} = 30 \text{ min}$ $\gamma_d = 1.5393 \text{ g/cm}^3$					
$e_c = 0.70$ $w_c = 26.7963 \%$					
$Sr = 100 \%$ $A_c = 19.63 \text{ cm}^2$					
$\Delta V = 15.62 \text{ cm}^3$ $V_c = 187.162 \text{ cm}^3$					
$e' = 0.011 \text{ mm/min}$					
<b>CORTE</b>					
Criterio de falla: Falla por deformación máxima de 15%					
Parámetros al momento de la falla:					
$\sigma'_{des} = 479 \text{ kPa}$ $\Delta u = 78 \text{ kPa}$					
$\sigma'_3 = 117 \text{ kPa}$ $\sigma'_1 = 595 \text{ kPa}$					
<b>NOTAS</b>					
Tasso Nicolás - Tesis de grado: Comportamiento del pampeano en condiciones de saturación parcial - 2018®					

<b>ENSAYO CONSOLIDADO NO DRENADO</b>		Universidad de Buenos Aires - Facultad de Ingeniería Laboratorio de materiales y estructuras Área de mecánica de suelos				
Fecha : 22/11/2018		Muestra : I3				
Material ensayado:		USCS: CL	G <sub>s</sub> : 2.62	#200: 92%	LP: 26 LL: 44	
<b>CONDICIÓN INICIAL DE LA MUESTRA</b>						
$\gamma_d = 1.47 \text{ g/cm}^3$	$h_i = 100.7 \text{ mm} \pm 0.66 \%$					
$e_i = 0.78$	$\phi_i = 50.1 \text{ mm} \pm 0.20 \%$					
$w_i = 28.05 \%$	$V_i = 198.3 \text{ cm}^3$					
$Sr_i = 93.85 \%$	$P_i = 373.2 \text{ g}$					
<b>PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN</b>						
Obtención de la muestra mediante la extrusión de un sacamuestras cilíndrico de diámetro 1.5" y relación altura/diámetro de 2 aplicando una deformación constante con una prensa mecánica.						
<b>SATURACIÓN</b>						
Método de saturación: húmedo						
PC - BP	B <sub>sk</sub>					
[kPa] - [kPa]	[%]					
50 - 30						
200 - 180						
340 - 320						
480 - 460						
620 - 600						
Parámetros finales etapa de saturación:		$\sigma'_3$ : 20 kPa	$P_{conf}$ : 620 kPa	BP: 600 kPa		
<b>CONSOLIDACIÓN</b>						
Consolidación realizada incrementando la presión de cámara						
$P_{con}$ 700 kPa	BP: 600 kPa					$\sigma'_3$ : 100 kPa
Parámetros finales luego de la etapa de la conslidación						
$t_{50} = 30 \text{ min}$	$\gamma_d = 1.50 \text{ g/cm}^3$					
$e_c = 0.75$	$w_c = 28.4817 \%$					
$Sr = 100 \%$	$A_c = 11.94 \text{ cm}^2$					
$\Delta V = 17.08 \text{ cm}^3$	$V_c = 116.77 \text{ cm}^3$					
$e' = 0.011 \text{ mm/min}$						
<b>CORTE</b>						
Criterio de falla: Falla por deformación máxima de 15%						
Parámetros al momento de la falla:						
$\sigma'_{des} = 329 \text{ kPa}$	$\Delta u = 14 \text{ kPa}$					
$\sigma_3 = 68 \text{ kPa}$	$\sigma'_1 = 397 \text{ kPa}$					
<b>NOTAS</b>						
El grado de saturación en la etapa previa al montaje es mayor al 100%. Esto puede deberse a la toma de la humedad inicial de la muestra, que consiste en retirar un pequeño pedazo de suelo (de dimensiones pequeñas) y medir la humedad. Esta medición no es muy confiable.						
Tasso Nicolás - Tesis de grado: Comportamiento del pampeano en condiciones de saturación parcial - 2018®						

## E. Código I: Captura de fotos para el ensayo edométrico

### Fotos Edometro

January 6, 2020

```
[ ]: import numpy as np
import cv2
import time
from time import localtime, strftime

# tiempo inicial en segundos entre fotos
delay = 6

# carpeta destino
folder = 'C:/Users/LMS/Desktop/Tesis_nicolas/Edometro/edometro1/10 libras/'
folderdropbox= "C:/Users/LMS/Dropbox/Tasso_Nicolas/!04 Ensayos/Edometro/Fotos_
↳Edómetros Molde 1/5 libras bis/"

#Contador: valor inicial
count = 0

#Le digo que seleccione la camara cada vez que va a tomar la foto (tal vez_
↳se arregle asi)
cap = cv2.VideoCapture(1)

# dimensiones imagen 800x600
cap.set(4, 800.0)
cap.set(3, 600.0)

while count<100:

    _, frame = cap.read()
    frame = cv2.flip(frame,-1)
    cv2.putText(frame, strftime("%Y-%m-%d %H:%M:%S",_
↳localtime()),(50,50),1,2,(255,255,255,255))
    frame_num = "%08d" % (count,)

#Guarda la imagen capturada en JPEG
cv2.imwrite( frame_num + '.jpg', frame)

#Sube el contador y deja pasar el tiempo
count = count + 1
```

```
time.sleep(delay)

#Aumento de intervalo de tiempo
if count==1:
    delay=9

if count==2:
    delay=15

if count==5:
    delay=60

if count==20:
    delay=60*15

if count==23:
    delay=60*60

if count==50:
    delay=60*60*4
```

[ ]:

## F. Código II: Captura de fotos para el ensayo de contracción

### Captura de imagen cada 30 minutos

February 5, 2018

```
In [ ]: import numpy as np
import cv2
import time
from time import localtime, strftime

delay = 30*60 # tiempo inicial en segundos entre fotos
count = 0 #Contador
time_str = strftime("%Y-%m-%d %H:%M:%S", localtime()) #Define el tiempo actual
cap = cv2.VideoCapture(3) #Selección de cámara

while count<300:

    ret,frame = cap.read() #Lee la imagen
    (h, w) = frame.shape[:2] #Lee las medidas de la imagen
    center = (w / 2, h / 2) #Define el centro de la imagen
    M = cv2.getRotationMatrix2D(center, 270, 1.0) #Rota en torno al centro
    frame = cv2.warpAffine(frame, M, (w, h))
    cv2.putText(frame,time_str,(50,50),1,2,(255,255,255,255)) #Agrega el tiempo
    time_str = strftime("%Y-%m-%d %H:%M:%S", localtime()) #Define el tiempo para la
    frame_num = "%08d" % (count,) #Define el nombre
    cv2.imwrite( frame_num + '.jpg', frame) #Guarda la imagen capturada en JPEG
    count = count + 1 #Sube el contador y deja pasar el tiempo
    time.sleep(delay)
```



## G. Código III: Parametrización de curva de retención por varios autores

### Curvas de retencion

March 18, 2018

#### 1 FIUBA - LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

##### 1.0.1 PARAMETRIZACIÓN DE LA CURVA DE RETENCIÓN (SWCC)

El código presenta tres secciones: - Ajuste de la SWCC por medio de distintos modelos, en donde la ordenada corresponde al contenido de agua y la abscisa a la succión. - Aproximación de la SWCC utilizando parámetros característicos del suelo - Ajuste de la SWCC, en donde la ordenada corresponde al grado de saturación.

##### 1.0.2 MÓDULOS UTILIZADOS

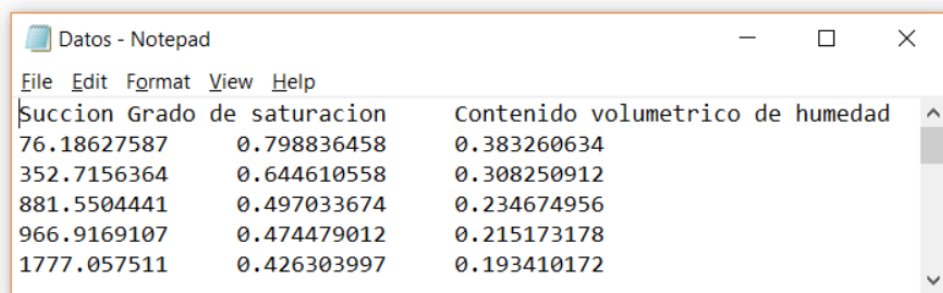
Los módulos utilizados en el código son los siguientes.

```
In [1]: import math as m
import numpy as np
import pylab as pl
from scipy.optimize import minimize
import sys
from scipy.optimize import curve_fit
```

##### 1.0.3 DATOS DEL SUELO

**RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE PAPEL DE FILTRO** Se deberá disponer de un archivo .txt con el nombre "Datos.txt" en la carpeta en donde está este archivo. La siguiente imagen ejemplifica cómo deben ubicarse los resultados en el bloc de notas.

```
In [2]: data = np.loadtxt("Datos.txt", skiprows = 1, unpack=True) #Toma los datos
```



Succion	Grado de saturacion	Contenido volumetrico de humedad
76.18627587	0.798836458	0.383260634
352.7156364	0.644610558	0.308250912
881.5504441	0.497033674	0.234674956
966.9169107	0.474479012	0.215173178
1777.057511	0.426303997	0.193410172

```
n=len(data[0])
x=np.arange(1,1000000,1)
xdata=np.array(data[0,0:])
ydata1=np.array(data[1,0:])
ydata2=np.array(data[2,0:])
```

## PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL SUELO

Se requieren los siguientes datos para aproximar la SWCC en función de los parámetros característicos del suelo.

```
In [3]: LL=35 #Límite líquido
        LP=18 #Límite plástico
        SC=0 #Contenido de arenas en porcentaje (menor a 2mm)
        FC=92 #Contenido de finos en porcentaje(menor a 0.075mm)
        CF=23 #Contenido de arcillas (menor a 0.002mm)
        K=0.00001 #Conductividad hidráulica saturada
        e=0.91 #Relación de vacíos inicial
```

## 1.1 1 MODELOS SEGUN CONTENIDO DE AGUA

### 1.1.1 Van Genuchten (1980)

```
In [4]: def func(x,a,n,r,s):
        return ((1/((1+(x*a)**n)))**((1-1/n)))*(s-r)+r #Función de Van Genuchten

(a,n,r,s),_=curve_fit(func,xdata,ydata2,p0=[0.005,2,0.1,0.5]) #Ajuste por
cuadrados mínimos
parametros1 = np.round([a,n,r,s],decimals=3)
fig=pl.figure() #Gráfico
yvangenuchten=((1/((1+(x*a)**n)))**((1-1/n)))*(s-r)+r #Valores Y de la función
pl.title('Van Genuchten') #Titulo gráfico
pl.xlabel('Succión [kPa]') #Titulo eje de absica
pl.ylabel('Contenido de agua') #Titulo eje de ordenada
pl.xscale('log') #Escala x logarístmica-
pl.scatter(data[0],data[2],color="red") #Dibuja los puntos
pl.plot(x,yvangenuchten)# Dibuja el gráfico
pl.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico1.png")
```

File "<ipython-input-4-ae10339c7588>", line 5  
cuadrados mínimos

SyntaxError: invalid syntax

### 1.1.2 Fredlund y Xing (1994)

```
In [ ]: def func(x,a,b,c,titas,hr):
        return (1-np.log(1+x/hr)/np.log(1+(10**6)/hr))*
               (titas/(np.log(np.exp(1)+(x/a)**b))**c) #Función de Fredlund y Xing

(a,b,c,titas,hr),_=curve_fit(func,xdata,ydata2,p0=[30,10,1,1,3])
#Ajuste por cuadrados mínimos

fig=plt.figure() #Gráfico
yfredlundX=(1-np.log(1+x/hr)/np.log(1+(10**6)/hr))*
            (titas/(np.log(np.exp(1)+(x/a)**b))**c) #Valores Y de la función
plt.title('Fredlund y Xing') #Titulo gráfico
plt.xlabel('Succión [kPa]') #Título eje de absica
plt.ylabel('Contenido de agua') #Título eje de ordenada
plt.xscale('log') #Escala x logarístmica
plt.scatter(data[0],data[2],color="red") #Dibuja los puntos
plt.plot(x,yfredlundX)# Dibuja el gráfico
plt.subplot(1, 1, 1)
```

### 1.1.3 McKee and Bumb (1987)

```
In [ ]: def func(x,a,b,r,s):
        return r+(s-r)*1/(1+np.exp(1)**((x-a)/b)) #Función de Mckee and Bumb (1987)

(a,b,r,s),_=curve_fit(func,xdata,ydata2,p0=[10,-5,0.1,0.5])
#Ajuste por cuadrados mínimos

fig=plt.figure()#Gráfico
ymckeeb=r+(s-r)/(1+np.exp(1)**((x-a)/b)) #Valores Y de la función
plt.title('McKee y Bumb') #Titulo gráfico
plt.xlabel('Succión [kPa]') #Título eje de absica
plt.ylabel('Contenido de agua') #Título eje de ordenada
plt.xscale('log') #Escala x logarístmica
plt.scatter(data[0],data[2],color="red") #Dibuja los puntos
plt.plot(x,ymckeeb)# Dibuja el gráfico
plt.subplot(1, 1, 1)

fig.savefig("Grafico3.png")
```

### 1.1.4 Gardner (1958)

```
In [ ]: def func(x,a,b,r,s):
        return r+(s-r)/(1+(x/a)**b) #Función de Gardner (1958)
```

```
(a,b,r,s),_=curve_fit(func,xdata,ydata2,p0=[10,-5,0,0.5])
#Ajuste por cuadrados mínimos

fig=plt.figure()#Gráfico
ygardner=r+(s-r)/(1+(x/a)**b) #Valores Y de la función
plt.title('Gardner') #Titulo gráfico
plt.xlabel('Succión [kPa]') #Título eje de absica
plt.ylabel('Contenido de agua') #Título eje de ordenada
plt.xscale('log') #Escala x logarístmica
plt.scatter(data[0],data[2],color="red") #Dibuja los puntos
plt.plot(x,ygardner)# Dibuja el gráfico
plt.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico4.png")
```

### 1.1.5 Modelo de Brooks y Corey

```
In [ ]: def func(x,B,D,n,r,s):
        return np.where(1<(B-D*(x)**n),s,(B-D*(x)**n)*(s-r)+r)

(B,D,n,r,s),_=curve_fit(func,xdata,ydata2,p0=[0.01,0.31,-1,0.1,0.5])

fig=plt.figure()
ybrooks=np.where(1<(B-D*(x)**n),s,(B-D*(x)**n)*(s-r)+r)

plt.title('Brooks y Corey')
plt.xlabel('Succión [kPa]')
plt.ylabel('Grado de saturación')
plt.xscale('log')
plt.scatter(data[0],data[2],color="red") #Dibuja los puntos
plt.plot(x,ybrooks)# Dibuja el gráfico
plt.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico5.png")
```

## 1.2 RESUMEN DE GRAFICOS

```
In [ ]: fig=plt.figure(figsize=(20,13))

plt.xlabel('Succión [kPa]',size=25)
plt.ylabel('Humedad volumétrica',fontsize=25)
plt.rc('font',family='arial',size=20)
plt.xscale('log')
plt.scatter(data[0],data[2],color="black") #Dibuja los puntos
plt.plot(x,yvangenuchten,color="black")# Dibuja el gráfico
plt.plot(x,yfredlundX,color="black")# Dibuja el gráfico
```

```

pl.plot(x,ymckeeb,color="black")# Dibuja el gráfico
pl.plot(x,ygardner,color="black")# Dibuja el gráfico
pl.plot(x,ybrooks,color="black")# Dibuja el gráfico
pl.grid(True,which="both",ls="-")
pl.ylim(0.1,0.5)
fig.savefig("Graficostitamodelos.png")

```

## 1.3 AJUSTES

### 1.3.1 Saxton (1986)

```

In [ ]: fig=plt.figure()
A=100*m.exp(-0.4396-0.0715*CF-4.880*0.0001*(SC)**2-4.285*0.00001*(SC)**2*CF)
B=-3.140-0.00222*CF**2-3.484*0.00001*SC**2*CF

titas=0.5
fie=100*(-0.108+0.34*(0.332-0.0007251*SC+0.1276*np.log10(CF)))
ysaxton=np.where((np.exp(np.log1p(x/A)/B)) > titas, titas, np.exp(np.log1p(x/A)/B))

plt.title('Saxton 1986')
plt.xlabel('Succión [kPa]')
plt.ylabel('Contenido de agua')
plt.xscale('log')
plt.scatter(data[0],data[2],color="red") #Dibuja los puntos
plt.plot(x,ysaxton)# Dibuja el gráfico
plt.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico6.png")

```

### 1.3.2 Zapata (2000)

```

In [ ]: fig=plt.figure()
wPi=FC*(LL-LP)*0.01
a=0.00364*wPi**3.35+4*wPi+11
c=0.0514*wPi**0.465+0.5
b=c*(-2.313*wPi**0.14)+5
hr=a*(32.44*np.exp(0.0186*wPi))
yzapata=(1-(np.log(1+x/hr))/(np.log(1+10**6/hr)))*((e/(1+e))/
((np.log(m.exp(1)+(x/a)**b))**c))

plt.title('Zapata 2000')
plt.xlabel('Succión [kPa]')
plt.ylabel('Contenido de agua')
plt.xscale('log')
plt.scatter(data[0],data[2],color="red") #Dibuja los puntos
plt.plot(x,yzapata)# Dibuja el gráfico
plt.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico7.png")

```

### 1.3.3 Aubertin (2003)

```
In [ ]: fig=plt.figure()
Fif=0.86*((405/e)*1.2)*(LL**1.74)
hco=405*(LL**1.45)/e
n=e/(1+e)
Xcm=x*100/9.81
Cfi=1-((np.log(1+(Xcm/Fif)))/(np.log(1+(10193680/Fif))))
Sa=Cfi*0.0007*(hco**0.67777)/(e**0.3333)/(Xcm**0.1666)
Sc=1-(((hco/Xcm)**2)+1)**0.00003*np.exp(-0.00003*((hco/Xcm)**2))
Sa=np.where(Sa > 1, 1, Sa)
yaubertin=(n*(Sc+Sa*(1-Sc)))

plt.title('Aubertin 2003')
plt.xlabel('Succión [kPa]')
plt.ylabel('Contenido de agua')
plt.xscale('log')
plt.scatter(data[0],data[2],color="red") #Dibuja los puntos
plt.plot(x,yaubertin)# Dibuja el gráfico
plt.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico8.png")
```

### 1.3.4 Perera (2005)

```
In [ ]: fig=plt.figure()
Wpi=FC*(LL-LP)*0.01
af=32.835*np.log(Wpi)+32.438
bf=1.421*Wpi**(-0.3185)
cf=-0.2154*np.log(Wpi)+0.7145
n=e/(1+e)
Ch=1-((np.log(1+(x/500)))/np.log(1+(1000000/500)))
yperera=Ch*(n/((np.log(np.exp(1)+(x/af)**bf))*cf))

plt.title('Perera 2005')
plt.xlabel('Succión [kPa]')
plt.ylabel('Contenido de agua')
plt.xscale('log')
plt.scatter(data[0],data[2],color="red") #Dibuja los puntos
plt.plot(x,yperera)# Dibuja el gráfico
plt.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico9.png")
```

### 1.3.5 Ghanbarian (2010)

```
In [ ]: fig=plt.figure()
a0=CF*0.0822
D=2.35+((1-np.exp(a0))/(-0.497*(1+np.exp(a0))+1.238*(1-np.exp(a0))))
```

```

m=(3-D)/(4-D)
n=1/(1-m)
titas=e/(1+e)
a=np.where(K >= 0.005,1.4780836,np.where(K>=0.001,1.014,
      np.where(K>=0.0001,0.391,np.where(K>=0.00001,0.163,0.005))))
titar=np.where(K >= 0.005,0.045,np.where(K>=0.001,0.061,
      np.where(K>=0.0001,0.082,np.where(K>=0.00001,0.077,0.070))))
yghanbarian=titar+((titas-titar)/((1+(x*a)**n)**m))

pl.title('Ghanbarian 2010')
pl.xlabel('Succión [kPa]')
pl.ylabel('Contenido de agua')
pl.xscale('log')
pl.scatter(data[0],data[2],color="red") #Dibuja los puntos
pl.plot(x,yghanbarian)# Dibuja el gráfico
pl.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico10.png")

```

## 1.4 RESUMEN DE GRÁFICOS

```

In [ ]: fig=plt.figure(figsize=(20,13))
      pl.xlabel('Succión [kPa]')
      pl.ylabel('Humedad volumétrica',size=25)
      pl.rc('font',family='arial',size=20)
      pl.xscale('log')
      pl.scatter(data[0],data[2],color="black") #Dibuja los puntos
      pl.plot(x,ysaxton,color="black")# Dibuja el gráfico
      pl.plot(x,yzapata,color="black")
      pl.plot(x,yaubertin,color="black")
      pl.plot(x,yperera,color="black")
      pl.plot(x,yghanbarian,color="black")
      pl.grid(True,which="both",ls="-")

      fig.savefig("Graficostitaajuste.png")

```

## 3. MODELOS SEGUN GRADO DE SATURACIÓN

### 1.5 Van Genuchten

```

In [ ]: def func(x,a,n):
      return ((1/((1+(x*a)**n)))** (1-1/n))

      (a,n),_=curve_fit(func,xdata,ydata1)
      parametros8=[format(a, '.2f'),format(n, '.2f')]

      fig=plt.figure()
      yvanguenuchten=((1/((1+(x*a)**n)))** (1-1/n))

```

```

pl.title('Van Genuchten')
pl.xlabel('Succión [kPa]')
pl.ylabel('Grado de saturación')
pl.xscale('log')
pl.scatter(data[0],data[1],color="red") #Dibuja los puntos
pl.plot(x,yvanguenuchten)# Dibuja el gráfico
pl.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico8.png")

```

## 1.6 Brooks y Corey

```

In [ ]: def func(x,B,D,n):
        return np.where(1<B-D*x**n,1,B-D*x**n)

(B,D,n),_=curve_fit(func,xdata,ydata1,p0=(-1,-10,-1))
parametros9=[format(B,'.2f'),format(D,'.2f'),format(n,'.2f')]

fig=plt.figure()
ybrooks=np.where(1<B-D*x**n,1,B-D*x**n)

pl.title('Brooks y Corey')
pl.xlabel('Succión [kPa]')
pl.ylabel('Grado de saturación')
pl.xscale('log')
pl.scatter(data[0],data[1],color="red") #Dibuja los puntos
pl.plot(x,ybrooks)# Dibuja el gráfico
pl.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico9.png")

```

## 1.7 Brutsaert

```

In [ ]: xdata=np.array(data[0,0:])
        ydata=np.array(data[1,0:])

def func(x,a,n):
    return 1/(1+(x/a)**n)

(a,n),_=curve_fit(func,xdata,ydata,p0=(1,0.2))
parametros10=[format(a,'.2f'),format(n,'.2f')]

fig=plt.figure()
ybrutsaert=1/(1+(x/a)**n)

pl.title('Brutsaert')
pl.xlabel('Succión [kPa]')
pl.ylabel('Grado de saturación')
pl.xscale('log')

```



```

pl.scatter(data[0],data[1],color="red") #Dibuja los puntos
pl.plot(x,ybrutsaert)# Dibuja el gráfico
pl.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico10.png")

```

## 1.8 McKee y Bumb

```

In [ ]: xdata=np.array(data[0,0:])
        ydata=np.array(data[1,0:])

def func(x,B):
    return np.exp(-x/B)

(B,_) =curve_fit(func,xdata,ydata1)

fig=plt.figure()
ymckee=np.exp(-x/B)

plt.title('Distribución mckee')
plt.xlabel('Succión [kPa]')
plt.ylabel('Grado de saturación')
plt.xscale('log')
plt.scatter(data[0],data[1],color="red") #Dibuja los puntos
plt.plot(x,ymckee)# Dibuja el gráfico
plt.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico11.png")

```

## 1.9 Fredlund y Xing

```

In [ ]: def func(x,a,n,m):
        return 1/((np.log(np.exp(1)+(x/a)**n))**m)

(a,n,m) =curve_fit(func,xdata,ydata1)
parametros12=[format(a, '.2f'),format(n, '.2f'),format(m, '.2f')]

fig=plt.figure()
yfredlund= 1/((np.log(np.exp(1)+(x/a)**n))**m)

plt.title('Distribución Fredlung y Xing')
plt.xlabel('Succión [kPa]')
plt.ylabel('Grado de saturación')
plt.xscale('log')
plt.scatter(data[0],data[1],color="red") #Dibuja los puntos
plt.plot(x,yfredlund)# Dibuja el gráfico
plt.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico12.png")

```

## 1.10 Kosugi

```
In [ ]: import scipy

def func(x,a,b,s):
    return (1/2)*scipy.special.erfc(((np.log((a-x)/(a-b))-s**2)/
    (np.sqrt(2)*np.pi*s)))

(a,b,s),_=curve_fit(func,xdata,ydata1,p0=[-3,10,5])
parametros13=[format(a,'.2f'),format(b,'.2f'),format(s,'.2f')]

fig=plt.figure()
yKosugi=(1/2)*scipy.special.erfc(((np.log((a-x)/(a-b))-s**2)/(np.sqrt(2)*np.pi*s)))

plt.title('Distribución Kosugi')
plt.xlabel('Succión [kPa]')
plt.ylabel('Grado de saturación')
plt.xscale('log')
plt.scatter(data[0],data[1],color="red") #Dibuja los puntos
plt.plot(x,yKosugi) # Dibuja el gráfico
plt.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico13.png")
```

## 1.11 Distribución normal

```
In [ ]: def func(x,u,s):
    return (1/2)*scipy.special.erfc((x-u)/s)

(u,s),_=curve_fit(func,xdata,ydata1,p0=[200,20000])
parametros14=[format(u,'.2f'),format(s,'.2f')]

fig=plt.figure()
ynormal=(1/2)*scipy.special.erfc((x-u)/s)

plt.title('Distribución Normal')
plt.xlabel('Succión [kPa]')
plt.ylabel('Grado de saturación')
plt.xscale('log')
plt.scatter(data[0],data[2],color="red") #Dibuja los puntos
plt.plot(x,ynormal) # Dibuja el gráfico
plt.subplot(1, 1, 1)
fig.savefig("Grafico14.png")
```

## 2 RESUMEN DE GRÁFICOS

```
In [ ]: fig=plt.figure(figsize=(20,15))

sub8=plt.subplot(338)
```

```
sub8.set_title('Todos')
sub8.set_xlabel('Succión [kPa]')
sub8.set_ylabel('Grado de saturación')
sub8.set_xscale('log')
sub8.scatter(data[0],data[1],color="red") #Dibuja los puntos
sub8.plot(x,ybrutsaert,color="blue")# Dibuja el gráfico
sub8.plot(x,ynormal,color="yellow")
sub8.plot(x,ymckee,color="green")
sub8.plot(x,yKosugi,color="black")
sub8.plot(x,yvanguenuchten,color="orange")
sub8.plot(x,ybrooks,color="purple")
sub8.plot(x,yfredlund,color="brown")
fig.savefig("GraficosSaturacion.png")
```

# Informe de avance I : Equipo triaxial

**Autor:** Nicolás Tasso  
**Asunto:** Equipo triaxial

**Fecha:** 24/02/2019

## 1. OBJETIVO

Este informe tiene como objetivo detallar el equipo triaxial en dos secciones importantes. La primera que describe todos sus elementos componentes y las tareas y recomendaciones que conforman el mantenimiento del mismo. La segunda explica el procedimiento de las distintas etapas de un ensayo triaxial: montaje de la muestra, saturación, consolidación y corte. Previa a la utilización del equipo triaxial se recomienda leer el manual de instrucciones de cada elemento.

## 2. ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DEL EQUIPO TRIAXIAL

Cada elemento del equipo triaxial tiene una función o funciones específicas. Es importante realizar el mantenimiento y la calibración rutinariamente para asegurar su buen funcionamiento a lo largo de su vida útil.

### 2.1. Compresor

Un compresor consiste en un tanque de aire sometido a presión, el cual es suministrado por un cabezal y un motor. La figura 2.1 esquematiza el compresor de eje horizontal del laboratorio de mecánica de suelos. Además debe poseer un manómetro, un interruptor para parar el funcionamiento del cabezal a una determinada presión y una válvula de seguridad que se accione automáticamente en caso de sobrepresiones no deseadas.

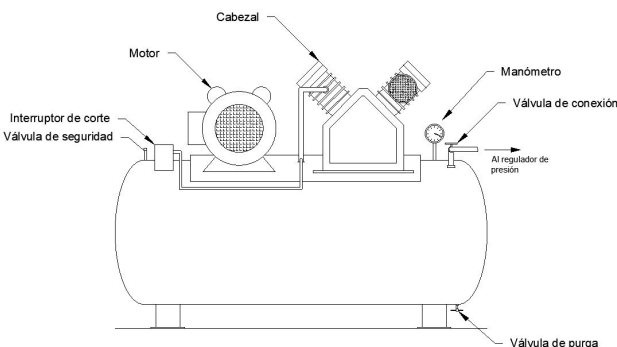


Figura 2.1: Esquema del compresor

La tabla 2.1 muestra las características del compresor. Las mismas figuran sobre el mismo.

Tabla 2.1: Características del compresor

Característica	Valor
Presión de trabajo	15 bares o 1500kPa
Presión de diseño	16 bares o 1600kPa
Presión de prueba	23 bares o 2300kPa

El compresor comienza a arrancar, generalmente, a una presión 2 bares por debajo de la presión de tanque deseada. Es decir, si la presión del tanque objetivo es de 10 bares, el cabezal comenzaría a trabajar cuando la presión baja a 8 bares. Para el funcionamiento correcto del triaxial, se recomienda que esté en 12 bares o 1200kPa.

La presión del tanque se ajusta con el interruptor mecánico ubicado en la caja negra cerca del motor. Si se va a manipular, se debe desenchufar el compresor ya que existe riesgo de electrocución. En la figura 2.2 se muestra el interruptor del compresor.



Figura 2.2: Interruptor mecánico

Para modificar la presión del tanque, se debe abrir el interruptor quitando el tornillo superior y mediante el uso de una llave fija se gira la tuerca interna.

### 2.1.1. Mantenimiento

El mantenimiento del compresor consiste en la realización periódica de las siguientes tareas.

- **Recambio de aceite.** Se debe realizar un recambio de aceite cuando hayan transcurrido 6 meses o cuando se note oscuro. Para quitar el aceite usado se debe abrir la válvula C mostrada en la figura 2.3. Una vez eliminado el aceite, se abre la válvula A y B y se llena por la válvula A hasta que rebalse por la válvula B.

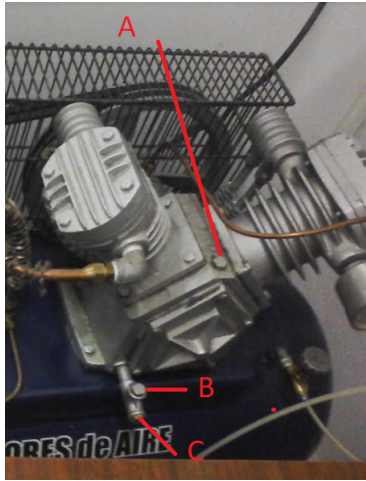


Figura 2.3: Válvulas intervinientes en el recambio de aceite

El aceite es SAE40 especial para compresores. Verificar el nivel de aceite mensualmente.

- **Verificar válvula de seguridad semanalmente.** Se debe accionar la válvula de seguridad tirando de ella. Si bien es indistinto a qué presión del tanque se debe realizar, se recomienda hacerlo a una presión baja ya que genera mucho ruido.
- **Eliminación del agua condensada en el tanque semanalmente.** Para eliminar el agua condensada se debe abrir la válvula de purga esquematizada en la figura 2.1. Este proceso se debe realizar con una presión del tanque baja para ayudar al movimiento del agua. Se recomienda 5 bares. Si se realiza a presiones altas podría ser difícil cerrar la válvula de purga una vez eliminada el agua.
- **Estar atento a ruidos extraños y observar si existen pérdidas de aire o aceite en la superficie del compresor.**

El interior del tanque está en contacto con agua de manera variable y por lo tanto, sus paredes interiores pueden sufrir corrosión y consecuentemente una reducción de su espesor. Para evitar que este fenómeno perjudique la seguridad durante el funcionamiento del compresor, se debe

contratar a un tercero para realizar una verificación de espesores.

## 2.2. Regulador de presión

La presión que aporta el compresor al sistema presenta unas leves variaciones, ya que comienza a reestablecer la presión de trabajo cuando ésta disminuye 2 bares. Para absorber estas variaciones y evitar que influyan en los ensayos se utiliza un regulador de presión. Una función secundaria del regulador es filtrar el aire. La figura 2.4 esquematiza dicho instrumento.

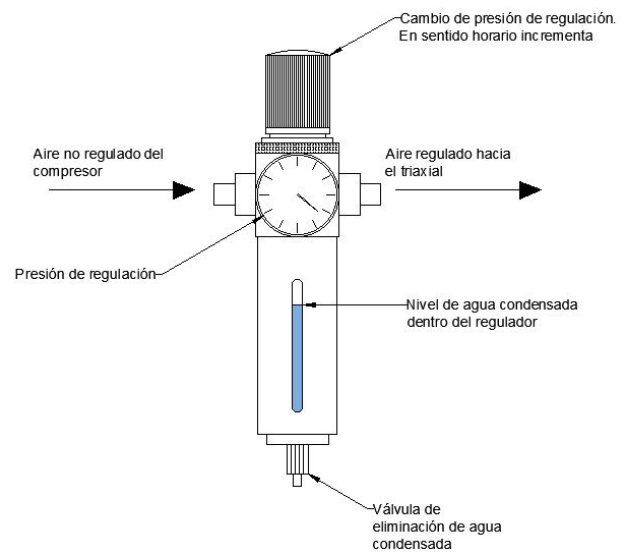


Figura 2.4: Esquema del regulador de presión

La presión de trabajo del compresor deberá ser siempre mayor a la del regulador de presión, y se recomienda que sea al menos superior a 2 bares para absorber las variaciones ocurridas en el arranque.

### 2.2.1. Mantenimiento

El mantenimiento del regulador de presión se basa simplemente en la eliminación del agua condensada dentro de él, y se resuelve abriendo la válvula de purga inferior. Se recomienda que se haga semanalmente y cuando esté sometido a una presión baja.

## 2.3. Tanque

### 2.3.1. Descripción

El tanque es el reservorio elevado del equipo triaxial que permite el deaireado del agua y el llenado del sistema. La figura 2.5 esquematiza el tanque del laboratorio.

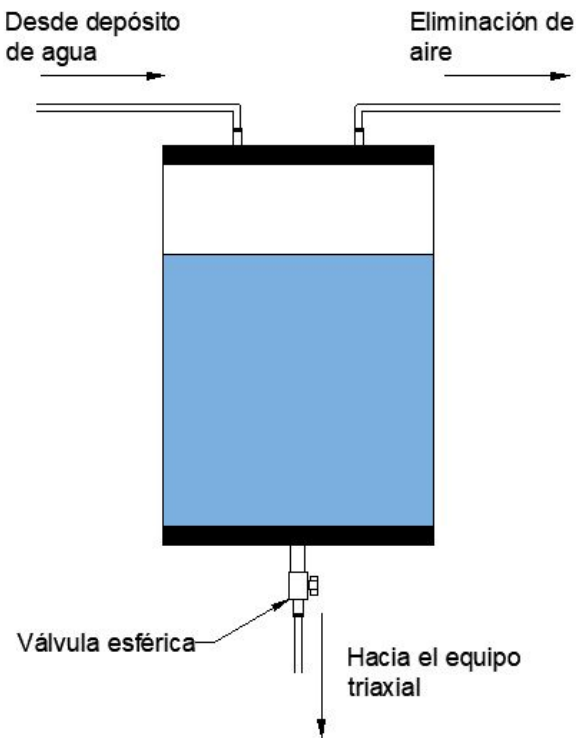


Figura 2.5: Esquema del tanque

### 2.3.2. mantenimiento

Se debe realizar el mantenimiento cuando se observe agua tenue o existan algas. Se desagota y luego se cierran las válvulas que conecten el tanque al sistema. Se retira el tanque, se abre y se limpia. Al cerrar el tanque, se debe verificar que no pierda agua antes de ubicarlo en elevación. Para llenar el tanque, se incorpora agua mediante la succión de una bomba y la conexión a un depósito de agua. Se debe llenar el tanque como máximo hasta cubrir las tres cuartas partes del volumen. Luego del llenado debe deairearse el sistema mediante una bomba de succión durante 30 minutos o hasta que no se vean burbujas.

## 2.4. Bomba de vacío

La bomba de vacío es aquella que permite el llenado del tanque y el deaireado del agua. La bomba del laboratorio es de paletas rotativas. La figura 2.6 y la tabla 2.2 caracterizan la bomba.

Tabla 2.2: Características de la bomba

Característica	Valor
Velocidad de succión	75 l/min
Presión final	0.1mbar
Poder del motor	0.18kW
Velocidad de rotación	1400rpm
Carga de aceite	500cc
Peso	12.5kg
Medidas	335mmx150mmx285mm

Antes de prender la bomba, se debe chequear que el nivel de aceite esté en la mitad del visor y permitir que opere unos minutos con la conexión de succión cerrada, para así permitir la correcta lubricación de las partes.

Antes de apagar la bomba, se debe permitir que succione a presión atmosférica durante unos minutos con la válvula de liberación de vapor abierta. Esto facilita el arranque en una próxima ocasión y purifica el aceite.

Las conexiones de succión deben ser de PVC, goma o neopren. La conexión eléctrica debe ser trifásica.

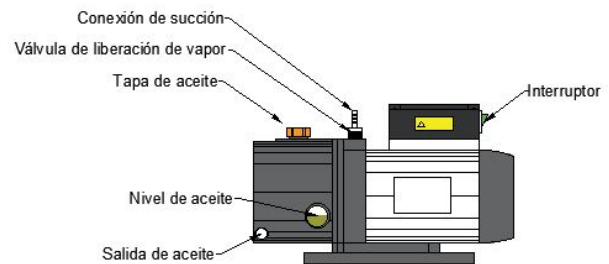


Figura 2.6: Esquema de la bomba

### 2.4.1. Mantenimiento

- Recambio de aceite.** Para realizar el recambio de aceite se debe eliminar el existente accionando la válvula de salida de aceite, preferentemente cuando la bomba esté caliente. Cuando el aceite haya sido eliminado, se debe prender la bomba durante 30 segundos para expeler el aceite residual. Cerrar la válvula de salida de aceite e incorporar el nuevo por la tapa superior hasta que el nivel de aceite se encuentre a la mitad del visor. El aceite debe ser mineral sin aditivos con una viscosidad de 68cSt. La tabla 2.3 indica los aceites recomendados. **El recambio debe hacerse cada vez que se vea contaminado el aceite o cada 6 meses.**
- Eliminación de humedad del aceite.** En caso de que el aceite se observe blanco, puede reutilizarse siempre y cuando se elimine la humedad que alma-

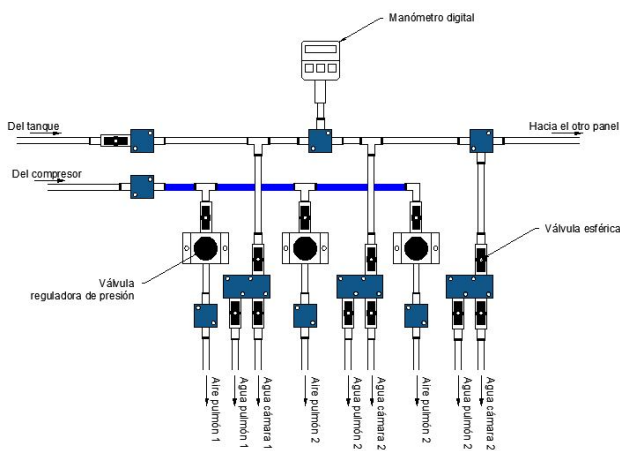
cena. Para ello se lo debe someter un día entero a una temperatura de XX

**Tabla 2.3: Aceites permitidos para la bomba**

Marca	Tipo
AGIP	MAG 68
CASTROL	PERFECTO 68
ELF	MOVIXA 68
ESSO	NURAY 68
IP	HADRIA 68
MOBIL	RUBEX 400
SHELL	CARNEA OIL 68

## 2.5. Panel de comando

El panel de comando consiste en un conjunto de válvulas que permiten regular la presión y permitir el movimiento del agua de un lugar a otro. La figura 2.7 esquematiza el panel de comandos del laboratorio. Dentro del mismo se pueden destacar el manómetro digital, las válvulas esféricas que permiten el fluir del agua de un lado al otro y las válvulas reguladoras de presión de los pulmones.



**Figura 2.7: Esquema del panel de comandos**

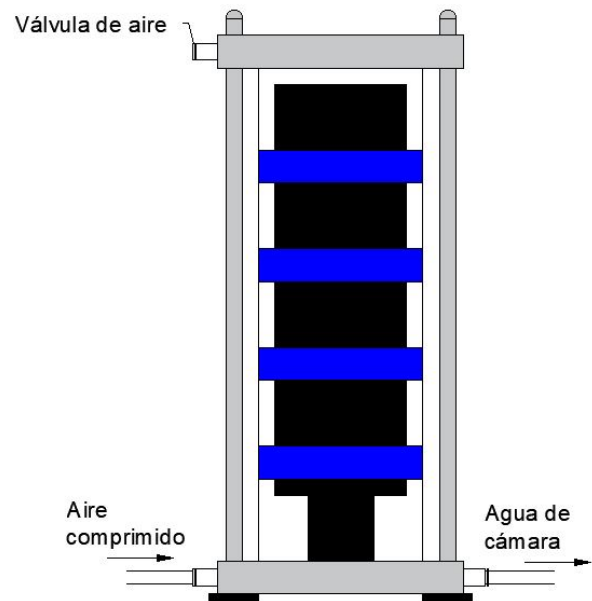
### 2.5.1. Mantenimiento

Esta parte del equipo no posee mantenimiento. Se debe tener cuidado de que no existan burbujas de aire dentro del mismo, y si existen, retirarlas mediante la saturación de las mangueras con el agua del tanque.

## 2.6. Pulmones

Los pulmones son los sistemas neumáticos que proveen una presión constante a cada cámara triaxial. Se compo-

nen de un cilindro de goma dentro de una cámara llena de agua, el cual se le provee presión con el compresor y esa presión se transmite al agua de la cámara. La figura 2.8 esquematiza el artefacto.



**Figura 2.8: Esquema del pulmón**

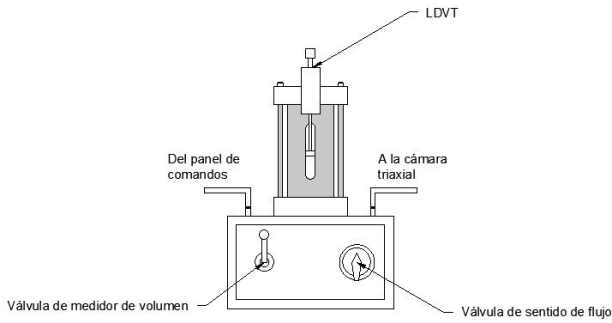
La presión se regula con la válvula reguladora ubicada en el panel de comando, la cual se puede observar en la figura 2.7.

### 2.6.1. Mantenimiento

Se debe realizar un mantenimiento cuando se observe que el agua tiene un color tenue o se ven algas. Para realizar el mantenimiento de los pulmones, se debe llevar a una presión pequeña y se deben cerrar las válvulas que permiten el paso de aire comprimido y agua. Se desconectan las mangueras y se limpian las membranas y las cámaras. Finalmente se lo vuelve a conectar y se lo llena con agua deaireada del tanque (se utiliza la válvula de purga para eliminar la mayor cantidad de aire). Se le aplica una presión de  $700kPa$  para eliminar las burbujas de aire durante un día.

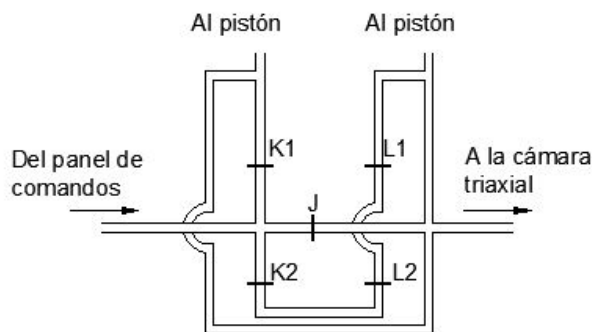
## 2.7. Aparato de cambio de volumen

El aparato de cambio de volumen es utilizado en todo tipo de ensayos triaxiales dentro de las etapas de consolidación, falla y ensayos drenados. Además se lo utiliza para realizar ensayos de permeabilidad. El aparato consiste en un pistón sellado dentro de una cámara. Cualquier cambio de volumen repercutirá en un movimiento axial del pistón, el cual podrá medirse mediante un extensómetro. La figura 2.9 esquematiza el medidor de cambio de volumen.



**Figura 2.9: Esquema del medidor de cambio de volumen**

Mediante el accionamiento de la válvula de sentido de flujo y la válvula del medidor de volumen se permitirá mover el pistón hacia arriba, hacia abajo o no intercambiar agua con él. La figura 2.10 esquematiza la red interna de mangueras que posee el aparato de cambio de volumen. Si se busca que el pistón descienda, se abrirán las válvulas K1 y L1, en contraste, si se busca no cambiar el agua del pistón, se abrirá sencillamente la válvula J.



**Figura 2.10: Esquema del funcionamiento del medidor de volumen**

La tabla 2.4 muestra distintas especificaciones del aparato de cambio de volumen.

**Tabla 2.4: Especificaciones del medidor de volumen**

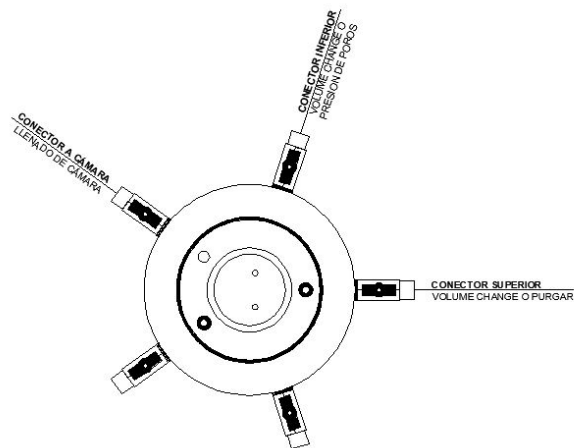
Especificación	Valor
Area del pistón	40,15cm <sup>2</sup>
Carrera del pistón	25mm
Capacidad de operación	100cm <sup>3</sup>
Precisión	±0,05cm <sup>3</sup>
Dimensiones	225mmx230mmx390mm
Carrera del LDVT	27mm

**2.7.1. Mantenimiento**

Antes de comenzar un ensayo triaxial se recomienda cambiar el agua dentro de la cámara por agua deaireada y mantenerla una noche bajo una presión de 700kPa.

**2.8. Cámara triaxial**

La cámara triaxial está compuesta por la base inferior que posee todas las conexiones de la cámara y la cubierta. La figura 2.11 esquematiza la base inferior junto con las conexiones destinadas a la medición de presión de poros, presión de cámara o cambio de volumen.



**Figura 2.11: Esquema del cabezal inferior de la cámara triaxial**

La figura 2.12 muestra un esquema de la vista de una cámara triaxial. Dependiendo del cabezal inferior que se incorpore a la base, la cámara triaxial es apta para montar muestras de 1.5 pulgadas o 2 pulgadas.



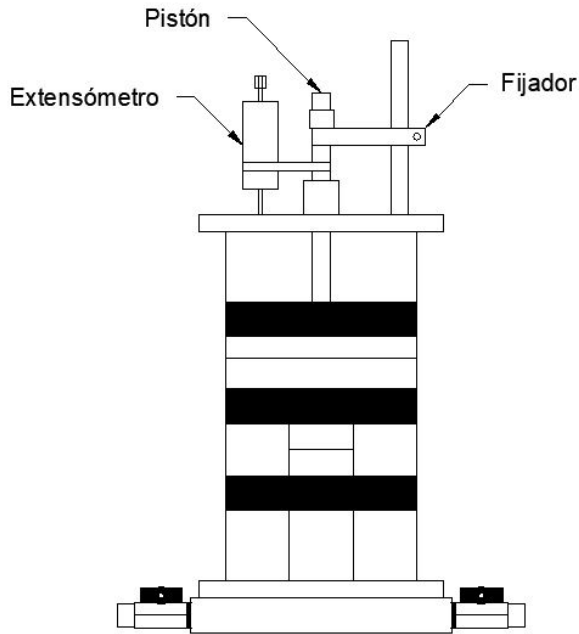


Figura 2.12: Esquema de la cámara triaxial

### 2.8.1. Mantenimiento

El mantenimiento consiste en la limpieza y la desobstrucción de los conductos del cabezal inferior y en el correcto posicionamiento del extensómetro.

## 3. ENSAYO TRIAXIAL CONVENCIONAL

La realización de un ensayo triaxial convencional consiste en cuatro etapas; una primer etapa de montaje de la muestra, una segunda de saturación de la misma, una tercera de consolidación y una cuarta de corte.

Dentro de los ensayos triaxiales convencionales y conocidos se puede mencionar un ensayo consolidado drenado (o ensayo S) o no drenado (o ensayo Q).

En las secciones subsiguientes se detallará el montaje de una muestra con el objetivo de realizar uno de los ensayos mencionados junto con algunas recomendaciones del autor de este informe.

### 3.1. Consideraciones previas

Como se ha mencionado anteriormente, las muestras de suelo deben ser cilíndricas con un diámetro de 1.5 pulgadas (3.80 cm) o 2 pulgadas (5 cm).

Se debe tener precaución de que la altura de la muestra se encuentre entre 2 a 2.5 veces el diámetro de la muestra, ya que al no cumplir con este requisito el pistón de la cámara podría no hacer un buen contacto.

Las muestras pueden extraerse con el sacamuestras propio del equipo triaxial. La figura 3.1 ilustra este elemento, que consiste simplemente en un cilindro metálico con una punta fina de un lado para facilitar el hincado del mismo en el suelo. Para muestras con un elevado contenido de humedad puede hincarse sencillamente aplicando presión con la mano, mientras que para suelos con baja humedad, se recomienda aplicar una capa de vaselina sólida en la cara interior e hincarla con la acción de una prensa.

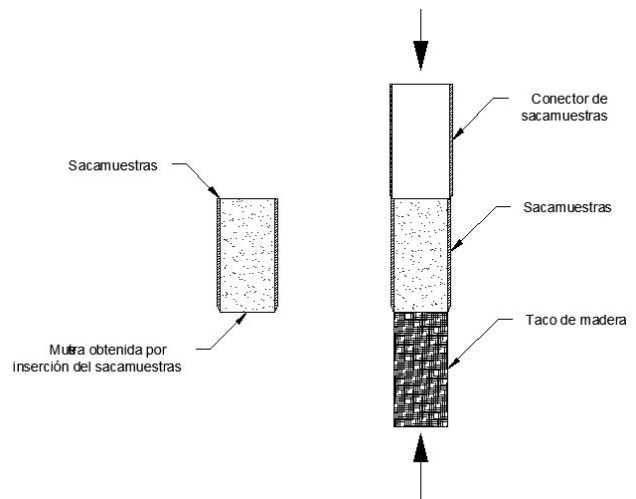


Figura 3.1: Esquema del sacamuestras del triaxial

Para retirar la muestra del sacamuestra se debe aplicar presión sobre un taco cilíndrico de madera. En caso de que la muestra no se desprenda del sacamuestra con la presión que pueda aplicarse con las manos, puede utilizarse un conector de sacamuestras superior y aplicar presión con una prensa.

Previo a su colocación en la cámara triaxial, se deben realizar 3 mediciones de su altura distanciados 120 y 3 de su diámetro a distintas alturas. También es necesario determinar la humedad de la muestra, que puede obtenerse con los restos de suelo, y anotar el peso húmedo de la misma.

### 3.2. Montaje de la muestra

El montaje de una muestra debe realizarse sobre una cámara triaxial, cuyos conductos del cabezal inferior fueran saturados. Debe observarse que no existan algas o agua de color tenue en el tanque o pulmones, ya que las algas producen oxígeno y pueden alterar las mediciones del medidor de cambio de volumen.

Para comenzar deben posicionarse las piedras porosas, los papeles filtros y el cabezal superior tal como lo indica la figura 3.2 - 1. Las piedras porosas deben ubicarse previamente en agua hervida durante al menos 10 minutos para eliminar todas las burbujas de aire y los papeles filtros deben estar saturados.

En caso de utilizar papeles filtros laterales que rodeen la

muestra, debe tenerse en cuenta que cubran como máximo la mitad del área de ella y que estén en contacto con las piedras porosas, tal como lo detalla la figura 3.2 - 2. Una vez ubicados los papeles filtro, se debe posicionar la membrana de latex, y sobre ella, dos O'rings en la zona inferior y superior para asegurar el aislamiento de la muestra con el agua de la cámara. Se recomienda que la membrana se solape en los O'rings tal como muestra la figura 3.2 - 3.

Posteriormente se colocan los codos de acople rápido en el cabezal superior y las mangueras. Se debe saturar todo el circuito superior, y para ello puede utilizarse el agua del medidor de cambio de volumen haciéndola transitar por las mangueras y el cabezal.

Luego se ubica la cubierta de la cámara, se llena de agua y se elimina el aire con la válvula de purga. Finalmente se posiciona el pistón en contacto con el cabezal superior y se lo fija.

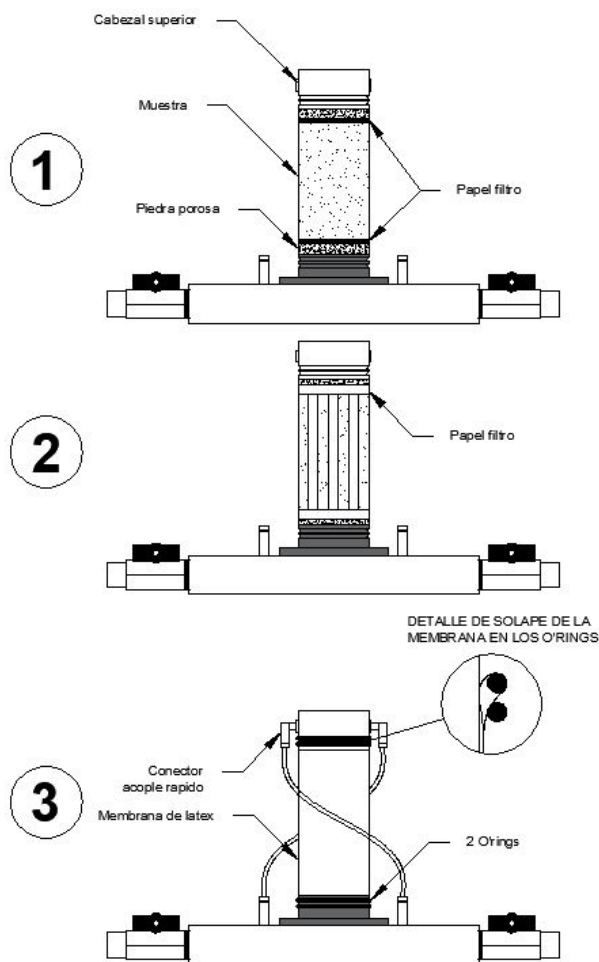


Figura 3.2: Esquema del montaje de la muestra

### 3.3. Saturación

Un ensayo triaxial convencional se realiza sobre una muestra saturada. Para determinar el grado de saturación de una muestra se utiliza el parámetro B de presión de poros.

#### 3.3.1. Parámetros A y B de la presión de poros

Para comprender a qué corresponden los parámetros de presión de poros, supongamos que las partículas de un suelo se comportan elástica e isotrópicamente y que el fluido ubicado en los poros muestra una relación lineal entre el cambio de volumen y la tensión aplicada.

Si se aplica un incremento en las tres tensiones efectivas  $\Delta\sigma_1$ ,  $\Delta\sigma_2$  y  $\Delta\sigma_3$  resultará un decrecimiento en el volumen  $-\Delta V$  y un consecuente incremento de presión de poros  $\Delta u$ . Los incrementos de las tensiones efectivas serán:

$$\Delta\sigma'_i = \Delta\sigma_i - \Delta u \quad (1)$$

El decrecimiento en el volumen correspondiente a las partículas de suelo se rige bajo su comportamiento elástico.

$$-\Delta V = V \frac{1-2\mu}{E} \{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3\} \quad (2)$$

Donde  $E$  y  $\mu$  son el módulo de deformación longitudinal y el coeficiente de Poisson respectivamente.

La disminución de volumen en un suelo se debe principalmente a la disminución del volumen de vacíos. Siendo  $\eta$  la porosidad inicial y  $C_w$  el módulo de compresibilidad del fluido, y además, no existe drenaje del suelo, el cambio de volumen está dado por la siguiente expresión.

$$-\Delta V = \eta V C_w \Delta u \quad (3)$$

Considerando una compresión cilíndrica, las variaciones de tensiones  $\Delta\sigma_2$  y  $\Delta\sigma_3$  son iguales. Utilizando las expresiones 2 y 3 puede obtenerse el valor del cambio en la presión de poros.

$$\Delta u = \frac{1}{1 + \eta \frac{C_w}{C_c}} \left\{ \Delta\sigma_1 + \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \right\} \quad (4)$$

En donde  $C_c$  es el módulo de compresibilidad del suelo. El módulo de compresibilidad del agua  $C_w$  es constante solamente si el suelo está totalmente saturado.

El cambio en la presión de poros es expresado mediante dos parámetros  $A$  y  $B$ .

$$\Delta u = B \{ \Delta\sigma_3 + A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \} \quad (5)$$

Para suelos totalmente saturados, el valor de  $C_w$  es tan pequeño que  $B = 1$ . El valor de  $A$  depende si el suelo está normalmente consolidado o sobreconsolidado y en la proporción de tensión de falla aplicada.

Si en la etapa de saturación se aplica una presión isotrópica, la expresión 5 se reduce a la siguiente

$$\Delta u = B \Delta\sigma \quad (6)$$

Por lo que, una muestra que está totalmente saturada, brindará una relación entre el incremento en la presión de poros y la presión de cámara igual a la unidad.

### 3.3.2. Procedimiento de saturación

El procedimiento de saturación de una muestra consiste en incrementar la presión de cámara en escalones de máximo  $140kPa$  y medir en cada escalón el parámetros  $B$  de presión de poros.

Una vez que el parámetro  $B$  es igual o mayor a  $0,95$ , se considera que la muestra está saturada.

Para medir el parámetro  $B$  se deben cerrar las válvulas que están conectadas al medidor de cambio de volumen y aplicar un incremento de presión de cámara de  $70kPa$  y comenzar la toma de datos del software.

El parámetro  $B$  se medirá a partir de la siguiente expresión.

$$B = \frac{u(t = 2min) - u(t = 0min)}{PC_{i+1} - PC_i} \quad (7)$$

Siendo  $u(t = 2min)$  y  $u(t = 0min)$  Las presiones de poros tomadas por el sensor conectado a la base de la cámara triaxial a los 2 minutos y al inicio de incrementar la presión de cámara y  $PC_{i+1} - PC_i$  el incremento de presión de cámara respecto del escalón anterior.

### 3.4. Consolidación

Algunos ensayos triaxiales convencionales buscan aplicar una diferencia entre la presión de cámara y la presión de poros de forma tal de predecir el comportamiento de suelo bajo un determinado estado tensional.

Al aplicar una gran diferencia entre las presiones mencionadas, el suelo es sometido a un proceso de consolidación. Se debe tener precaución de que el salto de consolidación no sea muy elevado (como mucho  $250kPa$ ), ya que existe la posibilidad de que se laven los finos de la muestra. En caso de querer realizar una diferencia de presión elevada, conviene realizar dos escalones de consolidación de igual variación de presión.

Una vez alcanzada la consolidación secundaria del último escalón de consolidación, se recomienda mantenerla durante una noche antes de proceder a la siguiente etapa.

### 3.5. Corte

La etapa de corte consiste en incrementar paulatinamente la tensión axial hasta la falla.

El incremento de carga se realiza mediante una prensa mecánica. La figura 3.3 esquematiza la ubicada en el laboratorio.

La misma genera un incremento de tensión a partir del desplazamiento vertical del plato ubicado por debajo de la cámara triaxial.

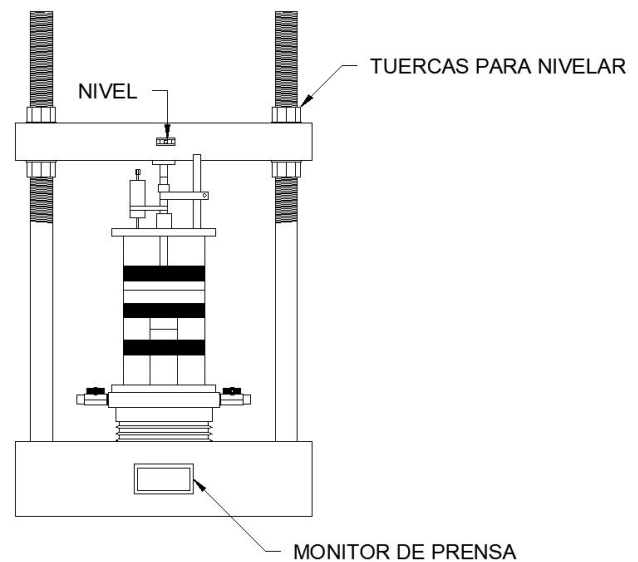


Figura 3.3: Esquema de la prensa del laboratorio

El desplazamiento del plato se controla programando una determinada velocidad de elevación y mediante el límite de funcionamiento de la máquina y límite de deformación total del mismo.

El posicionamiento del cámara en la prensa puede generar una variación en la presión de poros y en el medidor de cambio de volumen, por lo que se recomienda dejar reposar la cámara triaxial unos minutos hasta que se estabilicen todas las variables antes de empezar con la etapa de corte.

Debe tenerse especial cuidado que el fijador y el LDVT ubicados por encima de la cámara no se encuentren debajo del dintel de la prensa.

Antes de comenzar con la toma de datos, se debe posicionar el dintel de la prensa, teniendo en cuenta que esté razonablemente horizontal y que genere una presión sobre el pistón de entre  $5N$  a  $15N$ . Esto se realiza para que el pistón esté en contacto con la muestra.

## Informe de avance II: Estado remodelado

**Autor:** Nicolás Tasso

**Fecha:** 28/03/2019

**Asunto:** Caracterización física, hidráulica y mecánica del estado remodelado

### 1. OBJETIVO

Este informe de avance contempla los resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre la formación Pampeano en estado remodelado, con el fin de caracterizar el suelo física, hidráulica y mecánicamente.

Además, se detalla el procedimiento de obtención de las muestras y unas breves explicaciones teóricas y recomendaciones con el fin de guiar a los próximos testistas en sus ensayos.

### 2. FORMACIÓN PAMPEANO

El suelo analizado corresponde al estrato denominado "Formación Pampeano", el cual está formado por depósitos de limos y arcillas preconsolidados por disecación y cementados con carbonatos de calcio y óxidos de magnesio. [1] [2] [3]

El pampeano corresponde a un loess depositado en el Pleistoceno, cuyas características estructurales fueron fuertemente influenciadas por el ambiente fluvial de la zona. [1]

Pueden distinguirse tres grados de cementación dentro del estrato: I) nódulos aislados en una matriz preconsolidada no cementada, II) una matriz de cementación intermedia con algunos nódulos fuertemente cementados; y III) una matriz medianamente cementada con inclusiones grandes y muy resistentes, producidas por la precipitación del carbonato de calcio. [2]

La profundidad del estrato presenta grandes variaciones, aunque puede estimarse que se extiende desde la superficie (+20msnm) hasta una profundidad de 40m (-20msnm). En algunas localidades cerca de la ciudad de Buenos Aires, su profundidad llega hasta 60m. [4]

El suelo en estudio es, entonces, un suelo cuya resistencia

y profundidad son muy variables. La Figura 2.1 indica la zona de extracción de la muestra en un mapa de elevación del terreno de la ciudad de Buenos Aires. Para suelos cuya elevación es mayor a 5m puede considerarse suelo Pampeano. [1]

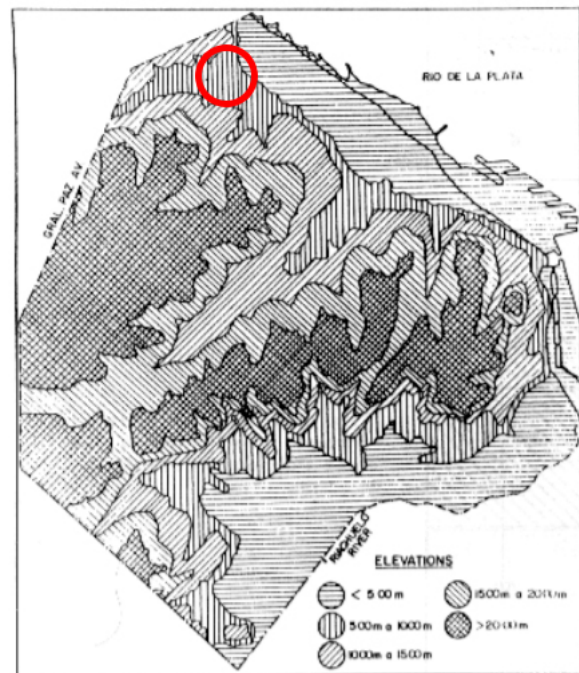


Figura 2.1: zona de extracción de la muestra

La muestra de suelo fue extraída en el barrio de Nuñez, durante el proyecto de prolongación de la cochera-taller Congreso de Tucumán, en la línea D de subterráneos. La muestra posee nódulos de carbonato de calcio muy pequeños, de dimensiones no mayores a 5mm. La Figura 2.2 muestra las características del sitio de extracción. La figura 2.2 detalla los resultados de un sondeo SPT realizado en las cercanías de la zona de extracción.

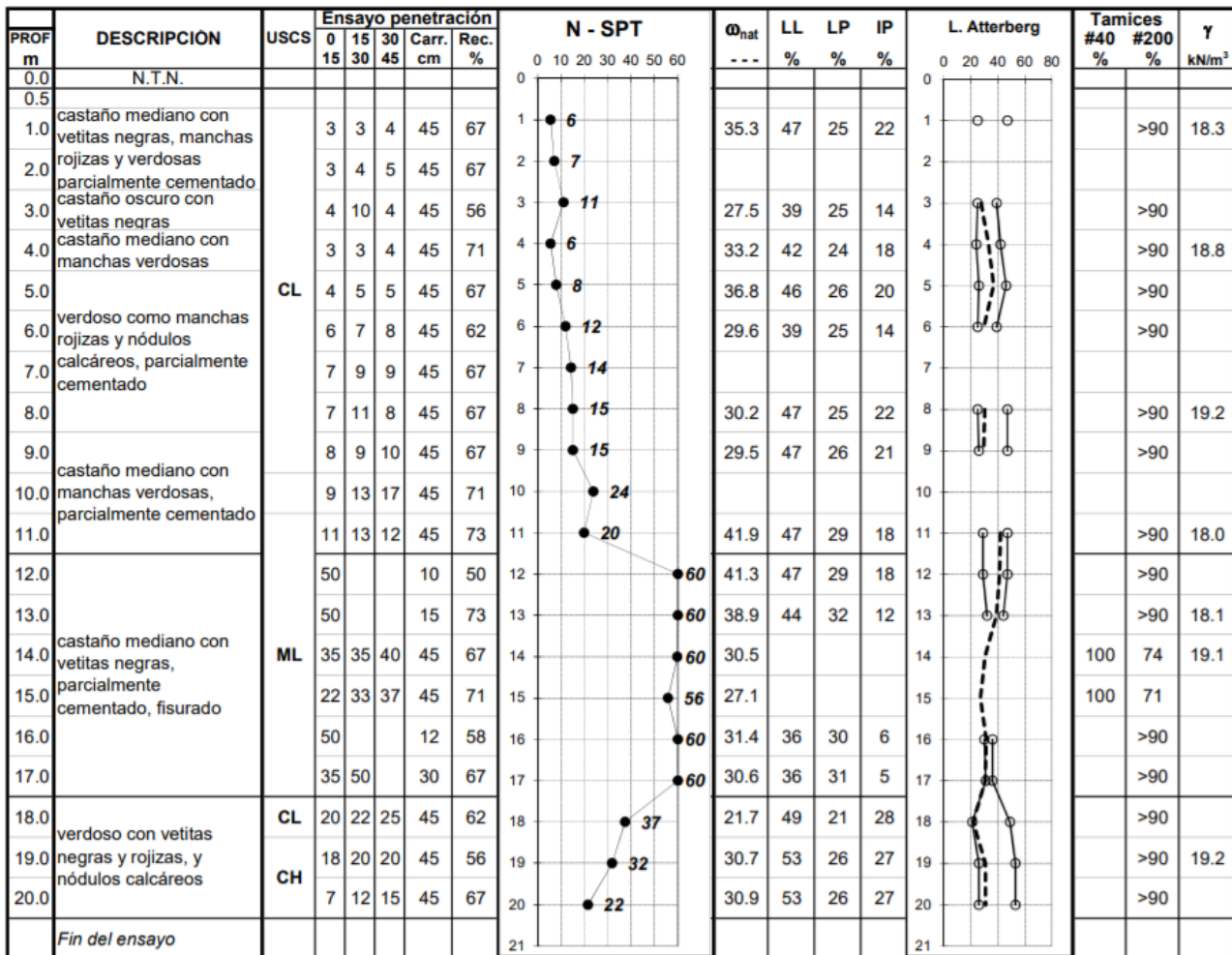


Figura 2.2: Resultados del sondeo SPT en el sitio de extracción

### 3. CARACTERIZACIÓN FÍSICA

La caracterización física corresponde a la serie de ensayos destinados a obtener determinadas propiedades físicas del suelo, que definen su estado.

#### 3.1. Normativa

Todos los resultados de esta sección fueron obtenidos siguiendo la normativa correspondiente indicada en la Tabla 3.1. Para juzgar si los resultados son razonables, cada norma brinda un rango de aceptabilidad entre dos valores obtenidos de diferentes ensayos. En todos los ensayos se cumplió con el rango de aceptabilidad.

Tabla 3.1: Normativa de los ensayos de rutina

Ensayo	Normativa
Límites de Atterberg	ASTM D4318 Procedimiento húmedo
Granulometría	ASTM D427 Método B
Gravedad específica	ASTM D 854

#### 3.2. Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg son valores que caracterizan el comportamiento de los suelos finos según el contenido de agua que posea.

La Tabla 3.2 indica los valores de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad para los dos ensayos realizados, junto con los valores adoptados.

**Tabla 3.2: Resumen de ensayos de límite plástico y líquido**

Ensayo	LL	LP	IP
1	34.8	18.6	16.2
2	34.5	17.8	16.7
Valores adoptados	35	18	17

### 3.3. Granulometría

La granulometría es la medición y la graduación de las partículas de un determinado suelo. La misma puede obtenerse mediante un ensayo por tamizado, en suelos cuyas partículas de suelo sean mayores a 0.075mm como la arena o las gravas, o mediante un ensayo de hidrometría, en suelos arcillosos y limosos.

la figura 3.1 muestra las dos curvas granulométricas realizadas mediante el ensayo de hidrometría y la tabla 3.3 detalla el porcentaje de la fracción limo, arcilla y el pasante por el tamiz 200.

**Tabla 3.3: Resumen de ensayos de hidrometría**

#	F. Arcilla [%]	F. limo [%]	Pas#200 [%]
1	23	69	92
2	24	70	94
Adop.	23.5	69.5	93

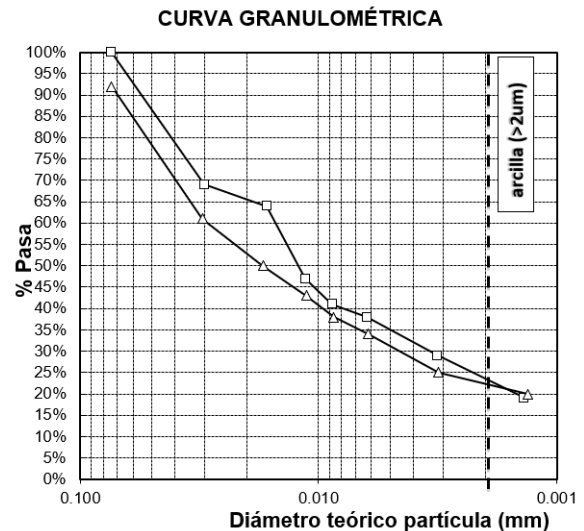
El ensayo de hidrometría se basa en la ley de Stokes, y consiste en determinar, a distintos tiempos y mediante un densímetro, la densidad de un cuerpo acuoso que contiene las partículas del suelo en suspensión.

La ley de Stokes cuantifica la fuerza friccional que ocurre sobre los objetos esféricos ubicados en un fluido acuoso con un régimen laminar. Considerando dicha fuerza en un esquema de cuerpo libre, puede determinarse la aceleración, y consecuentemente, la velocidad, expresada con la ecuación 1.

$$V_s = \frac{2r^2g(\rho_g - \rho_f)}{9\eta} \quad (1)$$

Siendo  $V_s$  la velocidad de la partícula,  $r$  el radio del objeto esférico,  $\rho_g$  la densidad de la esfera,  $\rho_f$  la densidad del fluido y  $\eta$  la viscosidad del fluido.

A partir de esta expresión puede deducirse que las partículas más grandes decantarán más rápido que las partículas pequeñas. Midiendo la densidad de una solución que contenga las partículas del suelo en suspensión a distintos tiempos puede determinarse la curva granulométrica.

**Figura 3.1: Curvas granulométricas realizadas**

Según los ensayos realizados, puede observarse que el suelo de análisis es un suelo de grano fino, más precisamente una arcilla de baja plasticidad, CL.

### 3.4. Gravedad específica

La gravedad específica corresponde al cociente entre el peso específico del suelo y el peso específico del agua. Usualmente su valor ronda los 2,65 para todos los suelos. Este parámetro se obtiene midiendo el peso seco de una porción de suelo tamizada por el tamiz  $N^{\circ}4$  y su volumen con un picnómetro.

La Tabla 3.4 Muestra, para los dos ensayos realizados, la masa de cada picnómetro, la temperatura y la gravedad específica obtenida.

**Tabla 3.4: Resumen de ensayos de gravedad específica**

Ensayo	Mp [g]	Temp [°C]	Gs
1	90.7	22	2.612
2	124.6	22	2.635
Adoptado	-	-	2.62

## 4. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA

La caracterización mecánica consiste en determinar aquellas propiedades que describen el comportamiento de un suelo frente a la aplicación de una carga.

### 4.1. Consolidación edométrica

El proceso de consolidación consiste en la disminución de volumen, en un determinado lapso de tiempo, provocado por un aumento de las cargas aplicadas.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas de suelo sobre un mismo plano horizontal es esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas puede ocurrir solo en dirección vertical; ésta es la consolidación unidimensional y la que se busca comprender mediante un equipo edométrico.

La Figura 4.1 esquematiza el edómetro de anillo fijo del laboratorio de mecánica de suelos.

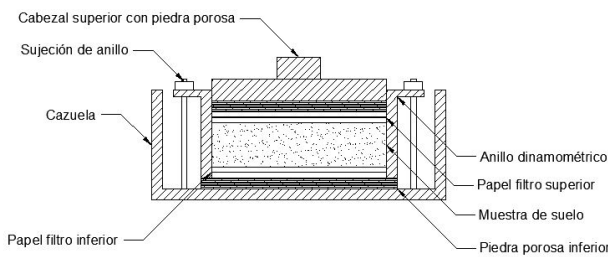


Figura 4.1: Esquema del edómetro de anillo fijo del LMS

Se realizaron cuatro ensayos de consolidación edométrica siguiendo la normativa ASTM 2435 sobre cuatro muestras con las mismas características.

Las muestras fueron tamizadas por el tamiz #40 para eliminar todos los nódulos de carbonato de calcio y asegurar una completa hidratación de todas las partículas. Posteriormente fueron preparadas con una humedad entre  $1w_{LL}$  y  $1,5w_{LL}$ , siendo  $w_{LL}$  el límite líquido, de forma tal de partir con las propiedades intrínsecas del material y así eliminar el posible efecto de la estructura interna.

Para asegurar un buen manejo de las muestras se les fue aplicada, previo al ensayo, una carga igual a  $10kPa$  durante un día.

La tabla 4.1 indica las características iniciales y finales de las muestras ensayadas y la tabla 4.2 muestra los parámetros obtenidos del ensayo.

Tabla 4.1: Valores característicos iniciales y finales de las muestras ensayadas.

Muestra	Etapa	$e$	$w$ [%]	$Sr$ [%]	$\gamma_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]
1	Inicial	1.03	40.64	100	1.29
	Final	0.67	25.10	98	1.57
2	Inicial	1.08	36.89	90	1.26
	Final	0.61	22.20	95	1.63
3	Inicial	1.08	36.89	89	1.26
	Final	0.61	22.20	95	1.63
4	Inicial	0.98	36.89	98.5	1.32
	Final	0.61	22.20	95	1.62

Tabla 4.2: Resultados del ensayo de consolidación edométrica.

Muestra	$C_c$	$C_r$	$C_v$ [cm <sup>2</sup> /s]	$k$ [cm/s]
1	0.21	0.022	7.8E-04	1.6E-08
2	0.19	0.023	6.3E-04	1.2E-08
3	0.20	0.017	3.2E-04	6.1E-09
4	0.18	0.018	2.3E-04	5.1E-09

La Figura 4.2 muestra las cuatro trayectorias de los ensayos. Se puede observar, para las cuatro muestras, que el comportamiento frente a una carga vertical es prácticamente idéntico.

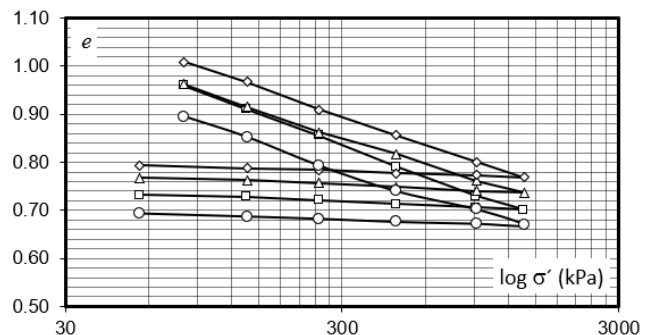


Figura 4.2: Resultados de consolidación edométrica

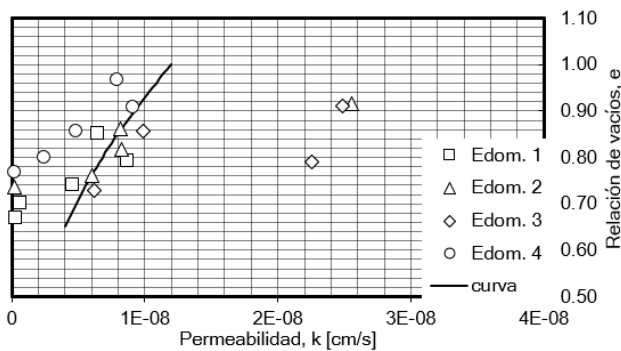
#### 4.1.1. Coeficiente de permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad saturado en función de la relación de vacíos puede determinarse mediante la expresión 2.

$$k_{sw}(e) = \frac{C e^3}{1 + e} \quad (2)$$

En donde  $k_{sw}$  es el coeficiente de permeabilidad saturada en función de la relación de vacíos y  $C$  es la constante que representa todos los factores (a excepción de la relación de vacíos) que lo afectan.

En la Figura 4.3 se observa los coeficientes de permeabilidad de cada ensayo en cada escalón de carga, y, además, la función (2), en donde el valor de la constante corresponde a  $C = 2,4 \cdot 10^{-8} \frac{cm^2}{s}$ .



**Figura 4.3: Coeficiente de permeabilidad para cada escalón de carga y la curva de estimación.**

La permeabilidad para cada escalón de carga fue determinada utilizando la ecuación (3).

$$k = \frac{Cv \cdot \gamma_w \cdot \Delta e}{(1 + e) \cdot \Delta \sigma} \quad (3)$$

Siendo  $Cv$  el coeficiente de consolidación vertical,  $\gamma_w$  el peso específico del agua y  $\Delta e$  y  $\Delta \sigma$  las variaciones en la relación de vacíos y la tensión para cada escalón.

#### 4.1.2. Propiedades intrínsecas

Las propiedades intrínsecas son aquellas obtenidas de un dado suelo preparado de una manera específica, las cuales son independientes de su estado natural. En una arcilla son aquellas que describen su comportamiento en un estado remoldeado con un contenido de humedad entre  $1,0w_L$  y  $1,5w_L$ , siendo  $w_L$  el límite líquido.

El índice de compresión intrínseco,  $Cc^*$  se define como la diferencia entre la relación de vacíos de una muestra para una carga vertical de  $100kPa$  y una de  $1000kPa$ .  $Cc^*$  y  $e^*100$  son conocidas como las constantes intrínsecas de compresibilidad. La tabla 4.3 indica los valores de las constantes intrínsecas para cada ensayo edométrico.

**Tabla 4.3: Propiedades intrínsecas de compresibilidad.**

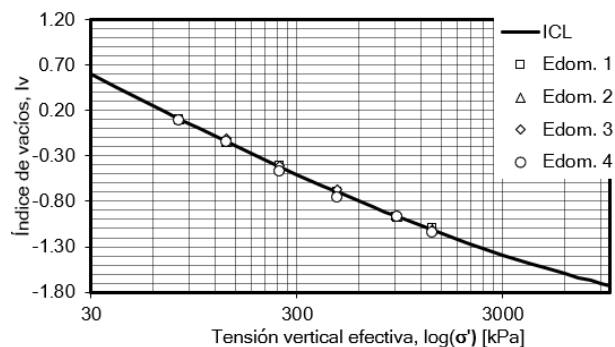
Muestra	$e^*100$	$e^*1000$	$Cc^*$
1	0.99	0.792	0.198
2	0.943	0.756	0.187
3	0.914	0.685	0.229
4	0.879	0.696	0.183
Valor adoptado			0.20

Las curvas edométricas pueden ser normalizadas utilizando los valores  $e^*100$  y  $e^*1000$ . Se define el índice de vacíos,  $I_v$  como el siguiente cociente.

$$I_v = \frac{e - e^*100}{e^*100 - e^*1000} = \frac{e - e^*100}{Cc^*} \quad (4)$$

Utilizando la ecuación (4) pueden obtenerse las curvas de compresión edométricas normalizadas. La Figura 4.4 muestra los cuatro ensayos edométricos, los cuales pueden observarse que caen sobre una misma curva, denominada Línea intrínseca de compresión (*Intrinsic Compression Line (ICL)*), la cual puede ser representada con la siguiente expresión.

$$I_v = 2,45 - 1,285 \log(\sigma'_v) + 0,015 \log(\sigma'_v)^3 \quad (5)$$



**Figura 4.4: Curvas de compresión edométrica normalizadas.**

#### 4.2. Ensayos triaxiales

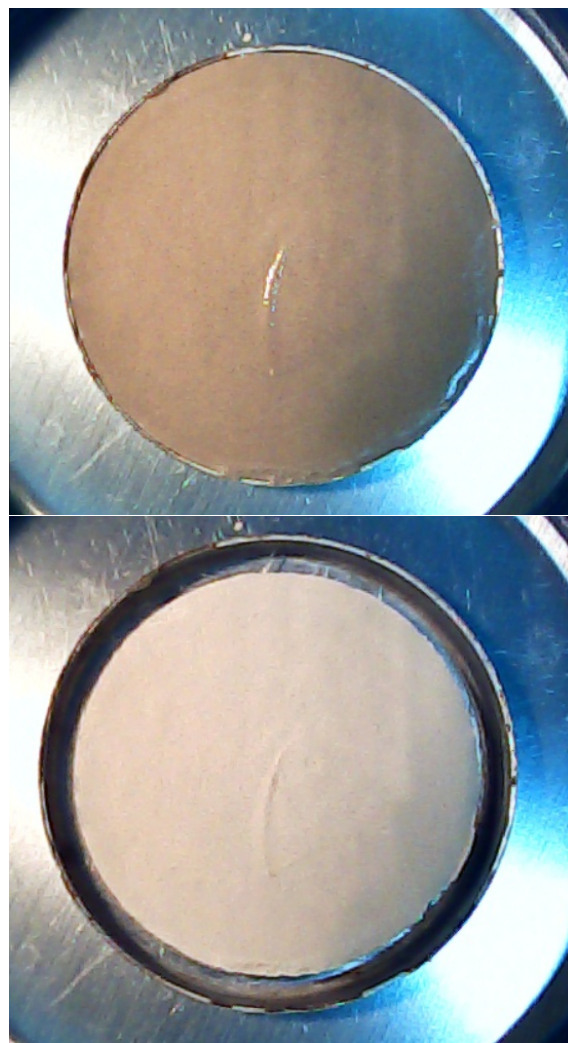
Los ensayos triaxiales son útiles para analizar el comportamiento y la relación entre las tensiones y las deformaciones de un suelo. Un ensayo triaxial puede ser consolidado o no consolidado; dependiendo de si la muestra fue sometida, previa a su rotura, a dicho fenómeno, y también, drenado o no drenado; si durante la etapa de corte de la muestra fue concedido el cambio de volumen.

Se recuerda que el primer informe de avance detalla el



mantenimiento a realizar al equipo triaxial del LMS y una breve descripción del procedimiento típico para realizar un ensayo.

Para analizar el comportamiento de las tensiones y deformaciones sobre el suelo de estudio, se realizaron 3 ensayos consolidados no drenados y un ensayo consolidado drenado. El informe del ensayo triaxial es Adjuntado al final de este documento.



**Figura 5.1: Fotografía inicial y final de la muestra ensayada**

## 5. CURVA DE CONTRACCIÓN

La curva de contracción o *Shrinkage Curve (SC)* fue determinada para su utilización en el análisis de la curva de retención [5]. Adicionalmente y haciendo uso de dicha curva fue estimado el límite de contracción.

Para su construcción, fueron preparadas dos muestras de suelo con un elevado contenido de humedad, y se las dejaron secar al aire. Cada 30 minutos fue tomada una medida del peso y una fotografía, la cual sirvió para calcular el volumen. En el apéndice A puede encontrarse el procedimiento detallado del ensayo. La imagen 5.1 Muestra las dos fotografías, inicial y final, tomadas para una de los dos ensayos. Se puede observar la contracción producida.

Para una muestra saturada, cuya gravedad específica es conocida, su humedad puede expresarse en función de la relación de vacíos con la expresión (6), la cual se muestra en las Figuras 5.2 y 5.3 como la recta de saturación. Sin embargo, cuando la muestra comienza a reducir su humedad, pierde su cuadro de saturación y se desplaza horizontalmente desde la recta de saturación hacia una curva, denominada curva de contracción.

$$w_{sat}(e) = \frac{e}{G_s} \quad (6)$$

La Figura 5.2 esquematiza dos muestras que, para distintas relaciones de vacíos iniciales, son llevadas desde la saturación hasta su secado.

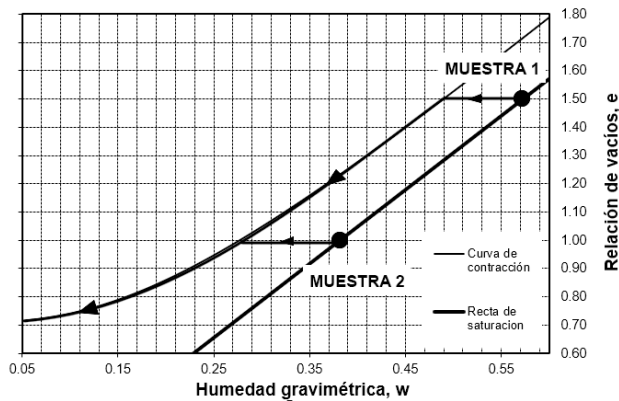


Figura 5.2: Relación esquematizada entre la humedad y la relación de vacíos para dos muestras

La Figura 5.3 muestra el cambio de la relación de vacíos, con respecto a la humedad gravimétrica, para dos muestras gemelas cuya humedad inicial corresponde a 60%.

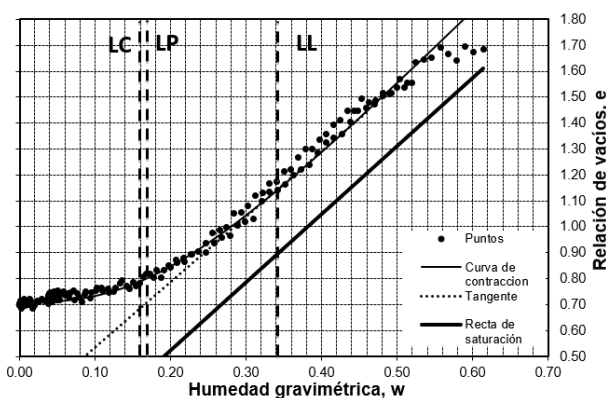


Figura 5.3: Relación entre la humedad y la relación de vacíos obtenida experimentalmente

La expresión de la curva de contracción corresponde a la ecuación (7) cuyos parámetros son obtenidos al ajustar la curva a los datos.

$$e(w) = a_{sh} \cdot \left[ \frac{w^{c_{sh}}}{b_{sh}^{c_{sh}} + 1} \right]^{\frac{1}{c_{sh}}} \quad (7)$$

Donde  $w$  es la humedad gravimétrica,  $e$  la relación de vacíos y  $a_{sh}$ ,  $b_{sh}$  y  $c_{sh}$  parámetros de ajuste.

La tabla 5.1 muestra los valores de los parámetros de ajuste para la curva graficada en la Figura 5.3.

Tabla 5.1: Valores de los parámetros de la curva de contracción

	$a_{sh}$	$c_{sh}$	$b_{sh}$
Valores ajustados	0.71	2.69	0.24

## 6. ENSAYOS DE SUCCIÓN

### 6.1. Introducción

La curva de retención o *Soil Water Characteristic Curve (SWCC)* es la relación entre la humedad volumétrica y la succión mátrica. A partir de esta curva puede obtenerse información importante del suelo requerida en análisis de estabilidad, cambios de volumen o análisis de filtración. [8]

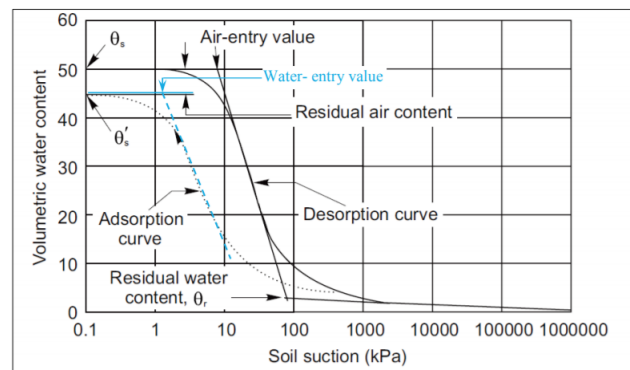
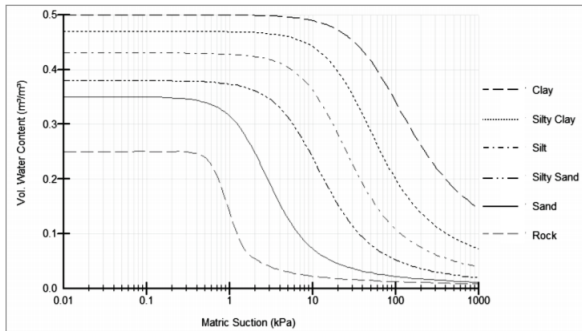


Figura 6.1: Ejemplo de curva de retención

Tal como se ve en la figura 6.1 (Fredlund et al. 1994), los tres principales factores que definen una curva de retención son:

- el valor de entrada de aire, *Air-Entry Value (AEV)*, el cual corresponde al valor de succión para el cual el suelo comienza a drenar libremente y depende principalmente de la distribución de poros.
- La humedad volumétrica residual  $\theta_r$ , el cual corresponde a aquél contenido de agua en donde un incremento de succión no produce un incremento de contenido de agua significativo.
- La pendiente de la sección media de la curva, la cual representa la relación entre el volumen de agua almacenado y la succión para valores ubicados entre los dos puntos característicos mencionados.

El gráfico 6.2(Fredlund et al. 1994) muestra distintas curvas de retención para diferentes tipos de suelos.



**Figura 6.2: Curvas de retención para diferentes tipos de suelo.**

### 6.2. Resultados experimentales

Mediante el método de papel de filtro indicado en la norma ASTM 5298, y utilizando tres muestras con las mismas características, fue determinada la curva de retención del suelo en estudio.

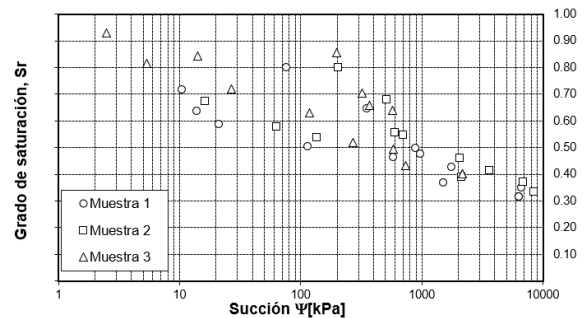
Se le fue aplicado al suelo utilizado en la realización de las muestras el mismo procedimiento que el utilizado para los ensayos de compresión edométrica, aunque con la salvedad de que la tensión aplicada de  $10\text{ kPa}$  se mantuvo una semana. Una explicación más detallada del procedimiento se encuentra en el apéndice B de este informe.

El procedimiento para la construcción de la curva de retención consistió en obtener distintos valores de la succión mediante el método de papel de filtro, variando el contenido de humedad.

Se realizó una curva de secado y, posteriormente, una curva de humedecimiento.

Para la curva de secado, la humedad fue reducida desde aproximadamente  $1,25w_{LL}$  hasta un 10%, el cual corresponde al valor de humedad en donde el método de papel de filtro pierde validez. Las muestras fueron secadas al aire, evitando el contacto directo con el sol, hasta obtener la humedad objetivo.

En contraste, para la curva de humedecimiento, la humedad fue aumentada hasta el valor inicial, incorporándole agua con una jeringa sobre un papel de filtro, para lograr una absorción uniforme.



**Figura 6.3: Curvas de retención para diferentes tipos de suelo.**

La figura 6.3 muestra los valores de succión obtenidos, tanto para la curva de secado como la de humedecimiento y discriminados según la muestra.

En la Figura 6.4, se presentan distintos modelos, ajustados por cuadrados mínimos, ofrecidos por distintos autores para obtener la expresión matemática de la curva de retención, y además, en la Figura 6.5 se discuten otras curvas aproximadas con las características del suelo.

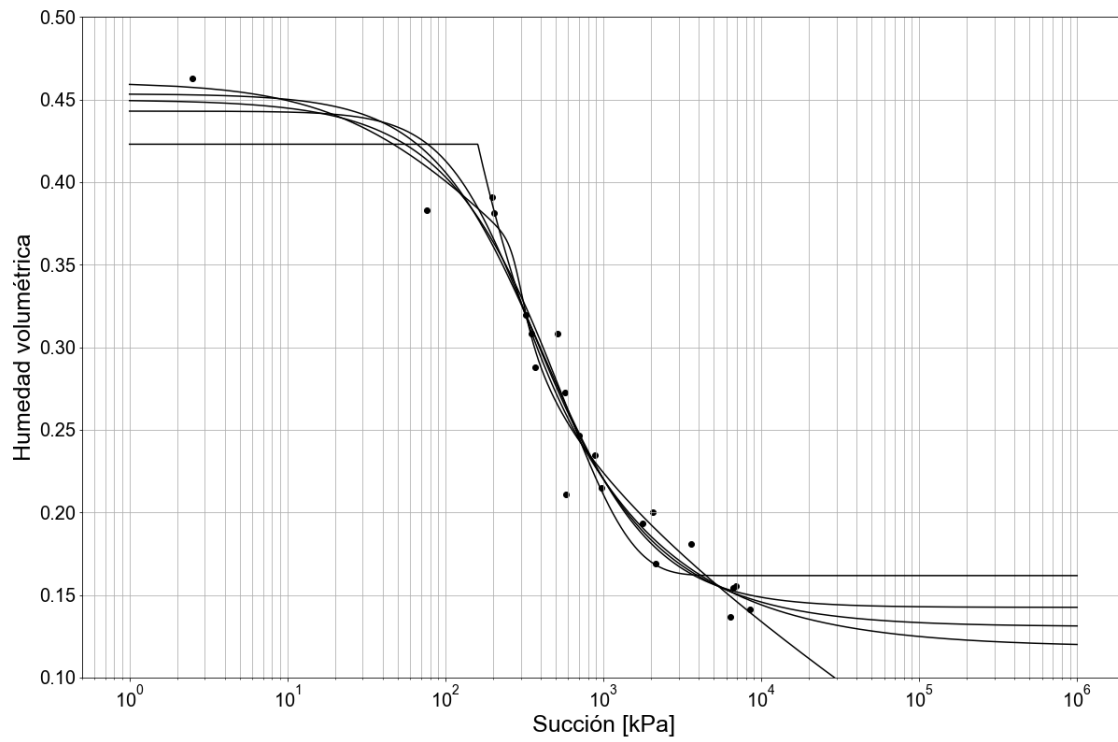
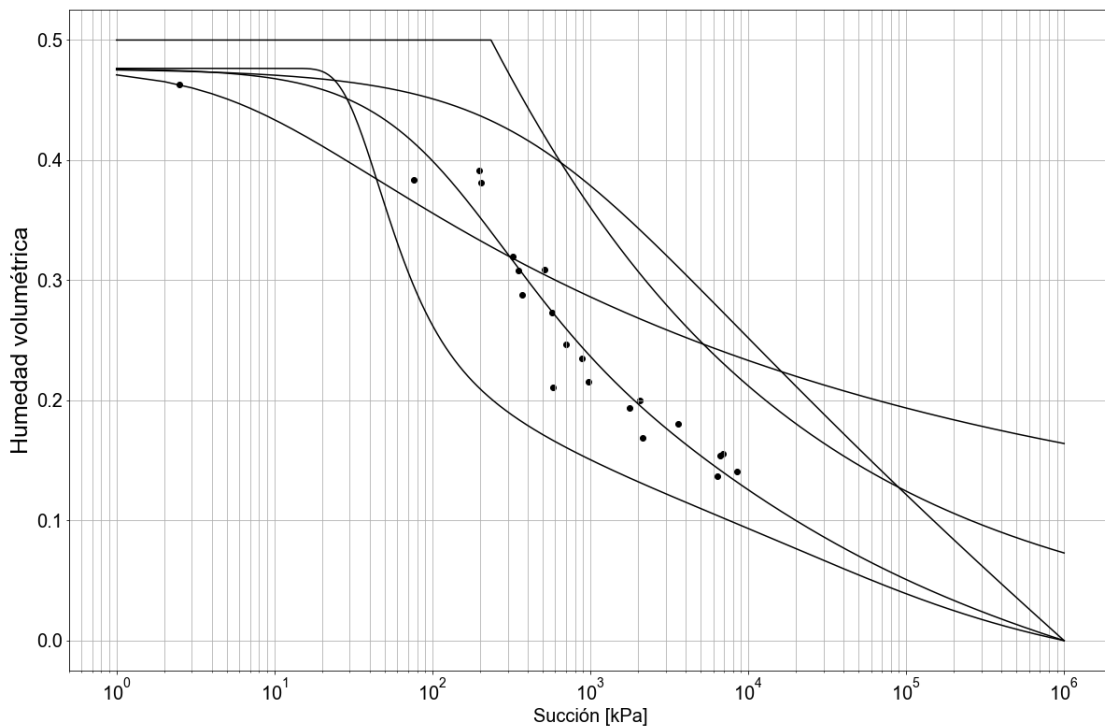


Figura 6.4: Modelos de curvas de retención

**Tabla 6.1: Expresiones matemáticas y valores de los parámetros de cada modelo.**

Modelo	Función	Parámetros
Van Genuchten (1980)	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\psi \cdot a)^n]^{1 - \frac{1}{n}}}$	$a = 0,005 \quad n = 1,792 \quad \theta_r = 0,131 \quad \theta_s = 0,44$
Brooks (1964)	$\theta_w = \theta_r + (\theta_r - \theta_s) \cdot (B - D \cdot \psi^n)$	$B = 0,28 \quad D = -15,05 \quad n = -0,60 \quad \theta_r = 0 \quad \theta_s =$
Fredlund & Xing (1994) $a = 110,01 \quad b = 1,09 \quad c = 0,684 \quad hr = 4774$	$\theta_w = C(\psi) \cdot \left[ \frac{\theta_s}{\ln[e^1 + (\frac{\psi}{a})^b]^c} \right]$  $C(\psi) = \left[ 1 - \frac{\ln(1 + \frac{\psi}{\psi_r})}{\ln(1 + \frac{10^6}{\psi_r})} \right]$	$a = 270,63 \quad b = 13,64 \quad c = 0,114$  $\theta_s = 0,46 \quad \psi_r = 36,09$
Gardner (1956)	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + (\frac{\psi}{a})^b}$	$a = 406,65 \quad b = 1,22 \quad \theta_r = 0,14 \quad \theta_s = 0,45$
McKee & Bumb (1987)	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + e^{[\frac{h-a}{b}]}}$	$a = -4232,32 \quad b = -565,25 \quad \theta_r = 520,83 \quad \theta_s =$



**Figura 6.5: Modelos de predicción de la curva de retención a partir de propiedades índices del suelo.**

Una estimación de la curva de retención basada en las propiedades índices es muy considerable, debido a su simplicidad y bajo costo. El modelo predictivo que más ajusta los puntos obtenidos de la curva de secado es el modelo de Zapata. [9] Dicho modelo fue creado en base a la recolección de datos de 190 tipos de suelo, tanto de grano fino como grano grueso. La curva de retención es estimada utilizando el porcentaje de suelo pasante por el tamiz #200 y el índice de plasticidad para el caso de un suelo de grano fino.

### 6.3. Curva de retención y curva de contracción

El procedimiento de la determinación de la curva de retención explicado en el apéndice brinda la suficiente información como para relacionar las variables  $\psi, e, Sr$  y  $w$ . Sin embargo, existe otro procedimiento que relaciona las variables  $w$  y  $\psi$  y luego, haciendo uso de la curva de contracción, se relacionan las demás variables. [5] En esta sección se realizará el segundo procedimiento y se comparará con los datos reales obtenidos.

#### 6.3.1. Curva de retención en función de la humedad gravimétrica

Utilizando la expresión de Fredlund & Xing (1994), indicada en (8), puede ajustarse una curva que relacione la humedad gravimétrica de la muestra con la succión.

$$w(\psi) = \left[ \frac{w_s \cdot C(\psi)}{\ln[\exp(1) + (\psi/a_f)^{n_f}]} \right]^{m_f} \quad (8)$$

En donde  $a_f, n_f$  y  $m_f$  son parámetros de ajuste,  $\psi_r$  la succión cerca de las condiciones residuales del suelo y  $C(\psi)$  un factor de corrección para valores de succión mayores a  $10^6 kPa$ .

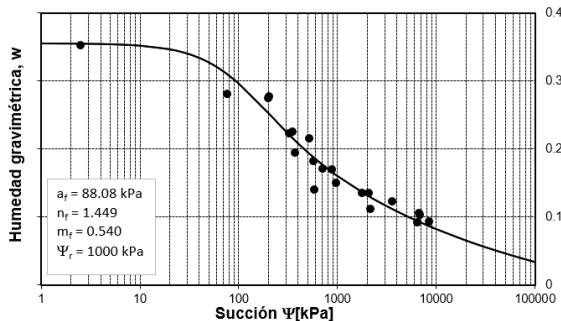


Figura 6.6: Curva de retención en función de la humedad.

En la Figura 6.6 se observa la curva que mejor ajusta los valores obtenidos durante el secado de las muestras.

#### 6.3.2. Curva de retención en función de la relación de vacíos

En la Figura 6.7 se observa la curva de contracción y la recta de saturación obtenidas en el análisis del ensayo de contracción y además, se agregaron los valores de las muestras de succión medidos a lo largo del ensayo. Se puede observar que comienzan con una relación de vacíos inicial de aproximadamente 0,9 sobre la recta de saturación. A medida que avanza el ensayo, se van alejando hacia la curva de contracción en forma aproximadamente horizontal, y luego, dicha curva rige el fenómeno.

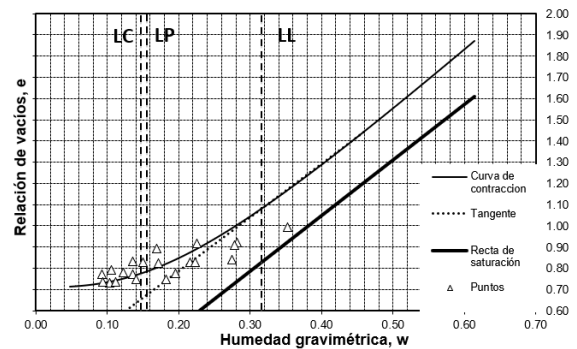


Figura 6.7: Relación entre la humedad y la relación de vacíos.

Combinando la curva de retención y la curva de contracción, es decir, las ecuaciones (7) y (8) puede obtenerse la relación entre la succión y la relación de vacíos. Se observa que, como los puntos iniciales de las muestras no están sobre la curva de contracción, los valores de la relación de vacíos obtenidos por las ecuaciones mencionadas son mayores que los obtenidos experimentalmente.

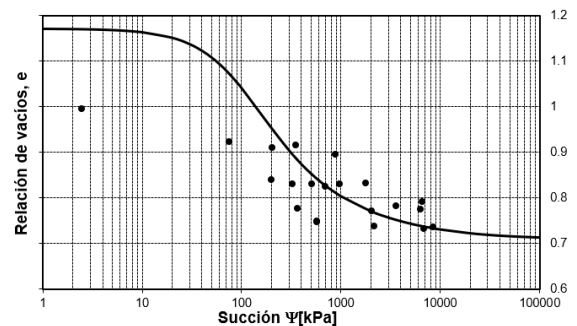


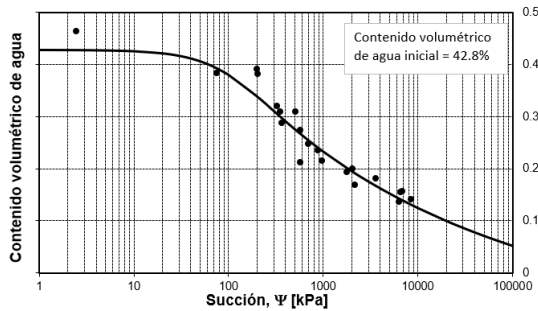
Figura 6.8: Relación entre la succión y la relación de vacíos.

#### 6.3.3. Curva de retención en función de la humedad volumétrica

Otra forma de expresar la curva de retención es en función del contenido volumétrico de agua, el cual puede definirse de la siguiente manera.

$$\theta(\psi) = \frac{G_s w(\psi)}{1 + e(\psi)} \tag{9}$$

Utilizando las ecuaciones (7), (8) y (9) se obtiene dicha relación, la cual se grafica en la Figura 6.9.



**Figura 6.9:** Relación entre la succión y el contenido volumétrico de agua.

Se observa que el error de la curva de contracción no es apreciable en esta curva.

### 6.3.4. Curva de retención en función del grado de saturación

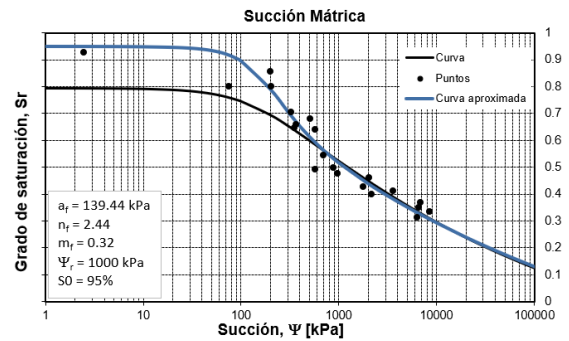
Esta relación puede conocerse definiendo el grado de saturación en función de la relación de vacíos, la humedad y la gravedad específica como se muestra en la ecuación (10).

$$S(\psi) = \frac{G_s w(\psi)}{e(\psi)} \tag{10}$$

Sin embargo, puede obtenerse una nueva curva que ajuste a los datos, reescribiendo la fórmula de Fredlund & Xing de la siguiente manera:

$$S(\psi) = \frac{S_0(1 - \ln(1 + \psi/\psi_r)/\ln(1 + 10^6/\psi_r)}{(\ln(\exp(1) + (\psi/a_f)^{n_f})^{m_f}} \tag{11}$$

Siendo  $S_0$  el grado de saturación inicial,  $a_f$ ,  $n_f$  y  $m_f$  los parámetros de ajuste y  $\psi_r$  el grado de saturación para la condición residual.



**Figura 6.10:** Relación entre la succión y el grado de saturación.

En la figura 6.10 pueden observarse ambas curvas, junto con los nuevos valores de los parámetros de ajuste.

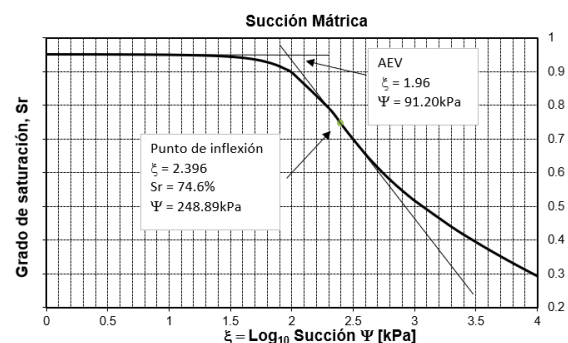
### 6.3.5. Determinación del valor de entrada de aire

El valor de entrada de aire o *Air-Entry Value* corresponde al valor de succión para el cual el suelo comienza a drenar libremente.

Para la determinación de este parámetro, se debe encontrar el punto de inflexión de la curva de succión-grado de saturación ( $S_r$ -SWCC), y para ello, se deberá realizar una transformación a escala aritmética utilizando la ecuación (12).

$$\xi = \log_{10}(\psi) \tag{12}$$

Utilizando las ecuaciones (11) y (12) y derivandola dos veces con el programa Mathcad, puede obtenerse el punto de inflexión, el cual se muestra en la Figura 6.11



**Figura 6.11:** Determinación del valor de entrada de aire.

El valor de entrada de aire corresponde a  $\psi_{aev} = 91,20kPa$ .

### 6.3.6. Estimación de la función del almacenamiento de agua

La función almacenamiento de agua o *water storage* es definida como el cambio del contenido volumétrico de agua con respecto a la succión, tal como indica la siguiente ecuación.

$$m_2^w = \frac{d\theta_w}{d\psi} \tag{13}$$

La figura 6.12 muestra la derivada con respecto a la succión de la ecuación (9).

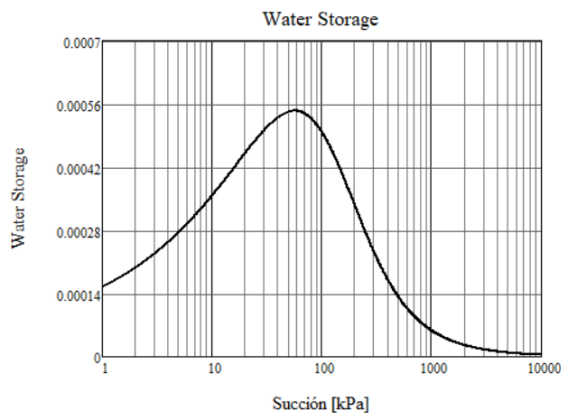


Figura 6.12: Función almacenamiento de agua.

### 6.3.7. Estimación de la función permeabilidad

El procedimiento para el cálculo de la función de permeabilidad está basado en el análisis por separado del fenómeno de cambio de volumen y el fenómeno de cambio de grado de saturación. En cada caso existen teorías que pueden ser usadas para estimar los dos coeficientes de permeabilidad.

$$k(\psi) = k_w(\psi) \cdot k_{sw}(\psi) \tag{14}$$

Siendo  $k_{sw}(\psi)$  el coeficiente de permeabilidad saturado correspondiente al cambio de volumen, cuya expresión corresponde a la ecuación (2) y  $k_w(\psi)$  el coeficiente de permeabilidad correspondiente al cambio en el grado de saturación.

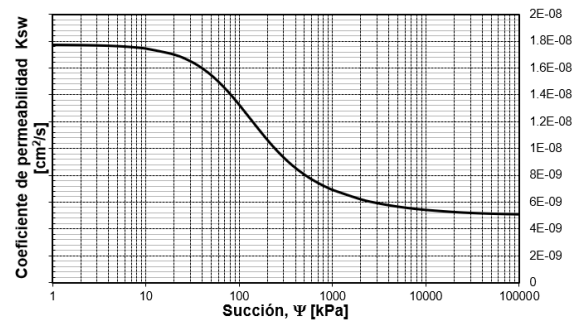


Figura 6.13: Coeficiente de permeabilidad saturado en función de la succión debido a la relación de vacíos.

Combinando las ecuaciones (2) y (7) puede obtenerse la función del coeficiente de permeabilidad saturado, asociado al fenómeno de cambio de volumen, con respecto a la succión. la figura 6.13 muestra dicha relación.

La función del coeficiente de permeabilidad asociado al grado de saturación puede obtenerse mediante la integración numérica a lo largo de la curva de retención utilizando la expresión (15).

$$k_{rw}(\psi) = \frac{\int_{\ln(\psi)}^b \frac{S(e^y) - S(\psi)}{e^y} S'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_{aev})}^b \frac{S(e^y) - S(\psi_{aev})}{e^y} S'(e^y) dy} \tag{15}$$

Siendo  $b$  el limite superior de integración, el cual se fijó a  $1000000 kPa$ ,  $y$  la variable de integración que representa el logaritmo natural de la succión y  $S'$  la primera derivada de la curva de retención.

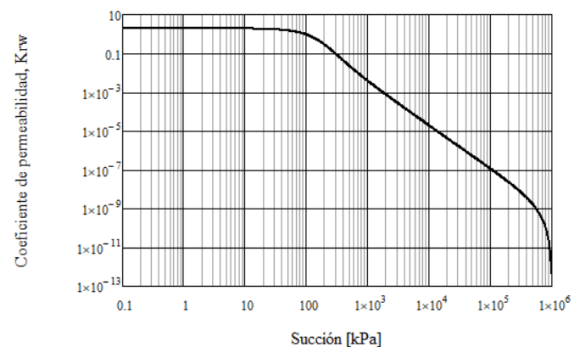
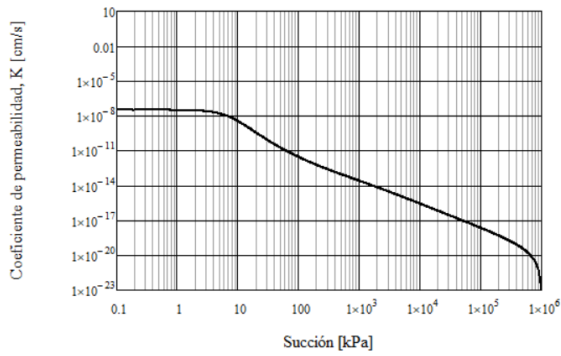


Figura 6.14: Coeficiente de permeabilidad saturado en función de la succión debido al grado de saturación.

La Figura 6.14 muestra la ecuación (15)

Conociendo ambas funciones del coeficiente de permeabilidad y realizando el producto entre ellas, tal como indica la ecuación (14) se obtiene cómo varía la permeabilidad para el suelo analizado, el cual se muestra en la figura 6.15.

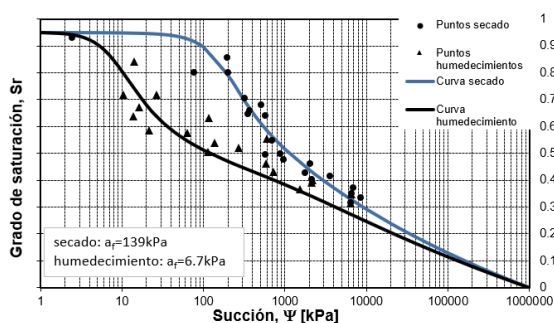




**Figura 6.15: Coeficiente de permeabilidad en función de la succión.**

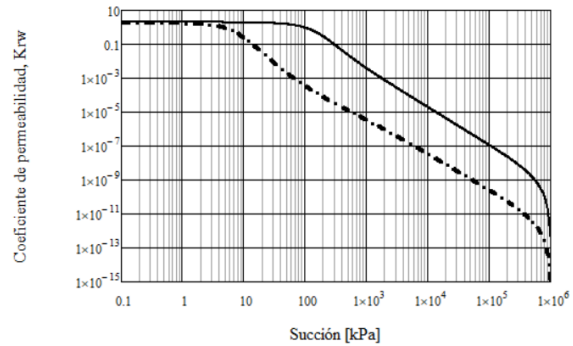
**6.3.8. Ciclo de histeresis**

La succión de un determinado suelo a un determinado grado de saturación puede ser distinta, si éste tuvo una pérdida o un aumento de humedad anterior. Si a una muestra con un grado de saturación elevado, se lo somete a una pérdida de humedad, y se mide paulatinamente la succión, se obtendrá una curva de secado, tal como se muestra en la Figura 6.16, en cambio, si a una muestra con muy poco grado de saturación, se lo somete a un incremento de humedad y se mide paulatinamente la succión, se obtendrá una curva de humedecimiento, mostrada también en la misma imagen. El fenómeno de secado y humedecimiento de una muestra permite observar un ciclo de histéresis en la succión con respecto a la cantidad de agua que posee. Para el fenómeno de humedecimiento, se puede obtener una nueva curva de retención utilizando la información de la curva de secado, simplemente variando el parámetro  $a_f$  de la ecuación (11). En la Figura 6.16 pueden observarse además los valores del único parámetro modificado, para ambas curvas.



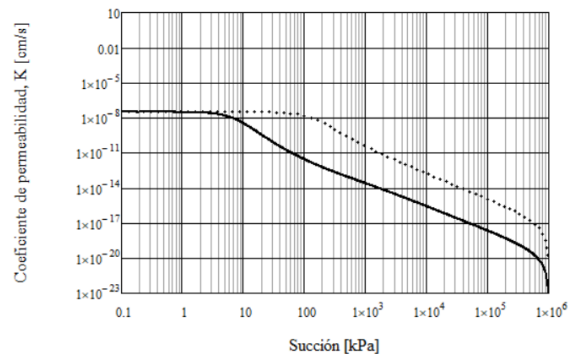
**Figura 6.16: Curvas de secado y humedecimiento.**

Una vez conocida la curva de humedecimiento, puede calcularse el coeficiente de permeabilidad saturado debido al cambio en el grado de saturación, el cual se muestra en la Figura 6.17 en línea punteada, y en línea llena la curva correspondiente a la de secado.



**Figura 6.17: Coeficiente de permeabilidad saturado en función del cambio en el grado de saturación para el secado y el humedecimiento.**

La Figura 6.18 muestra las funciones de permeabilidad asociados a la curva de secado y la curva de humedecimiento.



**Figura 6.18: Coeficiente de permeabilidad en función de la succión.**

## Referencias

- [1] Eduardo Nuñez. Geotechnical conditions in buenos aires city. *International association of engineering geology*, 4, 1986.
- [2] M. Codevilla & A. Sfriso. Actualización de la información geotécnica de los suelos de la ciudad de buenos aires. *Pan-Am CGS Geotechnical Conference*, 2011.
- [3] A.J.L. Bolognesi & O. Moretto. Properties and behaviour of silty soils originated from loess formations. *IV Intl Conf. on Soil mechanics and Foundation*, 9-12, 1957.
- [4] Gastón Quaglia. Rigidez inicial y cohesión efectiva de la formación pampeano. <http://materias.fi.uba.ar/6408/Tesis>
- [5] Delwyn G. Fredlund. *Role of the soil-water characteristic curve in unsaturated soil mechanics*. Golder Associates Ltd., Saskatoon, Canada.
- [6] J.B.Burland. *On the compressibility and shear strength of natural clays*. *Geotechnique* 40, No.03, 1990.
- [7] Donald W. Taylor. *Fundamentals of soil mechanics*. Asia publishing House, 1948.
- [8] Ghada Ellithy. *A spreadsheet for estimating soil water characteristic curves (swcc)*. ERDC/GSL, 2017.
- [9] Claudia Zapata. *Soil-water characteristic curve variability*. ResearchGate, 2000.